

République Algérienne Démocratique Et Populaire  
Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique

Université Badji Mokhtar -ANNABA-



جامعة باجي مختار - عنابة -

FACULTÉ DES SCIENCES DE L'INGENIORAT  
DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

**MEMOIRE DE MASTER**

DOMAINE : SCIENCE ET TECHNOLOGIE

FILIÈRE : HYDRAULIQUE

OPTION : HYDRAULIQUE URBAINE

**Thème**

**ANALYSE DU FONCTIONNEMENT DU RESEAU  
D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA  
COMMUNE D'EL HADJAR**

**Présenté par :**

- SALEH ABDELKERIM ABDERAMANE

**Encadré par :**

MCB: H. BOUTAGHANE

**Jury de soutenance :**

- Mr: MEKSAOUINE Mohamed	Président / Professeur	U. Annaba
- Mr: BOUTAGHANE Hamouda	promoteur / MCB	U. Annaba
- Mr.: LEKHAL Moussa	Examineur / MCA	U. Annaba

**Promotion : Juin 2016**

---

Ce travail à été réalisé au Laboratoire d'Hydraulique et Constructions Hydraulique (LHCH)

## ملخص:

هذا البحث يدخل في إطار التحضير لدرجة الماجستير. فقد قمنا بالدراسة محاكاة شبكة إمدادات المياه الصالحة للشرب و دراسة السلوك الهيدروليكي للشبكة الإمداد بالمياه الصالحة للشرب لبلدية الحجار.

الطريقة المقترحة تستند إلى تحليل حالة شبكة مياه الشرب باستعمال برنامج واتركاد. توفر لنا المحاكاة بعد إدخال البيانات معلومات عن الضغط و السرعة في الشبكة.

**الكلمات الجوهرية: واتركاد, الحجار, شبكة المياه, تحليل حالة الشبكة.**

## ABSTRACT

*The work made within the framework of this entitled master's "modeling of a network of the drinkable water supply" concerns the study of the hydraulic behavior of the network of the drinkable water supply of the municipality of EL HADJAR.*

*The proposed method is based on the analysis of the state of functioning of the network of drinking water by the software WATERCAD. This state of functioning of the network of AEP can be known from the result of simulation supplied by the software (pressure, of speed).*

*Having drawn the network, we inserted the data of knots (quotation and flow of knot) and driving (diameter and chaps of the materials); we are going to proceed to the simulation and the performance of the results.*

**Key words: WaterCad, AEP, EL HADJAR, modelling**

## RESUME

*Le travail effectué dans le cadre de ce mémoire de fin d'étude intitulé "modélisation d'un réseau d'alimentation en eau potable" porte sur l'étude du comportement hydraulique du réseau d'alimentation en eau potable de la commune d'EL HADJAR.*

*La méthode proposée est basée sur l'analyse de l'état de fonctionnement du réseau d'eau potable par le logiciel WATERCAD. Cet état de fonctionnement du réseau d'AEP peut être connu à partir des résultats de simulation fournis par le logiciel (pression, vitesse, ...).*

*Après avoir tracé le réseau, nous allons insérer les données des nœuds (cotes et débits de nœud) et des conduites (diamètre et types des matériaux), puis procéder à la simulation et interprétation des résultats.*

**Mots-clés: Watercad, AEP, EL HADJAR, Modélisation,**

# Remerciements

*Au terme de ce travail, mes vifs remerciements et ma profonde gratitude s'adresse à notre Dieu, le grand créateur qui m'a donné de la patience, du courage et de la volonté afin d'atteindre ce travail.*

*Je tiens à remercier vivement mon encadreur « Docteur BOUTAGHANE Hamouda » pour ses précieux conseils, son amabilité de superviser et critiquer fructueusement le déroulement de cette étude, je lui exprime ici, ma vive reconnaissance.*

*Messieurs le président et les membres du jury, qui m'ont fait l'honneur d'accepter de juger ce travail et de siéger au jury, qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde gratitude.*

*Mes remerciements les plus sincères vont aux enseignants du département de l'hydraulique pour leurs conseils, intérêt et orientation qu'ils m'ont porté durant ma formation.*

*J'adresse également mes vifs remerciements à « Mr SEBBAR ABDERREZAK » de la « direction de l'hydraulique de la wilaya » qui m'a aidé à l'élaboré ce travail.*

*Mes sincères remerciements s'adressent également à ma famille, particulièrement mon oncle « Ibrahim Abderamane Awat », qui n'a pas hésité à m'aider et m'encourager moralement et matériellement jusqu'à la fin de cet ouvrage.*

*Je souhaite adresser un message de tendresse à toutes les personnes qui m'ont soutenu tout au long de mon parcours.*

## DEDICACE

Je dédie ce modeste travail :

A mon très cher oncle DAOUD RAHAMA OUSMANE, tu étais l'image et la fierté de notre famille, engagé depuis ta jeunesse au service de ta nation, presque 20 ans et au moment où tu es plus sollicité par ta famille que ton pays, que tu es parti pour l'une des tes nombreuses missions, et tu n'es plus retourné. Repose-toi en paix cher oncle.

A mon cher papa, tu étais et tu es tous pour moi. Les mots me manquent pour te décrire.

A ma chère Mama, tu es la source de ma vie et sans toi ma vie n'aura pas de sens. A chaque fois qu'on se retrouve, la première des choses que tu me demandais, c'est mon niveau d'étude et de foncer encore plus. C'est grâce à toi que j'ai su que sans l'école, je n'aurai pas d'avenir.

A mon aimable grande mère qui m'a gardé entre ses bras depuis ma naissance, élevée et fait de ce que je suis aujourd'hui, je suis reconnaissant. Je te souhaite longue vie.

A mon cher oncle IBRAHIM ABDERAMANE AWAT, dont certain jusqu'à allait me dire « ABDELKERIM t'a donnée naissance mais tu es le fils de IBRAHIM ». Tu es la personne le plus influent dans ma vie, toujours était de mon côté, soutenu moralement et matériellement. Grace à toi que j'ai atteint aujourd'hui à ce sommet. Tu es la personne que j'ai aimé être, avoir ces caractères. Merci oncle, merci pour tout ce que tu m'as fait. Je suis reconnaissant.

A mon grand frère Gusmallah, mes petites sœurs Safia, Safa, Marwa, Fatimé-zara et mes petits frères Mustafa, Mohamed, Abbas, Aboulkhassim. Je suis fier de vous qu'on soit la même personne dans des différentes âmes.

A mes cousines Arafat, Zenaba, la charmante Noura, Idé et mes cousins, Mahamat, Zakaria, Ali, Youssouf, Izeddine, Charfaddine, Abdallah, Dalali, Ahmadaye. A mes tentes Simbil, Khadidja, Tédi, Halima, madiné et mes oncles Nafé, Abdallah, Chérif, Nour, Oumar, Tégouene, Hamada, Ousmane, Dahab, Ali Dloum sans oublié l'ensemble de la famille.

A mon neveu Mahamat Béchir Yacoub.

Et à mon promo, ami et frère Abakar Ahmat Djamous.

A mes sœurs et camarades de promotion Keddach Abir et DIABAYE Ndèye Fatou

Et à toute la communauté Tchadienne en Algérie, et particulièrement celle de la wilaya d'Annaba.

Et à toute l'administration, le corps professoral de mon département et tous mes camarades de promotion de la spécialité « Hydraulique Urbaine ».

# SOMMAIRE

INTRODUCTION.....	15
Chapitre.1.....	17
I.1 Le système d'alimentation en eau potable.....	17
I.2 Les ressources en eau .....	17
I.2.1 La Fiabilité des sources d'approvisionnement .....	18
I.2.2 Les eaux souterraines.....	18
I.2.2.1 Types de nappes.....	18
I.2.2.2 Captage des eaux souterraines.....	19
I.2.3 Les eaux de surface.....	20
I.2.3.1 La qualité des eaux de surface.....	20
I.2.3.2 La quantité des eaux de surface.....	21
I.2.3.3 Captage des eaux de surfaces.....	22
I.2.4 Autres ressources.....	25
I.3 Installations de pompage.....	26
I.4 Adduction.....	28
I.5 Usine de traitement.....	30
I.6 Les réservoirs.....	33
I.7 Le réseau de distribution d'eau potable.....	35
Chapitre 2.....	40
II.1 Situation géographique.....	40
II.2 Aspect Administratif .....	41
II.3 Topographie de la commune d'el hadjar.....	43
II.4 Situation démographique.....	43
II.5 situation climatique.....	43
II.6 Situation hydraulique.....	44
II.6.1 Réseau hydraulique.....	44

II.6.2 Les réservoirs.....	45
II.6.3 Les pompes.....	46
Chapitre 3 .....	49
III.1. Introduction.....	49
III.2. Les types des besoins.....	49
III.2.1. Les facteurs affectant la consommation.....	50
III.3. évaluations des besoins unitaires actuels par catégorie de consommation ...	50
III.3.1. besoins domestiques.....	50
III.3.2. Besoins industriels.....	51
III.3.3. Besoins collectifs.....	52
III.3.4. Besoins touristiques.....	52
III.4. Evaluation des besoins globaux.....	52
III.5. estimation de la consommation en eau.....	53
III.5.1. Dimensionnement de nombre d'habitant (différents méthodes).....	53
III.5.2. Estimation de la population future.....	54
III.5.3. la consommation domestique .....	55
III.5.3.1. Débit moyen journalier.....	55
III.5.3.2. Débit maximal journalier.....	55
III.5.3.2.1. coefficient de pointe journalière (facteur de pointe journalier).....	55
III.5.3.3. Débit moyen horaire .....	56
III.5.3.4. Débit maximal horaire .....	56
III.5.3.5. Variation de la consommation .....	58
III.5.3.5.1. Coefficient de variation horaire .....	58
III.5.3.5.2. Variation des débits horaires de la ville d'EL HADJAR.....	59
III.5.4. Besoins équipements.....	61
III.5.4.1. Etablissements scolaires .....	61
III.5.4.2. Equipements sportifs .....	62

III.5.4.3. Etablissements sanitaires .....	63
III.5.4.4. Equipement touristique et de loisirs .....	64
III.5.4.5. Etablissements administratives et publiques .....	66
III.5.4.6. Etablissements commerciaux .....	68
III.5.4.7. Récapitulatif des besoins.....	70
III.6. Les pertes.....	71
III.7. Débit de pointe.....	71
Chapitre 4.....	73
IV.1. Introduction.....	73
IV.2. Présentation de la station de CHAIBA.....	73
IV.2.1. Historique de la station de traitement de chaiba (1000l/s).....	73
IV.2.2. Fonctionnement de la station .....	74
IV.3. Le système d'adduction.....	76
IV.3.1 Adduction en charge.....	76
IV.3.2. Adduction gravitaire.....	76
IV.3.3. Adduction mixte.....	76
IV.3.4. Profil d'une adduction.....	77
IV.4. Adduction d'EL HADJAR.....	77
IV.5. La ligne piézométrique.....	78
IV.6. Pertes de charge.....	79
IV.6.1. Formule de Williams & Hazen.....	80
IV.6.2. Formule de Colebrook-White .....	81
IV.6.3. Formule de Darcy – Weisbach.....	81
IV.6.4. Diagramme d'énergie.....	82
IV.7. Protection des conduites.....	85
IV.7.1 Protection cathodique des canalisations.....	85
IV.7.1.1. Auto corrosion.....	86

IV.7.1.2. Corrosion électrolytique.....	86
IV.7.1.3. Protection.....	86
IV.7.2. Protection des conduites de refoulement contre les surpressions et les coups de bélier.....	86
IV.7.3. Rénovation des conduites.....	90
IV.7.3.1. Nettoyage classique.....	90
IV.7.3.2. Rénovations modernes.....	90.
IV.7.3.2.1. Chemisages.....	90
IV.7.3.2.2 Gainages.....	92
IV.7.3.2.3. Remplacements in situ.....	92
IV.7.3.2.4. Remplacement des branchements en plomb.....	93
Chapitre.5.....	95
V.1. Introduction.....	95
V.2. Présentation du logiciel WaterCAD.....	95
V.2.1. Les données nécessaires pour WaterCAD.....	98
V.3. Résultats de la simulation .....	100
V.3.1. Résultat avec le 1 <sup>er</sup> réseau .....	102
V.3.2. Résultat avec le 2 <sup>eme</sup> réseau .....	103
V.4. Synthèse sur le fonctionnement du réseau .....	106
CONCLUSION.....	108
BIBLIOGRAPHIE.....	110
ANNEXE.....	113



## Liste des figures

Figure 1: schéma général d'alimentation en eau potable (tiré de BLINDOU, 2004)..	17
Figure 2 : Nappe libre entre deux vallées (tiré de Jean-Loup Robert, 2002).....	18
Figure 3 : Puits artésiens (tiré de Jean-Loup Robert, 2002).....	19
Figure.4 : Nappe sur une ile en milieu marin (tiré de Jean-Loup Robert, 2002).....	19
Figure.5 : captage des eaux souterraines (tiré de BLINDOU, 2004).....	20
Figure.6 : courbe de masse (tiré de Jean-Loup Robert, 2002).....	22
Figure.7 : prise d'eau en rivière (tiré de Jean-Loup Robert, 2002).....	23
Figure.8 : Variation de la densité de l'eau en fonction de la température (tiré de Jean-Loup Robert, 2002).....	24
Figure.9 : Profils verticaux de température en lac, selon les saisons (tiré de Jean-Loup Robert, 2002).....	25
Figure.10 : Prise d'eau en lac ou en réservoir (tiré de Jean-Loup Robert, 2002).....	25
Figure.11 : station de pompage (tiré de BLINDOU, 2004).....	28
Figure.12 : Les étapes de traitement des eaux de surface.....	31
Figure.13 : photo d'une station de traitement.....	31
Figure.14 : Réservoir surélève.....	34
Figure.15 : Réservoir semi-enterré.....	35
Figure.16 : Les réseaux ramifiés (tiré de BLINDOU, 2004).....	37
Figure.17 : Les réseaux maillés (tiré de BLINDOU, 2004).....	38
Figure.18 : Les réseaux étagés (tiré de BLINDOU, 2004).....	39
Figure.19 : présentation de la wilaya d'Annaba.....	41
Figure.20 : présentation de la commune d'El hadjar.....	43
Figure.21 : position de la ville d'el hadjar (photo GOOGLE EARTH).....	43
Figure.22 : diagramme de pluie et température Annaba.....	45
Figure.23 : position des stations de pompage et de réservoirs sur image GOOGLE...47	
Figure.24 : Diagramme de la variation de la consommation horaire.....	60
Figure.25 : Diagramme de la variation de la consommation horaire cumulé.....	60

Figure.26 : Graphique des besoins scolaires.....	62
Figure.27 : Graphique des besoins sportifs.....	63
Figure.28 : Graphique des besoins sanitaire.....	64
Figure.29 : Graphique des besoins touristiques.....	65
Figure.30 : Graphique des besoins administrative.....	67
Figure.31 : Graphique des besoins publiques.....	68
Figure.32 : Graphique des besoins commerciaux.....	69
Figure.33 : Graphique récapitulatif des besoins.....	70
Figure.34 : Le schéma de transfert et du traitement de l'eau dans la willaya d'Annaba.....	74
Figure.35: Station de traitement de chaiba (photo GOOGLE EARTH).....	76
Figure.36 : schéma du système d'adduction d'el hadjar.....	77
Figure.37: schema d'adduction d'el hadjar (image GOOGLE EARTH).....	78
Figure.38 : Profil et lignes piézométriques.....	79
Figure.39 : réservoir à air (tiré de : Hugues GODART, 2000).....	87
Figure.40 : Abaque de Vibert pour le calcul des cloches à air de protection contre les coups de bélier (tiré de : Hugues GODART, 2000).....	89
Figure.41 : Chemisage par gaine souple (tiré de : Hugues GODART, 2000).....	91
Figure.42 : Chemisage par tube pré déformé (tiré de : Hugues GODART, 2000).....	92
Figure.43 : Gainage (tiré de : Hugues GODART, 2000).....	92
Figure.44 : Remplacement d'une conduite après éclatement (tiré de : Hugues GODART, 2000).....	93
Figure.45 : Extraction de branchement en plomb (tiré de : Hugues GODART, 2000).....	93
Figure.46 : Espace de travail du logiciel WaterCad.....	97
Figure.47 : WaterCad intégré dans Autocad.....	97
Figure.48 : Description des éléments des nœuds.....	98
Figure.49 : Description des éléments des conduites.....	99
Figure.50 : réseau de distribution sans le nouveau château d'eau.....	100

Figure.51 : réseau de distribution avec le nouveau château d'eau.....	101
Figure.52 : répartition des vitesses dans les conduites sans le château d'eau.....	102
Figure.53 : répartition des pressions aux nœuds sans le nouveau château d'eau.....	103
Figure.54. : répartition des vitesses dans les conduites avec le nouveau château d'eau....	104
Figure.55 : Répartition des pressions aux nœuds avec le nouveau château d'eau.....	104
Figure.56 : Récapitulatif comparatif des vitesses dans les conduites.....	105
Figure.57 : récapitulatif comparatif des pressions aux nœuds.....	105

### Liste des tableaux

Tableau.1 : répartition administrative de la wilaya d'Annaba.....	42
Tableau.2: donnée climatique d'Annaba (el hadjar).....	44
Tableau.3 : Les différents réservoirs avec leurs caractéristiques.....	46
Tableau.4 : liste des pompes.....	47
Tableau.5 : valeurs de $\beta_{max}$ en fonction de nombre de population .....	57
Tableau.6 : Coefficient de variation horaire en fonction des horaires du jour.....	58
Tableau.7 : Variation des débits horaires de consommation de la ville d'EL HADJAR.....	59
Tableau.8 : Repartition d'établissements scolaire par élève et par besoins.....	61
Tableau.9 : Repartition d'établissements sportifs et leurs besoins.....	63
Tableau.10 : Repartition d'établissements sanitaire par patient et par besoins.....	64
Tableau.11 : Repartition d'établissements touristique et de loisirs et par besoins.....	65
Tableu.13 : Repartition des batiments administratifs et leurs besoins.....	66
Tableau.14 : Repartition d'établissements publiques et leurs besoins.....	67
Tableau.15 : Repartition d'équipements commerciaux et leurs besoins.....	69
Tab.16 : Tableau récapitulatif des besoins.....	70
Tableau.17 : Débit d'eau brute sur capteur khrono, 3 décanteurs en fonctionnement.....	74
Tableau 18 : paramètres de fonctionnement des cloches.....	75
Tableau.19 : Tableau des pressions aux nœuds.....	113
Tableau.20 : tableau des vitesses dans les conduites.....	119

## **ABREVIATION**

ADE : Algérien Des Eaux

AEP : Alimentation en eau potable

APC: Assemblé Populaire Communal

CEM: Collège d'Enseignement Moyen

ENGOA: Entreprise Nationale des Grands Ouvrage d'Art

EPEA: Entreprise Publique d'Eau et d'Assainissement

FP: Facteur de Point

O.A.I.C: Office Algérien Interprofessionnel de Céréale

PEHD: Polyéthylène Haute Densité

PTT : Poste Télécommunication

PVC: Poly Vinyl Chloryde

SEATA : Société d'Eau et Assainissement el Tarf et Annaba

SUC: Subdivision Urbaine Construction

## INTRODUCTION

Depuis leurs origines, les êtres humains ont été très sensibles à la qualité de l'eau, c'est l'un des besoins les plus fondamentaux de notre physiologie. Tant que l'humanité ne s'est pas sédentarisée, le problème de l'eau se limitait à la recherche d'un endroit d'approvisionnement facile d'accès (rivière, chute, source, etc). Cependant, avec l'apparition de collectivités de plus en plus importantes, c'est-à-dire à la naissance des cités, l'urbanisation éloignait la population du milieu naturel et restreignait la diversité des sources d'approvisionnement, le besoin d'apporter cette eau à portée de la main s'est alors fait sentir.

Cette ressource qui a été, pendant longtemps, considérée comme abondante et inépuisable et dont l'utilisation ne posait pas de problème particulier. Cependant, les modes de consommation et de production ont subi de nombreuses transformations faisant ainsi évoluer de façon manifeste la place de cette ressource dans le système économique et social. Développement du tourisme, accroissement démographique, sur exploitation, intensification de l'agriculture, pollution...sont autant de mutations qui ont contribué à l'émergence de nouvelles relations vis-à-vis de la ressource.

L'évaluation des quantités d'eau nécessaires à une agglomération urbaine ou rurale n'est donc jamais faite avec certitude, car chaque catégorie de besoins en eau dépend de nombreux paramètres tant infrastructure que qualité dont l'évolution dans le temps est très difficile à cerner.

Dans le chapitre.1 « contexte et problématique », nous avons donné une vue générale sur le système d'alimentation en eau potable.

Dans le chapitre.2 «présentation de la zone d'étude », nous avons fait une présentation générale de la ville du point de vue climatique, démographique et situation hydraulique.

Dans le chapitre.3, «détermination des besoins », nous avons déterminé les différents besoins en eau potable de l'agglomération et qui sont composés essentiellement des besoins administratifs, commerciales, domestiques, publique, sanitaires, scolaire et touristiques.

Dans le chapitre.4 «adduction », nous avons fait une description sur le système d'adduction, considéré la station de traitement de « CHAIBA » source de captage, et une vue sur l'adduction à l'intérieur même de la ville, de château d'eau vers les bâches à eau et de la conduite DN500 vers le nouveau réservoir.

En fin dans ce dernier chapitre.5 « modélisation », tout d'abord nous avons présenté le logiciel WATERCAD, puis nous sommes passés à la modélisation, simulation et interprétation des résultats, en deux étapes : La première sur le réseau à son état actuel et la second, nous avons installé le nouveau réservoir surélevé de capacité 1000 m<sup>3</sup>, alimenté directement de la conduite DN500, sectionné le réseau en deux (EL HADJAR CENTRE et ATTOUI), simulé et comparé les deux résultats.

# **Chapitre-I :**

## **Contexte et Problématique**

## CONTEXTE ET PROBLEMATIQUE

### I.1 Le système d'alimentation en eau potable

L'éloignement des points d'eau constitue un problème pour l'approvisionnement en eau potable des populations. Or parfois, il est nécessaire de parcourir plusieurs kilomètres pour avoir accès à une source d'eau améliorée. Il est donc nécessaire de mettre un système d'alimentation en eau potable afin d'acheminer l'eau depuis le point de départ de la ressource jusqu'aux habitations (branchements particuliers ou bornes fontaines).

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

Le système (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 aux distributions d'eau potable chez les différents consommateurs (10), (figure.1 ci-dessous).

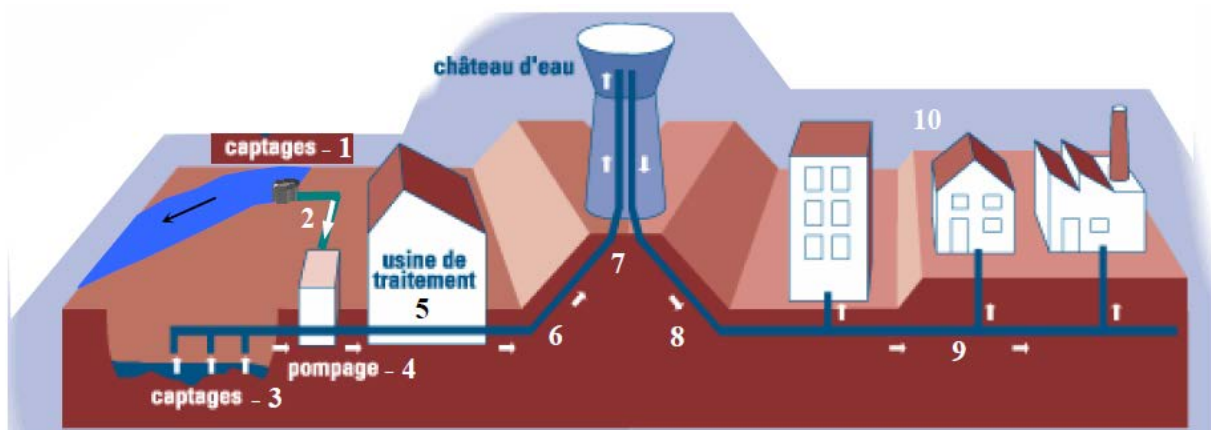


Figure 1: schéma général d'alimentation en eau potable (tiré de BLINDOU, 2004)

### I.2 Les ressources en eau

On recherche toujours la meilleure qualité disponible et ce, en fonction du coût de revient, par exemple : si l'acheminement d'une eau éloignée de très bonne qualité coûte plus cher que le traitement d'une eau de moins bonne qualité à proximité, on choisit cette dernière solution.

Les qualités essentielles d'une eau de consommation sont celles d'une eau :

- Salubre : c'est-à-dire saine et qui contribue à la santé.
- Potable : soit propre à être bue, fraîche, incolore, inodore, aérée, légèrement minéralisée et exempte des matières organiques.

## I.2.1 La Fiabilité des sources d'approvisionnement

En fonction de la stabilité de la source d'approvisionnement et de la fiabilité du système de captage, on peut classer les sources d'approvisionnement :

- Eau souterraine (nappe libre, nappe captive, nappe semi-captive, eau de source), permanent, sure.
- Eau de surface (lac, rivière, barrage, mer...), facilité de d'accès et de rétention et sureté de débit.

## I.2.2 Les eaux souterraines

### I.2.2.1 Types de nappes

Les surfaces libres de la table d'eau définissent des nappes libres (figure.2 ci-dessous).

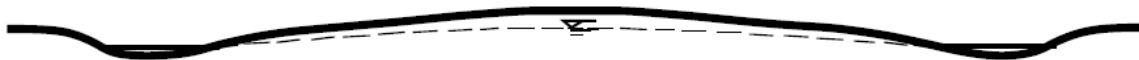


Figure 2 : Nappe libre entre deux vallées (tiré de Jean-Loup Robert, 2002)

Les nappes libres ont les caractéristiques suivantes :

- Circulation en terrain perméable
- Sans contrainte volumique
- Liberté de forme

Par exemple l'alimentation à partir de la surface par forage d'un puits sans traverser des couches de sol imperméable et donc le niveau d'eau dans le puits se stabilise au même niveau que la surface libre.

Les nappes captives sont, selon la configuration de la perméabilité du sol, caractérisées par la présence d'une couche de sol perméable entre deux couches imperméables. L'eau emprisonnée dans la couche perméable est en général sous pression, et peut jaillir si l'on pratique un forage. C'est le cas du puits artésien (figure.3)



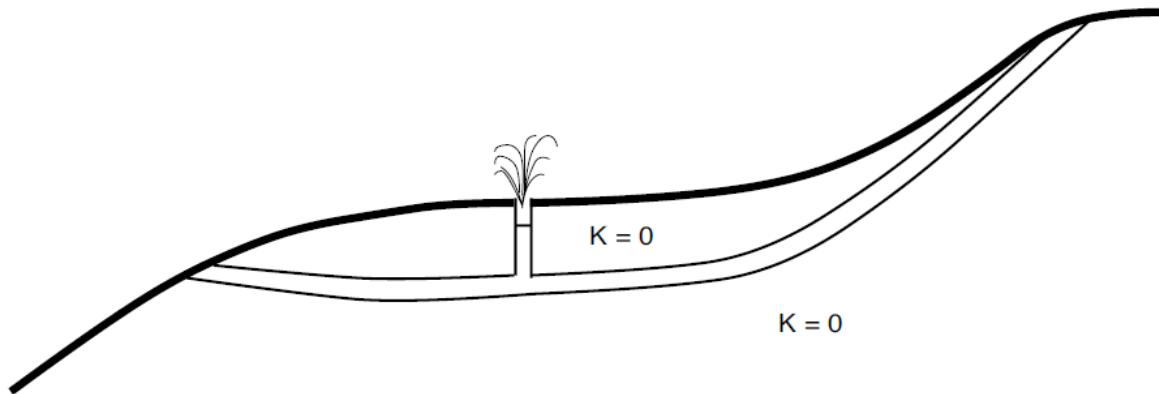


Figure 3 : Puits artésiens (tiré de Jean-Loup Robert, 2002)

Il existe aussi des cas particuliers. A proximité de la mer, il faut tenir compte de l'interface eau douce - eau salée dans le milieu perméable (figure.4 ci-dessous).

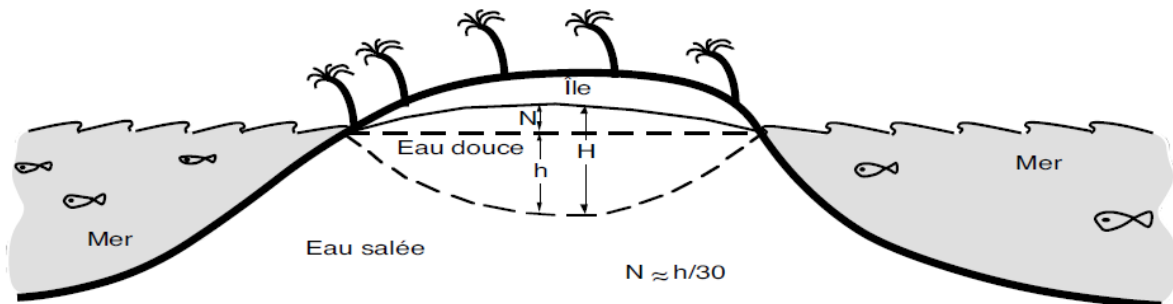


Figure.4 : Nappe sur une île en milieu marin (tiré de Jean-Loup Robert, 2002)

### I.2.2.2 Captage des eaux souterraines

En l'absence d'eau de surface en quantité suffisante et de qualité acceptable, on doit tenter d'utiliser les eaux souterraines (figure.5 ci-dessous). Ces eaux sont captées :

- Soit à leurs sources ;
- Soit au cœur même de la nappe ;
- Soit dans le gisement pour les eaux circulant en terrains fissurés.

Parfois, on sera amené, à capter les eaux circulant à grande profondeur. Les procédés de captage varient selon configuration du site. Toutefois, nous observons toujours le principe d'aller chercher l'eau assez loin dans son gîte géologique et de conduire les travaux de captage de façon que l'eau au cours de sa remontée au jour, soit maintenue à l'abri des contaminations notamment à l'approche de la surface du sol. On évalue les quantités d'eau en présence à l'aide de forages permettant d'attribuer les débits équivalents à ceux requis par le projet d'alimentation en eau potable (AEP).

## Chapitre 1 : Contexte et problématique

Les eaux souterraines sont en général limpides, mais leurs caractéristiques physico-chimiques varient en fonction du site, on doit, dans chaque cas, faire une étude pour déterminer quel traitement sera nécessaire pour rendre l'eau potable.

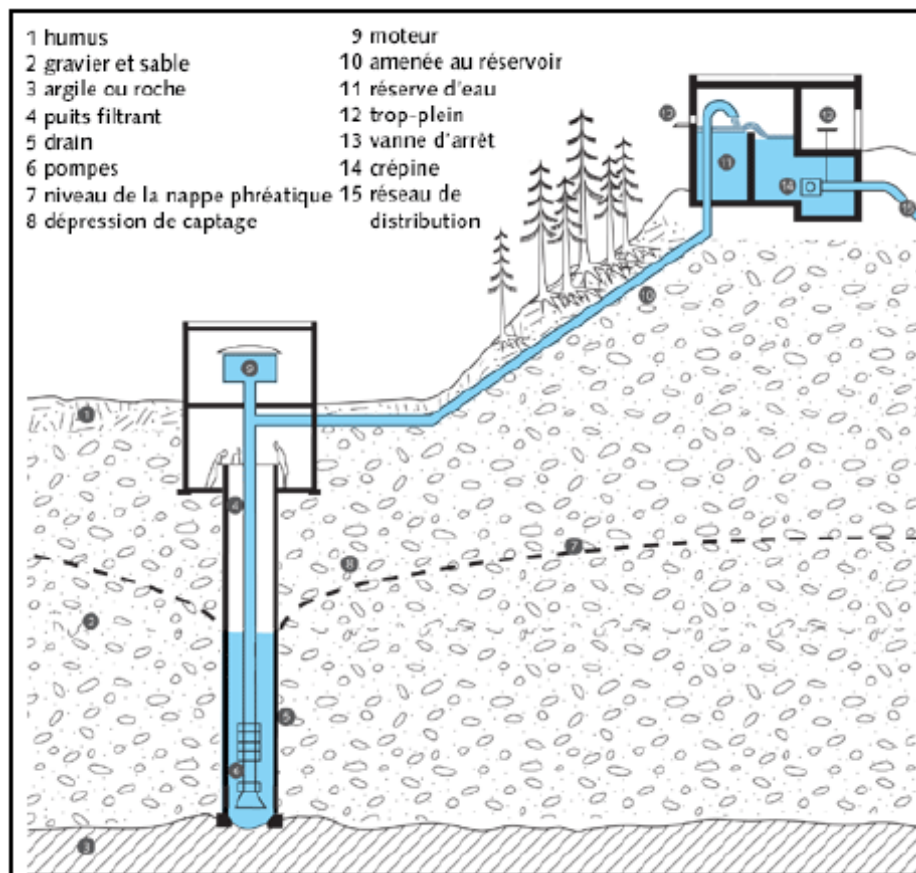


Figure.5 : captage des eaux souterraines (tiré de BLINDOU, 2004)

### I.2.3 Les eaux de surface

#### I.2.3.1 La qualité des eaux de surface

En règle générale, la qualité de l'eau de surface est moindre que celle des eaux souterraines. En effet, elles sont soumises à la possibilité d'une dégradation naturelle causée par :

- Le transport solide
- Les minéraux dissous, bien que l'eau soit moins dure que les eaux souterraines
- La matière organique naturelle

En rivière, la qualité est en général meilleure à l'amont qu'à l'aval. À l'amont, l'eau peut être plus turbide ce qui est facile à contrôler en raison de l'origine minérale de cette turbidité. Par contre, surtout en région montagneuse, elle est plus pure et froide. En aval, le contact avec des zones habitées et exploitées favorise les risques de pollution.

## Chapitre 1 : Contexte et problématique

---

En lac ou réservoir, la turbidité est faible car la décantation y est favorisée. Par contre la possibilité de stratification thermique, chimique et biologique rend la qualité variable sur un cycle annuel.

En résumé, les eaux de surface sont plus exposées à la dégradation naturelle et à la pollution liée aux activités humaines. Pour cette raison, il sera généralement nécessaire de prévoir un traitement sous forme de filtration et de désinfection.

### I.2.3.2 La quantité des eaux de surface

La quantité disponible est variable ou constante selon le cycle hydrologique en fonction du débit que l'on veut prélever. L'étude des quantités disponibles doit se faire en tenant compte des paramètres suivants:

- Météorologie
- Hydrologie
- Géologie
- Topographie
- Exploitation humaine des ressources

Contrairement au cas des eaux souterraines, le domaine d'étude est clairement défini ; c'est le bassin versant :

Il est déterminé par la topographie des lieux, les pentes déterminent le volume d'emmagasinement du bassin et en combinaison avec le régime du débit, la formation du réseau hydrographique. Les faibles pentes favorisent la rétention des eaux de surface. En fonction de la nature des sols, l'infiltration joue un rôle important.

En fonction de la nature de l'écoulement, la quantité d'eau disponible sera :

- En régime non régularisé : le débit disponible sans pénurie, sera le plus bas débit d'étiage.
- En régime régularisé : naturellement (lac) ou par des ouvrages de rétention, le débit disponible sera de 75% à 90% du module.

Si on envisage la construction d'un réservoir de rétention, on doit considérer son volume de telle sorte que l'on puisse y puiser la demande durant les périodes où le régime naturel est inférieur à la demande. On doit de plus prendre en considération les pertes de capacité par évaporation, fuites ou sédimentation.

Le calcul du réservoir se base sur les connaissances accumulées du régime hydrologique du bassin. L'étude statistique des extrêmes permet de déterminer les probabilités d'occurrence de pénurie en fonction du volume du réservoir.

On utilise fréquemment la courbe de masse pour déterminer le volume du réservoir, (Figure.6 ci-dessous).

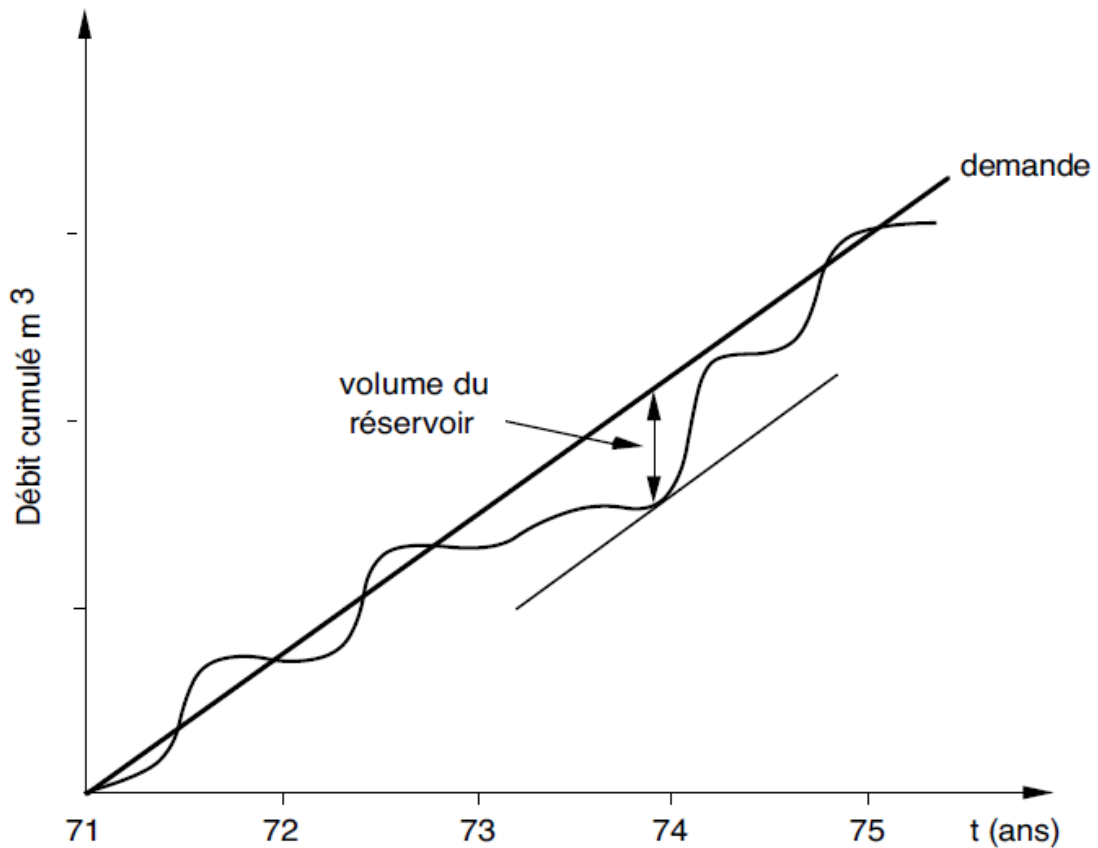


Figure.6 : courbe de masse (tiré de Jean-Loup Robert, 2002)

### I.2.3.3 Captage des eaux de surfaces

Le captage des eaux de surface comporte les inconvénients et les avantages suivants :

#### a) Inconvénients :

- Température variable
- Composition chimique variable
- Contamination et pollution
- Vulnérabilité aux sécheresses

#### b) Avantages :

- Possibilité de rétention, sureté de débit
- Facilité de captage

## Chapitre 1 : Contexte et problématique

En cours d'eau, on situe les prises d'eau (figure.7 et 10 ci-dessous), de façon à assurer la stabilité de la qualité et des rejets de matières polluantes. En zone estuarienne, on doit se préoccuper des inversions de courant.

En régime hivernal, il faut se préoccuper du frasil. Puisque le frasil a tendance à se générer dans les zones turbulentes de l'écoulement, on préférera placer la prise d'eau loin de ces zones. Malgré tout, le risque d'ingestion de frasil persiste et les dangers de colmatage des grilles est bien réel. Il faut prévoir des dispositifs de déglçage. Les plus courants sont :

- Le chauffage électrique des parties submergées.
- L'injection d'eau plus chaude provenant de l'eau souterraine par exemple.
- La formation de rideaux de bulles d'air

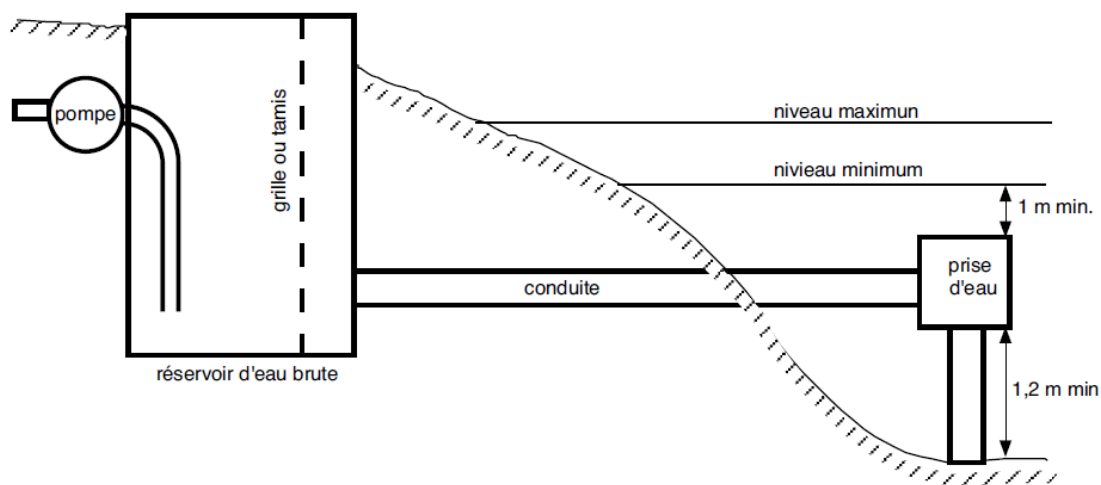
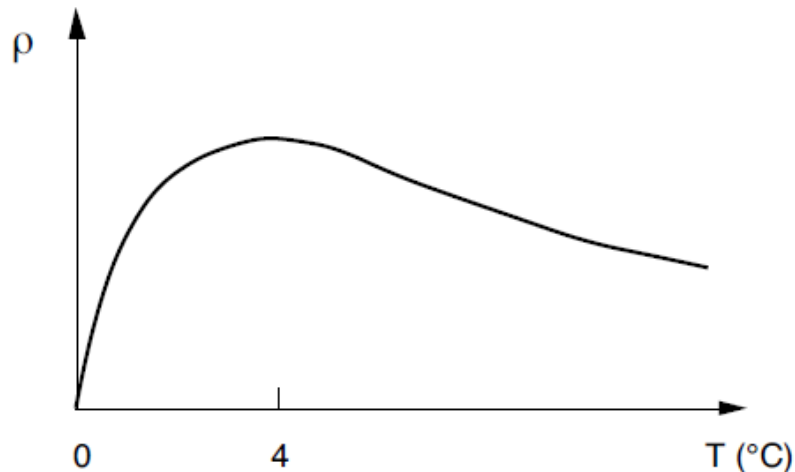


Figure.7 : prise d'eau en rivière (tiré de Jean-Loup Robert, 2002)

En lac et en réservoir, la prise d'eau doit tenir compte des possibilités de stratification causée par la variation de la densité en fonction de la température. (Figure.8 ci-dessous).



*Figure.8 : Variation de la densité de l'eau en fonction de la température (tiré de Jean-Loup Robert, 2002)*

En hiver, la température de l'eau atteint en surface, le point de congélation, en saisons intermédiaires, le vent favorise le brassage et en été il forme en surface une couche chaude (Figure.9 ci-dessous) Les couches chaudes et froides restent en surface en raison de leur plus faible densité. Cette stratification a une incidence sur la composition de l'eau. En surface, l'eau est éclairée et la flore consomme du CO<sub>2</sub> pour produire de l'O<sub>2</sub>, cependant, la faune, en profondeur, s'alimente en O<sub>2</sub> pour rejeter du CO<sub>2</sub>, il en résulte une stratification de la composition.

Le brassage des eaux peut faire apparaître des eaux de qualités différentes. On a alors recours à des prises d'eau à plusieurs niveaux.

Mentionnons aussi le danger d'eutrophisation ou appauvrissement en oxygène du réservoir ou du lac par surconsommation par la matière organique en provenance des égouts.

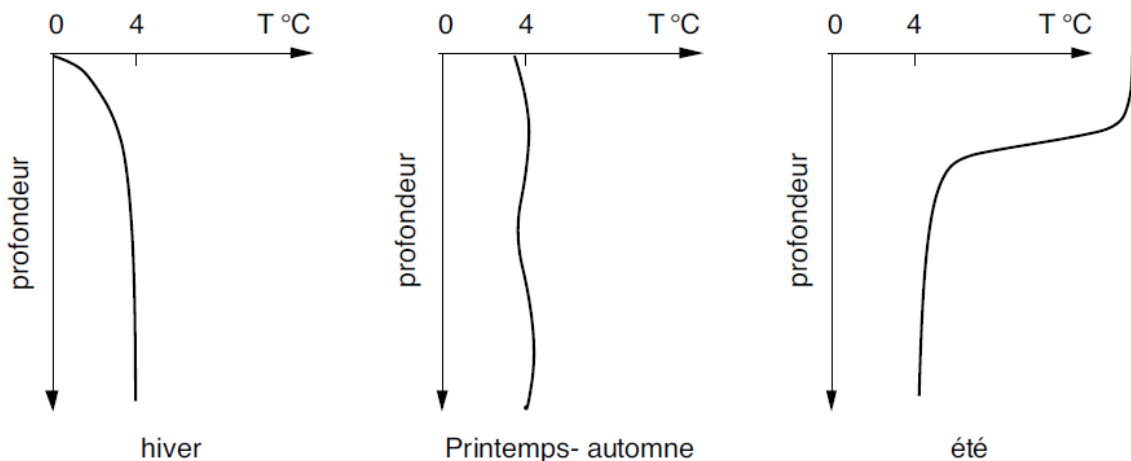


Figure.9 : Profils verticaux de température en lac, selon les saisons (tiré de Jean-Loup Robert, 2002)

Afin de pouvoir capter une eau de qualité adéquate en fonction de la saison, on aménage des ouvertures à différentes élévations que l'on peut ouvrir ou fermer selon les besoins.

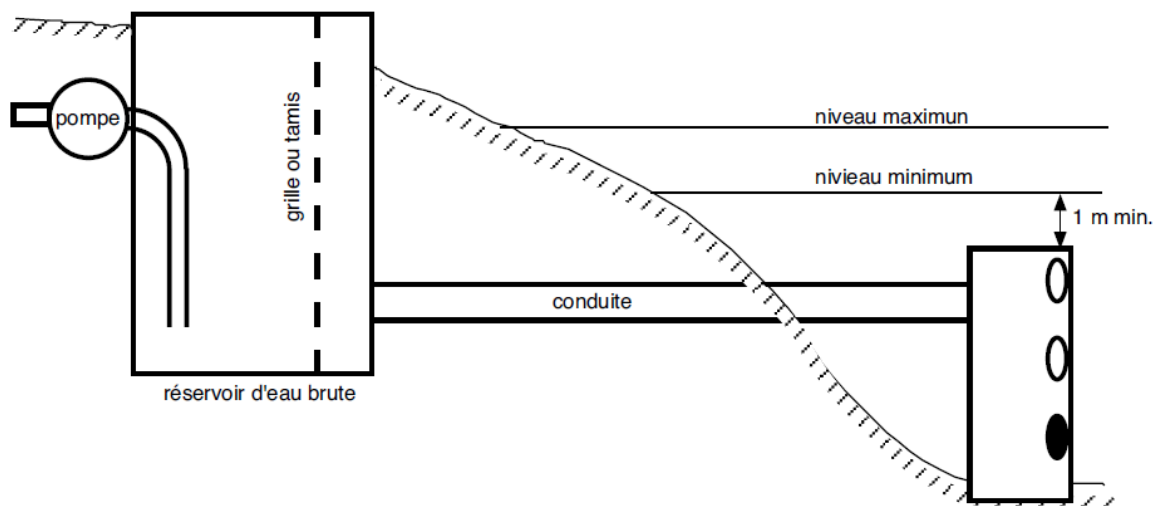


Figure.10 : Prise d'eau en lac ou en réservoir (tiré de Jean-Loup Robert, 2002)

La conduite qui relie le réservoir d'eau brute à la prise doit avoir un diamètre qui autorise une vitesse d'écoulement en opération de 0,9 à 1,2 m/s sans tomber en deca de 0,6 m/s ni dépasser 1,9 m/s.

## I.2.4 Autres ressources

Mentionnons les processus de dessalement de l'eau de mer. Les différentes techniques, consommant de fortes quantités d'énergie, sont :

- La distillation
- L'électrolyse
- Les résines échangeuses d'ions

- Les membranes osmotiques.

Les pays du Golfe persique, notamment l'Arabie Saoudite, utilisent ces techniques, faute de sources d'eau douce suffisantes.

Les débits des cours d'eau y compris les débits de crue (débits maximaux) et, surtout, les débits d'étiage (débits minimaux) permettent d'évaluer si la quantité d'eau dont on dispose est suffisante et de calculer le volume de l'éventuel bassin de régularisation des débits nécessaire après les études hydrologiques. Les caractéristiques de l'eau varient souvent considérablement lorsque le débit varie de façon importante, par exemple lors de précipitation importantes ou à la fonte des neiges ; une bonne connaissance des caractéristiques physico-chimiques et bactériologiques des eaux brutes au cours des diverses périodes de l'année permet alors de déterminer les traitements à prévoir à la station de purification ; il faut en outre connaître les niveaux de l'eau correspondant aux divers débits d'un cours d'eau afin de déterminer à quel niveau installer la prise d'eau.

### **I.3 Installations de pompage**

L'emplacement de l'usine élévatoire (figure.11 ci-dessous), dépend du type de captage :

- Captage d'une source

Si le point d'eau est proche du réservoir, la station de pompage est implantée à proximité du point d'eau.

Si le point d'eau est éloigné du réservoir, une étude spécifique doit être menée, tenant compte de la topographie des lieux.

- Captage d'un puits

Dans le cas d'un puits unique, l'usine élévatoire est édiflée au-dessus de l'ouvrage.

- Captage d'eau de surface

L'usine élévatoire fait alors partie des installations générales de captage et de traitement.

L'emplacement de l'usine une fois déterminée, se pose le problème de son aménagement. L'usine élévatoire, ou station de pompage, regroupée dans un même bâtiment :

- La salle d'arrivée d'eau, encore appelé bache d'arrivée ou bache d'aspiration (position figure).



## Chapitre 1 : Contexte et problématique

---

Cette bâche recevra l'eau en provenance d'une source, d'une installation de filtres ou d'un réseau de puits.

- La salle des machines (position, figure)
- Cette salle commandera toute l'organisation. Son dimensionnement est donné par l'encombrement des groupes motopompes ainsi que celui des canalisations et de leurs pièces de raccord.

Le groupe électropompe est défini par le débit qu'il doit élever et par la hauteur manométrique totale (la somme hauteur géométrique d'aspiration + hauteur de refoulement + pertes de charges). En ce qui concerne les groupes de pompage, les pompes centrifuges sont les plus utilisées. Accouplées à des moteurs électriques, elles constituent des groupes légers et peu encombrants. Leur couplage peut s'effectuer en série ou en parallèle.

- Salle réservée aux installations électriques.
- Cette salle sera accolée à la salle des machines, mais restera distincte de celui-ci. Elle comportera une salle des transformateurs et une salle des commandes (3). La stérilisation et le comptage (4)

Cette salle n'aura aucune communication avec la salle des machines en raison des corrosions possibles par les agents stérilisants. L'accès s'effectuera donc, aussi par l'extérieur.

Le comptage s'effectuera, soit au moyen d'un compteur, soit, de préférence, à l'aide d'un venturi ou d'un diaphragme, montés sur la conduite de refoulement.

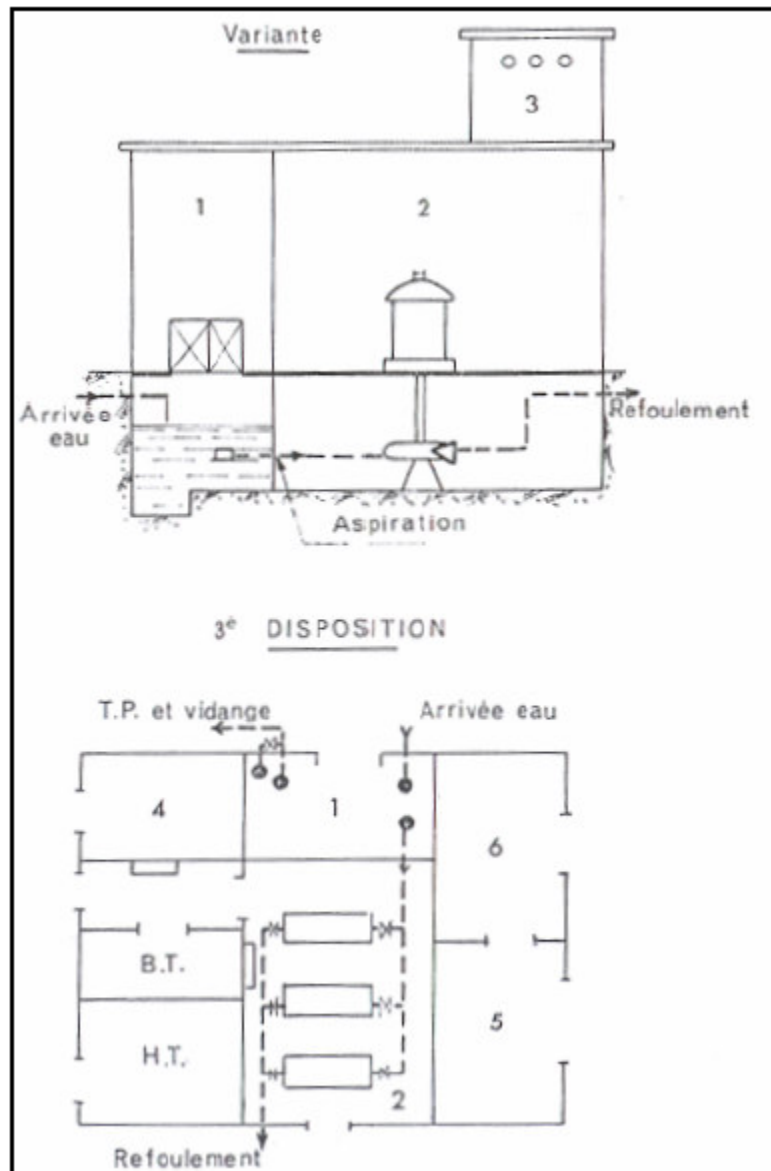


Figure.11 : station de pompage (tiré de BLINDOU, 2004)

## I.4 Adduction

En fonction de la position de la source d'eau, on distingue deux types d'adduction :

### ➤ Adduction gravitaire

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

L'adduction gravitaire se présente également lorsqu'un bassin d'accumulation intermédiaire reçoit, dans un premier temps, l'eau refoulée par une usine et que, dans un deuxième temps, l'eau se trouve évacuée par gravité jusqu'au réservoir de la ville, situé à un niveau plus bas. Cette disposition, commandée par la configuration des lieux ou par la conception même de l'installation, constitue une adduction mixte refoulement-gravitaire.

## Chapitre 1 : Contexte et problématique

---

L'adduction gravitaire s'effectue, soit par aqueduc, soit par conduite forcée. Avec les aqueducs, il est fait appel à l'écoulement libre de l'eau, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, ordinairement uniforme sur tout le parcours, que l'on aura étudié pour pouvoir faire transiter le débit voulu.

Dans les conduites forcées, l'écoulement se fait sous pression. Dans ce cas les pertes de charges seront plus importantes que dans un aqueduc à faible pente présentant le même diamètre, quand le plan d'eau correspond au passage du débit maximal.

En conséquence, si la pente disponible est très faible et, si le débit à transiter est important, l'aqueduc apparaîtra, à priori comme étant la solution la plus indiquée.

Il est à remarquer, d'ailleurs, que ce mode d'adduction est ordinairement mixte. L'aqueduc convient, lorsque le tracé du réseau se développe sur le plateau, il est nécessaire, pour la traversée de vallées, de faire appel aux conduites forcées.

Interdits à ciel ouvert, les aqueducs sont du type fermé.

Quant aux conduites forcées, elles sont constituées par des assemblages de tuyaux fabriqués en usine et à l'aide de matériaux très divers : fonte, acier, béton, matière plastique, etc...

### ➤ **Adduction par refoulement**

Dans une adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur de celui du réservoir d'accumulation.

Les eaux du captage sont relevées par une station de pompage dans cette conduite de refoulement.

Lors de l'établissement de la conduite de refoulement certaines conditions techniques et économiques doivent être respectées.

Tout d'abord, il importe de chercher un profil en long aussi régulier que possible, établi, de préférence, avec une rampe toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation.

Il y a lieu d'éviter, en effet, les contre-pentes qui, au droit du point haut ainsi formé, peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus ou moins difficiles à évacuer.

Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser le profil en long idéal, avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, on sera peut-être amené à emprunter un parcours qui ne suivra pas forcément les accotements de routes et il sera parfois nécessaire d'acquérir des terrains particuliers.

## Chapitre 1 : Contexte et problématique

---

Par ailleurs, dans le but d'économie du projet, il sera tenté de combiner au meilleur profil en long le tracé en plan le plus court. On y gagnera en investissement mais, aussi, en exploitation de la station, car les pertes de charge, la hauteur d'élévation et, par conséquent l'énergie consommée, croissent avec la longueur.

D'un point de vue économique, la conduite de refoulement et la station de pompage sont liées. En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus la perte de charge sera grande, plus le moteur d'entraînement devra être puissant, donc, plus l'énergie dépensée sera importante.

Le diamètre économique va résulter d'un compromis entre les frais d'amortissement de la conduite, qui augmente avec son diamètre et les frais d'exploitation de l'usine élévatoire, qui diminuent lorsque le diamètre de la conduite augmente (pertes de charges faibles). Le coût d'installation de la conduite et le coût d'exploitation de l'usine élévatoire présente une valeur minimale pour un certain diamètre économique.

Une fonction mathématique permet de déterminer les diamètres compatibles avec les réalités économiques (la formule de VIBERT) [DUPONT, 1979]. Elles tiennent compte, en général, du prix de l'énergie électrique qui représente un facteur important des frais d'exploitation. L'utilisation d'un diagramme permet une détermination rapide du diamètre économique, à partir de ces formules.

### **I.5 Usine de traitement**

Selon la qualité de la source d'approvisionnement en eau, on peut devoir soumettre l'eau à un traitement plus ou moins élaboré. Ainsi, par exemple, dans le cas d'une eau souterraine de bonne qualité, une désinfection seule peut produire une eau de consommation qui satisfait aux normes en vigueur ; en revanche, une eau de lac ou de rivière exige un traitement plus complet (figures.12 et 13 ci-dessous).

Tout d'abord, toute utilisation d'eau de surface nécessite, avant son captage, une étude aussi complète que possible et, cela, aux différentes époques de l'année. La composition de l'eau sera, surtout, examinée du point de vue turbidité, pouvoir colmatant, degré hydrotimétrique, pH, teneur en matières organiques et en *Escherichia Coli*. L'étude portera également sur les affluents amont qui alimentent la rivière, le barrage ou le lac. Elle sera effectuée au minimum sur un cycle climatique complet et, même, sur plusieurs années [DUPONT, 1979]. Ces observations sont indispensables pour définir correctement le mode de traitement à préconiser. Enfin, il faudra compléter l'étude par des observations sur les débits, les hauteurs maximales atteintes pendant les crues, la nature des exploitations industrielles d'amont ainsi que les dangers de pollution pouvant provenir du rejet de leurs déchets à la rivière, etc. Les pollutions éventuelles d'agglomérations ou d'industries riveraines seront recherchées jusqu'à 10 km en amont de la prise envisagée.

## Chapitre 1 : Contexte et problématique

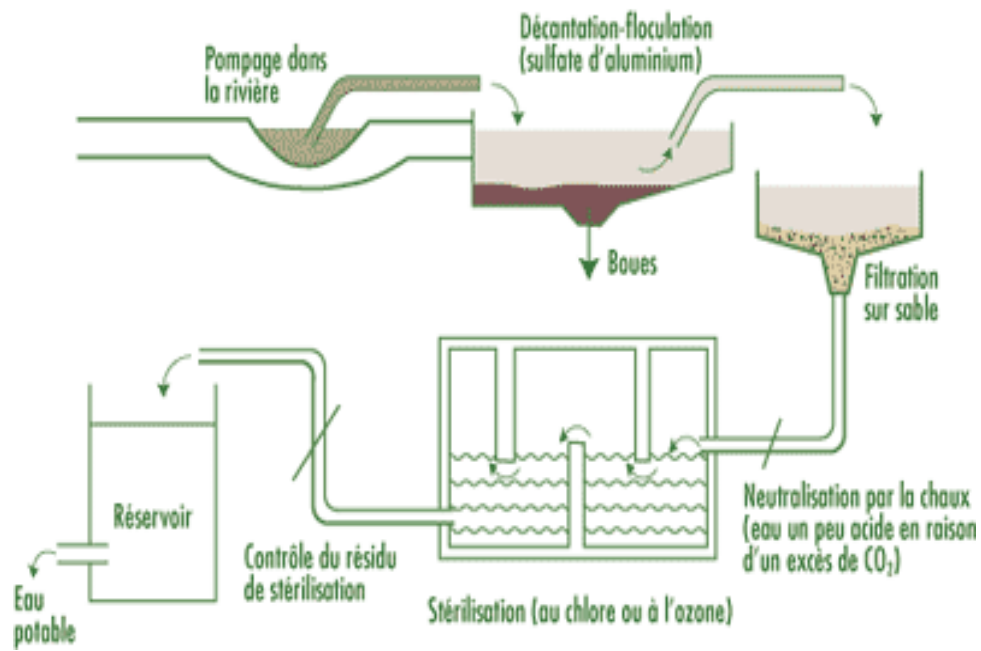


Figure.12 : Les étapes de traitement des eaux de surface.



Figure.13 : photo d'une station de traitement

Le traitement à effectuer sur l'eau brute aura pour but :

- De la clarifier,

## Chapitre 1 : Contexte et problématique

---

Dans la clarification, on s'efforce de débarrasser l'eau brute de ces particules colloïdales et en suspension en les retenant à leur passage dans une masse filtrante, après, éventuellement, un traitement approprié :

- Une réduction des matières en suspension par décantation ;
  - Une élimination de la fraction fine en trois étapes successives :
    - Coagulation (par ajout de réactif adapté)
    - Floculation (agitation favorisant le grossissement des particules)
    - Décantation (dépôt sur le fond de « boues ») ou flottation (entraînement en surface par des bulles d'air)
    - Une filtration à travers une ou plusieurs couches de sable calibré retenant les matières en suspension. Les filtres doivent être périodiquement « lavés » en contre-courant.
- *De la rendre bactériologiquement pure et exempte de micropolluants.*

Dans le but de rendre l'eau bactériologiquement pure, on la stérilise par des oxydants tels que le chlore, l'ozone, grâce à des installations adaptées. La stérilisation s'applique aussi aux eaux de surface qu'aux eaux souterraines. Cette opération, dans le cas des eaux de surface, parachève la suite des opérations de coagulation, décantation, filtration citées précédemment et qui ne sont pas suffisamment efficaces pour la destruction de germes pathogènes.

- Eventuellement, un affinage et amélioration des eaux.

Les procédés de traitement permettent d'obtenir, à la sortie de l'usine de production une eau d'excellente qualité. Mais l'objectif de la distribution publique de l'eau est de l'amener à domicile (soit au robinet de consommateur). Le voyage de l'eau dans le réseau va avoir une durée très variable, de quelques heures à plusieurs jours : en moyenne deux jours environ. Pendant ce voyage, l'eau sera en contact avec les matériaux constituant le réseau public et les canalisations à l'intérieur des habitations.

Une ou plusieurs étapes particulières de traitement sont destinées à préparer l'eau à ce voyage. Il s'agit des traitements nécessaires pour neutraliser les eaux avec une teneur en CO<sub>2</sub> agressif, des procédés permettant d'obtenir la déferrisation de l'eau, adoucissement de l'eau, ainsi que des traitements préventifs contre l'entartrage.

Enfin, pour éliminer les micropolluants, classés parmi les corps dissous, on effectue un traitement dit d'affinage. Dans ce cas, on fait appel, soit au charbon actif seul, en poudre ou sur lit, en granulés, soit, ce qui est préférable, aux actions associées au charbon actif et à l'ozone.

### I.6 Les réservoirs

Pour pouvoir satisfaire à tout moment, la demande en eau potable des abonnés, on crée des réservoirs qui permettent de gérer les pointes de consommation. Lors de la conception des réservoirs, on est amené à faire plusieurs choix concernant le type de réservoir, son emplacement, sa capacité, son altitude son équipement.

On peut classer les types de réservoirs selon :

- La technique de construction (métal, maçonnerie, béton armé ou précontraint) ;
- L'intégration au site (surélevés (figure.14 ci-dessous), enterrés ou semi-enterré (figure.15 ci-dessous), etc...);
- Les considérations esthétiques.



*Figure.14 : Réservoir surélevé*



## UN RESERVOIR D'EAU POTABLE

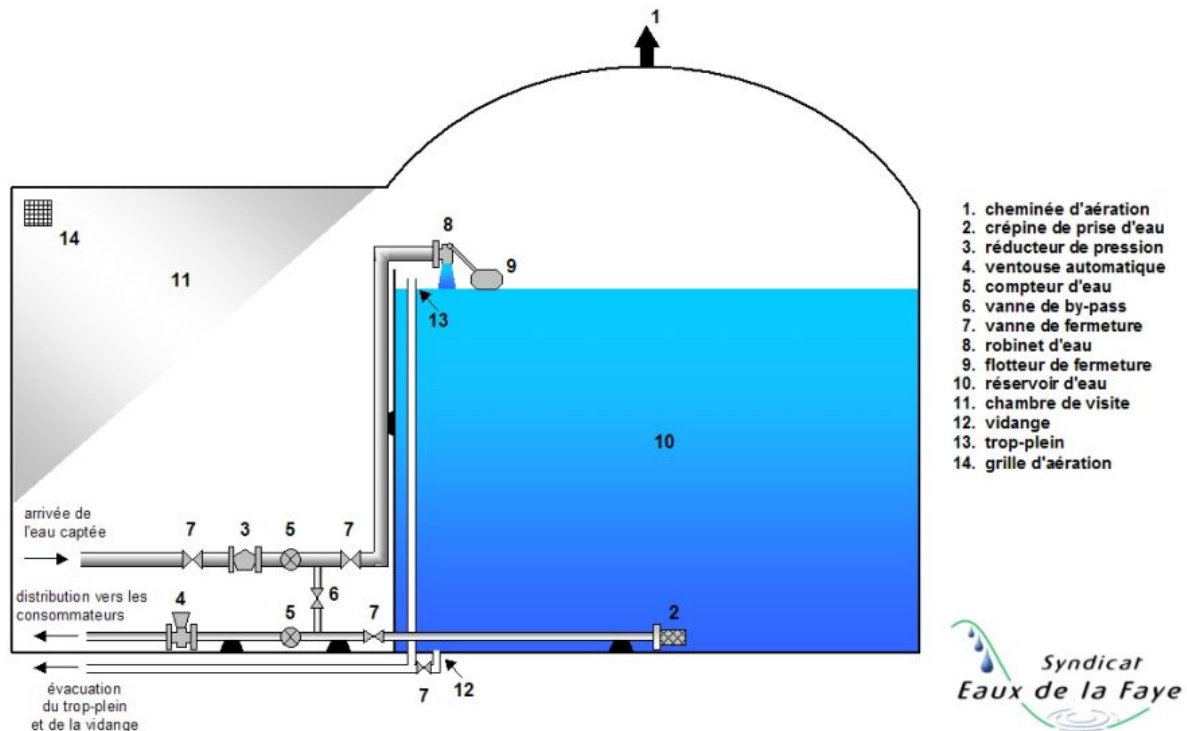


Figure. 15 : Réservoir semi-enterré

Les caractéristiques topographiques de la région ainsi que les conditions hydrauliques de la distribution seront des facteurs importants pour le choix de l'ouvrage.

D'un point de vue purement hydraulique et économique, il y a tout intérêt à implanter un réservoir au centre de gravité de l'agglomération qu'il doit desservir. Mais certaines autres considérations, notamment esthétiques, font que ce choix n'est pas toujours possible.

En pratique, et pour tenir compte des différences dans la répartition des débits que l'on peut rencontrer d'un site à l'autre, il est prudent de retenir, en zone urbaine comme en zone rurale, une capacité égale à une journée de consommation.

Aux volumes ainsi obtenus, il y a lieu d'ajouter, éventuellement, la réserve d'incendie ainsi que le volume nécessaire de manière à conserver une charge minimum de 0.50 m (1.00 m si possible) au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite de distribution pour éviter des entrées d'air dans la canalisation.

### **I.7 Le réseau de distribution d'eau potable**

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

Pour que les performances d'un réseau de distribution soient satisfaisantes, ce

## Chapitre 1 : Contexte et problématique

---

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

- Consommation de pointe horaire
- Consommation journalière maximale durant un ou plusieurs incendies
- Consommation journalière maximale en cas de casse d'une conduite secondaire ou principale
- Situations particulières

On s'assure ainsi qu'un réservoir d'équilibre peut être rempli durant la période prévue à cette fin, notamment la nuit, lorsque la consommation est minimale, etc...

En fonction de la situation urbaine et l'importance du quartier on distingue trois types de conduites :

- *les artères*, représentent les conduites qui partent du réservoir soit de la station du pompage (SP) afin de distribuer l'eau dans tous les points du réseau par le plus court chemin. Les artères doivent être posées de telle façon qu'elles puissent alimenter le secteur et disposer si c'est possible des diamètres économiques et d'obtenir des pressions uniformément distribuées ;
- *les conduites de services*, dont le diamètre varie entre 250-150 mm, sont alimentées par des artères et distribuent l'eau vers les branchements,
- *les branchements*. C'est la partie de l'installation située entre les conduites de service et le compteur ou robinet vanne d'arrêt lorsque le branchement ne comporte pas de compteur (service incendie notamment). Le diamètre du branchement est déterminé en fonction des débits de pointe et des consommations journalières prévisibles.

Une canalisation se compose d'éléments droit (tuyaux), d'éléments de raccords (raccords) et de pièces spéciales (coudes, cônes, tés, etc...).

La construction d'un réseau de distribution d'eau n'est pas uniforme d'une agglomération à une autre et dépend des particularités de celle-ci.

Les réseaux peuvent être classés comme suit :

- les réseaux ramifiés,

## Chapitre 1 : Contexte et problématique

---

- les réseaux maillés,
- les réseaux étagés,
- les réseaux à alimentations distinctes.

Le réseau ramifié, dans lequel les conduites ne comportent aucune alimentation en retour, présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture : un accident sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés à l'aval (figure 16 ci-dessous).

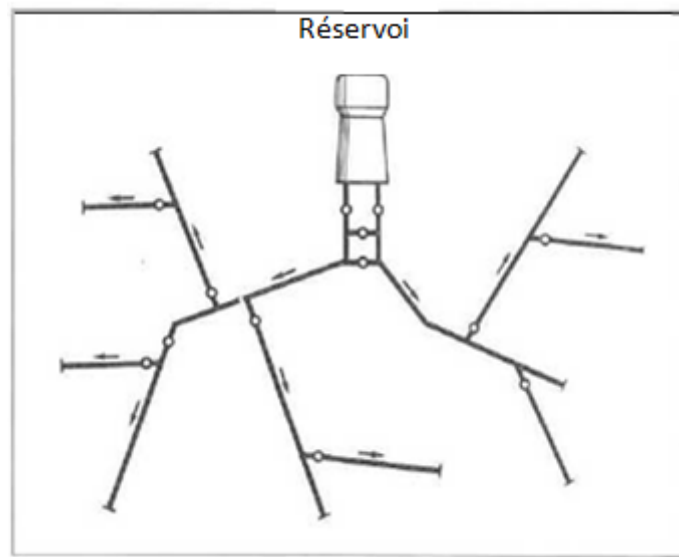


Figure. 16 : Les réseaux ramifiés (tiré de BLINDOU, 2004)

Le réseau maillé permet, au contraire, une alimentation en retour (figure 17 ci-dessous), pour pallier à l'inconvénient signalé ci-dessus. Une simple manœuvre de robinets permet d'isoler le tronçon accidenté et de poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés à l'aval. Il est, bien entendu, plus coûteux à l'installation, mais, en raison de la sécurité qu'il procure, il doit être toujours préféré au réseau ramifié.

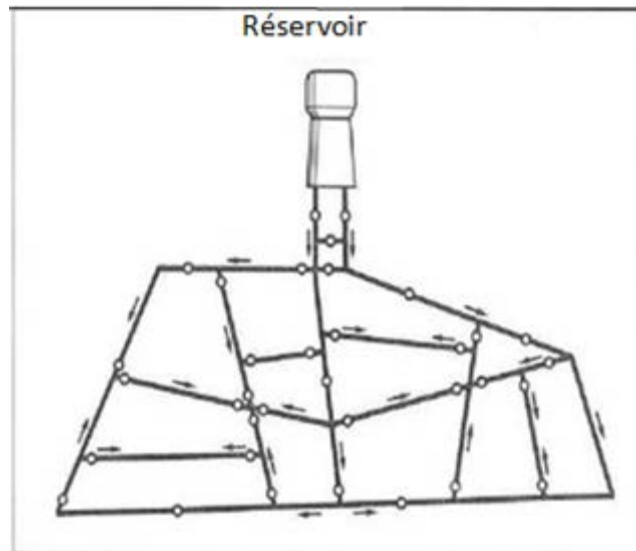


Figure.17 : Les réseaux maillés (tiré de BLINDOU, 2004)

Le plus souvent, un réseau est composé d'une partie maillée et une partie ramifiée : les centres des villes et les quartiers à forte densité de population sont ainsi desservis par les parties maillées, alors que les quartiers périphériques le sont par les parties ramifiées.

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

Avec le réseau étagé (figure 18 ci-dessous), il est possible, ainsi que nous l'avons vu, de constituer des réseaux indépendants avec une pression limitée autour de 40 m d'eau.

Les réseaux à alimentations distinctes distribuent, d'une part, l'eau potable destinée à tous les besoins domestiques, et d'autre part, l'eau non potable réservée aux usages industriels et aux lavage et arrosage des rues et plantations. Ces réseaux ne se justifient que dans les installations extrêmement importantes.

Pour que l'eau soit distribuée en quantité suffisante et à une pression appropriée conformément aux exigences locales, on peut l'acheminer soit par gravité, à l'aide d'un ou plusieurs postes de surpression couplés à un ou plusieurs réservoirs soit à l'aide des postes de surpression seulement.

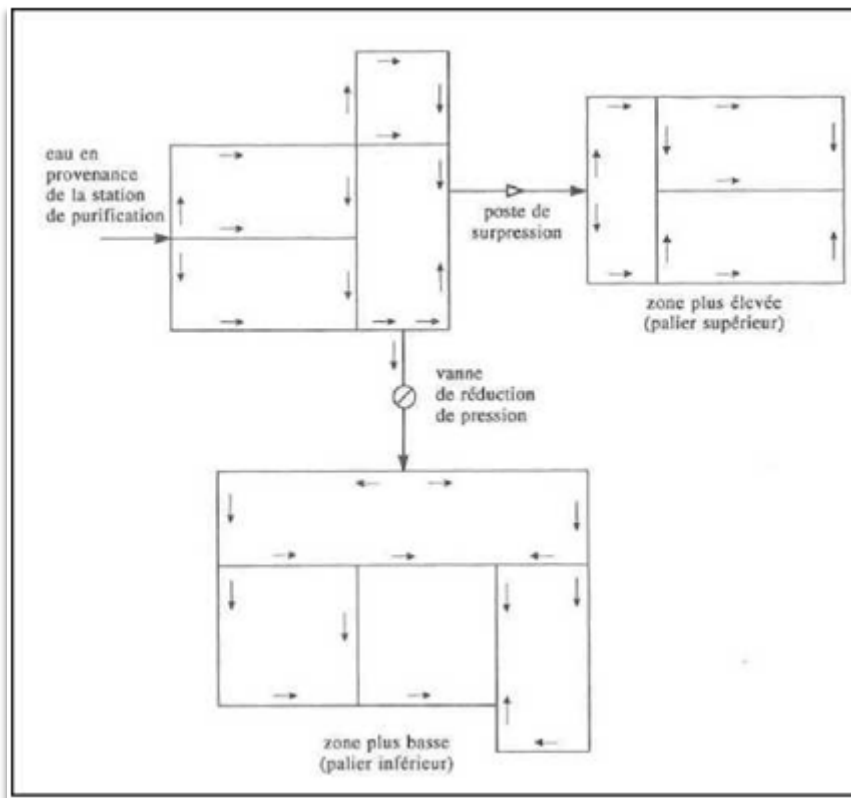


Figure.18 : Les réseaux étagés (tiré de BLINDOU, 2004)

Dans la plupart des agglomérations, ces conduites sont posées dans le sous-sol en terre, sous le trottoir, afin d'éviter les oscillations dues à la circulation des véhicules.

La gestion des réseaux utilise de nombreuses informations sous des formes variées :

- graphiques pour l'implantation des réseaux (conduites, vannes, appareils) ;
- alphanumériques (diamètre, longueur, nom ou numéro de la rue, matériau, date d'installation...) ;
- événementielles (fuites, travaux de réparation, observations...)
- dynamiques (état des vannes, pression, débit, vitesses...)

Pour être distribuée, l'eau doit transiter dans les conduites qui ne devraient pas altérer sa qualité. Malheureusement, l'expérience montre que le réseau peut être le siège de diverses réactions dont la conséquence est la dégradation, plus ou moins intense, de l'eau transportée. Pour limiter la dégradation de la qualité de l'eau dans les réseaux, on va devoir agir principalement sur révolution des phénomènes de corrosion interne et le développement des dépôts. Pour cela, il va falloir entretenir les conduites, c'est-à-dire les nettoyer, les réhabiliter.

# **Chapitre-II :**

## **Présentation du site**

### PRESENTATION DU SITE

#### II.1 Situation géographique

La wilaya d'Annaba est située à 600km du capital Alger, au Nord-Est du pays, ouverte sur le littoral méditerranéen sur 80km. Elle s'étend sur 1 439 km<sup>2</sup> soit 0,06 % du territoire national. Voir (Figure.19 ci-dessous).

Elle est limitée :

- Au Nord par la mer Méditerranée,
- A l'Est par la wilaya d'El-Tarf
- A l'Ouest par la wilaya de Skikda
- Au sud par la wilaya de Guelma.



*Figure.19 : présentation de la wilaya d'Annaba*

## Chapitre 2 : présentation du site

### II.2 Aspect Administratif

Administrativement la Wilaya de Annaba est organisée en 06 Daïras reparti en 12 Communes parmi laquelle figure la commune d'El-Hadjar, voir (le tableau.1 ci-dessous).

Wilaya	Daïra	Commune
ANNABA	Annaba	Annaba
		Seraïdi
	El bouni	El bouni
	El hadjar	El hadjar
		Sidi amar
	Berrahal	Berrahal
		O. Aneb
		Treat
	Ain berda	Ain berda
		Cheurfa
		Eulma
	Chetaïbi	Chetaïbi

Tableau.1 : répartition administrative de la wilaya d'Annaba

La wilaya d'Annaba compte au total 12 communes, dont la commune d'El Hadjar est (figure.20 et 21 ci-dessous) la quatrième commune la plus peuplée, après Annaba, El Bouni et Sidi Amar, selon le recensement général de la population et de l'habitat de 2008.

Elle est délimitée :

- Au nord par la commune d'El bouni
- A l'Est par la wilaya d'El Tarf
- A l'Ouest par la commune d'Ain berda
- Au sud par la commune de Cheurfa et sidi amar





Figure.20 : présentation de la commune d'El hadjar

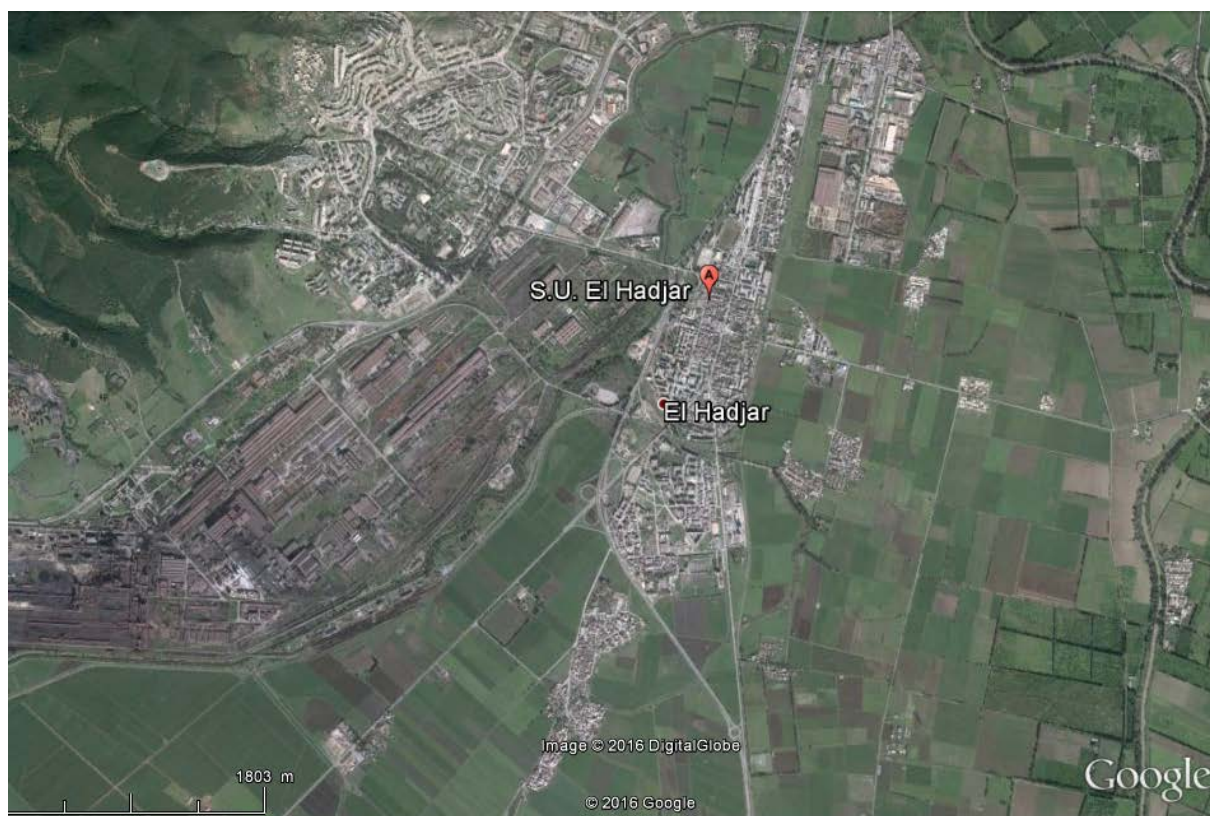


Figure.21 : position de la ville d'el hadjar (photo GOOGLE EARTH)

## Chapitre 2 : présentation du site

### II.3 Topographie de la commune d'el hadjar

La commune d'el hadjar est caractérisée par une topographie généralement plate avec des courbes de niveau qui varie de 7 m d'altitude du Nord à 8 m au de l'agglomération.

### II.4 Situation démographique

La commune d'El hadjar a une vocation industrielle et une activité commerciale remarquable au centre de la ville. L'extension de la ville se fait du Nord vers le Sud avec une population qui atteint les 29431 habitants en 2016 (prévision RGPH 2008).

### II.5 situation climatique

Le climat de la commune d'El hadjar comme celle du Wilaya d'Annaba est du type méditerranéen, humide en Hiver, chaud en été. Les données climatiques sont portées sur (la figure.22 et le tableau.2 ci-dessous).

Mois	jan.	fév.	mars	avril	mai	juin	juil.	août	sep.	oct.	nov.	déc.	année
Température minimale moyenne (°C)	7	7	8	10	13	16	19	20	18	15	11	8	12
Température moyenne (°C)	11	12	13	15	18	21	24	25	23	20	15	12	17
Température maximale moyenne (°C)	15	16	17	19	22	26	29	30	28	24	20	16	22
Précipitations (mm)	100	70	70	40	30	10	0	10	30	70	60	100	630

Source: The Weather Network, statistiques sur 21 ans.

Tableau.2: donnée climatique d'Annaba (el hadjar)

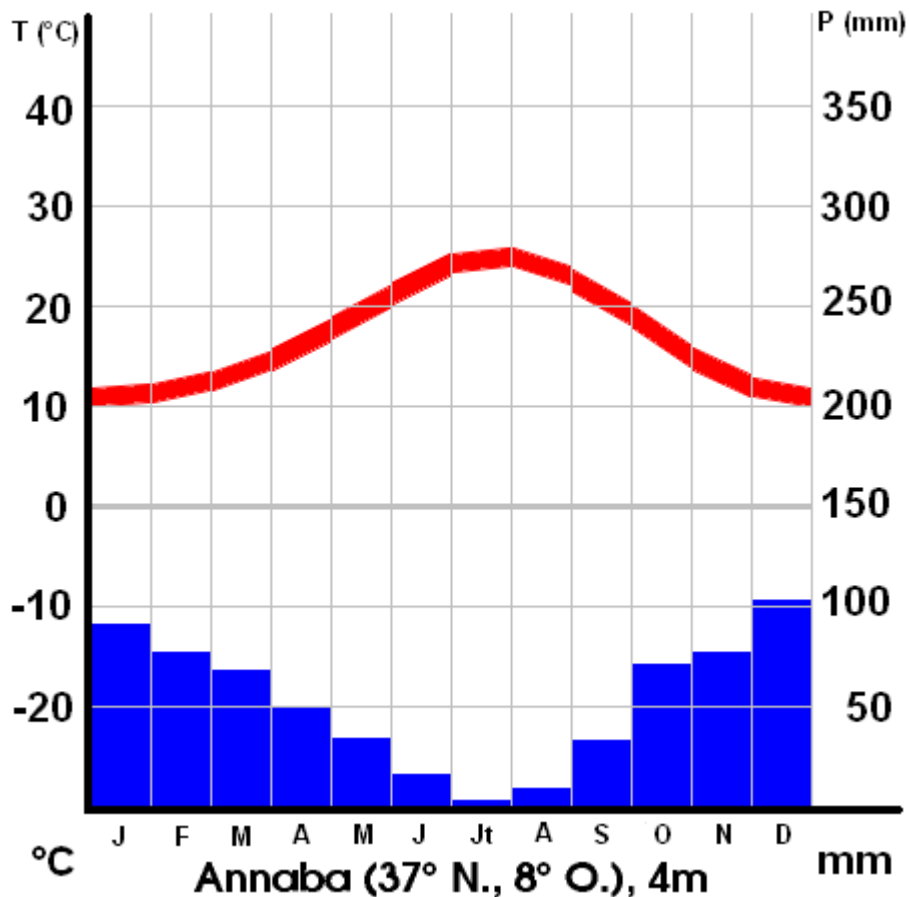


Figure.22 : diagramme de pluie et température Annaba

## II.6 Situation hydraulique

### II.6.1 Réseau hydraulique

L'alimentation en eau potable de la commune d'El hadjar est assurée directement par la station de traitement d'eau potable de CHAIBA. L'adduction est assurée à partir du réservoir 5000m<sup>3</sup>, par une conduite de diamètre 500mm en fonte et qui se divise au niveau d'el hadjar en deux conduites, l'une part vers l'Arcelormetal et l'autre de diamètre 300mm, en PEHD, d'une longueur totale de 4,23km, vers les réservoirs R1 et R2 d'une capacité de 1000m<sup>3</sup> chacun. Le réseau de distribution est un réseau maillé. Le système de distribution d'eau est composé par des conduites des différents matériaux (fonte ductile, acier, PEHD et PVC), de différents diamètres, et d'un château d'eau plus deux réservoirs semi-enterrés, d'une capacité de 1000 m<sup>3</sup> chacun, et de deux bâches à eau de 200 m<sup>3</sup> chacun, qui alimentent les supprimeurs. La capacité totale de stockage est de 3400 m<sup>3</sup>. Etant donné qu'un nouveau réservoir surélevé d'une capacité de 1000 m<sup>3</sup> est en cours de réalisation et que le réservoir 200 m<sup>3</sup> sera mis hors service, le volume de stockage d'eau « d'El-Hadjar » passera à 4200 m<sup>3</sup>.

### II.6.2 Les réservoirs

La plus grande partie de la zone urbaine est alimentée par le château d'eau « R1000\_HADJAR3 » qui est situé au plus haut et peut ainsi assurer les pressions minimums dans la zone desservie. Le réservoir « R1000\_HADJAR3 » sera soit directement alimenté par la conduite d'adduction DN500 soit alimenté en eau provenant des réservoirs « R1000\_HADJAR 1 et 2 » par le biais de station de pompage « SP\_EI Hadjar ». Le réservoir « R200\_ATT N » situé au sud de l'agglomération ne sera pas être utilisé et il sera remplacé par un nouveau réservoir de capacité 1000 m<sup>3</sup>, car ses faibles volumes ne contribuent pas de manière essentielle à une sécurisation de l'alimentation et il pourrait influencer négativement le niveau de pression de la zone desservie en raison de sa basse situation.

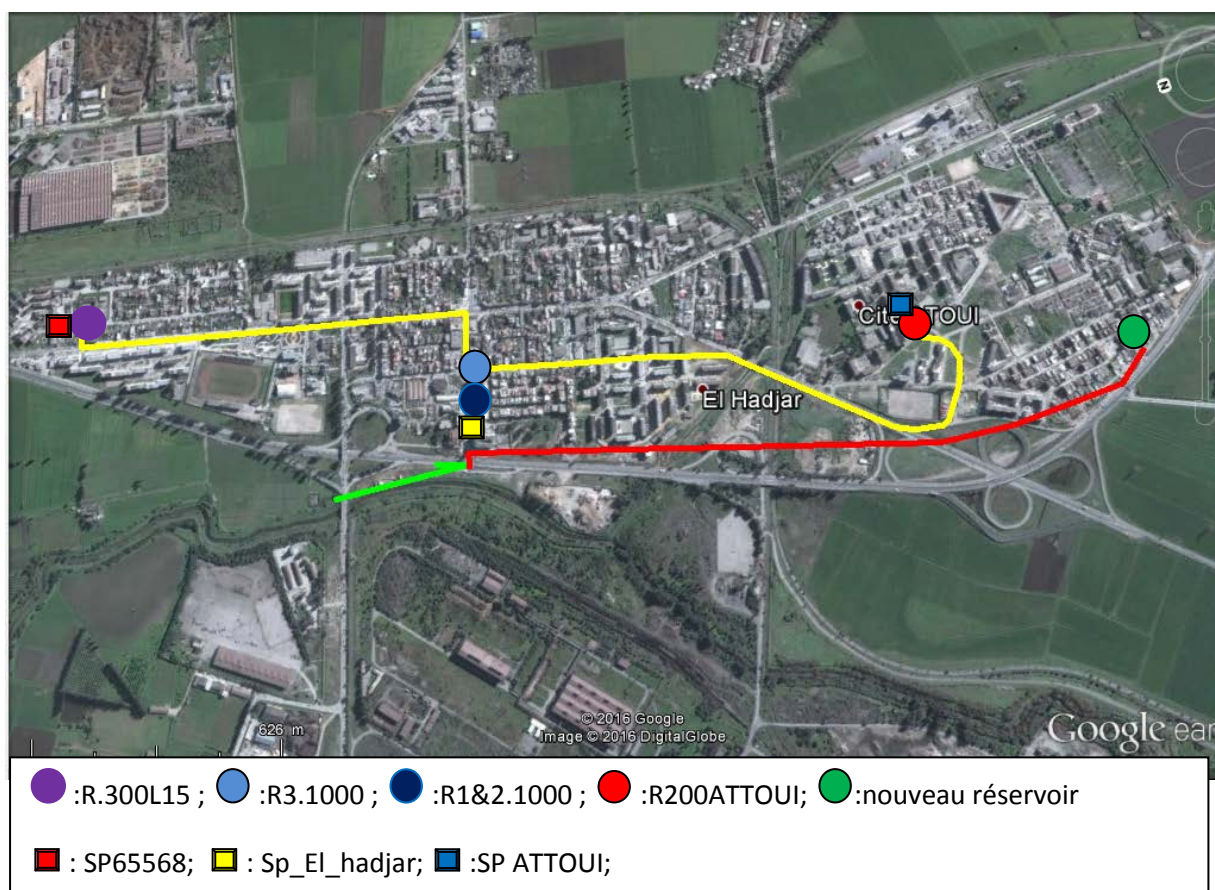
Le réservoir « R1000\_HADJAR3 » alimente le grand secteur central El Hadjar Centre. Afin d'approvisionner le Secteur El Hadjar Centre exclusivement avec le réservoir « R1000\_HADJAR3 » le pontage (By-pass) vctrl\_251 devra être fermé. En outre, la conduite cnd\_227 et la vanne vctrl\_274 devront également être fermées afin de séparer le Secteur El Hadjar Centre de deux autres petits secteurs situés au nord.

Au nord, le Secteur El Hadjar Nord est alimenté par le réservoir 300L15 et la pompe 6558 R\_15\_Elhadjar et la station de pompage sp\_hadjar.

En outre, la capacité de nombreuses sections de conduite devra être augmentée afin d'empêcher des fortes pertes de pression lors de la consommation maximum d'eau, au moment de la période horaire de pointe et ainsi assurer la pression minimale exigée. Cela peut se faire soit par l'échange des conduites actuelles par une conduite à plus gros diamètre, soit par l'installation d'une deuxième conduite parallèle à la première. (Le tableau.3 et la figure.23 suivants montrent les caractéristiques et les positions des différents réservoirs).

Réservoirs	R1000_hadjar 1	R1000_hadjar 2	R1000_hadjar 3	300L1 5	R200_ATT N
Volume (m3)	1000	1000	1000	200	200
Hmin (m)	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Hmax (m)	4,03	4,03	5,35	2,1	3,5

Tableau.3 : Les différents réservoirs avec leurs caractéristiques



*Figure.23 : position des stations de pompage et de réservoirs sur image GOOGLE EARTH*

### II.6.3 Les pompes

Les réservoirs « R1 et R2 » sont semi-enterrés, destinés pour le stockage afin d'alimenter le réservoir surélevé « R3 » (château d'eau) par deux pompages « Sp\_El\_hadjar1 et Sp\_El\_hadjar2 ». Le réservoir « R3 » à son tour alimente un réservoir 300L15 qui alimente la partie Nord par une station de pompage 6558. (Le tableau.4 ci-dessous montre les listes des pompes et la figure.23 ci-dessus montre la position des stations de pompage).

Station de pompage	Sp_El_hadjar	Sp_El_hadjar	SP 6558	SP Attouir
Réservoir	R1000 Hadjar 1&2	R_EL_hadjar	300 L15	R200_AT TN
Pompes	2	3	1	2
Charge (m)	50	50	50	60
Débit (m <sup>3</sup> /h)	50	50	50	226.8

*Tableau.4 : liste des pompes*

# **Chapitre-III :**

## **Détermination des besoins**

### Estimation des besoins

#### III.1. Introduction

L'évaluation des quantités d'eau nécessaires d'une agglomération urbaine ou rurale n'est jamais faite avec certitude, car chaque catégorie de besoins en eau dépend de nombreux paramètres dont l'évolution dans le temps est très difficile à cerner. En général, les besoins en eau potable à satisfaire sont évalués en deux phases :

Phase 1 :

- Appréciation des besoins unitaires actuels relatifs à chaque catégorie de consommation.
- Évaluation des besoins globaux actuels du périmètre d'aménagement.

Phase 2 :

- Préviation des besoins en eau pour le futur et ce pour différents horizons.

Notons que l'étude des prévisions doit tenir compte d'une double augmentation :

- ✓ Celle des besoins unitaires.
- ✓ Celle du nombre d'habitant.

L'évolution du mode de vie, et les déplacements de la population entraîne une augmentation rapide des besoins. Leur satisfaction nécessite des investissements considérables et suppose que les usagers puissent payer les services rendus à leur prix de revient.

#### III.2. Les types des besoins

L'alimentation en eau potable consiste donc à satisfaire la demande en eau potable d'une agglomération. Ces demandes varient des différents types selon les besoins de l'agglomération à alimenter.

Ils s'agissent principalement de :

- Les logements collectifs et individuels.
- Etablissements scolaires : écoles, collèges, lycées.
- Equipements sportifs : stades, aires de jeux, salle omnisport, terrain de foot, terrain matico.
- Etablissements sanitaires : centres de santé, salles de soins, polycliniques.
- Equipement touristique et de loisirs : hôtel, Park d'attraction, cinéma.
- Bâtiments administrative : APC, DAIRA, tribunaux, sureté de la daïra, garde communale, gendarmerie, centre administrative, EPEA, SUC, protection civile, EDGA, hôtel de finance, caisse sécurité sociale, centre de rééducation, direction ORLAIT.

## Chapitre 3 : Estimation des besoins

---

- Etablissements publics : mosquée, Park, réserves d'équipements, maison de jeune, jardin d'enfant, cimetière, équipement de consommation, stock de légume, SILOS, O.A.I.C.
- Etablissements commerciaux : sonelgaz, banque, centres commerciaux, PTT, station, boutique, d'essence, station électrique, Park ENGOA, central à béton, projet relai routier.

### III.2.1. Les facteurs affectant la consommation

- Pertes dans le réseau et gaspillage.
- Installation de compteurs d'eau.
- Pression disponible.
- Types d'industries installées sur le territoire de la localité.
- Qualité de l'eau.
- Coût.
- Importance de la ville.
- Richesse de la population (niveau de vie).
- Climat.
- Branché ou non branché.

### III.3. évaluations des besoins unitaires actuels par catégorie de consommation

#### III.3.1. besoins domestiques

Ce sont les consommations en eau de la population branché au réseau et non branchée mais qui profite des bornes fontaines pour s'alimenter en eau. Il s'agit donc de l'eau utilisée pour les besoins personnels d'alimentation et d'hygiène et autres utilisations moins essentielles comme le lavage de biens et l'arrosage.

La consommation domestique moyenne est rapportée au nombre d'habitants, elle est alors exprimée en l/j/hab. cette consommation varie en fonction de plusieurs paramètres tels que cités au paragraphe III. D'autre part' elle évolue en fonction du temps en liaison avec l'évolution du niveau de vie.

Les besoins domestiques d'une agglomération sont estimés sur la base :

- ⇒ Des données statistiques qui concernent la consommation moyenne et son évolution annuelle ainsi le nombre total d'habitants et le taux annuel d'accroissement de la population. Ceci n'est possible que pour une agglomération qui est déjà alimentée en eau potable.
- ⇒ En comparaison avec d'autres agglomérations qui sont jugées comparables, surtout en ce qui concerne le niveau de vie et le climat, et pour lesquelles les données statistiques sont disponibles. Une petite enquête permet alors de connaître le nombre d'habitants.

La norme de l'Organisation Mondiale de la Santé (O.M.S) fixe la consommation domestique minimale à 55 l/j/hab.



## Chapitre 3 : Estimation des besoins

---

Dans ce contexte on définit :

- Dotation de la population branchée= consommation de la population branchée/population branchée

On peut admettre une dotation de 40 à 65 l/j/hab. dans le milieu rural et 80 à 120 l/j/hab. en milieu urbain.

- Dotation de la population non branchée= consommation des bornes fontaines/population non branchée

On peut admettre une dotation de 20 à 40 l/j/hab.

### III.3.2. Besoins industriels

Pour la plupart des industries, l'eau est un facteur de production. Elle peut être utilisée comme matière première, et être incorporée au produit fini, ou intervenir comme auxiliaire au cours de processus de fabrication. Les utilisations industrielles de l'eau sont excrémentes diversifiées et dépendent du type de l'industrie et des procédés de fabrication utilisés.

En général, cette consommation est difficile à évaluer, car il existe une grande variation de consommation selon le type de l'industrie. Les entreprises du secteur agroalimentaire, par exemple, sont considérées comme de grosses consommatrices d'eau. Parfois, lorsque la demande en eau de certains industries, par exemples pour les pâtes et papiers, sont trop importantes, la production d'eau pour le procédé industriel est pris en charge par l'industrie elle-même (puits, forages...).

En général, on ne tient compte que des besoins des petites industries, qui consomment de l'eau potable et branchées sur le réseau de la ville. Les grandes industries sont généralement situées dans des zones industrielles isolées de la ville et alimentées par des réseaux indépendants.

Dans les zones où le type d'industrie n'es pas d'fini (futur parc industriel) on prévoit 4,5 l/j/m<sup>2</sup>).

En général, la consommation est reliée à la production, voici quelques exemples :

<b>Produit</b>	<b>consommation d'eau (en m<sup>3</sup>/tonne)</b>
Conserveries	de 9 à 90
Alimentaire (pain,...)	de 3 à 75
Textiles	de 40 à 430
Acier	de 300 à 600
Papier	environ 500

## Chapitre 3 : Estimation des besoins

---

Sucre	de 2 à 3
Carton	de 60 à 400
Ciment	environ 35
Savon	de 1 à 35
Matière plastique	de 1 à 2

### III.3.3. Besoins collectifs

Cet usage englobe la consommation des administrations, des établissements d'enseignements et médicaux, des municipalités (bouches d'incendies, lavage des rues, fontaines,...)....

Nous citons ci-dessous, quelques exemples des besoins publics :

- Nettoyage des rues et arrosage des jardins : 3 à 5 l/j/m<sup>2</sup>
- Hôpitaux : 300 à 600 l/j/lit.
- Administration : 100 à 200 l/j/employé.
- Ecole primaire : 10 à 20 l/j/élève.
- Lycée : 20 à 30 l/j/unité.
- Mosquée : 5 à 10 m<sup>3</sup>/j/unité

### III.3.4. Besoins touristiques

Il existe une différence de consommation entre les différents catégories d'équipements touristiques :

- Grands hôtels : 500 à 700 l/j/lit.
- Hôtels moyens : 300 l/j/lit.

### III.4. Evaluation des besoins globaux

Pour évaluer avec précision les besoins en eau potable d'une agglomération quelconque, un recensement précis et complet de l'ensemble des équipements socio-économiques qui caractérisent l'agglomération est nécessaire.

Ce recensement est complété par une étude qui porte sur :

- ⇒ Les données démographiques et urbanistiques (population, taux d'accroissement, plan d'aménagement de la zone, type d'habitat,...).
- ⇒ Les données économiques (agriculture, élevage, commerce, industrie, infrastructure existantes,...).
- ⇒ Les équipements socio-économiques (enseignement, santé, équipement sportifs, services administratifs,...)

La consommation totale  $C(n)$  relative à l'année  $n$  d'une agglomération peut être évaluée en connaissant :

- Le taux de branchement (%)
- La population totale.
- La dotation de la population branchée
- La dotation de la population non branchée.
- La consommation collective.
- La consommation industrielle.
- La consommation touristique.
- La consommation des divers.

### **III.5. estimation de la consommation en eau**

une fois les besoins unitaires (dotations) par usage sont évalués, le calcul des besoins globaux actuels et leur répartition dans l'espace sera fait sur la base du plan d'aménagement et de la répartition de la population actuelle entre les différents tissus urbanistiques.

Or, les besoins et le nombre des usagers augmentent dans le temps, alors que la durée de vie d'un réseau d'AEP est de l'ordre de 40 ans pour les canalisations et de 25 ans pour les pièces spéciales (raccords, joints, tés, coudes) et la robinetterie.

Si on dimensionne un réseau d'AEP pour les besoins actuels, il sera saturé après quelques années de mise en service, alors il faut le dimensionner pour une future proche ou lointaine avec des approches dont seul l'ingénieur concepteur est responsable.

Avant de projeter un réseau d'AEP, on est amené à étudier l'évolution de la population, et d'analyser le développement urbanistique et socio-économique prévu pour pouvoir finalement effectuer un choix en matière de satisfaction des besoins à court, moyen et long terme.

#### **III.5.1. Dimensionnement de nombre d'habitant (différents méthodes)**

Il est indispensable d'effectuer une étude démographique pour cerner l'évolution de l'agglomération en se basant sur les résultats des recensements officiels, des enquêtes réalisées in situ et des résultats et recommandations des études du plan directeur d'aménagements urbain.

L'étude de l'évolution de la population des agglomérations est basée sur les statistiques des recensements nationaux.

## Chapitre 3 : Estimation des besoins

---

Le nombre d'habitants futur (à l'année de projet) dans une agglomération urbaine,  $P_f$  est déterminé par la formule suivante :

$$P_f = P_0 (1 + T)^n$$

$P_f$  : population future

$P_0$  : population actuelle

T : taux d'accroissement de la population

n=différence d'année entre actuelle et future

Dans le cas où le plan d'aménagement ou le plan de développement futur de l'agglomération est disponible,  $P_f$  est alors déterminé en se basant sur ce plan d'urbanisation.

C'est le cas de l'agglomération chef lieu « EL HADJAR ».

Dans la commune « d'EL HADJAR », nous avons deux types de logements :

- Les logements collectifs sont de l'ordre de R+3, R+4 et R+5.
- Les logements individuels sont de l'ordre de R+1 et R+2.

Au total, nous avons 6293 logements.

La densité de la population est estimée à 6 habitants par logements.

Nombre de la population est de  $6293 \times 6$  soit 37758 habitants.

### III.5.2. Estimation de la population future.

$$P_f = P_0 (1 + t/100)^n$$

$P_f$  : population future

$P_0$  : population actuelle

$P_0 = 37758$  hab.

T : taux d'accroissement de la population

T=1,4% (Donnée approuvées par la Direction Général de la SEATA, le 22.07.2010.)

N=différence d'année entre actuelle et future

La projection est à l'horizon 2041.

## Chapitre 3 : Estimation des besoins

---

$$n = 2041 - 2016 = 25 \text{ ans}$$

n=25 ans

Alors, 
$$Pf = 37758 \left(1 + \frac{1,4}{100}\right)^{25} = 53452 \text{ hab}$$

$P_f = 53452 \text{ hab}$

### III.5.3. la consommation domestique

#### III.5.3.1. Débit moyen journalier

La consommation journalière moyenne totale ( $Q_{moyj}$ ) du projet de toute agglomération, est alors déterminée par :

$$Q_{moyj} = Pf * \frac{D}{1000}$$

$Q_{moyj}$  : débit moyen journalier

$P_f$  : nombre de population future

$P_f = 53452 \text{ hab}$

D : dotation journalière, c'est la consommation moyenne journalière par habitant.

La dotation est de 180 l/j/hab.

$D = 180 \text{ l/j/hab}$

$$Q_{moyj} = 53452 * \frac{180}{1000} = \frac{9621,36 \text{ m}^3}{j}$$

$Q_{moyj} = 9621,36 \text{ m}^3/j$

#### III.5.3.2. Débit maximal journalier

##### III.5.3.2.1. coefficient de pointe journalière (facteur de pointe journalier)

Les ouvrages de traitement et d'adduction d'eau (stations de pompage, conduites,...) doivent être dimensionnés pour pouvoir satisfaire la demande journalière maximale (journée de pointe) de l'échéance finale du projet. On désigne par coefficient de pointe journalière le rapport :

$$FPj = Q_{maxj} / (Q_{moyj})$$

Où :

$Q_{maxj}$  : volume consommé pendant la journée la plus chargée de l'année (généralement enregistré en Juillet ou en Août), ou bien pendant l'AID EL KEBIR.

## Chapitre 3 : Estimation des besoins

---

$Q_{moyj}$  : consommation journalière moyenne.

$FP_j$  : facteur de pointe journalier

La valeur de ce facteur est déterminée à partir des statistiques sur la variation journalière de la consommation, sur 365 jours de l'année. Ce coefficient varie de 1,3 à 1,9 selon le climat et les activités estivales de l'agglomération.

D'où ;  $Q_{maxj} = Q_{moyj} * FP_j$

Alors on prend  $FP_j = 1,4$  ;

$$\Rightarrow Q_{maxj} = 9621,36 * 1,4 = 13469,904 \frac{m^3}{j}$$

**$Q_{maxj} = 13469,90 m^3/j$**

### III.5.3.3. Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{moyh} = Q_{moyj} / 24 \text{ (m}^3/\text{h)}$$

$Q_{moyh}$  : débit moyen horaire en m<sup>3</sup>/h

$Q_{maxj}$  : débit maximum journalier en m<sup>3</sup>/j

$$Q_{moyh} = \frac{Q_{maxj}}{24}$$

$$\Rightarrow Q_{moyh} = 13469,90 / 24 = 561,246 \text{ m}^3/\text{h}$$

**$Q_{moyh} = 561,25 m^3/h$**

### III.5.3.4. Débit maximal horaire

Les ouvrages de distribution d'eau (réseaux, réservoirs, ...) doivent être dimensionnés pour fournir la demande horaire maximale (pointe horaire), de la journée de pointe, de l'année du projet.

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

$$Q_{maxh} = Q_{moyh} * FP_h$$

Où :

$Q_{maxh}$  : est le volume maximal horaire consommé au cours de la journée la plus chargée de l'année.

$Q_{moyh}$  : est la consommation horaire moyenne pendant la même journée.

$FP_h$  : facteur de pointe horaire appelé aussi coefficient de pointe horaire.

## Chapitre 3 : Estimation des besoins

Le coefficient de pointe horaire est alors défini par la relation suivante :

$$FP_h = \alpha_{\max} * \beta_{\max}$$

$\alpha_{\max}$  varie entre 1,2 et 1,6

On prend  $\alpha_{\max} = 1.5$

$\beta$  dépend du nombre d'habitants de l'agglomération, qui sont représentés dans le (tableau.5) suivant :

Nbr hab	<1000	1500	2500	4000	6000	20000	50000	100000	300000	>1Mi
$\beta_{\max}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,05	1

Tableau.5 : valeurs de  $\beta_{\max}$  en fonction de nombre de population

$P_f = 53452$  hab

Le nombre de population est compris entre 20000 et 50000 hab, par interpolation linéaire on aura :

100000 => 1,15

53452 =>  $\beta_{\max}$

50000 => 1,2

100000-50000=50000 => 1,15-1,2=-0,05

53452 -50000=3452 =>  $\beta_{\max} - 1,2$

Alors  $\beta_{\max} = (-0,05 * 3452 / 50000) + 1,2 = 1.196$

$\beta_{\max} = 1,2$

$$FP_h = \alpha_{\max} * \beta_{\max}$$

$$FP_h = 1,5 * 1,2 = 1,8$$

$FP_h = 1,8$

Alors,  $Q_{maxh} = 561,25 * 1,8 = 1010,25 \text{ m}^3/h$

**$Q_{maxh} = 1010,25 \text{ m}^3/h$**

## Chapitre 3 : Estimation des besoins

### III.5.3.5. Variation de la consommation

#### III.5.3.5.1. Coefficient de variation horaire

Le débit horaire d'une agglomération est variable tout au long du jour selon l'importance de cette dernière. Cette variation est déterminée en fonction du facteur de variation de débit qui est aussi appelé coefficient de variation horaire (kh), (voir le tableau.6 ci-dessous). Pour les équipements, le coefficient de variation horaire égal à 1.

horaire du jour	kh: coefficient de variation horaire										
	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.70	1.80	1.90	2.00
0-1	3.50	3.35	3.20	3.20	2.50	2.00	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75
1-2	3.45	3.35	3.25	3.20	2.60	2.10	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75
2-3	3.45	3.30	2.90	2.65	2.70	1.85	1.50	1.00	0.90	0.85	1.00
3-4	3.40	3.20	2.90	2.65	2.25	1.90	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
4-5	3.40	3.25	3.35	3.50	3.20	2.85	2.50	2.00	1.35	2.70	2.00
5-6	3.55	3.40	3.15	4.10	3.90	3.70	3.50	3.00	3.85	4.70	4.50
6-7	4.00	3.85	4.65	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.20	5.35	5.50
7-8	4.40	4.45	4.65	4.90	5.10	5.30	5.50	6.50	6.20	5.85	3.50
8-9	5.00	5.20	5.05	4.90	5.30	5.80	6.25	6.50	5.50	4.50	5.50
9-10	4.80	5.15	5.40	4.90	5.80	6.05	6.25	6.50	5.85	4.20	5.50
10-11	4.70	4.85	4.55	4.90	5.30	5.80	6.25	4.50	5.00	5.50	6.00
11-12	4.50	4.60	4.50	4.70	5.25	5.70	6.25	5.50	6.50	7.50	8.50
12-13	4.55	4.60	4.50	4.40	4.60	4.80	5.00	7.00	7.50	7.80	8.50
13-14	4.45	4.55	4.30	4.20	4.40	4.70	5.00	7.00	6.70	6.35	6.00
14-15	4.60	4.75	4.40	4.20	4.60	5.05	5.50	5.50	5.35	5.20	5.00
15-16	4.60	4.70	4.35	4.40	4.60	5.30	6.00	4.50	4.65	4.80	5.00
16-17	4.60	4.65	4.50	4.30	4.60	5.45	6.00	5.00	4.50	4.80	3.50
17-18	4.30	4.35	4.35	4.40	4.60	5.05	5.50	5.50	5.50	4.50	3.50
18-19	4.35	4.50	4.45	4.50	4.70	4.85	5.00	6.50	6.30	5.50	6.00
19-20	4.25	4.35	4.40	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.35	5.70	6.00
20-21	4.25	4.30	4.40	4.50	4.40	4.20	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00
21-22	4.20	3.80	4.50	4.50	4.20	3.60	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
22-23	3.90	3.75	4.80	4.50	3.70	2.85	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
23-00	3.80	3.75	3.50	3.50	2.70	2.10	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
<b>total</b>	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00

*Tableau.6 : Coefficient de variation horaire en fonction des horaires du jour*



## Chapitre 3 : Estimation des besoins

### III.5.3.5.2. Variation des débits horaires de la ville d'EL HADJAR

La variation des débits horaires (voir tableau.7 ci-dessous) est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

horaire	consommation totale $Q_{maxj}=13469.90m^3/j$			consommation cumulé	
	kh (%)	Q ( $m^3/h$ )	V ( $m^3$ )	kh (%)	V ( $m^3$ )
0-1	0.90	13469.60	121.23	0.90	121.23
1-2	0.90	13469.60	121.23	1.80	242.46
2-3	0.90	13469.60	121.23	2.70	363.69
3-4	1.00	13469.60	134.70	3.70	498.39
4-5	1.35	13469.60	181.84	5.05	680.23
5-6	3.85	13469.60	518.58	8.90	1198.82
6-7	5.20	13469.60	700.42	14.10	1899.26
7-8	6.20	13469.60	835.12	20.30	2734.39
8-9	5.50	13469.60	740.83	25.80	3475.23
9-10	5.85	13469.60	787.97	31.65	4263.22
10-11	5.00	13469.60	673.48	36.65	4936.72
11-12	6.50	13469.60	875.52	43.15	5812.26
12-13	7.50	13469.60	1010.22	50.65	6822.50
13-14	6.70	13469.60	902.46	57.35	7724.99
14-15	5.35	13469.60	720.62	62.70	8445.63
15-16	4.65	13469.60	626.34	67.35	9071.98
16-17	4.50	13469.60	606.13	71.85	9678.12
17-18	5.50	13469.60	740.83	77.35	10418.97
18-19	6.30	13469.60	848.58	83.65	11267.57
19-20	5.35	13469.60	720.62	89.00	11988.21
20-21	5.00	13469.60	673.48	94.00	12661.71
21-22	3.00	13469.60	404.09	97.00	13065.80
22-23	2.00	13469.60	269.39	99.00	13335.20
23-00	1.00	13469.60	134.70	100.00	13469.90
<b>total</b>	100.00	13469.60	13469.60	100.00	13469.90

*Tableau.7 : Variation des débits horaires de consommation de la ville d'EL HADJAR*

### Chapitre 3 : Estimation des besoins

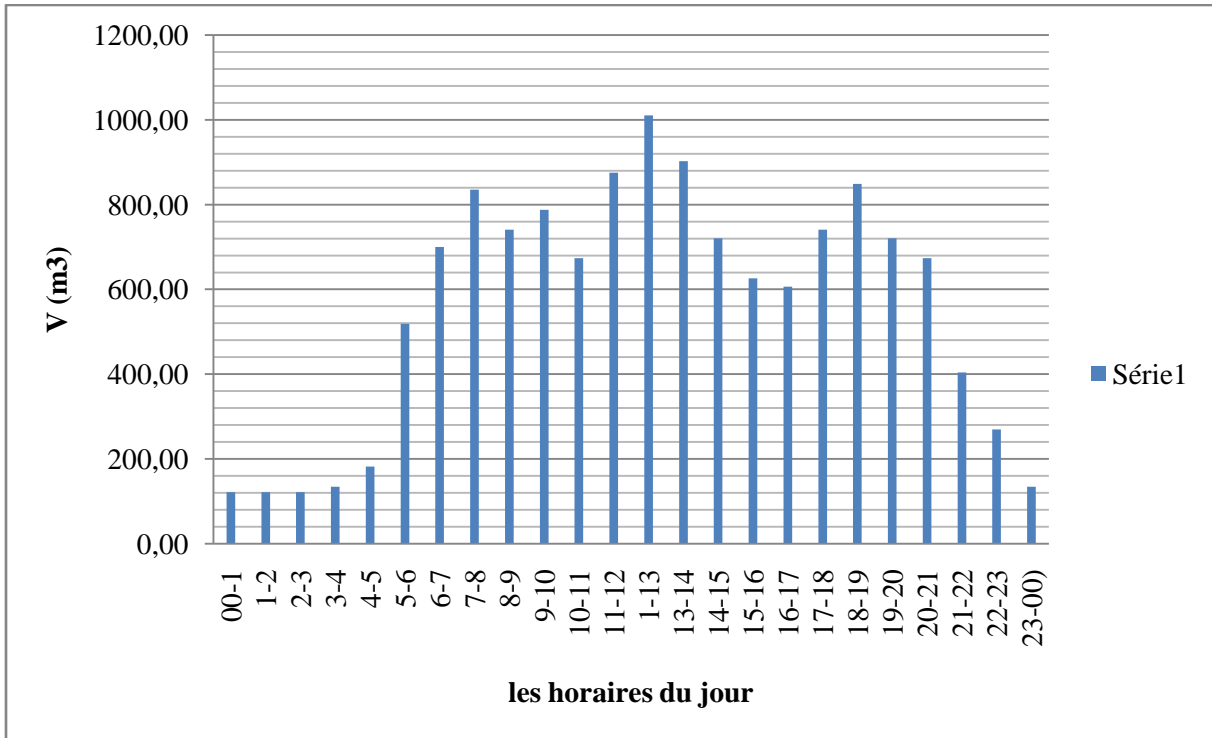


Figure.24 : Diagramme de la variation de la consommation horaire

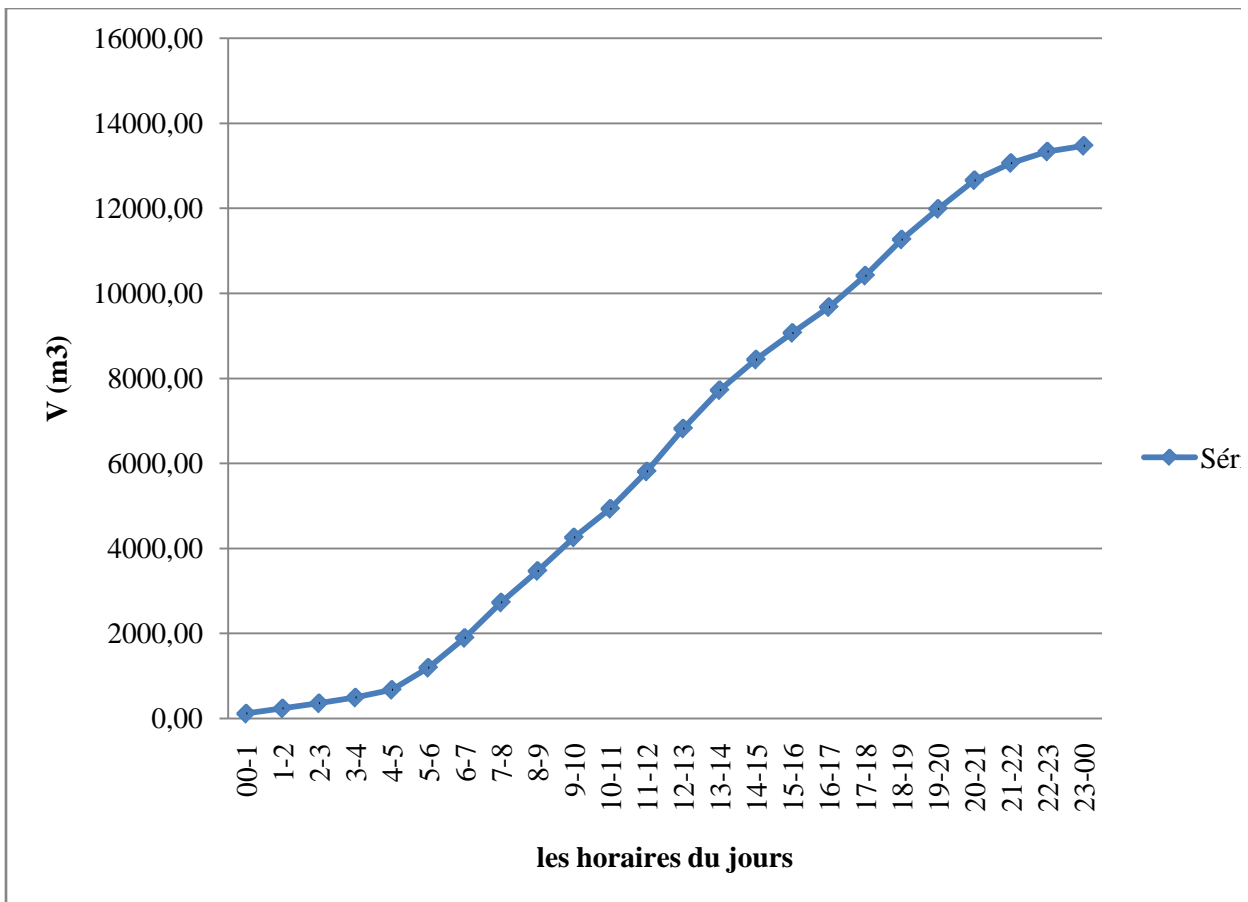


Figure.25 : Diagramme de la variation de la consommation horaire cumulé

### III.5.4. Besoins équipements

#### III.5.4.1. Etablissements scolaires

Le chef lieu de la commune « d'EL HADJAR » compte actuellement des écoles primaires, des collèges d'enseignements moyens, d'enseignement fondamental et des lycées, avec un nombre estimé à 4720 élèves, soit :

240 élèves par école, sauf une seule école qui a 4 classes est estimé à 160 élèves sur la base de 40 élèves par classes.

400 élèves par CEM et par lycée.

Les consommations dans les établissements scolaires sont naturellement concentrées pour leur quasi-totalité (hors logement de fonction par exemple) dans les périodes scolaires. Dans une logique de hiérarchisation des actions de maîtrise de consommation d'eau, cela devra être pris en compte comme les campings ou l'arrosage (stades, espaces verts).

Dans certains cas cependant, des établissements scolaires peuvent être utilisées l'été pour l'accueille d'activités divers (colonies de vacances, centres de loisirs...), ce qui peut localement pondérer ce constant.

De ce fait, nous avons estimé à une dotation de 10 litres par élèves et par jour pour les écoles primaires et 20 litres par eleve et par jour pour les CEM et les lycées. Les differents resultats sont regroupés dans (le tableau.8 ci-dessous).

désignation	Nbr d'élève	dotation (l/unité/j)	unité	besoins (m <sup>3</sup> /j)	besoins (m <sup>3</sup> /h)
10 écoles	2320	10	élève	23.2	0.97
3 CEM	1200	20	élève	24	1.00
3 lycées	1200	20	élève	24	1.00
<b>total</b>	<b>4720</b>			<b>71.2</b>	<b>2.97</b>

Tableau.8 : Repartition d'établissements scolaire par élève et par besoins

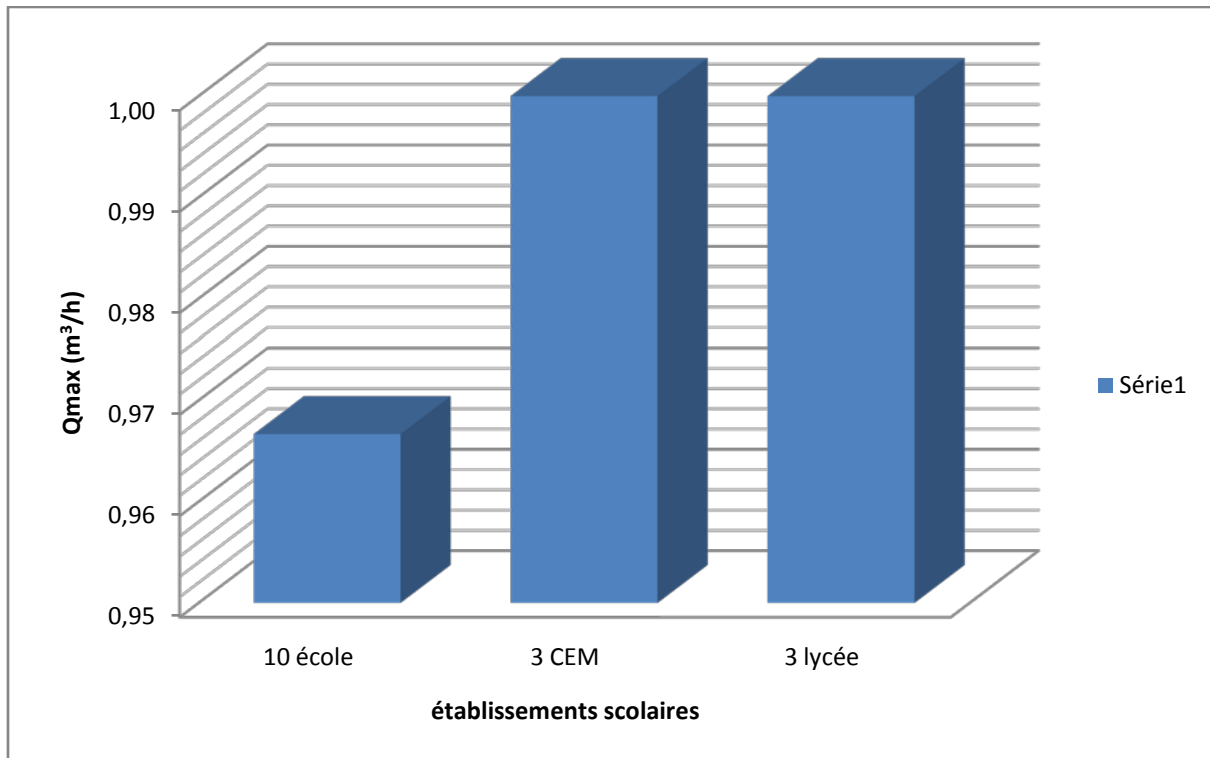


Figure.26 : Graphique des besoins scolaires

### III.5.4.2. Equipements sportifs

La ville « d'EL HADJAR », comme toute autre agglomération contient certains espaces conçus pour des activités sportifs.

Ce pendant, le point le plus incertain concerne l'arrosage. L'arrosage constitue souvent l'essentiel de la consommation d'eau des stades, environs les deux-tiers. Cette proportion peut sensiblement variée selon les pratiques, l'état des installations d'arrosage, etc. pour faire l'estimation des besoins, nous avons évalué à une dotation de 5 litres par mètre carré, pour les terrains de foot, terrain de jeux, terrain de sport, terrain matico et aire de jeux, (voir le tableau.9 ci-dessous).

Pour une salle multisports classique (salle omnisport), avec terrain type basket, vestiaire avec des douches, sanitaires : 800 m<sup>3</sup>/an

$$\frac{800}{365} m^3/j * 1000 = 2192 \frac{l}{j}$$

Pour un stade traditionnel: 1 terrain de sport principal ; une série de 12 ou 24douches : 300m<sup>3</sup>/an

$$\frac{3000m^3}{365j} * 1000 = 8219 \approx \frac{8200l}{j}$$

## Chapitre 3 : Estimation des besoins

désignation	Nbr/surface	dotation (l/unité/j)	unité	besoins (m <sup>3</sup> /j)	besoins (m <sup>3</sup> /h)
2 stades	2	8200	stade	16.40	0.68
terrain de foot	100	5	m <sup>2</sup>	0.50	0.02
salle omnisport	1	2192	salle	2.19	0.09
terrain de jeux	100	5	m <sup>2</sup>	0.50	0.02
5 aires de jeux	3345	5	m <sup>2</sup>	16.73	0.70
terrain de sport	620	5	m <sup>2</sup>	3.10	0.13
2 terrains matico	400	5	m <sup>2</sup>	2.00	0.08
<b>total</b>				<b>41.42</b>	<b>1.73</b>

Tableau.9 : Repartition d'établissements sportifs et leurs besoins

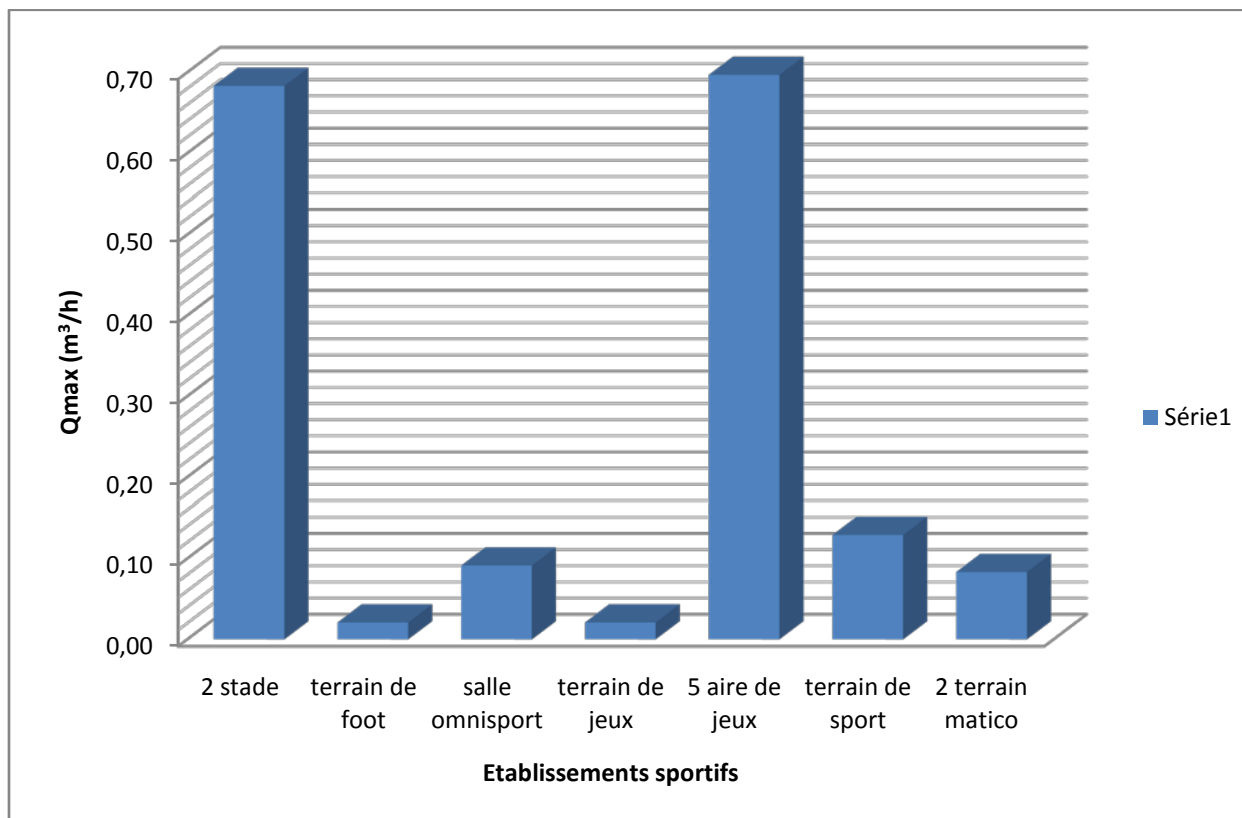


Figure.27 : Graphique des besoins sportifs

### III.5.4.3. Etablissements sanitaires

Il existe actuellement dans la ville « d'EL HADJAR » un tissu sanitaire qui est composé d'une polyclinique, une salle de soins, un centre de santé et trois centres de soins. L'estimation des besoins a été faite par une dotation de 15 litres par patient et par jour, soit :

120 patients pour la polyclinique

80 patients par centre de santé, centre de soins et salle de soins.

## Chapitre 3 : Estimation des besoins

(Le tableau.10 ci-dessous) regroupe les différents établissements sanitaires avec leurs besoins.

désignation	surface/nbr	dotation (l/unité/j)	unité	besoins (m <sup>3</sup> /j)	besoins (m <sup>3</sup> /h)
polyclinique	120	15	patient	1.80	0.08
salle de soins	80	15	patient	1.20	0.05
centre de santé	80	15	patient	1.20	0.05
3 centres de soins (PMI)	240	15	patient	3.60	0.15
total				7.80	0.33

Tableau.10 : Repartition d'établissements sanitaire par patient et par besoins

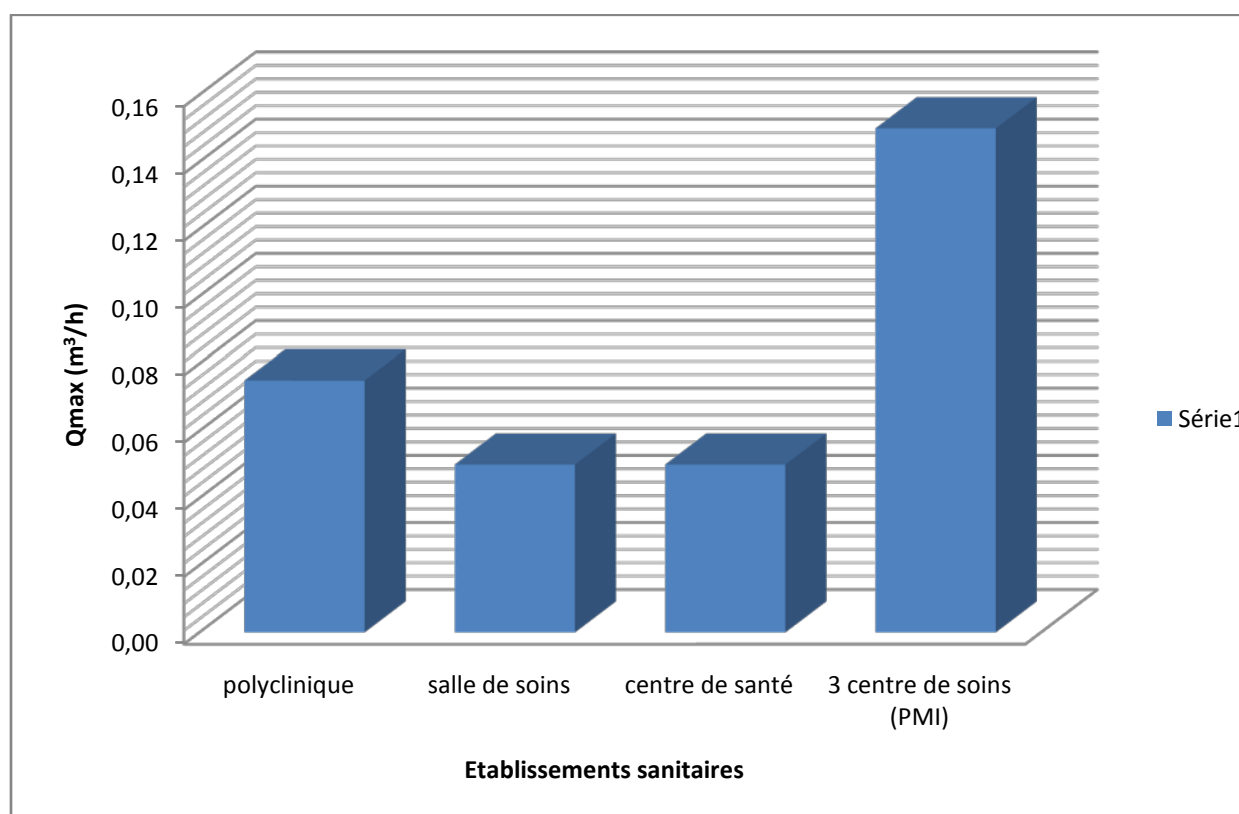


Figure.28 : Graphique des besoins sanitaire

### III.5.4.4. Equipement touristique et de loisirs

Dans la plupart des secteurs géographiques, la sensibilité de la fréquentation hôtelière aux variations saisonnières est certainement limitée : hormis dans les secteurs très touristiques, il est probable que la fréquentation d'affaires tout au long de l'année assure un taux de remplissage assez régulier. Les consommations des hôtels sont donc sans doute beaucoup plus lissées que celle des campings qui sont

## Chapitre 3 : Estimation des besoins

par nature saisonnières. La répartition des consommations hôtelières ne semble pas principalement liée aux zones de plus fort attrait touristique.

La plus par des usages hôteliers hors chambres est potentiellement très variable, selon la présence plus ou moins importante d'équipements : cuisines, espaces verts, blanchisseries, piscines, climatisation.... Ces usages peuvent représenter une part très significative de la consommation totale de chaque hôtel.

De ce fait, nous avons estimé à 300 litres par chambre et par jour pour l'hôtel, et 4 litres par mètre carré et par jour pour la salle de cinéma et la Park d'attraction. Les différents résultats sont regroupés dans (le tableau.11 ci-dessous).

touristique/loisir	surface/nbr	dotation	unité	besoins (m <sup>3</sup> /j)	besoins (m <sup>3</sup> /h)
hôtel	27	300	chambre	8.1	0.34
Park d'attraction	8044	4	m <sup>2</sup>	32.176	1.34
cinéma	656	4	m <sup>2</sup>	2.624	0.11
total				42.9	1.79

Tableau.11 : Repartition d'établissements touristique et de loisirs et par besoins

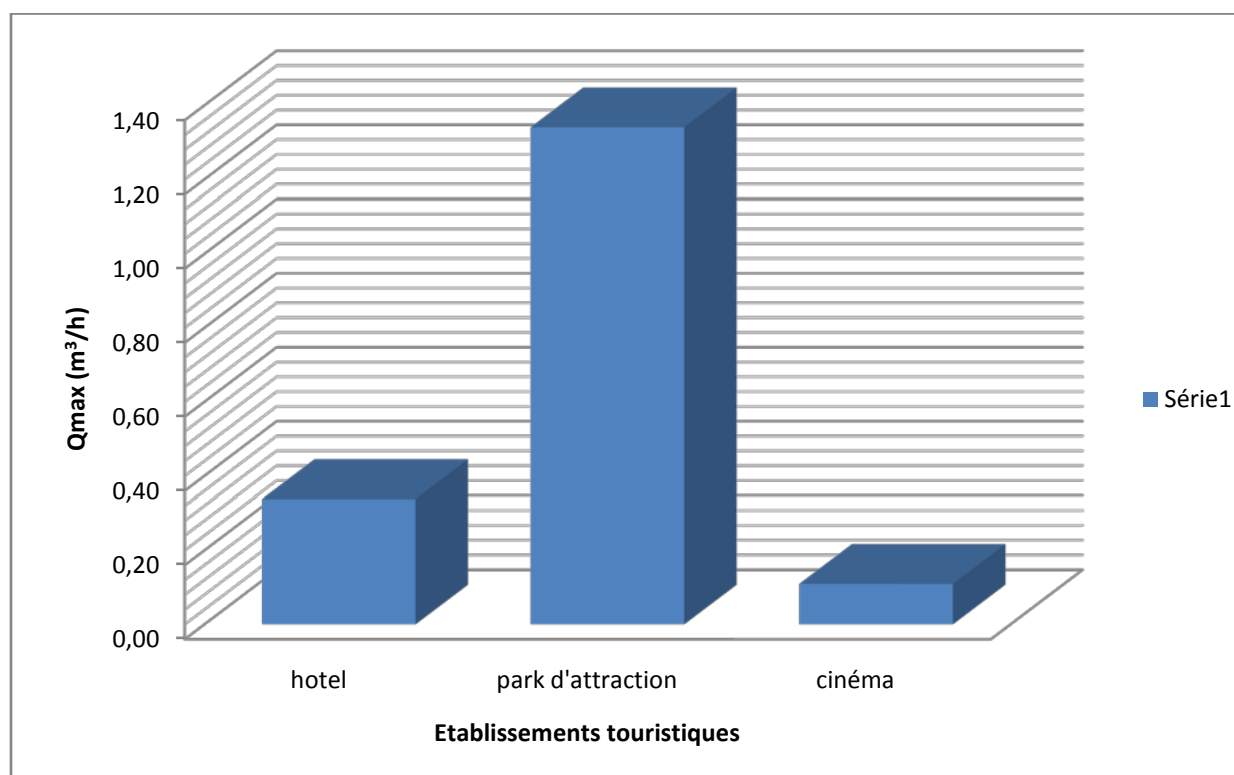


Figure.29 : Graphique des besoins touristiques

## Chapitre 3 : Estimation des besoins

### III.5.4.5. Etablissements administratives et publiques

Il est considéré que les usages de l'eau des établissements administratifs et publiques s'apparentent le plus souvent à ceux d'un établissement scolaires (lycée, collège) : usage de type domestique (utilisation des sanitaires) et restauration collective, et parfois arrosage d'espaces verts.

Dans l'hypothèse où il n'existe pas de restauration sur le site, l'utilisation de l'eau correspond pour l'essentiel à des usages de type domestique. Les différents types d'équipements administratifs, publiques et leurs demandes en eau sont portés sur (les tableaux 13 et 14 ci-dessous).

désignation	surface/nbr	dotation (l/unité/j)	unité	besoins (m <sup>3</sup> /j)	besoins (m <sup>3</sup> /h)
garde communal	25	180	garde	4.50	0.19
2 gendarmeries	70	180	gendarme	12.60	0.53
ex-tribunal	100	4	m <sup>2</sup>	0.40	0.02
palais de justice	1315	4	m <sup>2</sup>	5.26	0.22
centre administrative	165	4	m <sup>2</sup>	0.66	0.03
protection civil	3310	20	m <sup>2</sup>	66.20	2.76
EDGA	1218	4	m <sup>2</sup>	4.87	0.20
sureté daïra	50	180	agent	9.00	0.38
hôtel de finance	596	4	m <sup>2</sup>	2.38	0.10
2 EPEA	3363	4	m <sup>2</sup>	13.45	0.56
SUC	218	4	m <sup>2</sup>	0.87	0.04
direction ORLAIT	1005	4	m <sup>2</sup>	4.02	0.17
2 APC	1088	4	m <sup>2</sup>	4.35	0.18
DAIRA	245	4	m <sup>2</sup>	0.98	0.04
caisse sécurité sociale	1455	4	m <sup>2</sup>	5.82	0.24
centre de rééducation	80	180	détenu	14.40	0.60
total				149.77	6.24

*Tableau.13 : Repartition des batiments administratifs et leurs besoins*



## Chapitre 3 : Estimation des besoins

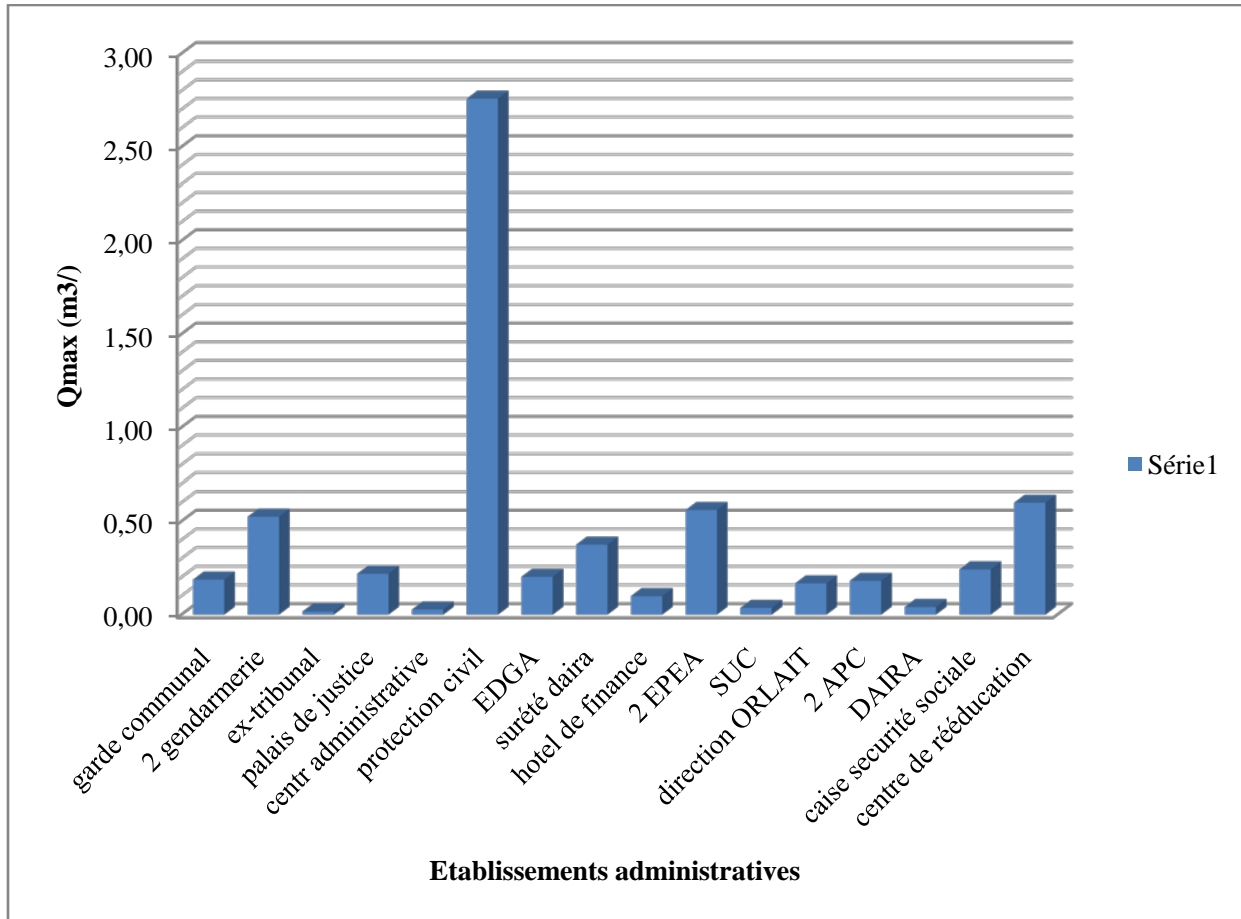


Figure.30 : Graphique des besoins administrative

désignation	surface/nbr	dotation (l/unité/j)	unité	besoins (m³/j)	besoins (m³/h)
jardin d'enfant	60	20	enfant	1.2	0.05
5 mosquées	2317	20	fidèle	46.34	1.93
6 réserves d'équipement	5340.8	4	m²	21.3632	0.89
maison de jeune	572	10	m²	5.72	0.24
Park à étage	7966	0.5	m²	3.983	0.17
2 parkings	5820	0.5	m²	2.91	0.12
équipement de consommation	900	4	m²	3.6	0.15
cimetière	6655	3	m²	19.965	0.83
O.A.I.C	470	4	m²	1.88	0.08
SILOS	1830	4	m²	7.32	0.31
stock légume	1150	4	m²	4.6	0.19
total				118.8812	4.95

Tableau.14 : Repartition d'établissements publiques et leurs besoins

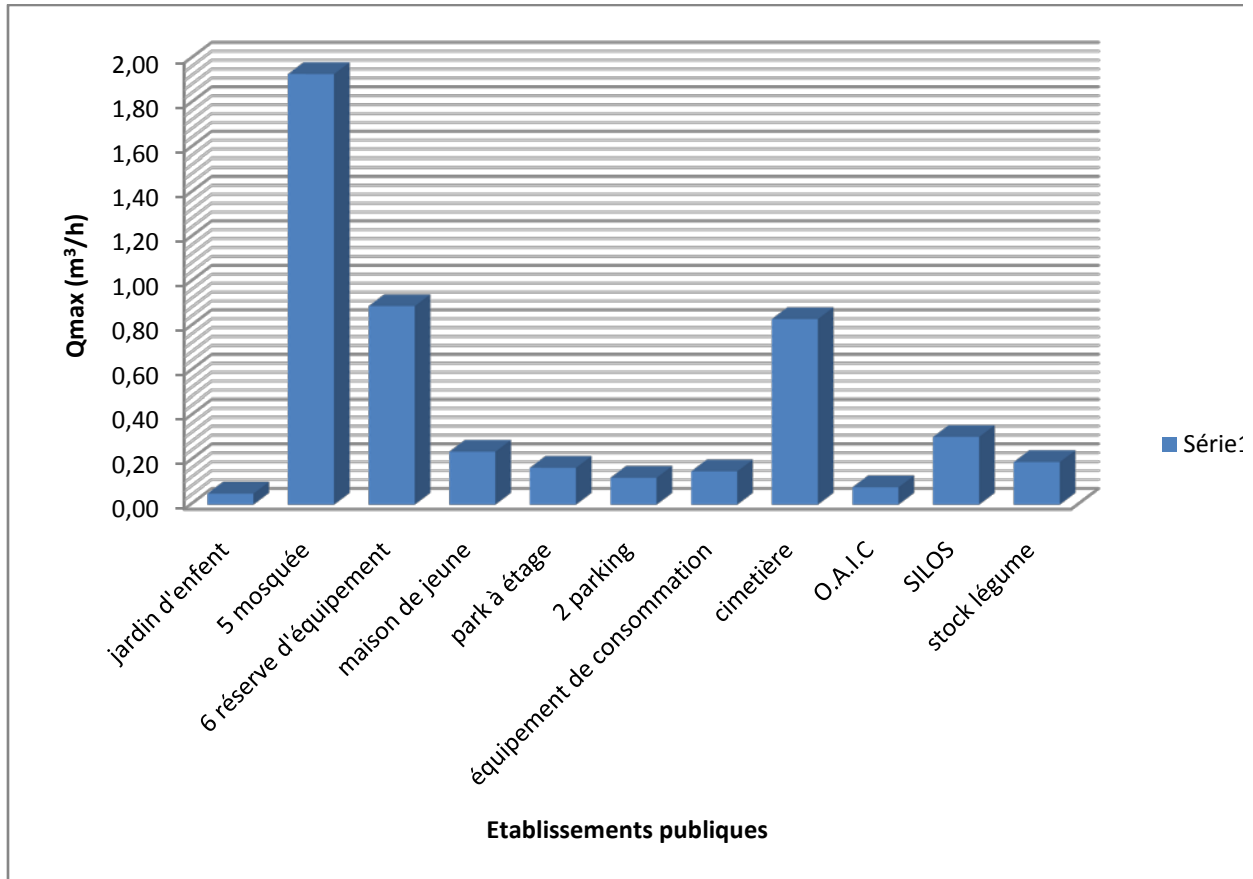


Figure.31 : Graphique des besoins publics

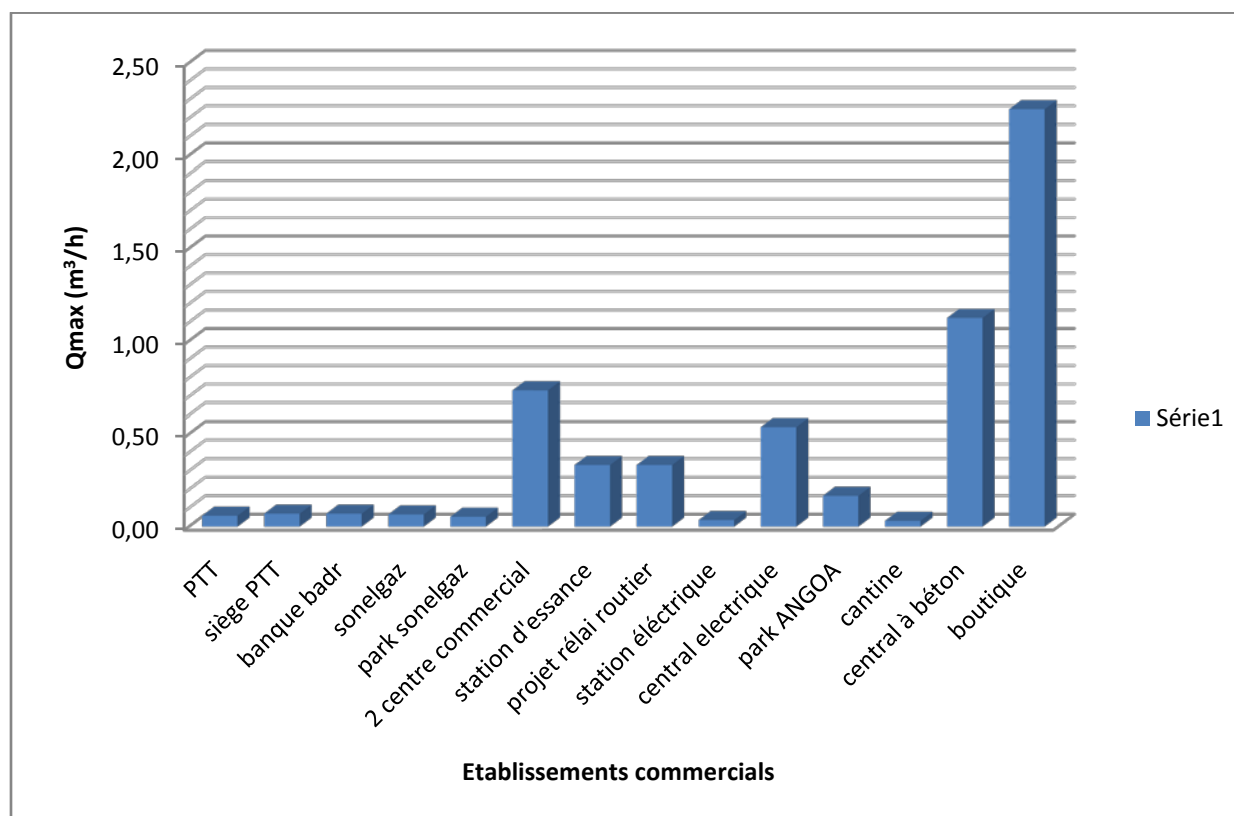
### III.5.4.6. Etablissements commerciaux

Au centre de la ville « d'EL HADJAR », se trouve principalement se trouve une importante activité commerciale, dans laquelle nous avons estimé à 300 boutique avec une dotation de 180 litres par jour et par boutique. Il existe deux centres commerciaux que nous avons considérés à R+1, ce qui fait que leurs surfaces ont été multipliées par deux. A cela s'ajoute d'autre établissement à caractères commercial. Leurs demandes en eau ont été estimées par nombre ou par surface à 4 litres par mètre carré et par surface, (voir tableau.15 ci-dessous).

## Chapitre 3 : Estimation des besoins

désignation	surface/nbr	dotation (l/unité/j)	unité	besoins (m <sup>3</sup> /j)	besoins (m <sup>3</sup> /h)
PTT	354	4	m <sup>2</sup>	1.416	0.06
siège PTT	420	4	m <sup>2</sup>	1.68	0.07
banque Badr	420	4	m <sup>2</sup>	1.68	0.07
sonelgaz	396	4	m <sup>2</sup>	1.584	0.07
Park sonelgaz	322	4	m <sup>2</sup>	1.288	0.05
2 centres commerciaux	4402	4	m <sup>2</sup>	17.608	0.73
station d'essence	40	200	client	8	0.33
projet relai routier	40	200	client	8	0.33
station électrique	215	4	m <sup>2</sup>	0.86	0.04
central électrique	3228	4	m <sup>2</sup>	12.912	0.54
Park ANGOA	1000	4	m <sup>2</sup>	4	0.17
cantine	150	5	repas	0.75	0.03
central à béton	150	180	m <sup>3</sup>	27	1.13
boutique	300	180	boutique	54	2.25
total				140.778	5.87

*Tableau. 15 : Repartition d'équipements commerciaux et leurs besoins*



*Figure.32 : Graphique des besoins commerciaux*

### III.5.4.7. Récapitulatif des besoins

Désignation	besoins (m <sup>3</sup> /h)
domestique	1010.25
scolaire	2.97
sportif	1.73
sanitaire	0.33
touristique	1.79
administrative	6.24
public	4.95
commercial	5.87
total	1034.13

Tab.16 : Tableau récapitulatif des besoins

D'où, les besoins totaux en eau de l'agglomération sont :

$$Q_{\text{total}} = 1034,13 \text{ m}^3/\text{h}$$

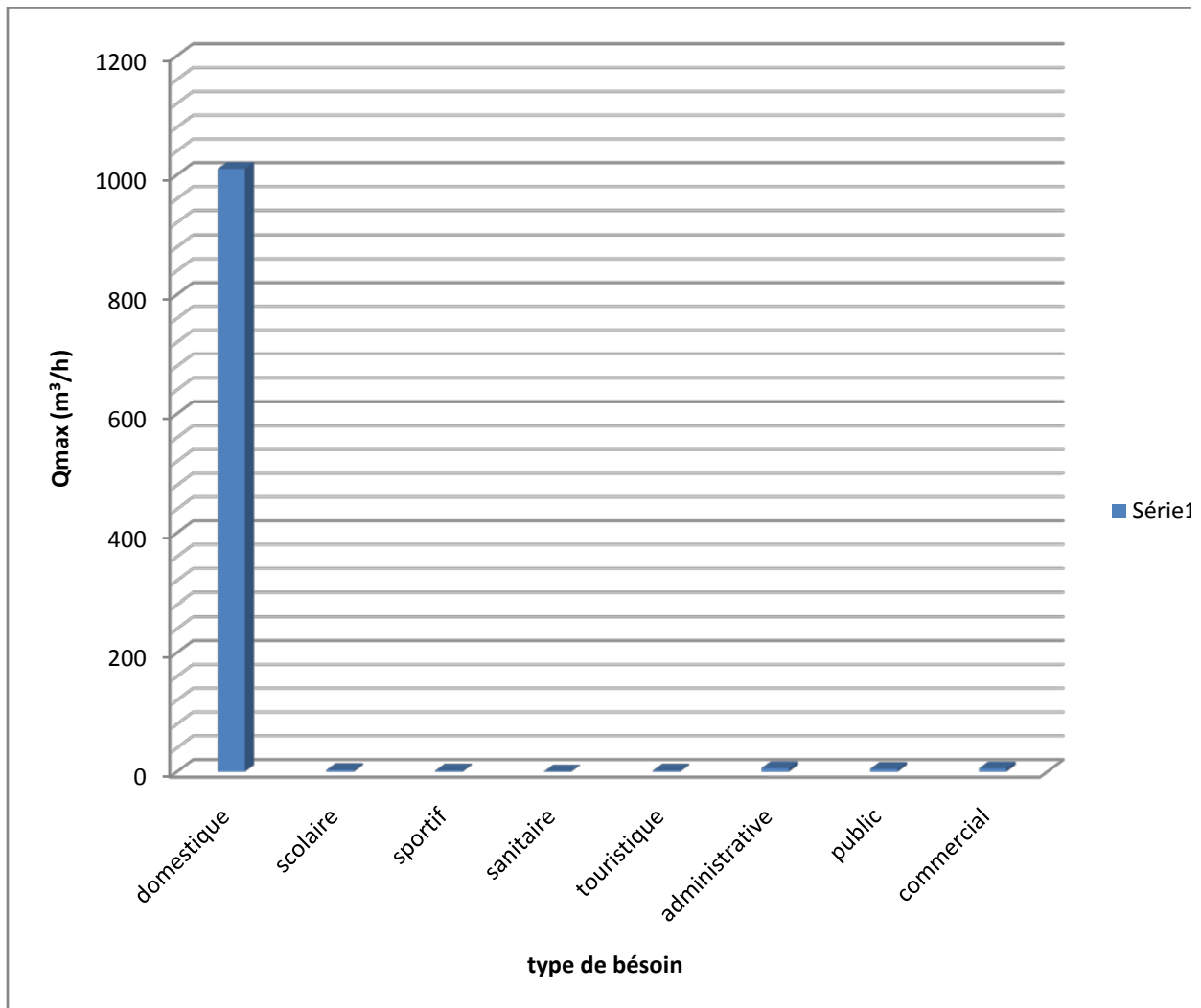


Figure.33 : Graphique récapitulatif des besoins

### III.6. Les pertes

Les différentes composantes des pertes d'eau sur un réseau d'AEP sont :

- Volumes détournés.
- Volumes défaut de comptage.
- Volumes des fuites (fuites dans le réseau de distribution : branchements, robinet de prise, vannes, ventouse,...).
- Eau de lavage et de nettoyage.
- Eau de vidange (cas de casse de conduite, travaux, raccordement,...).

Le volume de ces pertes dépend de :

- La nature des conduites.
- L'âge et l'état du réseau.
- La compétence et l'efficacité du service de maintenance du réseau (moyens humain, moyens matériel, appareils de détection de fuites, rapidité d'intervention pour réparation).

Pour tenir compte de ces pertes, on définit le coefficient de perte  $K_P$  comme suit :

$$K_P = \frac{\text{volume produit}}{\text{volume consommé}}$$

La valeur de  $K_P$  varie de 1,2 à 1,5.

$K_P = 1,2$  pour un réseau neuf ou bien entretenu.

$K_P = 1,25$  à  $1,35$  pour un réseau moyennement entretenu.

$K_P = 1,5$  pour un réseau vétuste ou mal entretenu.

Dans notre cas, nous avons choisi  $K_P = 1,2$ .

### III.7. Débit de pointe

Le débit de pointe ou le débit de dimensionnement des ouvrages d'adductions (station de pompage, station de traitement, réservoirs, conduites d'adduction...) est égal à la somme des débits des besoins et de fuite.

Soit :

$$Q_p = K_P * Q_{\text{total}} = 1,2 * 1034,13 = 1240,956 \Rightarrow$$

$$Q_p = 1240,96 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_p = 344,71 \text{ l/s}$$

# **Chapitre-IV :**

## **Adduction**

### Adduction

#### IV.1. Introduction

Le terme « adduction d'eau », désigne l'ensemble des techniques permettant de transporter l'eau de sa source à son lieu de consommation. L'eau peut être acheminée grâce à des conduites ou des aqueducs. L'acheminement de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable peut se faire soit par adduction en charge, soit gravitaire, soit mixte.

Etant donné que le système d'alimentation en eau potable de la ville « d'EL HADJAR » fait partie à celle « d'ANNABA », et qui est alimenté directement à partir de la station de traitement d'eau potable de « CHAIBA », nous avons considérés ce dernier comme source de captage dans notre système d'adduction.

#### IV.2. Présentation de la station de CHAIBA

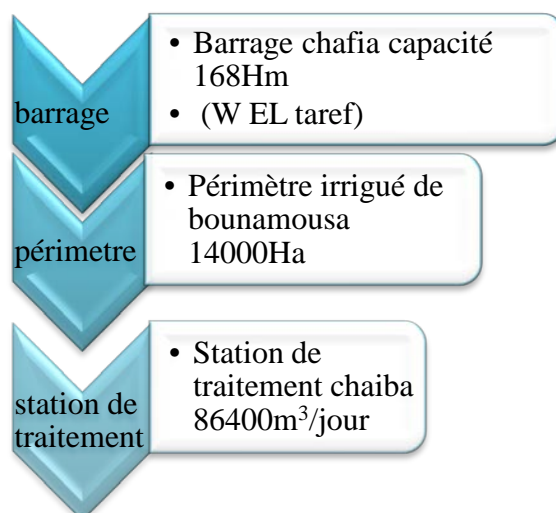
##### IV.2.1. Historique de la station de traitement de chaiba (1000l/s)

L'usine de traitement d'eau potable de « CHAIBA » est située à la zone de « chaiba-Annaba », cette dernière est alimentée en eau brute provenant de barrage chafia situé à environ 60 Km de lieu de la station sur « l'oued bounamousa » arrive en contrebas de l'unité de traitement, et il est véhiculée jusqu'à l'usine au moyen d'un poste de surpression qui refoule l'eau dans un bassin tampon. Un collecteur de 900mm amène l'eau dans l'usine qui subit une pré-oxydation au chlore liquide.

L'eau est ensuite dirigée vers 2 mélangeurs rapides où sont distribués les réactifs de traitement ; coagulant et adjuvant de floculant. L'eau est ensuite équi-répartie dans les 4 décanteurs de type pulsator suivis de douze filtres à sable ouverts.

La construction de l'usine a été achevée en 1969 et elle est réhabilitée par l'entreprise « HYDROSID ». La station traite plus que 1000l/s

La station de chaiba alimente la ville de Annaba et ses alentours, qui as une population dépasse 557.818 habitant.



*Figure.34 : Le schéma de transfert et du traitement de l'eau dans la wilaya d'Annaba*

### IV.2.2. Fonctionnement de la station

- Le débit de dimensionnement de La station « CHAIBA » est de 3600m<sup>3</sup>/h pour 4 décanteurs en fonctionnement. Entre le bassin tampon et deux mélangeur rapides, un nouveau collecteur de diamètre nominal 965mm a été installé en remplacement de la canalisation de 900mm de l'origine, le débit d'entrée de l'usine est réglé au moyen de deux vannes papillons manuelles situées sur le Té de répartition vers les mélangeurs rapides.

Un débitmètre d'eau brute a été installé sur la canalisation de 965mm. Des réducteurs à l'entrée et à la sortie du capteur d'un diamètre de 1000mm, permettent de faire le lien avec la canalisation. La faible inclinaison des réductions et la vitesse de l'eau relativement faible, 1,37 m/s, ne modifient en rien les conditions de fonctionnement du débitmètre.

jour	heure	Débit (m <sup>3</sup> /h)
1ere jour	9h00	3200
2eme jour	8h30	3000

*Tableau.17 : Débit d'eau brute sur capteur khrono, 3 décanteurs en fonctionnement.*

- Actuellement, le pré chloration se fait avec l'hypochlorite de sodium, ou le pré chloration doit être utilisée le moins possible car le chlore utilisé que l'eau brute est générateur de sous-produits tels que le tri halo méthanes (THM) .Si la chloration s'avérait indispensable, il est préférable d'utilisé le dioxyde de chlore.
- Le coagulant utilisé est du sulfate d'aluminium 17-18%Al<sub>2</sub>(SO<sub>4</sub>)<sub>3</sub> en provenance de Lebanon chemicals Co.



## Chapitre 4 : Adduction

- L'adjuvant utilisé est du polyacrylamide. Les postes de préparation construits en acier inoxydable disposent de 2 pompes d'injection branchées en parallèle, et d'une troisième en secours.

Le point d'injection utilisé de la construction des mélangeurs est préférable pour respecter le décalage d'injection nécessaire.

- Les mélangeurs sont au nombre de deux, à l'origine ils sont équipés d'un agitateur tripale de diamètre de pales de 1050 mm et de vitesse de rotation de 106 t/min pour une énergie de mélange d'environ  $294 \text{ s}^{-1}$  calculé sur la base d'une puissance absorbée de 2820 W valeur donnée par le fabricant.

Les relèves des paramètres de fonctionnement des cloches sont rassemblées dans (le tableau.18 ci-dessous).

	Cloche 1	Cloche 2	Cloche3	Cloche4	Notice fonctionnement
Durée chasse	11s	8s	6s	à l'arrêt	5-7s
Durée vide	16s			à l'arrêt	19-45s
Niveau maxi d'eau	55cm	60cm	55cm	à l'arrêt	60cm

*Tableau 18 : paramètres de fonctionnement des cloches.*

La durée de chasse devra être ajustée pour être inférieure à 8 s. aussi la durée de montée du niveau dans la cloche devra se situer dans l'intervalle défini par le constructeur, également l'amplitude de niveau dans les cloches devra être ajustés à un minimum de 60 cm. Ces paramètres doivent être homogènes pour les quatre décanteurs.

- L'installation comprend 6 pompes à vide dont deux sont réservées au secours. Chaque cloche utilise une pompe pour son fonctionnement .deux casses vides permettent de protéger les pompes grâce à un système de vannes manuelles.
- Les ramifications inférieures de répartition d'eau à l'origine étaient construites en diamètre intérieur 300 mm, pour les trois premiers décanteurs les nouveaux tubes installés sont en polyéthylène à haute densité de diamètre nominal 285mm.
- Sur les nouveaux tuyaux installés dans les trois première décanteurs une ligne avec des orifices de 24mm et une ligne avec des trous de 30mm. Pour le quatrième décanteur les ramifications inférieures avec diamètre nominal de 300 mm elles ont 33 orifices perforés en quinconce de diamètre 30mm par tube .l'espacement des trous est de 45 cm et l'angle entre les deux rangées de  $60^\circ$ . La position de chaque rangée d'orifice est en dessous de tube à  $30^\circ$  de chaque côté par rapport à l'horizontale, sur ce décanteur, les ramifications inférieures sont conformes au design des pulsator. Et pour les ramifications supérieures du décanteur on peut considérer qu'il y a 18,5 trous par longueur.

- pour les concentrateurs de boues chaque décanteur comporte 4 concertateurs. Il se fait simultanément pour les décanteurs 1 et 4, de la même manière, et pour les décanteurs 2 et 3. Le réglage est réalisé grâce à une minuterie du pupitre de commande de la station.



Figure.35: Station de traitement de chaiba (photo GOOGLE EARTH).

### IV.3. Le système d'adduction

#### IV.3.1 Adduction en charge

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydroélectriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une cote inférieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

#### IV.3.2. Adduction gravitaire

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitaire. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une cote supérieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

#### IV.3.3. Adduction mixte

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

### **Deux conclusions :**

1. Une adduction qui fonctionne à surface libre (cas des adductions gravitaire), dont les tuyaux ne fonctionnent pas en pression, ne nécessite pas de tuyaux de forte résistance.
2. Au niveau économique, on se rend compte que travailler à surface libre coûte cher: une adduction non remplie est une adduction surdimensionnée, puisqu'avec un diamètre inférieur on peut transporter la même quantité d'eau.

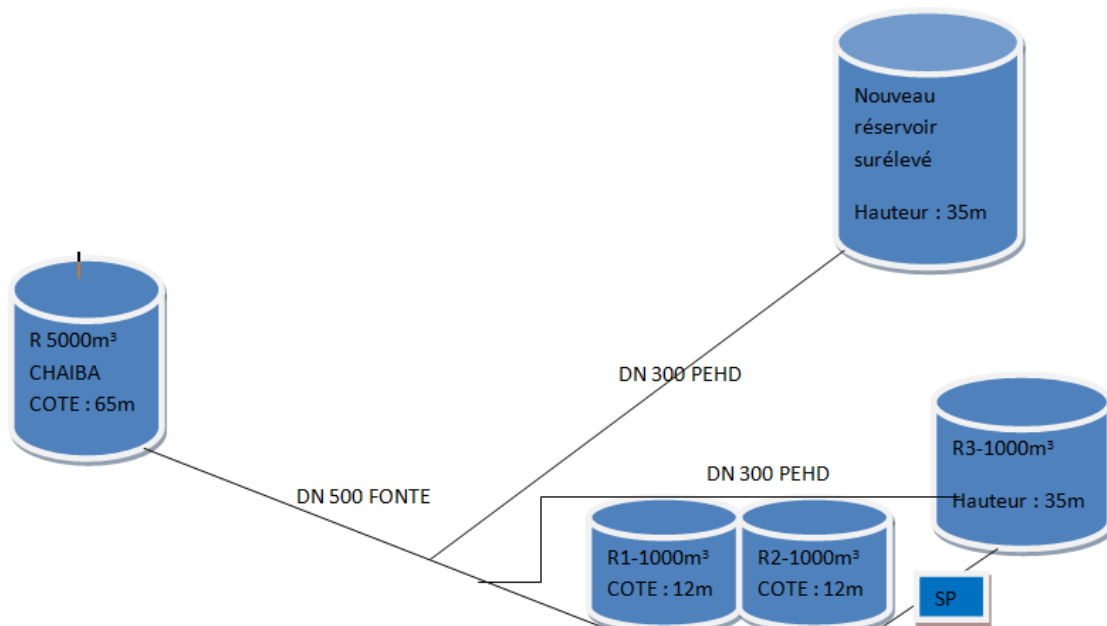
### **IV.3.4. Profil d'une adduction.**

Le profil de l'adduction est une donnée indispensable pour visualiser le fonctionnement de l'adduction. Il peut être établi à partir d'un relevé de terrain (niveau, clinomètre, carte et boussole). On y reporte en x les distances, en y les altitudes. Il est indispensable de choisir une échelle différente sur chacun des axes de façon à bien visualiser les reliefs le long du tracé.

### **IV.4. Adduction d'EL HADJAR**

Dans le cas de la commune d'el hadjar, l'adduction se fait directement à partir du réservoir 5000m<sup>3</sup> de la station de CHAIBA, à une cote de 65m par le biais d'une conduite d'adduction de long de 4,23km, de diamètre 500mm en fonte. Arrivée à el hadjar, l'eau est stockée dans deux réservoirs R1 et R2 de 1000m<sup>3</sup> chacun, qui alimentent à leurs tours un château d'eau (R3) de 1000m<sup>3</sup> et 35m de hauteur.

Donc le système d'adduction d'el hadjar est gravitaire (figure36 ci-dessous).



*Figure.36 : schéma du système d'adduction d'el hadjar*

Une fois l'eau est arrivée, c'est un nouveau système de distribution qui commence. Le château d'eau alimente le centre de la ville et deux bâches à eau avec presseur, l'un à ATTOUI et l'autre à el hadjar nord (voir figure.37 ci-dessous).

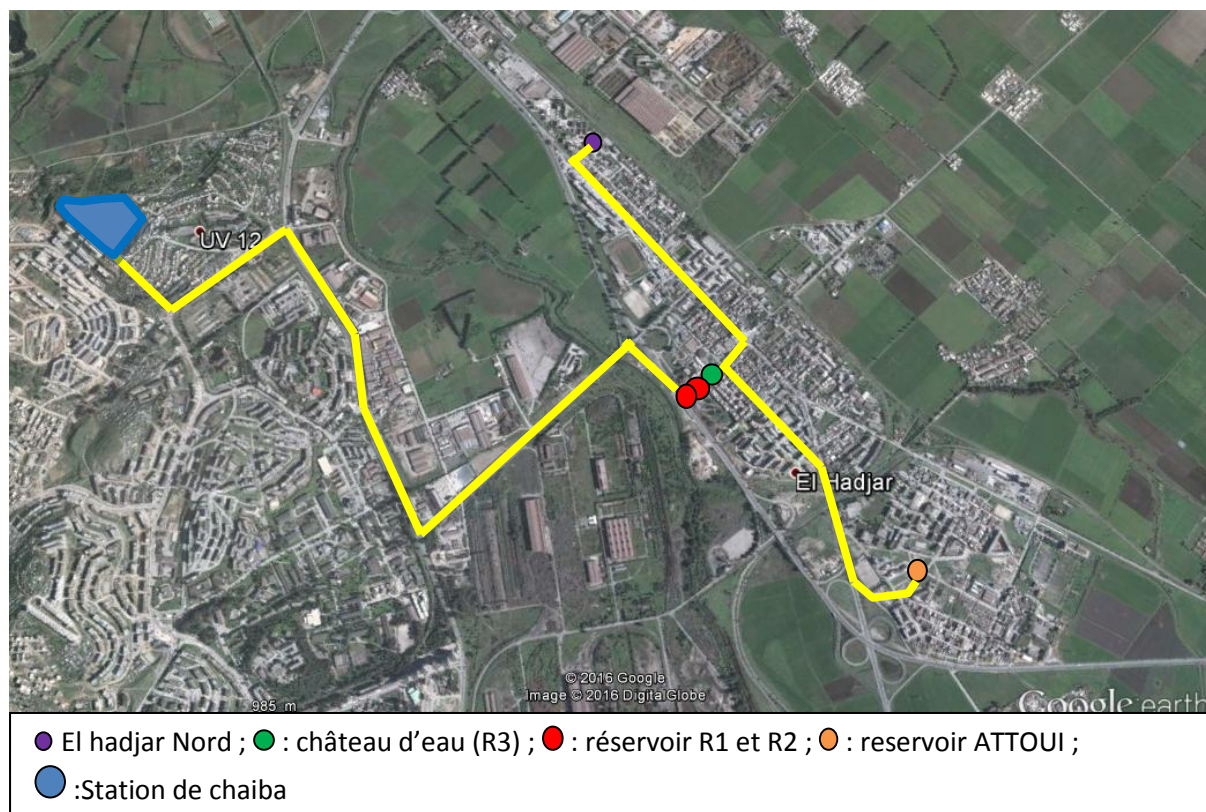


Figure.37: schema d'adduction d'el hadjar (image GOOGLE EARTH)

### IV.5. La ligne piézométrique.

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point du tracé. Elle correspond au niveau qu'atteindrait l'eau dans un tuyau vertical connecté sur l'adduction.

Pour une adduction gravitaire de section uniforme et alimentée à son maximum :

- Lorsque l'adduction débouche à gueule bée, ou dans un réservoir, la ligne piézométrique est une droite qui relie les points extrêmes de l'adduction. L'eau est à la pression atmosphérique au départ et en fin d'un parcours sans obstacle. La pression est maximum au point du profil le plus éloigné de la ligne piézométrique.
- Lorsque l'adduction est fermée à son extrémité en aval (cf. schéma), la ligne piézométrique est horizontale. La plus forte pression s'exerce au point de cote le plus bas.

## Chapitre 4 : Adduction

- Lorsque l'adduction est à demi-fermée par une vanne en fin de parcours, suivant le débit transitant dans l'adduction, la ligne piézométrique prend une valeur située entre les deux extrêmes.

C'est ce qui est représenté sur (la figure.38 ci-dessous).

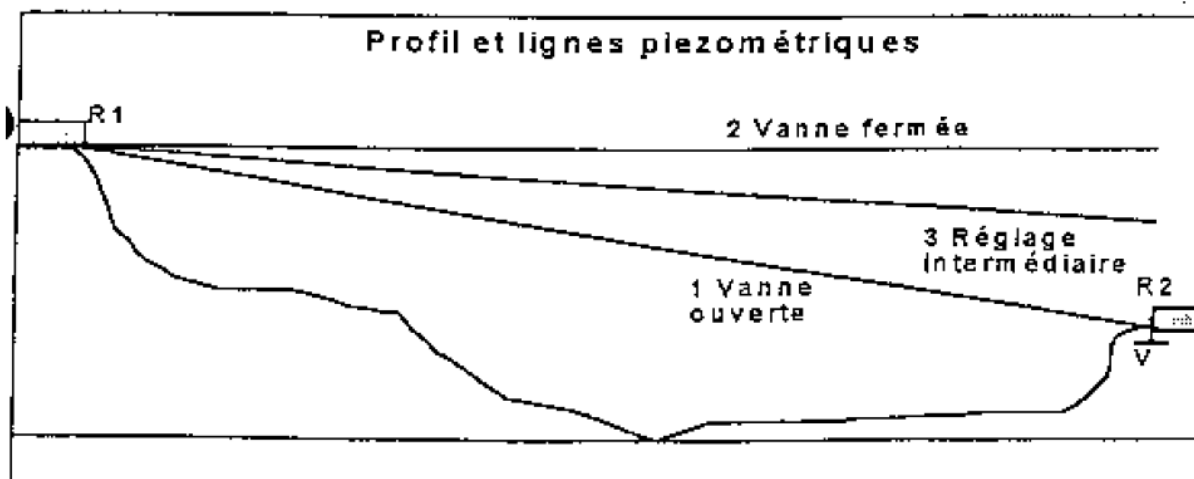


Figure.38 : Profil et lignes piézométriques

### IV.6. Pertes de charge.

Les pertes de charge correspondent aux pertes d'énergie de l'eau sur son parcours.

On distingue :

- Les pertes de charge linéaires qui correspondent aux frictions de l'eau contre les parois de la tuyauterie ; elles peuvent être calculées ou tirées d'abaques. Elles sont exprimées en m/m ou en % et varient avec le débit qui transite dans l'adduction. Ainsi, il existe une grande variété pour les déterminer. Notons que la plus importante d'entre elles est la formule de Colebrook, elle a l'avantage d'être rationnelle et applicable sur tous les fluides, mais elle est complexe, et c'est cela qui justifie l'utilisation encore de quelques autres formules empiriques.

Les formules ci-dessous sont données avec les notations suivantes :

J : pertes de charge en mètres de hauteur du fluide.

$\lambda$  : Coefficient de pertes de charge sans unité.

D : diamètre intérieur de la conduite en m.

V : vitesse moyenne du fluide dans la section considérée, en m/s.

G : accélération de la pesanteur en  $m/s^2$  ( $g = 9.81 m/s^2$ ).

k : coefficient de rugosité équivalent en m.

## Chapitre 4 : Adduction

---

$\nu$ : viscosité cinématique en  $m^2/s$  ( $\nu = 1.31 \text{ e} - 6 \text{ m}^2/s$ ).

$R_e$  : nombre de Reynolds  $R_e = V.D. \nu^{-1}$ .

$R$  : Rayon hydraulique =  $S/P$  en  $m$ .

$S$  : Section mouillée en  $m$ .

$P$  : Périmètre mouillé en  $m$ .

$C_{wh}$  : Coefficient de perte de charge dans la formule de Williams & Hazen.

La rugosité  $k$  ( $mm$ ) de la conduite dépend du matériau utilisé, de l'âge de la conduite et de l'état du revêtement intérieur.

### IV.6.1. Formule de Williams & Hazen:

C'est la plus utilisée des formules empiriques, toujours en usage dans certains pays, notamment aux USA et au Japon. La perte de charge est exprimée en fonction de son coefficient  $C_{wh}$ , variable selon les diamètres des conduites et, surtout, selon l'état de leur surface intérieure.

L'expression fondamentale est :

$$V = 0.849 * C_{wh} * R^{0.63} * J^{0.54}$$

Ou encore :

$$J = 10.69 * Q^{1.852} * C_{wh}^{-1.852} * D^{-4.87}$$

Le Coefficient  $C_{wh}$  varie avec le matériau utilisé :

PVC : 140 à 150.

Fonte revêtue : 135 à 150.

Fonte neuve 130

Fonte (5 ans) 120

Fonte (20 ans) 100

Béton 130

Acier neuf 120

Ciment d'amiante 140

Chlorure de polyvinyle 150

### IV.6.2. Formule de Colebrook-White :

Celle-ci s'écrit :

$$\lambda^{-0.5} = -2 \ln\left(\frac{k}{3.71 * D} + \frac{2.51}{Re * \lambda^{0.5}}\right)$$

Elle donne la valeur de  $\lambda$  à porter dans la formule de Darcy ;

### IV.6.3. Formule de Darcy - Weisbach

La perte de charge et l'écoulement peuvent aussi se calculer de façon plus précise avec la formule de Darcy - Weisbach dans laquelle, contrairement à la formule précédente, le coefficient de frottement varie en fonction du régime hydraulique caractérisé par le nombre de Reynolds :

$$J = \frac{\lambda LV^2}{2gD}$$

Ou encore, pour les conduites circulaires :

$$j = \frac{8\lambda LQ^2}{\pi^2 * gD^5}$$

Avec  $g$ , la gravité et  $\lambda$  le facteur de frottement. Cette formule est homogène sur le plan des unités, le facteur  $f$  peut être déterminé sur le diagramme de Moody ou encore par la formule de Colebrook ci-dessus.

En général les pertes de charge singulières représentent 10 % des pertes de charge linéaires. Ainsi les pertes de charge totales sont égales aux pertes de charges linéaires majorées de 10 %.

- Les pertes de charge singulières correspondent à la présence d'un obstacle particulier, coude, vanne, etc. Elles sont aussi données par le constructeur, et exprimées en m.

Sur le schéma ci-dessus

- Les pertes de charge linéaires sont maximales en 1, les pertes de charges singulières nulles (induites par la vanne), et le débit maximum.
- En 3, les pertes de charge linéaires sont nulles, les pertes singulières maximum (vanne fermée).

Dans les trois cas la somme des pertes de charge est égale au dénivelé total de l'adduction.

Il faut savoir que les pertes de charge varient en fonction du carré de la vitesse de l'écoulement de l'eau. Les formules et abaques qui permettent de connaître la

## Chapitre 4 : Adduction

relation débit/pertes de charge pour un type de tuyau, ne sont valides que pour des vitesses de l'eau inférieure à 2 m/l (on est en régime laminaire).

Les abaques ou formules ne seront donc utilisés que dans ces limites.

### IV.6.4. Diagramme d'énergie

Rappelons que dans tout système en charge, l'équation de Bernoulli s'applique entre deux points A et B :

$$\frac{PA}{\gamma} + ZA + \frac{VA^2}{2g} = \frac{PB}{\gamma} + ZB + \frac{VB^2}{2g} + \Delta H$$

Ou :

P : Pression

Z : Elévation

V : Vitesse

$\gamma$  : Poids volumique

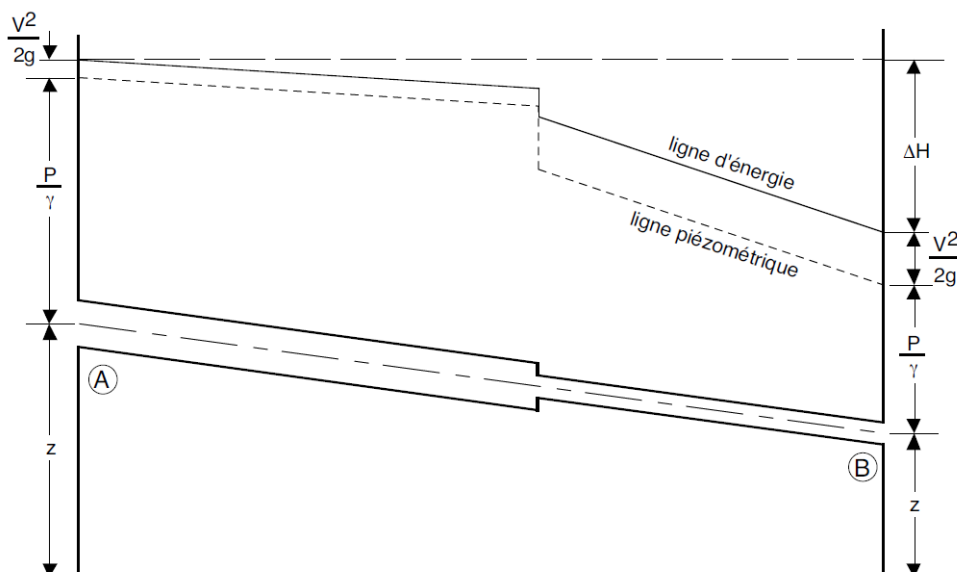
g : Accélération gravitationnelle

$\Delta H$  : Perte de charge entre A et B

A partir de ce principe de conservation d'énergie, il est possible de tracer des diagrammes d'énergie pour représenter la répartition de pression, de hauteur piézométrique, d'énergie de vitesse (cinétique) et de perte de charge tout au long d'un circuit hydraulique en charge.

Illustrons cet aspect par quelques exemples :

a) Conduite de diamètre variable entre deux réservoirs.





## Chapitre 4 : Adduction

Dans cette configuration, on peut évaluer le débit qui passe d'un réservoir à l'autre en utilisant l'équation de Bernoulli. Sachant que la charge dans le réservoir de la cote A est :

$$HA = \frac{PA}{\gamma} + ZA + \frac{VA^2}{2g}$$

et que, pareillement pour le cote B :

$$HB = \frac{PB}{\gamma} + ZB + \frac{VB^2}{2g}$$

On obtient :

$$HA - HB = \Delta H$$

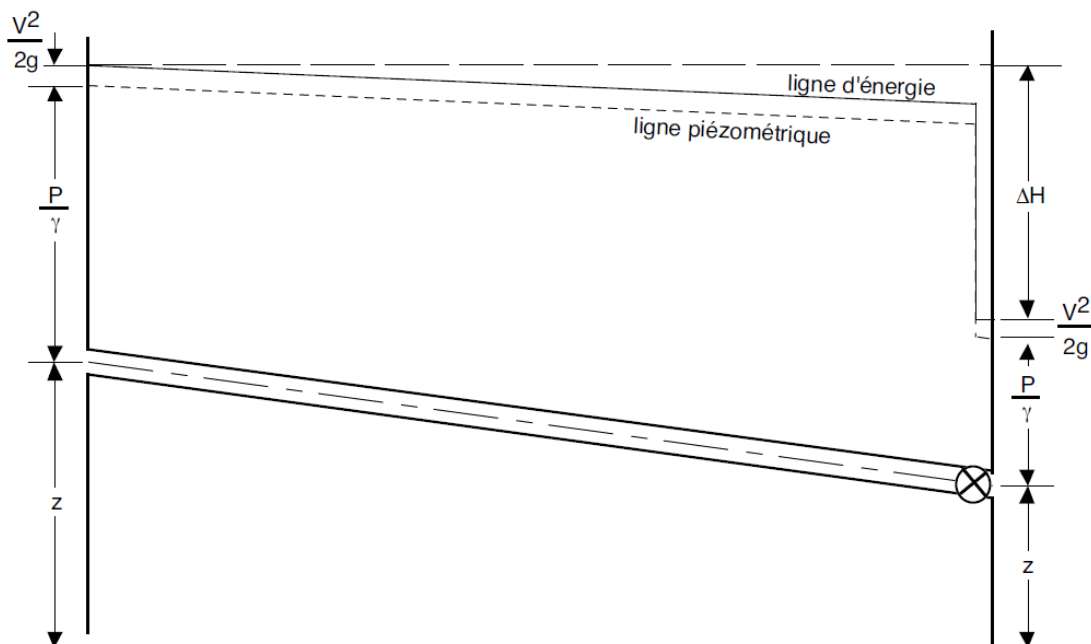
La perte de charge totale est composée la perte par frottement dans la première conduite de longueur L1 et diamètre D1, la perte par frottement dans la deuxième conduite de longueur L2 et diamètre D2 et la perte singulière dans le rétrécissement :

$$\Delta H = \left( \frac{8}{\pi^2 * g} \right) \left( \frac{\lambda L1}{D1^5} + \frac{\lambda L2}{D2^5} + \frac{C1}{D2^4} \right) Q^2$$

D'où :

$$Q = \pi \sqrt{\frac{g(HA - HB)}{8 \left( \frac{\lambda L1}{D1^5} + \frac{\lambda L2}{D2^5} + \frac{C1}{D2^4} \right)}}$$

b) Conduite entre deux réservoirs avec vanne de réglage du débit.



## Chapitre 4 : Adduction

En raisonnant de la même façon qu'en b) on trouve :

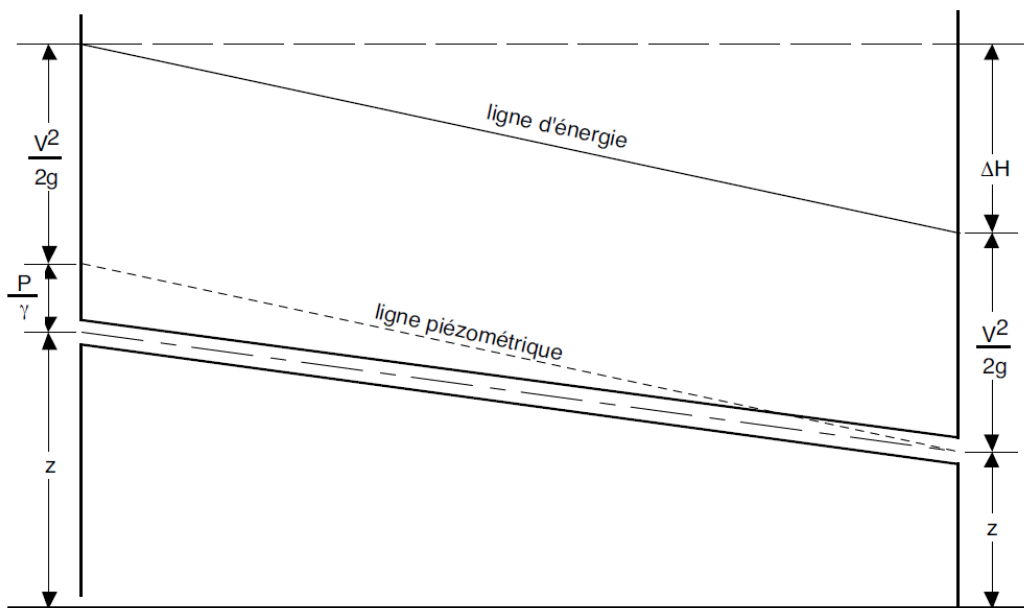
$$\Delta H = \frac{8}{\pi^2 * g} * \left( \frac{\lambda L}{D^5} + \frac{C1}{D^4} \right) Q^2$$

D'où :

$$Q = \frac{\pi}{D^2} * \sqrt{\frac{g(HA - HB)}{8 \left( \frac{\lambda L}{D} + C1 \right)}}$$

Dans un robinet – vanne, le coefficient varie de près de zéro à l'infini.

c) Conduite entre un réservoir et une sortie à l'air libre.



Ici puisque l'écoulement sort en B à la pression atmosphérique,  $P_b = 0$  et  $V_b$  est inconnu (comme on n'arrive pas dans un réservoir dont le niveau est connu, le niveau de charge nette est inconnu).

On écrit alors :

$$HA - \left( ZB + \frac{VB^2}{2g} \right) = \Delta H$$

En posant :

$$V^2 = \frac{Q^2}{A^2}$$

Avec, pour une conduite circulaire :

$$A = \frac{\pi D^2}{4}$$

Il vient :

$$H - ZB = \frac{8}{(\pi^2 * gD^4)} * \left(1 + \frac{\lambda L}{D}\right) Q^2$$

Finalement :

$$Q = \pi D \sqrt{\frac{g(HA - ZB)}{8 \left(1 + \frac{\lambda L}{D}\right)}}$$

### IV.7. Protection des conduites

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

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

Par exemple, les conduites en acier reçoivent un goudronnage intérieur et extérieur. La protection extérieure des conduites placées en terre est complétée actuellement par un revêtement formé d'un complexe de produits bitumineux et de soie de verre imprégnée.

Les conduites peuvent aussi être soumises fonctionnellement à des surpressions accidentelles auxquelles elles doivent résister soit intrinsèquement par leur résistance propre, soit par des moyens de protection appropriés. Ci-après sont données des indications générales sur :

- la protection cathodique des canalisations ;
- la protection des conduites de refoulement ou autres contre les surpressions.

Il est bien précisé que ces indications sont valables pour toutes les conduites, celles de distribution comprise.

#### IV.7.1 Protection cathodique des canalisations

La corrosion extérieure des conduites métalliques enterrées est généralement la conséquence d'un processus électrochimique, le sol jouant le rôle d'un électrolyte, particulièrement quand il est humide (Corrosion en milieu aqueux des métaux et alliages dans le traité Matériaux métalliques).

On peut distinguer l'auto corrosion et la corrosion électrolytique.

### **IV.7.1.1. Auto corrosion**

On lui rattache les corrosions spontanées telles que :

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

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

### **IV.7.1.2. Corrosion électrolytique**

Ensemble des corrosions dues à des effets électriques extérieurs, désignés souvent sous le nom de courants vagabonds, particulièrement nombreux dans les régions industrielles (nombreuses terres) et à proximité de lignes de tramways et de chemins de fer électriques.

Les effets de ces corrosions peuvent être désastreux.

### **IV.7.1.3. Protection**

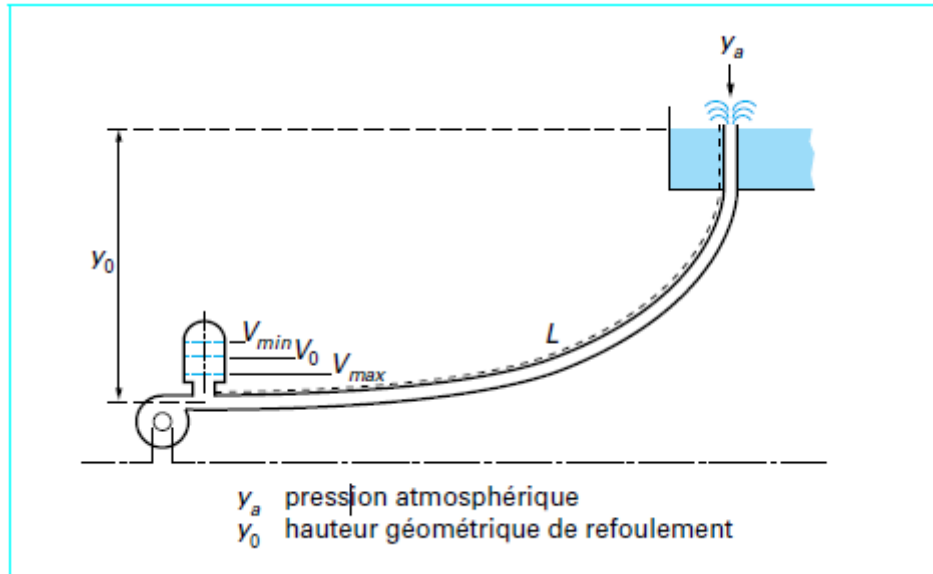
On doit protéger les canalisations menacées par l'un ou l'autre des deux procédés suivants, qui peuvent d'ailleurs être employés simultanément.

a) **Isolement du métal de l'électrolyte** par emploi d'un revêtement isolant efficace : convient particulièrement en terrain très sec et de très forte résistivité.

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

### **IV.7.2. Protection des conduites de refoulement contre les surpressions et les coups de bélier**

Dans les installations de moyenne importance, l'appareil le plus simple et le plus sûr est le réservoir à air, muni ou non d'un diaphragme, placé dans les conditions de la (figure 39 ci-dessous).



*Figure.39 : réservoir à air (tiré de : Hugues GODART, 2000)*

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

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

Avec  $W = SL$  volume de la conduite à protéger,

$Z_0 = y_0 + y_a$  pression absolue au refoulement, exprimée en mètres d'eau,

$F(Z/Z_0) = 1/f(Z/Z_0)$ ,

$f(Z/Z_0) = (Z_0/Z) - \ln(Z_0/Z) - 1$

$Z = Z_{max}$  pression absolue à ne pas dépasser, exprimée en mètres d'eau,

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

M. Sliosberg a donné les valeurs de  $f(Z/Z_0)$ . Pour l'application de cette formule, A. Vibert pose :

$$W_0/W = \tau \quad \text{et} \quad \frac{V_0^2}{2g} \frac{1}{Z_0} = \zeta$$

Il vient alors :  $\tau = \zeta F(Z/Z_0)$ .

Cette expression donne le volume d'air nécessaire par unité de volume de la conduite et se prête à une interprétation graphique très intéressante (figure.40).

## Chapitre 4 : Adduction

---

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

$$W_{0max} = W_0 (Z_0 / Z_{min}) \text{ et } W_{0min} = W_0 (Z_0 / Z_{max}).$$

L'abaque (figure.40) permet la détermination graphique de  $\tau$  en partant des valeurs de  $z$ ,  $Z_{min} / Z_0$  ou  $Z_{max} / Z_0$ .

Il existe des appareils mécaniques tels que : ventouses, clapets automatiques, etc., temporisés ou non ; ils doivent faire l'objet d'un entretien sérieux et de vérifications fréquentes pour donner une grande sécurité de fonctionnement.

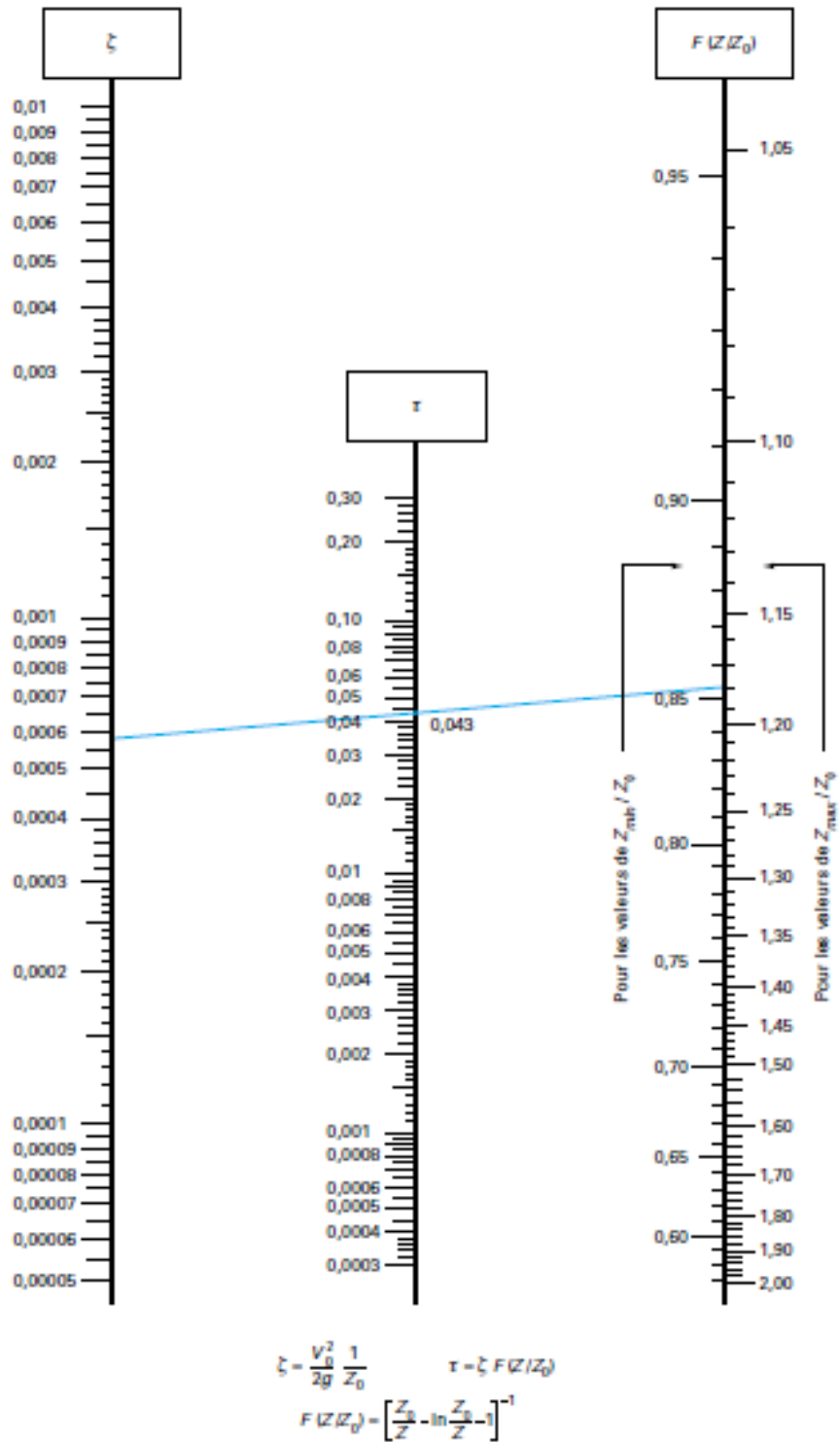


Figure.40 : Abaque de Vibert pour le calcul des cloches à air de protection contre les coups de bélier (tiré de : Hugues GODART, 2000)

### IV.7.3. Rénovation des conduites

La valeur totale des conduites d'une distribution d'eau représente près de 80 % des investissements totaux. La durée de vie de l'enveloppe proprement dite d'une conduite peut atteindre ou dépasser le siècle. Un réseau vieillit surtout par la détérioration des parois internes par corrosion ou incrustations (ces dernières pouvant être elles-mêmes la conséquence de phénomènes de corrosion).

La rénovation d'une conduite, par ailleurs saine dans sa structure profonde, consiste à la nettoyer et à la revêtir intérieurement, le nettoyage étant en lui-même une rénovation partielle.

#### IV.7.3.1. Nettoyage classique

Le nettoyage se fait généralement par un grattage mécanique, le grattoir étant soit tiré mécaniquement par câble, soit poussé hydrauliquement ; cette dernière méthode a l'avantage d'empêcher l'accumulation, au sein de la conduite, des déchets résultant du grattage.

Dans certains cas, relativement rares, on utilise une attaque par un acide passivé, avec circuit fermé de circulation, ou encore des nettoyages par jets hydrauliques à très haute pression.

Les revêtements posés après nettoyage, qui protègent les parois internes contre des attaques ou incrustations ultérieures et qui améliorent le coefficient de frottement, sont constitués :

- de bitume, projeté par des bras rotatifs ; on l'utilise avec des conduites de diamètres 75 à 250 mm ;
- de mortier de ciment projeté par un applicateur centrifuge ; on l'utilise pour des conduites de 75 à 3 600 mm ; après application, on procède à un lissage de la paroi au moyen d'une truelle conique ou, pour les grands diamètres, avec un appareil à truelles multiples.

#### IV.7.3.2. Rénovations modernes

Il s'agit de techniques sans tranchée.

##### IV.7.3.2.1. Chemisages

Le principe est l'introduction d'une gaine souple, ou d'une canalisation

PE pré déformée, dans une conduite existante.

La **gaine souple imprégnée de résine** est introduite et tractée par un treuil depuis la surface. Puis, on gonfle cette gaine sous basse pression d'air pour la plaquer sur la canalisation existante. Enfin, on chauffe à 70 °C environ pour obtenir, sans espace annulaire, un tube rigide par polymérisation de la résine. Cette technique utilise des



## Chapitre 4 : Adduction

gaines de 60 à 150 m selon les diamètres, et les sections couramment traitées sont comprises entre 150 et 1 500 mm. Les reprises de branchements peuvent se faire de l'intérieur par découpe au robot (figure 41 ci-dessous).

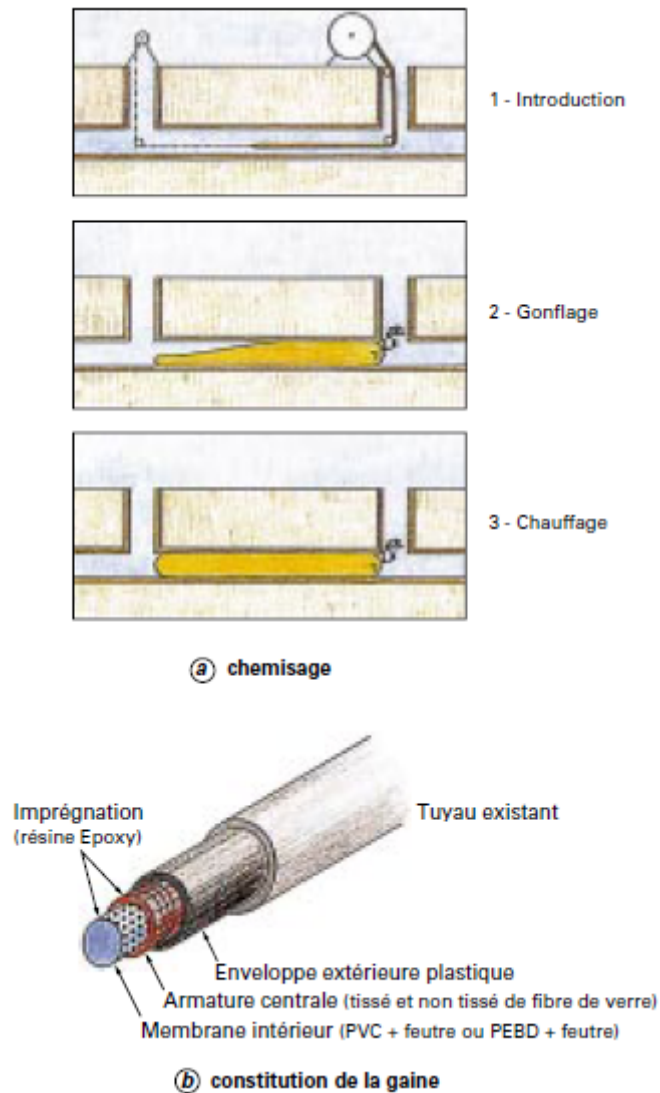


Figure.41 : Chemisage par gaine souple (tiré de : Hugues GODART, 2000)

Le **tube en PEHD pré déformé** est enfilé et se plaque dans la conduite à rénover (figure.42 ci-dessous). Le procédé consiste à réduire le diamètre du PEHD de 7 à 15 % par passage dans une filière conique à froid ( $D < 250$  mm) ou à chaud à  $80$  °C. Puis, on introduit par tirage, avec effort de traction constant, le polyéthylène dans la canalisation existante pour maintenir cette réduction avec un allongement de 4 % environ. Enfin, on relâche la conduite PEHD qui reprend son diamètre initial en moins de 24 h en se plaquant sur la paroi de l'ancienne canalisation. Ce procédé est employé pour des diamètres de 125 à 800 mm et des tronçons pouvant aller jusqu'à 500 m.

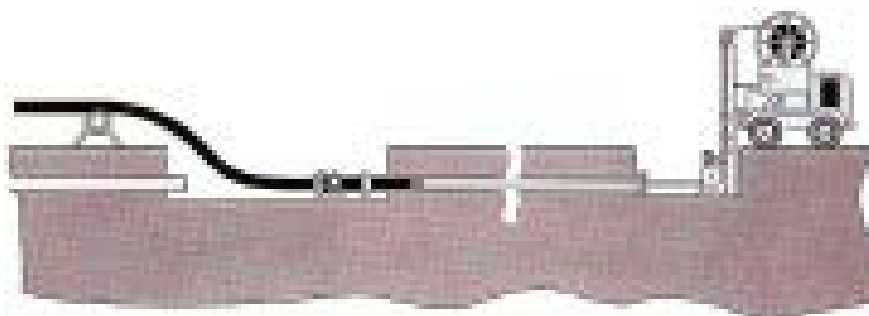


Figure.42 : Chemisage par tube pré déformé (tiré de : Hugues GODART, 2000)

### IV.7.3.2.2 Gainages

Une gaine, constituée d'une structure centrale en tissu polyester, d'un film intérieur en polyéthylène, et d'un film extérieur en polyester, est introduite dans la canalisation, pliée en U par un film en polyamide, et treuillée de l'extérieur. Après mise en pression, le film polyamide éclate et la gaine est en place (figure.43 ci-dessous). La gaine n'est pas structurante vis-à-vis des charges extérieures.



Figure.43 : Gainage (tiré de : Hugues GODART, 2000)

### IV.7.3.2.3. Remplacements in situ

Les divers procédés consistent à introduire dans la conduite à remplacer (fonte) un engin appelé « éclateur » muni de vérins hydrauliques et tracté depuis la surface par une chaîne. Au fur et à mesure de l'avancement de l'éclateur, on engage la conduite de remplacement, en général du PEHD en tuyaux courts assemblés entre eux par double joint, ou du tube continu en grandes longueurs éventuellement pré soudées (figure.44 ci-dessous).

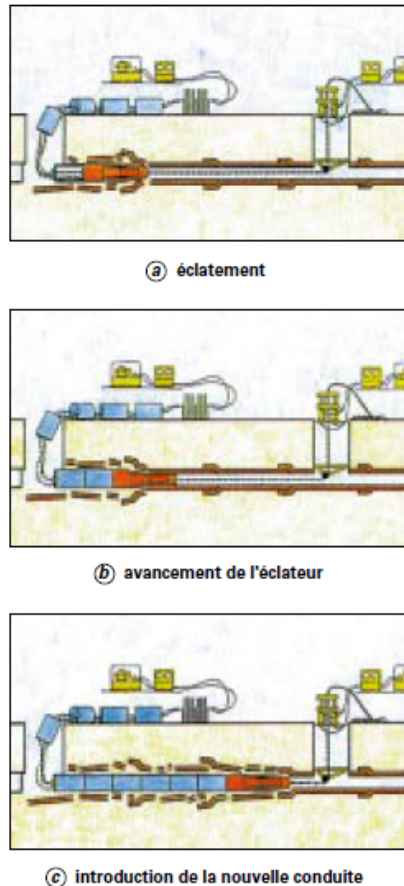


Figure.44 : Remplacement d'une conduite après éclatement (tiré de : Hugues GODART, 2000)

### IV.7.3.2.4. Remplacement des branchements en plomb

Le branchement est rendu accessible à ses deux extrémités, au droit du compteur du client et au niveau du raccordement sur la conduite principale. Un câble, muni d'une olive élargisseuse de calibrage et de cônes excentrés, est introduit dans la canalisation en plomb. Le câble est ensuite tiré par un treuil. Lors de la mise en tension du câble, les cônes se bloquent en plusieurs points répartis sur la paroi du tuyau en plomb, ce qui permet d'arracher le tuyau sans rupture (figure.45). Un tuyau PE, fixé à l'extrémité du tuyau en plomb, se substitue à celui-ci.

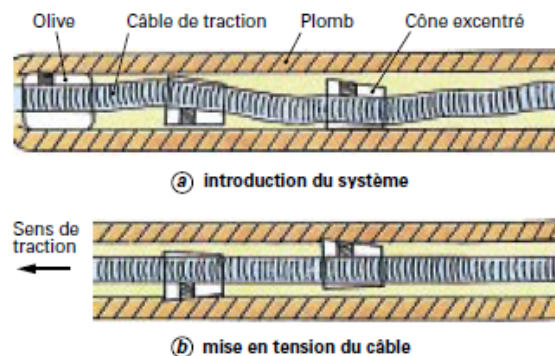


Figure.45 : Extraction de branchement en plomb (tiré de : Hugues GODART, 2000)

# **Chapitre-V :**

**Modélisation du réseau sur  
watercad et interprétation des  
résultats**

### MODELISATION DU RESEAU SUR WATERCAD

#### V.1. Introduction

La modélisation est la conception d'un modèle. Selon son objectif et les moyens utilisés, la modélisation est dite mathématique, géométrique, 3D, hydraulique (ex : modélisation de réseau d'alimentation en eau potable)... Elle nécessite généralement d'être calée par des données géographiques (données propres du site) et des données numériques, lesquelles passent par le paramétrage et le calibrage des « modèles » utilisés.

Les données géographiques sont la topographie du terrain et les altitudes pour le positionnement des réservoirs d'eau et les côtes des nœuds.

Les données numériques sont les types des matériaux, les diamètres des conduites et les longueurs des tronçons. A cela s'ajoute les types des réservoirs et les pompes.

Dans notre cas, nous avons utilisé le WaterCAD.

#### V.2. Présentation du logiciel WaterCAD

Watercad est une application conviviale qui permet de modéliser le comportement hydraulique et la qualité de l'eau dans les réseaux de distribution. Pour gérer leurs infrastructures, de nombreux services publics, services municipaux et bureau d'étude font confiance à Watercad, un outil fiable et économique qui facilite la prise de décision.

Du contrôle des systèmes de lutte contre les incendies à l'analyse de l'eau, de la consommation énergétique et à la gestion des coûts. Watercad aide à analyser, concevoir et optimiser les réseaux de distribution d'eau.

##### ➤ Environnement autonome ou plate-forme :

Watercad vous permet de choisir votre environnement de travail : mode autonome ou intégré à Micro station, prêts à l'emploi ; intégration à Auto CAD en option. Quelque soit votre choix, Watercad génère le même jeu de fichiers, compatible entre plates-formes.

D'une souplesse exceptionnelle, l'interface autonome propose des outils de modélisation d'emploi facile, supporte des arrières- plans multiples.

##### ➤ Rationalisation de la modélisation :

Les utilisateurs peuvent créer des modèles hydrauliquement connectés directement à partir des dessins CAO ; importer une topologie et des données depuis un SIG ; créer des connexions bidirectionnelles persistantes entre le modèle Watercad et des fichiers shapefile des bases de données ou des feuilles de calcul.

### ➤ **Gestion de la qualité de l'eau :**

Des fonctions intégrées permettent d'analyser les constituants de l'eau, son âge, son mélange dans les réservoirs et la traçabilité des sources.

Il est ainsi possible de programmer la chloration de simuler des contaminations, de visualiser les zones d'influences des différentes sources, et ainsi d'améliorer la turbidité, le gout et l'odeur de l'eau en identifiant les problèmes de mélange au sein du système.

### **Analyse de la dépense d'incendie :**

Grace à fire flow Navigator, les utilisateurs de WaterCAD, évaluent rapidement et précisément l'efficacité du réseau de protection contre les incendies.

Watercad modélise simultanément plusieurs incendies au sein de l'ensemble du système.

### **Analyses de criticité et modélisation des opérations :**

Le centre d'analyse de criticité les actifs stratégiques au sein d'une infrastructure de distribution d'eau et évalue les risques en cas de panne. De plus, grâce aux commandes d'exploitation régies par des règles, au pompage à vitesse variable et à la gestion de la consommation en fonction de la pression, les ingénieurs détectent les goulets d'étranglement et réduite la consommation d'énergie. Ils peuvent ainsi modéliser les opérations en temps réel pour améliorer les performances des systèmes

### ➤ **Génération de scénarios de conception :**

Le centre de pilotage des scénarios de Watercad donne un contrôle total sur la configuration, l'exécution, l'évaluation, la visualisation et la comparaison d'un nombre illimité d'alternatives de conception à l'intérieur d'un même fichier. Les ingénieurs peuvent comparer les approches possibles, analyser les alternatives de réhabilitation en fonction d'échéance planifiées et ainsi que les possibilités de vidange en cas de consommation.

Le WaterCAD peut être utilisé directement (figure ci-dessous) ou intégré sur AutoCAD (figure ci-dessous.), ainsi permettant la conception, la modélisation et la simulation des réseaux d'alimentation en eau potable sous AutoCAD sur un plan de pose. Il permet également l'import et l'export des réseaux à d'autres logiciels de modélisation hydraulique à l'instar d'EPANET. Il permet également l'import des réseaux à partir d'AutoCAD par le biais d'EPACAD.

## Chapitre.5 : modélisation du réseau sur le logiciel WaterCAD

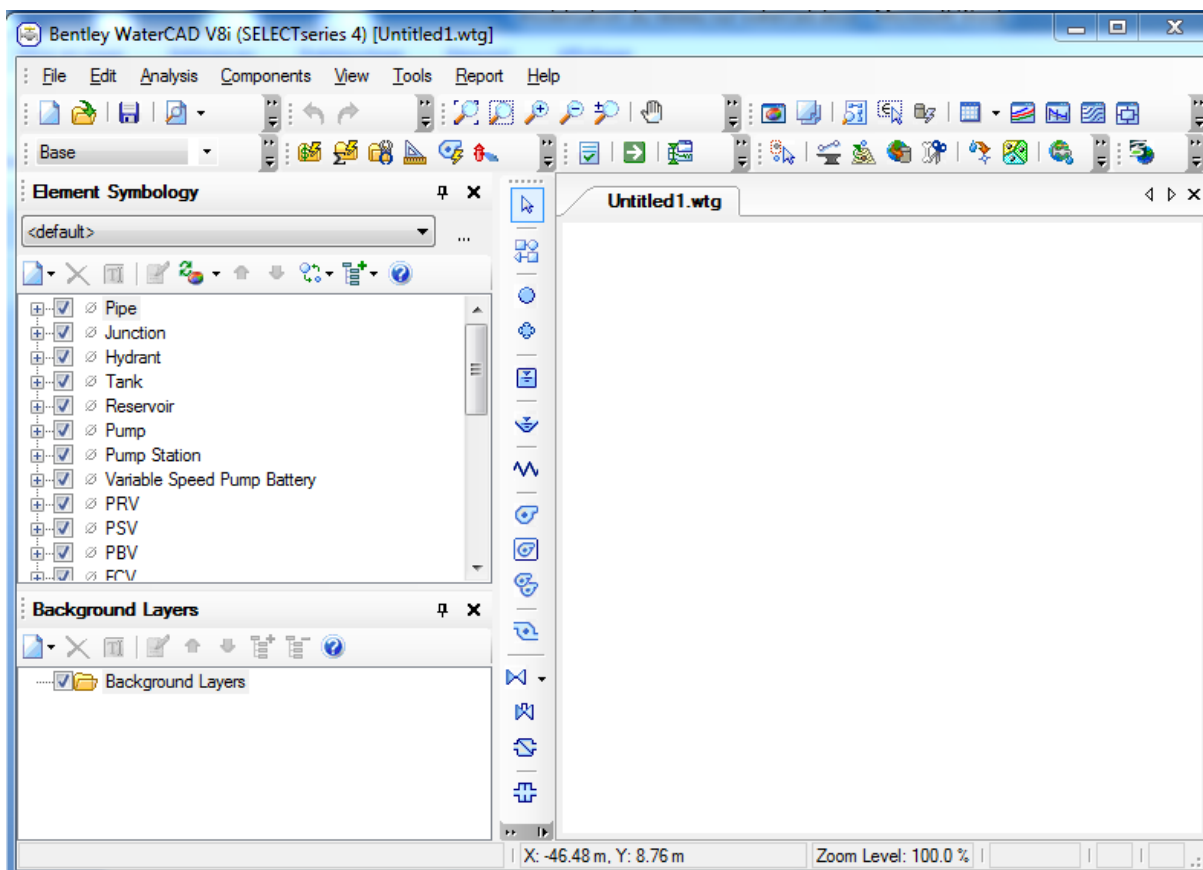


Figure.46 : Espace de travail du logiciel WaterCAD

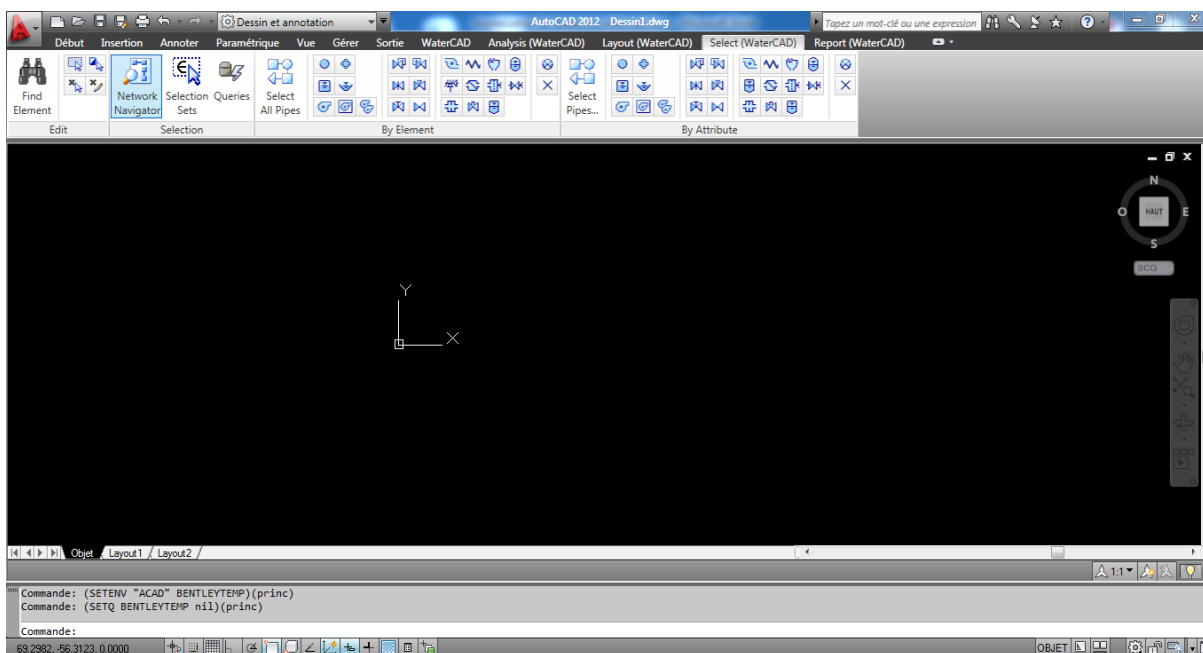


Figure.47 : WaterCAD intégré dans AutoCAD

### V.2.1. Les données nécessaires pour WaterCAD

- Les nœuds (Junction), ils nécessitent les côtes et les débits de nœuds.

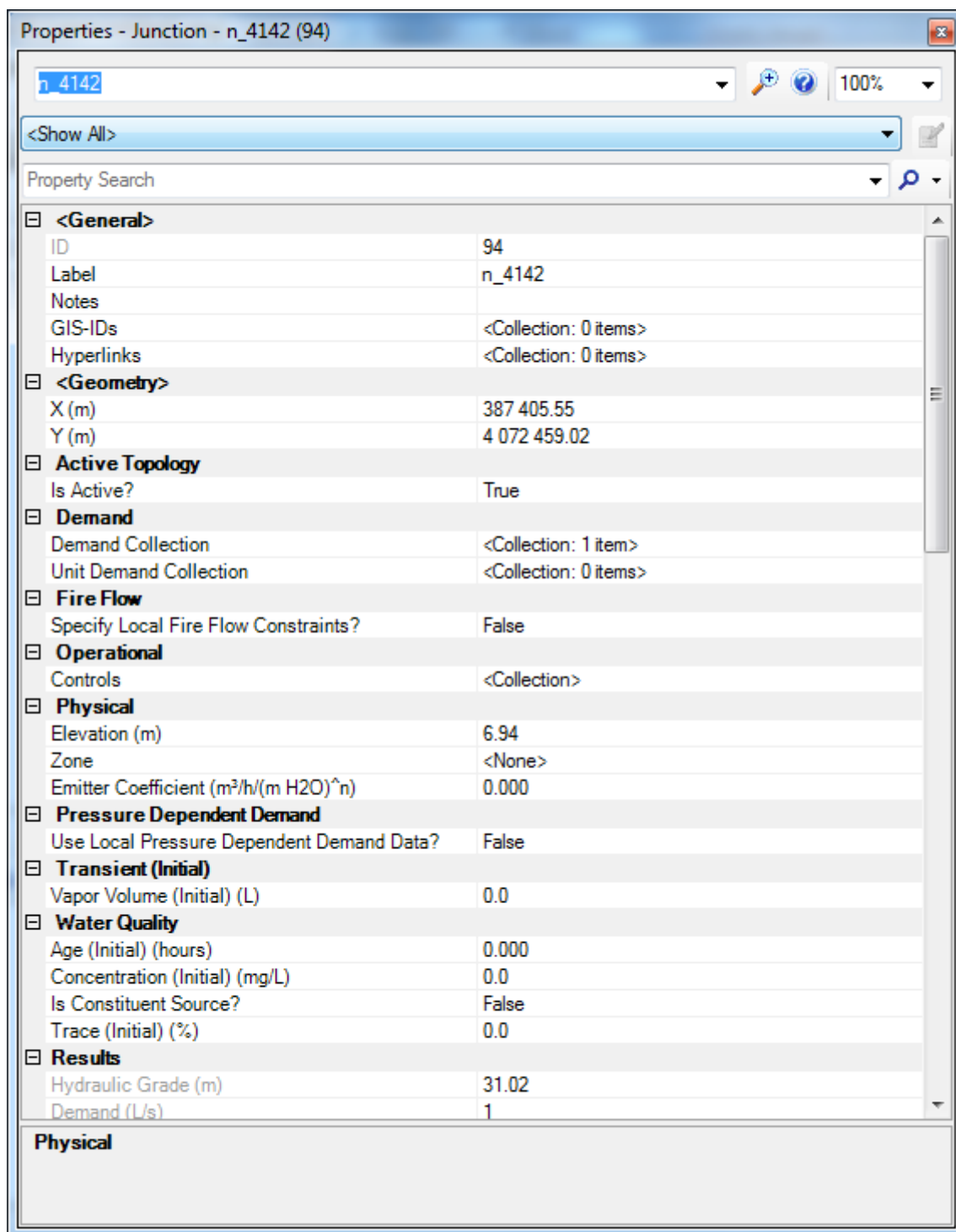


Figure.48 : Description des éléments des nœuds.



## Chapitre.5 : modélisation du réseau sur le logiciel WaterCAD

- Les conduites (pipe), elles nécessitent les longueurs des tronçons, les diamètres, les matériaux et leur rugosités (voire ci-dessous).

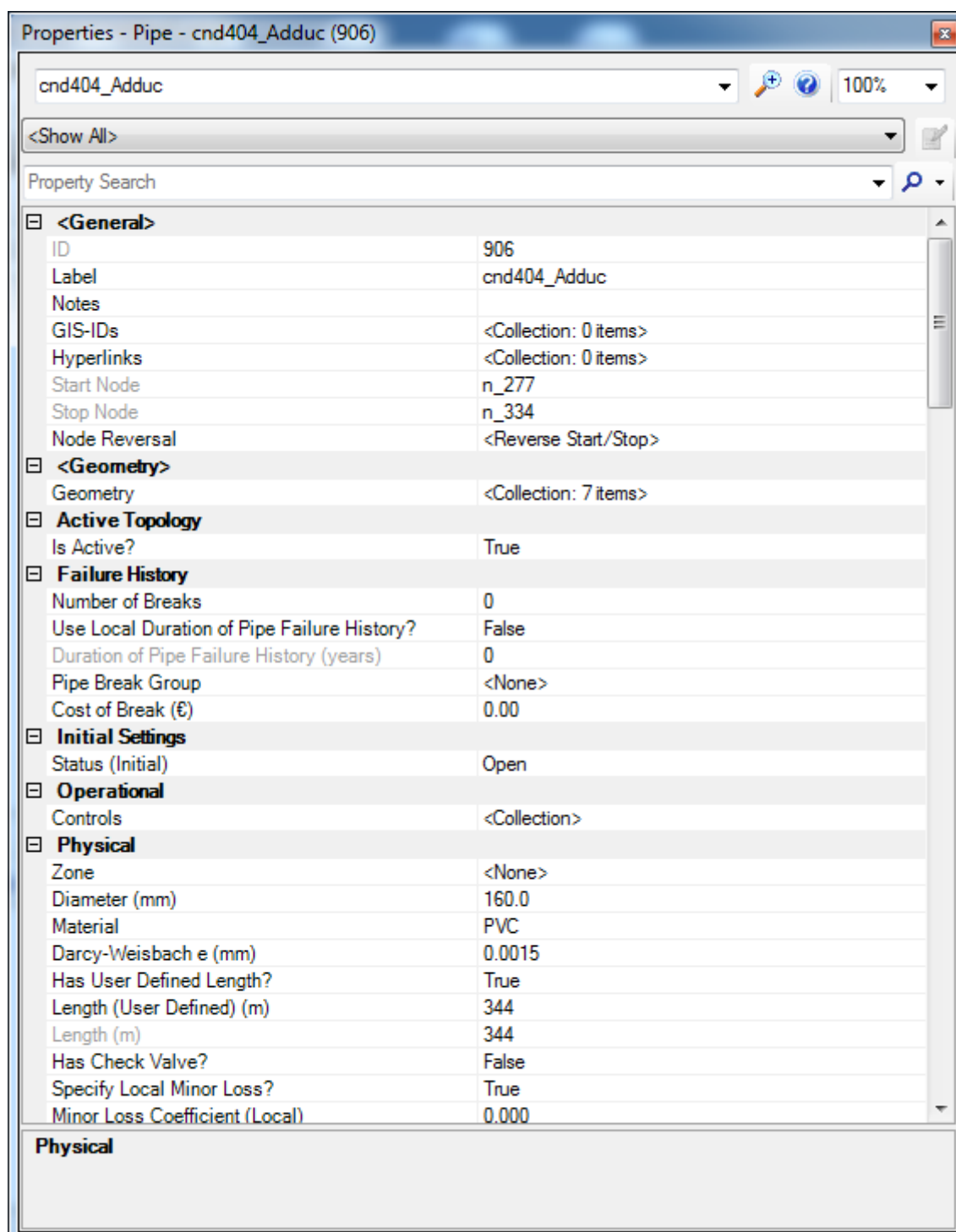
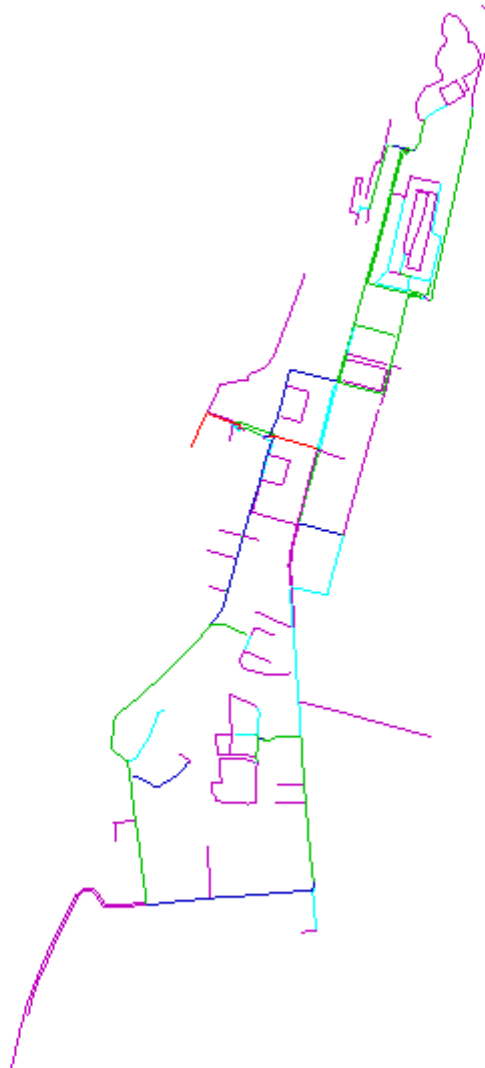


Figure.49 : Description des éléments des conduites.

### V.3. Résultats de la simulation

Deux réseaux ont été construits sous WaterCAD (figure.50 et figure.51 ci-dessous) :

- 1<sup>er</sup> réseaux représentant l'état actuel
- Le second représentant le réseau avec le nouveau château d'eau.



*Figure.50 : réseau de distribution sans le nouveau château d'eau*

### V.3.1. Résultat avec le 1<sup>er</sup> réseau

Essentiellement dans les systèmes d'alimentation en eaux potable on s'intéresse aux vitesses dans les conduites et les pressions sur les nœuds.

La répartition des vitesses est représentée dans la figure suivante.

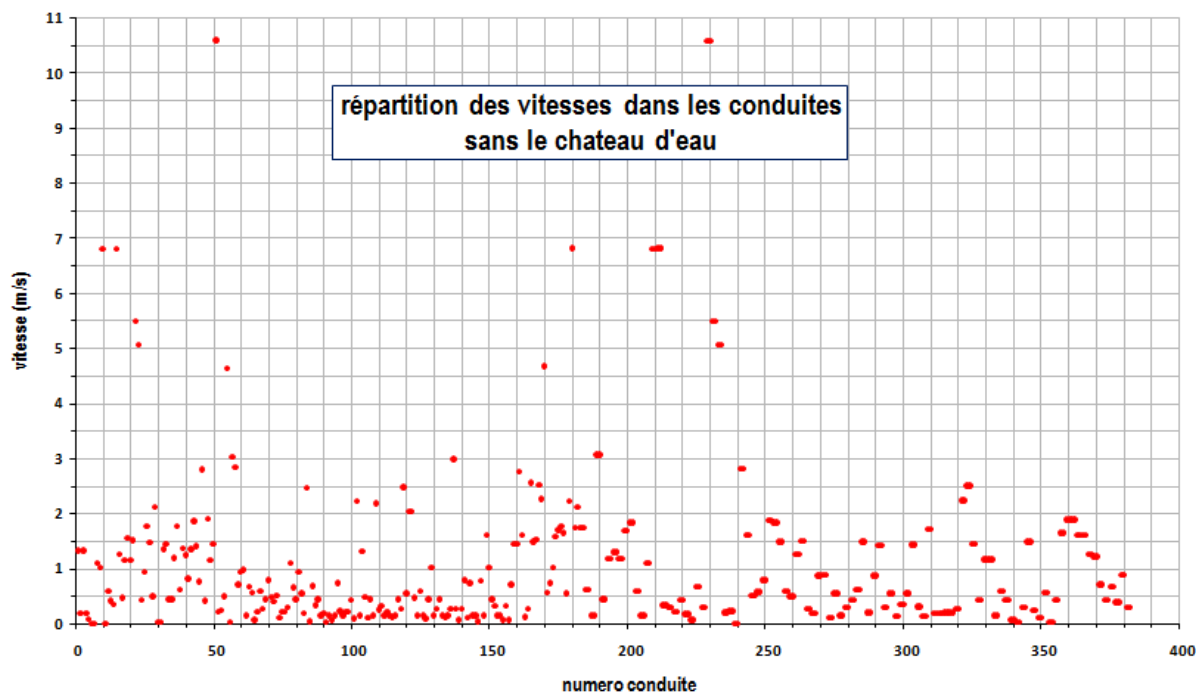


Figure.51 : répartition des vitesses dans les conduites sans le château d'eau

Rappelons que pour, un bon fonctionnement hydraulique, les vitesses doivent être comprises dans un réseau de distribution entre 0,5 et 1.5 m/s. alors d'après la figure un grand nombre de tronçons ne vérifié pas ces deux conditions (50% sont vitesse <0.5).

En ce qui concerne les pressions sur les nœuds, pour une bonne alimentation des consommateurs, elles doivent être comprises entre 4–10 bars pour les grandes ceintures. Pour notre cas vu que les ceintures principales sont des fois confondues avec les réseaux secondaires nous adoptons un intervalle de 2-10 bars. Il apparait bien clair d'après le graphe que les valeurs de pressions sont faibles (<1 bars) et dans des cas négatifs

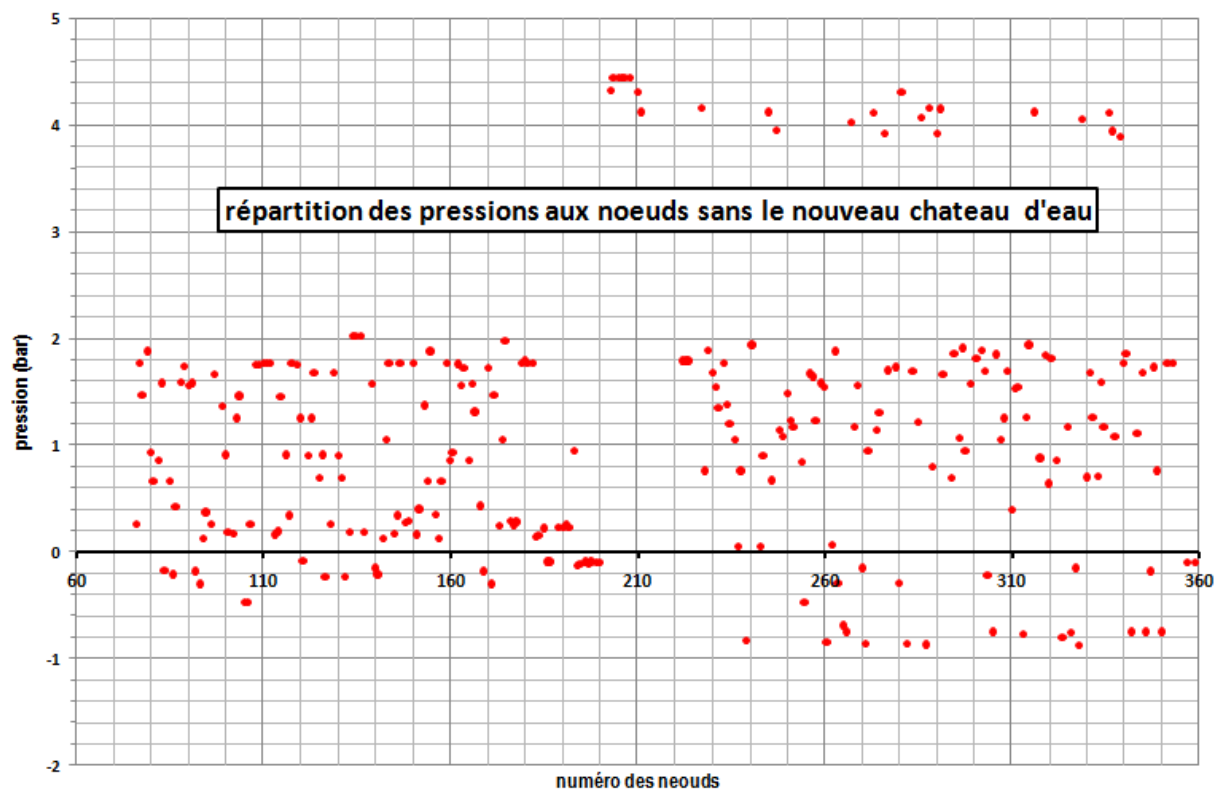


Figure.52 : répartition des pressions aux nœuds sans le nouveau château d'eau

D'après ces résultats le bon fonctionnement hydraulique du réseau d'alimentation n'est pas atteint. Cet état s'explique pour l'instant d'après les services concernés (ADE et Hydraulique) par un manque de pressions dû à l'éloignement d'une partie du réseau de la source d'alimentation, vu que le terrain d'El Hadjar est totalement plat et l'habitat très étalé. La proposition qui a été faite et qui est en cours de réalisation c'est la projection d'un nouveau château d'eau de capacité 1000 m<sup>3</sup> et de hauteur 28m.

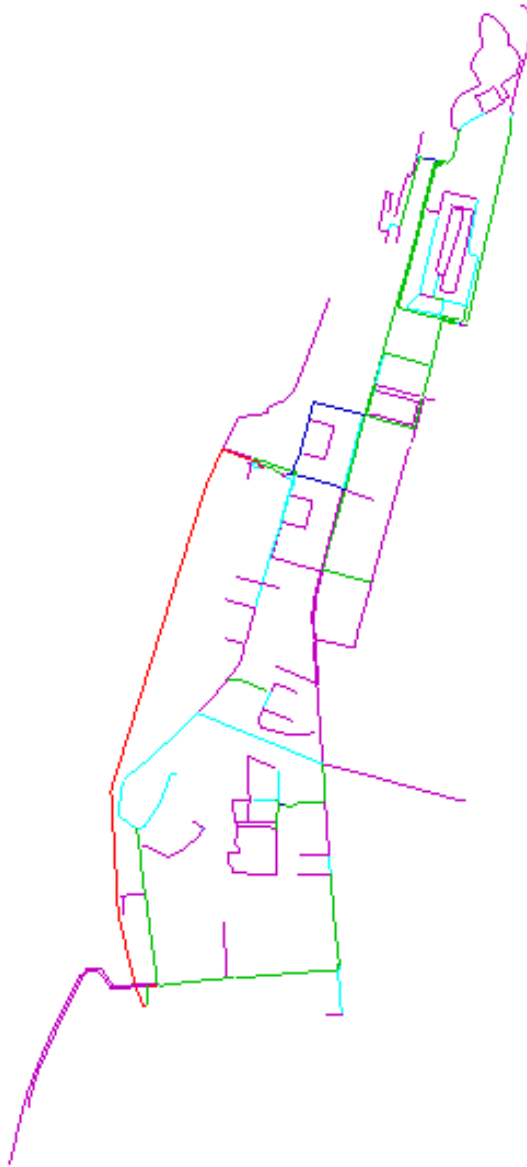
### V.3.2. Résultat avec le 2<sup>ème</sup> réseau

Dans cette partie nous avons rajouté le nouveau château d'eau avec ses caractéristiques, et nous avons effectué les modifications dans le réseau selon les recommandations des services de l'hydraulique. Nous avons refait les simulations.

Les deux graphes suivant représentent la répartition des pressions et des vitesses respectivement.

Nous remarquons que les pressions sur la majorité des nœuds s'améliorent nettement, plus de faibles pressions et plus de pressions négatives.

En ce qui concerne les vitesses dans les tronçons une légère amélioration se fait. Mais globalement elles restent hors valeurs recommandées.



*Figure.53 : réseau de distribution avec le nouveau château d'eau*

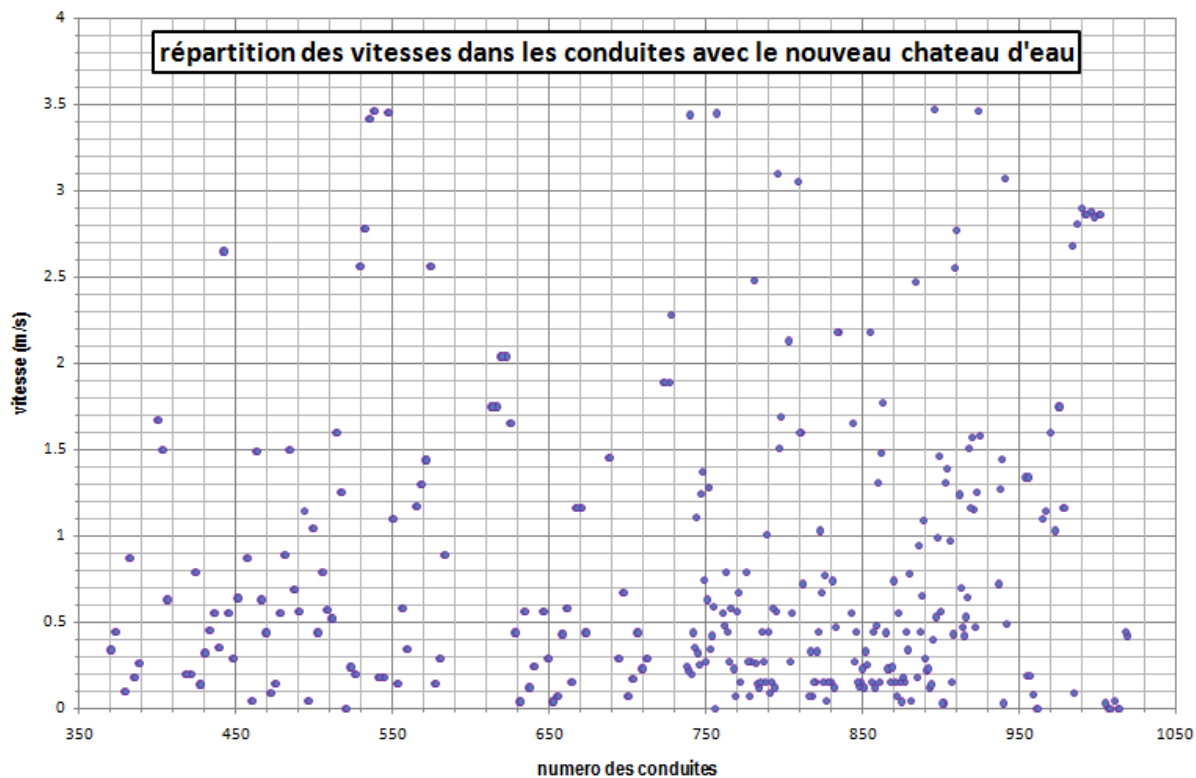


Figure.54. : répartition des vitesses dans les conduites avec le nouveau château d'eau

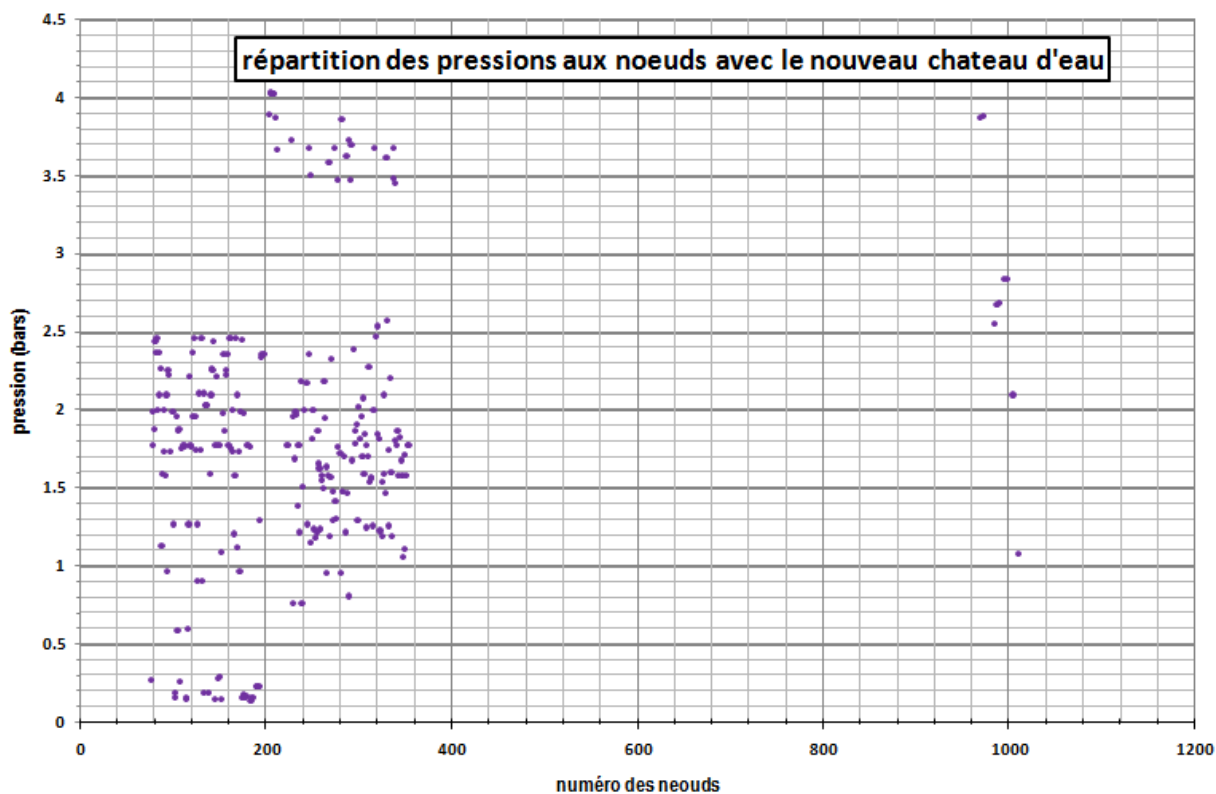


Figure.55 : répartition des pressions aux nœuds avec le nouveau château d'eau

Les graphes suivant illustrent le changement entre l'ancien et le nouveau réseau.

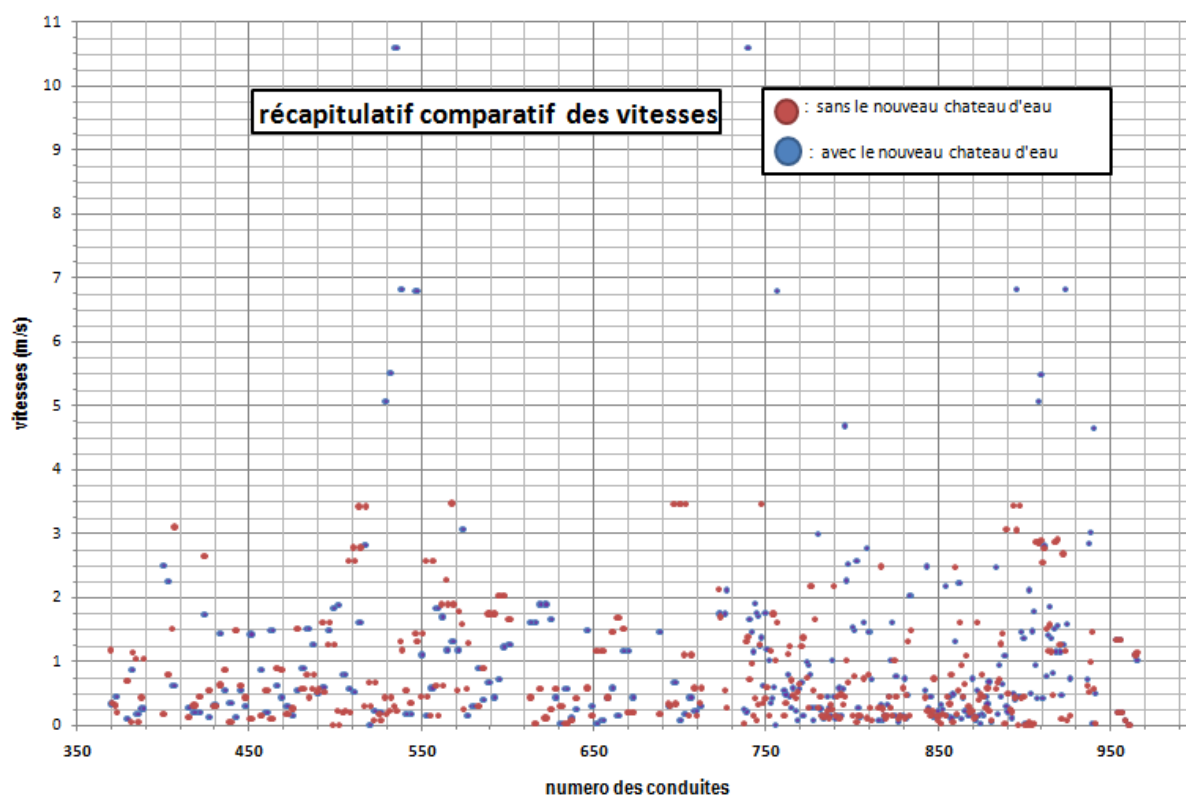


Figure.56 : Récapitulatif comparatif des vitesses dans les conduites

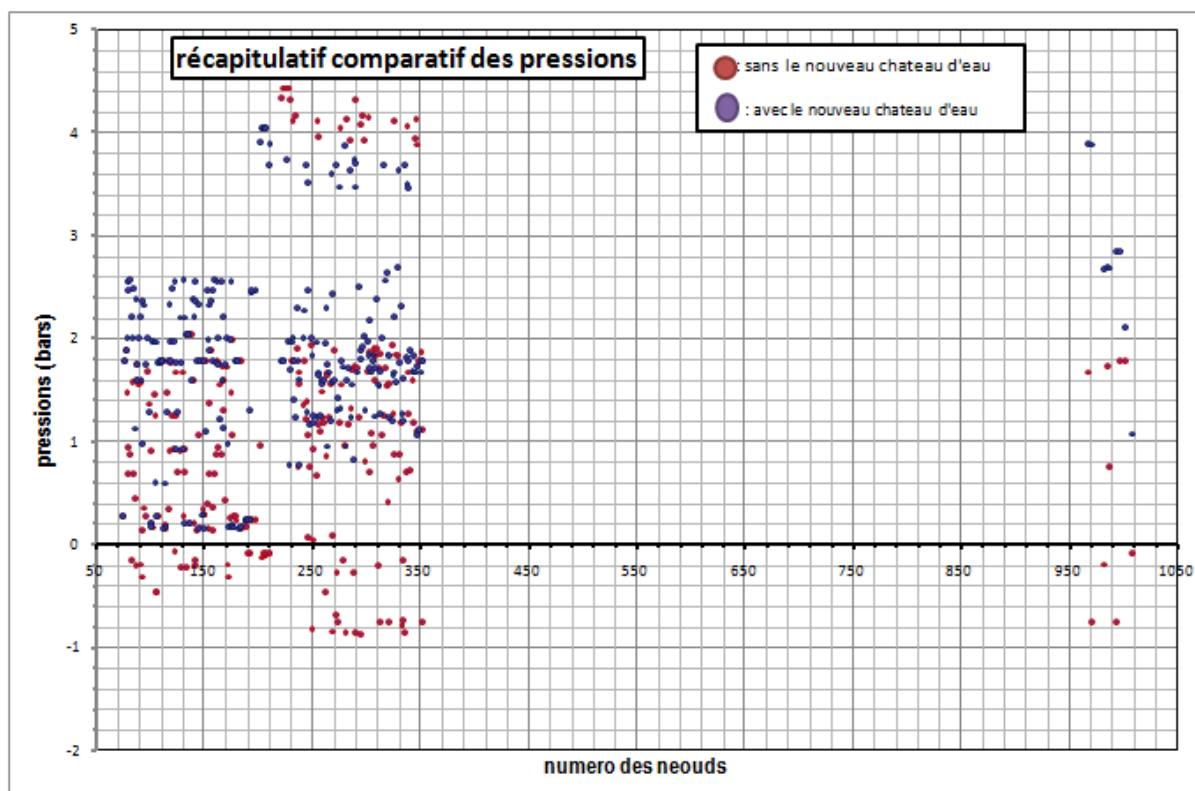


Figure.57 : récapitulatif comparatif des pressions aux nœuds

### V.4. Synthèse sur le fonctionnement du réseau

Après analyse des résultats des deux simulations, et après discussion avec les services concernées (ADE et Hydraulique), nous sommes rendus compte que le réseau réellement est surdimensionné ce qui explique la non-amélioration des vitesses.

Les services exploitants pour faire desservir les abonnées recourent à de nombreuses manipulations et jeux de vannes lors de la distribution. Nous avons essayé de simuler ces manœuvres sous WaterCAD mais sans succès.

Pour améliorer le fonctionnement du réseau trois possibilités existent :

1. Augmenter le stockage : cette option est difficile à réaliser et très coûteuse. En plus elle n'est pas envisageable pour le moment (politique d'austérité).
2. Redimensionner le réseau pour réduire les diamètres : cette option aussi n'est pas viable car elle sera très coûteuse et irréalisable.
3. La sectorisation du réseau : cette option est la plus plausible mais elle nécessite une étude approfondie vue l'architecture du réseau.



# Conclusion

## Conclusion

---

### Conclusion

La gestion des réseaux d'AEP a pour principal objectif de livrer aux consommateurs une eau répondant aux normes de qualité, à un prix le plus bas possible et avec une continuité du service sans défaut. Une bonne gestion du réseau passe toujours par une bonne connaissance de ces infrastructures, de son fonctionnement hydraulique et un entretien de ce réseau. Mais avec le temps ce réseau vieillit, engendrant des perturbations. Une dégradation de la qualité de l'eau est observée. Différents facteurs, nommés aussi «les facteurs de désordre», sont à l'origine de ces dégradations. Ils sont d'origines internes (matériau, diamètre, la résistance à la corrosion du matériau, ...), externes (le sol, les fuites, le mouvement des sols...) et liés à l'exploitation du réseau (débit, pression, vitesse, nature de l'eau.).

Sur le réseau « d'EL\_HADJAR », le développement de la ville a entraîné une surconsommation nécessitant l'implantation d'un nouveau réservoir surélevé afin d'augmenter le volume de stockage et d'augmenter la hauteur de charge surtout au niveau des habitations élevées. Toutefois il existe au niveau de certains tronçons des vitesses très faibles, ce qui explique l'existence d'un surdimensionnement du réseau.

L'idéale aurait été avant de projeter le nouveau château est de faire une analyse du fonctionnement et une étude de sectorisation.

# **BIBLIOGRAPHIE**

# **BIBLIOGRAPHIE**

# **Annexe**

## Annexe

Tableau.19 : Tableau des pressions aux nœuds

Label	ID	Élévation (m)	réseau sans le nouveau château Pressure (bars)	Réseau avec le nouveau château Pressure (bars)
nn_1	76	7.76	0.26	0.27
n_4657	77	10.45	1.77	1.78
n_4646	78	7.93	1.47	1.99
n_4640	79	8.39	1.87	1.88
n_4634	80	6.91	0.94	2.54
n_4633	81	8.51	0.67	2.46
n_4630	82	7.13	0.86	2.56
n_4610	83	7.8	1.57	2
n_4603	84	8.26	-0.17	2.2
n_4595	85	8.52	0.67	2.47
n_4582	86	8.19	-0.22	2.37
n_4581	87	9.06	0.43	1.13
n_4576	88	8.54	1.59	1.59
n_4572	89	8.72	1.74	1.74
n_4156	90	7.84	1.56	2
n_4155	91	9.1	1.57	1.58
n_4152	92	8.23	-0.19	2.2
n_4148	93	9.44	-0.31	0.97
n_4142	94	6.94	0.13	2.36
n_4133	95	8.57	0.36	2.33
nn_0	96	7.75	0.26	1.74
n_1800	97	10.55	1.67	1.99
n_1778	99	7.93	1.37	1.27
n_834	100	8.85	0.9	0.19
nn_979	101	7.96	0.19	0.16
n_335	102	8.42	0.17	1.96
n_333	103	8.16	1.24	0.59
n_907	104	6.84	1.45	1.97
n_855	105	8.1	-0.47	1.97
n_854	106	8.11	-0.47	0.26
n_853	107	7.77	0.26	1.76
n_852	108	10.67	1.76	1.76
n_851	109	10.65	1.76	1.78
n_850	110	10.45	1.77	1.77
n_849	111	10.62	1.77	1.78
n_848	112	10.49	1.77	0.15
n_847	113	8.42	0.15	0.16
n_846	114	8.35	0.18	0.6
n_845	115	6.73	1.46	1.27
n_844	116	8.83	0.9	2.32
n_843	117	8.58	0.33	1.78

## Annexe

n_842	118	10.44	1.77	1.77
n_841	119	5.93	1.76	1.96
n_840	120	8.16	1.24	2.47
n_839	121	7.6	-0.08	2.55
n_838	122	6.94	0.91	1.96
n_837	123	8.15	1.24	1.75
n_836	124	10.58	1.68	0.91
n_835	125	7.1	0.7	1.27
n_833	126	8.86	0.9	2.21
n_832	127	8.07	-0.23	1.75
n_831	128	7.77	0.26	2.56
n_830	129	10.58	1.68	0.91
n_829	130	6.91	0.91	2.21
n_828	131	7.05	0.7	0.19
n_825	132	8.08	-0.23	2.03
nn_978	133	7.95	0.19	2.03
nn_977	134	7.95	2.03	2.03
nn_976	135	7.95	2.03	0.19
nn_975	136	7.95	2.03	1.59
nn_974	137	7.95	0.19	2.2
n_419	139	8.55	1.58	2.37
n_418	140	8.26	-0.16	2.36
n_417	141	8.19	-0.22	2.54
n_416	142	6.98	0.13	1.78
n_415	143	6.9	1.06	0.15
n_400	144	10.47	1.77	2.32
n_336	145	8.47	0.17	1.78
n_334	146	8.56	0.33	0.28
n_332	147	5.8	1.77	0.29
n_286	148	7.76	0.28	1.78
n_285	149	7.75	0.29	0.15
n_284	150	10.45	1.77	1.09
n_283	151	8.43	0.15	1.98
n_282	152	9.43	0.39	2.46
n_281	153	7.97	1.36	1.87
n_280	154	8.56	0.67	2.33
n_279	155	8.46	1.87	2.36
n_278	156	8.59	0.35	2.46
n_277	157	6.95	0.13	1.78
n_276	158	8.55	0.67	2.56
n_275	159	10.45	1.77	2.55
n_274	160	7.09	0.86	1.76
n_273	161	6.9	0.94	2
n_272	162	6	1.75	1.74

## Annexe

n_271	163	7.81	1.56	1.21
n_270	164	8.8	1.73	1.58
n_269	165	8.84	0.86	2.55
n_268	166	9.07	1.58	1.12
n_267	167	6.58	1.3	2.2
n_266	168	9.15	0.42	1.74
n_265	169	8.23	-0.19	0.97
n_264	170	8.81	1.73	1.99
n_263	171	9.45	-0.31	0.16
n_262	172	7.95	1.47	2.55
n_261	173	8.41	0.25	1.98
n_260	174	6.85	1.06	0.18
n_198	175	8.49	1.98	0.16
n_197	176	8.33	0.29	0.17
n_195	177	8.45	0.24	1.78
n_194	178	8.36	0.27	1.78
n_58	179	10.44	1.77	1.78
n_57	180	10.51	1.78	1.77
n_56	181	10.45	1.77	0.14
n_55	182	10.59	1.77	0.16
n_54	183	8.47	0.14	0.16
n_53	184	8.35	0.16	0.23
n_52	185	8.41	0.21	0.23
n_5900	186	7.61	-0.1	0.23
n_5899	187	7.6	-0.1	0.23
n_5896	189	7.78	0.23	1.3
n_5895	190	7.77	0.23	2.44
n_5601	191	7.77	0.24	2.46
n_5600	192	7.77	0.23	2.46
n_4690	193	8.84	0.95	3.9
n_4689	194	7.69	-0.12	4.03
n_4688	195	7.68	-0.11	4.04
n_4687	196	7.64	-0.1	4.03
n_4686	197	7.66	-0.11	4.03
n_4685	198	7.62	-0.1	4.03
n_4684	199	7.59	-0.09	3.88
n_4683	200	7.57	-0.09	3.67
n_4680	203	7.77	4.33	1.78
n_4679	204	7.76	4.44	1.78
n_4678	205	7.77	4.44	1.78
n_4677	206	7.77	4.44	3.73
n_4676	207	7.77	4.44	0.76
n_4675	208	7.77	4.44	1.96
n_4673	210	7.78	4.31	1.69



## Annexe

n_4672	211	7.47	4.11	1.99
n_4656	222	10.48	1.78	1.97
n_4655	223	10.49	1.78	1.78
n_4654	224	10.5	1.78	1.39
n_4651	227	7.96	4.16	1.22
n_4650	228	8.23	0.75	1.78
n_4649	229	7.95	1.89	2.29
n_4648	230	8.61	1.68	0.76
n_4647	231	7.96	1.55	1.61
n_4645	232	8	1.35	2
n_4644	233	10.08	1.77	2.28
n_4643	234	6.38	1.38	1.27
n_4642	235	7.06	1.21	3.68
n_4641	236	8.95	1.05	2.46
n_4639	237	7.48	0.06	3.51
n_4638	238	8.24	0.75	1.15
n_4637	239	8.11	-0.83	1.82
n_4635	241	6.21	1.93	2
n_4631	243	7.57	0.05	1.24
n_4629	244	9.1	0.91	1.18
n_4628	245	8.23	4.11	1.22
n_4627	246	8.4	0.66	1.97
n_4626	247	5.91	3.95	1.66
n_4625	248	7.12	1.15	1.63
n_4624	249	8.62	1.09	1.24
n_4623	250	7.71	1.49	1.58
n_4622	251	7.12	1.23	1.55
n_4621	252	7.09	1.18	1.59
n_4619	254	9.29	0.85	2.29
n_4618	255	8.06	-0.47	1.95
n_4617	256	8.71	1.66	0.96
n_4616	257	9.01	1.63	1.74
n_4615	258	7.11	1.23	1.68
n_4614	259	9.07	1.57	3.59
n_4613	260	5.8	1.55	1.19
n_4612	261	8.27	-0.84	1.57
n_4611	262	7.46	0.07	2.43
n_4609	263	8.1	1.87	1.58
n_4608	264	9.56	-0.29	1.3
n_4607	265	8.09	-0.7	3.68
n_4606	266	7.64	-0.76	1.42
n_4605	267	7.88	4.03	1.31
n_4604	268	7.08	1.18	3.48
n_4602	269	9.11	1.56	1.77

## Annexe

n_4601	270	7.37	-0.16	1.73
n_4600	271	8.59	-0.86	0.96
n_4599	272	8.83	0.95	3.87
n_4598	273	8.15	4.12	1.58
n_4597	274	9.42	1.15	1.71
n_4596	275	7.01	1.31	1.22
n_4594	276	6.25	3.92	3.63
n_4593	277	10.34	1.69	1.56
n_4591	279	6.29	1.72	3.73
n_4590	280	9.56	-0.29	0.81
n_4589	281	7.79	4.31	3.48
n_4588	282	8.71	-0.86	3.7
n_4585	284	8.34	1.7	1.68
n_4584	285	7.02	1.22	2.49
n_4583	286	7.53	4.07	1.87
n_4580	287	8.72	-0.88	1.79
n_4579	288	7.92	4.16	1.91
n_4578	289	7.23	0.8	1.3
n_4577	290	6.49	3.92	2.02
n_4575	291	6.67	4.14	1.82
n_4574	292	10.1	1.67	1.96
n_4571	294	8.24	0.7	1.71
n_4158	295	9.24	1.86	2.17
n_4157	296	8.59	1.07	1.68
n_4154	297	8.47	1.9	1.85
n_4153	298	8.82	0.95	1.78
n_4151	299	7.56	1.58	1.25
n_4149	301	7.03	1.82	1.71
n_4147	302	7.95	1.89	2.38
n_4145	303	8.35	1.7	1.54
n_4144	304	8.42	-0.21	1.56
n_4143	305	7.64	-0.76	1.67
n_4141	306	9.14	1.84	1.26
n_4140	307	8.64	1.05	2
n_4139	308	7.49	1.24	3.68
n_4138	309	6.5	1.7	2.57
n_4137	310	8.11	0.4	1.85
n_4136	311	5.93	1.53	2.63
n_4135	312	5.73	1.55	1.82
n_4134	313	8.09	-0.77	1.23
n_4132	314	6.85	1.26	1.64
n_4131	315	6.22	1.93	1.19
n_4130	316	7.42	4.11	1.68
n_4128	318	6.99	0.87	2.2

## Annexe

n_4127	319	9.11	1.85	1.57
n_1810	320	8.56	0.63	3.62
n_1809	321	7.01	1.82	2.68
n_1808	322	9.2	0.86	1.75
n_1806	324	8.09	-0.8	1.26
n_1805	325	7.06	1.18	2.31
n_1804	326	7.62	-0.75	1.6
n_1803	327	8.23	-0.16	1.19
n_1802	328	8.83	-0.87	3.68
n_1801	329	7.57	4.06	3.49
n_1799	330	8.28	0.69	1.81
n_1798	331	10.47	1.68	3.46
n_1797	332	6.53	1.26	1.78
n_1796	333	7.17	0.71	1.87
n_1795	334	8.46	1.59	1.67
n_1794	335	7.04	1.18	1.83
n_1793	336	8.16	4.12	1.68
n_1792	337	6.35	3.93	1.68
n_1791	338	8.65	1.09	1.06
n_1789	339	6.4	3.89	1.72
n_1788	340	10.44	1.77	1.11
n_1787	341	9.21	1.86	1.68
n_1786	342	8.08	-0.76	1.78
n_1784	344	8.2	1.11	1.78
n_1783	345	8.65	1.68	3.88
n_1782	346	7.65	-0.76	3.89
n_1781	347	8.46	-0.19	2.66
n_1780	348	6.35	1.72	2.68
n_1779	349	8.76	0.75	2.69
n_1777	350	7.8	-0.76	2.84
n_5567	352	10.52	1.77	2.84
n_5566	353	10.53	1.77	2.1
n_5562	357	7.54	-0.09	1.08
n_5561	359	7.56	-0.09	

## Annexe

Tableau.20 : tableau des vitesses dans les conduites

ID	Length (Scaled) (m)	Diameter (mm)	Material	Réseau sans le nouveau chateau Velocity (m/s)	Réseau avec le nouveau chateau Velocity (m/s)
954	1	150	Ductile Iron	1.33	1.33
955	1	400	Steel	0.19	0.19
956	1	150	Ductile Iron	1.33	1.33
957	1	400	Steel	0.19	0.19
959	2	150	Ductile Iron	0.08	0.08
961	1	400	PVC	0	0
962	2	400	PVC	0	0
965	10	160	PVC	1.1	1.1
966	31	110	PVC	1.02	1.14
757	2	500	Cast iron	6.8	1.6
756	2	400	PVC	0	1.02
755	69	300	Steel	0.59	1.74
754	40	400	Steel	0.41	1.74
753	43	400	Steel	0.34	1.16
924	130	500	Cast iron	6.81	1.16
923	255	300	Cast iron	1.25	2.68
922	10	300	PVC	0.47	0.09
921	101	300	Cast iron	1.15	1.25
920	197	300	Steel	1.56	2.9
919	189	300	Cast iron	1.15	2.86
918	216	300	Steel	1.51	2.86
910	5	400	Steel	5.49	2.88
909	6	400	Steel	5.06	2.84
908	3	400	Steel	0.42	2.86
907	165	160	PVC	0.94	2.86
906	344	160	PVC	1.77	0.02
905	135	300	Ductile Iron	1.47	0
904	118	150	Cast iron	0.49	0
903	215	160	PVC	2.11	0.04
902	221	300	PVC	0.02	0
901	4	300	Steel	0.02	0
900	269	160	PVC	1.35	0.44
899	646	200	PVC	1.45	0.41
898	3	110	PVC	0.44	3.44
897	226	200	PVC	0.44	0
751	250	160	PVC	1.19	0.59
750	233	160	PVC	1.76	0.41
749	673	160	PVC	0.62	0.34
748	11	200	PVC	1.37	3.46
747	119	160	PVC	1.24	1.25
917	151	300	Ductile Iron	0.81	0.47

## Annexe

916	54	300	Ductile Iron	1.35	1.15
915	350	300	Ductile Iron	1.86	1.57
914	179	300	Ductile Iron	1.41	1.16
913	282	300	Ductile Iron	0.76	1.51
912	31	300	Cast iron	2.8	2.77
911	384	200	Ductile Iron	0.41	2.55
744	21	160	PVC	1.9	0.42
743	61	160	PVC	1.15	0.15
742	310	300	Ductile Iron	1.45	0.97
740	2	400	Steel	10.6	1.39
739	6	400	Steel	0.21	1.31
738	6	400	Steel	0.24	0.02
942	2	300	Steel	0.49	0.02
941	1	300	Steel	4.64	0.56
940	6	300	Steel	0.02	1.46
939	1	300	Cast iron	3.02	0.99
938	1	300	Cast iron	2.84	0.52
937	15	200	PVC	0.71	0.62
775	1	80	PVC	0.94	0.27
774	1	80	PVC	0.98	0.74
772	226	110	PVC	0.15	1.37
771	128	125	PVC	0.67	1.24
770	18	150	PVC	0.56	0.64
769	129	160	PVC	0.07	0.52
768	136	90	PVC	0.22	0.41
766	142	80	Cast iron	0.58	0.47
765	93	80	Steel	0.27	0.7
764	56	110	PVC	0.44	1.23
763	25	125	PVC	0.79	1.11
762	70	110	PVC	0.48	0.35
895	360	110	PVC	0.4	0.43
894	339	200	Asbestos Cement	0.5	3.43
893	70	125	PVC	0.11	0.21
892	365	90	PVC	0.22	0.24
891	136	110	PVC	0.21	0.49
890	710	110	PVC	0.29	3.07
889	15	110	PVC	1.09	0.02
888	655	90	PVC	0.65	1.44
887	8	110	PVC	0.44	1.27
886	54	110	PVC	0.94	0.71
761	1	300	Steel	0.55	0.15
885	224	110	PVC	0.18	0.67
884	14	110	PVC	2.47	0.56
881	72	110	PVC	0.04	0.07

## Annexe

880	7	300	Ductile Iron	0.68	0.22
879	250	110	PVC	0.33	0.58
878	221	63	PVC	0.44	0.27
877	86	110	PVC	0.15	0.44
876	56	100	Steel	0.18	0.79
875	157	110	PVC	0.03	0.48
874	48	110	PVC	0.15	0.4
872	43	90	PVC	0.07	0.13
871	38	110	PVC	0.15	0.11
870	106	110	PVC	0.73	0.22
869	627	150	Cast iron	0.23	0.21
868	251	110	PVC	0.15	0.29
867	254	90	PVC	0.22	1.09
866	351	90	PVC	0.22	0.65
865	167	110	PVC	0.43	0.44
864	140	200	PVC	0.09	0.94
862	2	300	Steel	2.22	0.55
861	233	110	PVC	0.15	0.18
860	10	110	PVC	1.31	2.47
859	73	110	PVC	0.48	0.04
858	81	110	PVC	0.11	0.78
857	49	110	PVC	0.44	0.33
856	112	110	PVC	0.15	0.44
855	22	110	PVC	2.18	0.15
853	166	110	PVC	0.25	0.18
852	95	150	PVC	0.32	0.03
851	766	110	PVC	0.15	0.15
850	431	90	PVC	0.22	0.07
849	129	110	PVC	0.15	0.15
848	17	300	PVC	0.12	0.73
847	228	110	PVC	0.15	0.23
846	151	110	Asbestos Cement	0.44	0.15
845	54	80	Steel	0.27	0.22
844	1	300	Steel	2.48	0.22
843	1	150	Cast iron	0.55	0.43
835	2	110	PVC	2.03	1.48
834	3	110	PVC	2.03	0.15
833	165	150	Cast iron	0.47	1.31
794	582	110	PVC	0.15	0.48
793	20	110	PVC	0.58	0.11
792	42	110	PVC	0.15	0.44
791	133	200	PVC	0.09	0.15
790	62	110	PVC	0.44	2.18
789	54	110	PVC	1.01	0.25

## Annexe

788	455	80	Steel	0.15	0.32
787	141	80	PVC	0.27	0.11
786	227	63	PVC	0.44	0.22
785	103	110	Asbestos Cement	0.15	0.15
784	445	125	Asbestos Cement	0.11	0.12
783	85	160	PVC	0.14	0.15
782	17	110	PVC	0.26	0.44
781	93	150	Cast iron	2.99	0.27
779	80	80	Steel	0.27	1.65
778	173	160	Ductile Iron	0.07	0.55
777	35	80	PVC	0.27	2.18
776	75	150	PVC	0.79	2.18
832	796	110	PVC	0.11	0.47
831	226	110	PVC	0.73	0.11
830	55	110	PVC	0.15	0.58
828	103	110	PVC	0.15	0.15
827	469	90	PVC	0.04	0.09
826	34	110	PVC	0.77	0.44
825	86	110	PVC	0.15	1.01
824	144	125	PVC	1.61	0.15
823	47	110	PVC	1.02	0.27
822	56	110	PVC	0.44	0.44
821	99	110	PVC	0.32	0.15
820	211	110	PVC	0.15	0.11
819	453	110	PVC	0.15	0.14
818	80	110	PVC	0.07	0.26
817	94	110	PVC	0.32	2.48
816	175	110	PVC	0.07	0.27
812	15	200	PVC	0.71	0.07
811	1	110	PVC	1.45	0.27
810	1	110	PVC	1.45	0.79
809	7	110	PVC	2.76	0.11
807	45	110	PVC	1.6	0.73
805	1	80	PVC	0.12	0.15
804	58	80	PVC	0.27	0.15
803	56	160	Cast iron	2.56	0.04
802	1	80	PVC	1.49	0.77
801	1	80	PVC	1.53	0.15
798	1	300	Steel	2.52	0.67
797	1	300	Steel	2.26	1.02
796	1	300	Steel	4.68	0.44
795	120	125	Ductile Iron	0.56	0.32
927	2	110	PVC	0.73	0.15

## Annexe

752	165	110	PVC	1.02	0.15
925	1	300	Steel	1.58	0.07
746	117	300	Ductile Iron	1.7	0.32
745	80	300	Ductile Iron	1.76	0.07
741	125	300	Ductile Iron	1.65	0.71
873	6	80	PVC	0.55	1.6
863	8	160	PVC	2.22	1.6
896	105	500	Cast iron	6.82	3.05
727	1	110	PVC	1.74	0.55
728	1	100	PVC	2.11	0.27
723	1	110	PVC	1.74	2.12
724	1	110	PVC	1.74	1.69
406	5	110	PVC	0.62	1.51
407	5	110	PVC	0.62	3.1
577	2	160	PVC	0.14	0.56
578	2	160	PVC	0.14	1.28
574	3	150	Cast iron	3.07	1.58
575	3	150	Cast iron	3.07	0.25
373	3	110	PVC	0.44	0.31
374	3	110	PVC	0.44	0.2
571	4	110	PVC	1.17	0.55
572	4	110	PVC	1.17	1.77
568	3	160	PVC	1.3	3.47
569	3	160	PVC	1.3	1.89
565	1	160	PVC	1.17	2.28
566	1	160	PVC	1.17	1.89
562	2	160	PVC	1.69	1.89
563	2	160	PVC	1.69	0.62
559	4	160	PVC	1.83	0.62
560	4	160	PVC	1.83	0.14
556	3	110	Asbestos Cement	0.58	0.14
557	3	110	Asbestos Cement	0.58	2.56
553	3	160	PVC	0.14	2.56
554	3	160	PVC	0.14	0.44
550	2	80	PVC	1.1	0.44
551	2	80	PVC	1.1	1.43
547	1	500	Cast iron	6.8	1.43
548	1	500	Cast iron	6.8	1.3
538	8	500	Cast iron	6.82	1.3
539	8	500	Cast iron	6.82	1.17
370	5	110	PVC	0.33	1.17
371	5	110	PVC	0.33	0.34
712	3	110	Asbestos	0.29	0.34



## Annexe

			Cement		
713	3	110	Asbestos Cement	0.29	0.58
709	5	110	PVC	0.22	0.58
710	5	110	PVC	0.22	0.14
706	5	90	PVC	0.43	0.14
707	5	90	PVC	0.43	1.1
703	3	110	PVC	0.17	1.1
704	3	110	PVC	0.17	3.45
700	3	160	PVC	0.07	3.45
701	3	160	PVC	0.07	3.46
697	3	125	PVC	0.67	3.46
698	3	125	PVC	0.67	0.33
694	3	110	PVC	0.29	0.33
695	3	110	PVC	0.29	0.29
535	2	400	Steel	10.59	0.29
536	2	400	Steel	10.59	0.22
532	1	400	Steel	5.5	0.22
533	1	400	Steel	5.5	0.43
529	2	400	Steel	5.07	0.43
530	2	400	Steel	5.07	0.17
526	2	400	Steel	0.2	0.17
527	2	400	Steel	0.2	0.07
523	1	400	Steel	0.23	0.07
524	1	400	Steel	0.23	0.67
520	1	300	Steel	0	0.67
521	1	300	Steel	0	0.29
517	0	300	Cast iron	2.82	0.29
518	0	300	Cast iron	2.82	3.42
514	0	300	Steel	1.6	3.42
515	0	300	Steel	1.6	2.78
511	1	300	Steel	0.51	2.78
512	1	300	Steel	0.51	2.56
508	1	300	Steel	0.57	2.56
509	1	300	Steel	0.57	0.2
505	3	125	PVC	0.79	0.2
506	3	125	PVC	0.79	0.23
502	3	300	Ductile Iron	1.88	0.23
503	3	300	Ductile Iron	1.88	0
499	4	160	PVC	1.83	0
500	4	160	PVC	1.83	1.25
496	3	300	Ductile Iron	1.49	1.25
497	3	300	Ductile Iron	1.49	1.6
493	1	110	PVC	0.59	1.6
494	1	110	PVC	0.59	0.51

## Annexe

490	4	200	PVC	0.49	0.51
491	4	200	PVC	0.49	0.57
487	4	160	PVC	1.25	0.57
488	4	160	PVC	1.25	0.79
484	3	200	PVC	1.5	0.79
485	3	200	PVC	1.5	0.43
388	6	110	PVC	0.26	0.43
389	6	110	PVC	0.26	1.04
385	5	110	PVC	0.18	1.04
386	5	110	PVC	0.18	0.04
382	4	90	PVC	0.87	0.04
383	4	90	PVC	0.87	1.14
481	3	63	PVC	0.89	0.56
482	3	63	PVC	0.89	0.56
379	5	300	PVC	0.1	0.69
380	5	300	PVC	0.1	0.69
478	3	80	Steel	0.55	1.5
479	3	80	Steel	0.55	1.5
475	3	160	PVC	0.14	0.26
476	3	160	PVC	0.14	0.26
472	2	110	Asbestos Cement	0.29	0.18
473	2	110	Asbestos Cement	0.29	0.18
469	3	90	PVC	0.43	0.87
470	3	90	PVC	0.43	0.87
466	0	150	Cast iron	0.62	0.89
467	0	150	Cast iron	0.62	0.89
463	5	300	Steel	1.49	0.1
464	5	300	Steel	1.49	0.1
460	3	300	Ductile Iron	0.2	0.55
461	3	300	Ductile Iron	0.2	0.55
457	4	150	PVC	0.87	0.14
458	4	150	PVC	0.87	0.14
451	3	160	PVC	1.42	0.09
452	3	160	PVC	1.42	0.09
448	6	110	PVC	0.29	0.43
449	6	110	PVC	0.29	0.43
445	3	80	Steel	0.55	0.62
446	3	80	Steel	0.55	0.62
442	3	200	PVC	0.13	1.49
443	3	200	PVC	0.13	1.49
439	3	100	Steel	0.35	0.04
440	3	100	Steel	0.35	0.04
436	3	80	Steel	0.55	0.87

## Annexe

437	3	80	Steel	0.55	0.87
433	2	300	Ductile Iron	1.43	0.63
434	2	300	Ductile Iron	1.43	0.63
430	5	80	Cast iron	0.31	0.29
431	5	80	Cast iron	0.31	0.29
427	3	200	PVC	0.13	0.55
428	3	200	PVC	0.13	0.55
424	3	125	PVC	1.72	2.64
425	3	125	PVC	1.72	2.64
544	1	400	Steel	0.18	0.35
545	1	400	Steel	0.18	0.35
541	1	400	Steel	0.18	0.55
542	1	400	Steel	0.18	0.55
421	1	400	Steel	0.2	0.45
422	1	400	Steel	0.2	0.45
418	1	400	Steel	0.2	0.31
419	1	400	Steel	0.2	0.31
415	1	80	PVC	0.27	0.13
416	1	80	PVC	0.27	0.13
403	1	300	Steel	2.24	0.79
404	1	300	Steel	2.24	0.79
400	1	300	Steel	2.5	0.18
401	1	300	Steel	2.5	0.18
688	3	110	PVC	1.45	0.18
689	3	110	PVC	1.45	0.18
673	4	90	PVC	0.43	0.2
674	4	90	PVC	0.43	0.2
670	4	110	PVC	1.16	0.2
671	4	110	PVC	1.16	0.2
667	4	110	PVC	1.16	1.5
668	4	110	PVC	1.16	1.5
664	3	110	PVC	0.15	1.67
665	3	110	PVC	0.15	1.67
661	5	110	PVC	0.58	1.45
662	5	110	PVC	0.58	1.45
658	4	80	Steel	0.42	0.43
659	4	80	Steel	0.42	0.43
655	3	110	PVC	0.07	1.16
656	3	110	PVC	0.07	1.16
652	5	110	PVC	0.03	1.16
653	5	110	PVC	0.03	1.16
649	7	110	PVC	0.29	0.15
650	7	110	PVC	0.29	0.15
646	3	125	PVC	1.49	0.58

## Annexe

647	3	125	PVC	1.49	0.58
640	4	150	PVC	0.24	0.42
641	4	150	PVC	0.24	0.42
637	5	110	PVC	0.11	0.07
638	5	110	PVC	0.11	0.07
634	5	125	PVC	0.56	0.03
635	5	125	PVC	0.56	0.03
631	5	110	PVC	0.03	0.29
632	5	110	PVC	0.03	0.29
628	3	90	PVC	0.43	0.56
629	3	90	PVC	0.43	0.56
625	1	80	PVC	1.65	0.24
626	1	80	PVC	1.65	0.24
622	1	110	PVC	1.89	0.11
623	1	110	PVC	1.89	0.11
619	1	110	PVC	1.89	0.56
620	1	110	PVC	1.89	0.56
616	1	110	PVC	1.6	0.03
617	1	110	PVC	1.6	0.03
613	1	110	PVC	1.6	0.43
614	1	110	PVC	1.6	0.43
601	1	80	PVC	1.26	1.65
602	1	80	PVC	1.26	1.65
598	1	80	PVC	1.22	2.03
599	1	80	PVC	1.22	2.03
595	1	80	PVC	0.71	2.03
596	1	80	PVC	0.71	2.03
592	1	80	PVC	0.43	1.74
593	1	80	PVC	0.43	1.74
589	0	80	PVC	0.67	1.74
590	0	80	PVC	0.67	1.74
586	1	80	PVC	0.39	0.89
587	1	80	PVC	0.39	0.89
583	4	63	PVC	0.89	0.29
584	4	63	PVC	0.89	0.29
580	5	110	PVC	0.29	
581	5	110	PVC	0.29	