

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable de la ville
d'Azazga (w. Tizi Ouzou).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0008-10

APA Citation (توثيق APA):

Medane, Ahcène (2010). Diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable de la
ville d'Azazga (w. Tizi Ouzou)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT DES SPECIALITES

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable.

THEME :

**Etude de Diagnostic du réseau D'alimentation en eau
potable de la ville d'AZAZGA (W.T.OUZOU)**

Présenté par :
M^r :MEDANE AHCENE

Promoteur :
M^r :A. AYADI

Devant le jury composé de :

Présidente: M^{me} :F.AMMOUR
Examineurs: M^r : A.AYAD
M^r : M.FOUDIL CHRIF
M^{me} : N.TERGUI
M^{me} : N.ZENDAGUI
M^{me} : W.MAHMOUDI

Juin / 2010

TM *Dédicaces* ~

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

- *A la mémoire de mon père .*
- *A ma très chère mère ainsi que mes grandes mères.*
- *A tous mes frères, sœurs, belle sœurs, nièces, neveux.*
- *A futur femme MILLINA.*
- *A toute la famille : MEDANE.*
- *A tout ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans ma formation*
- *A tous mes amis :*
BOUDJIMAA (2); SAID ; ALI (2) ;NECER ;HAFID ; MOUNIR;
SAMIR; HAMZA; RABEH;OMAR .
- *A toute ma promotion, en générale.)*
- *A tous mes amis de l'école ; de la cité somma 3 et de l'université de Blida*

MEDANE AHCENE

TM Remerciement ~

Au terme de cette étude, je tiens à exprimer mes vifs remerciements :

- *A mon promoteur M^r : AYADI Abderrahmane pour ses orientations et ses précieux conseils.*
- *A tout le corps enseignants et le personnel de l'ENSH qui ont contribuer de près où de loin a ma formation.*
- *Aux membres de jury qui auront à juger et à apprécier ce travail.*
- *Je tiens aussi à remercier mes amis qui m'ont aidé pendant la réalisation de projet.*
- *Aux employés de la subdivision et l'ADE d'AZAZGA pour m'avoir facilité l'acquisition des données.*

MEDANE AHCENE

ملخص :

السير الحسن للخدمات الموزعة للمياه الصالحة للشرب تدخل في التمويل الدائم للمستهلكين بمنتوج نوعي لا عيب فيه و بأحسن تكلفة.

مند سنوات طويلة , موزعي المياه الصالحة للشرب ضاعفوا مجهودات للوصول إلى أهدافهم : المصاريف التي تدخل في تحقيق الشبكات الأكثر و أكثر تعقيدا هذا من جهة, ومن جهة أخرى التكلفة المتزايدة في الطاقة دفعت المسيرين إلى السيطرة على ضياع المياه الغير المحسوبة أثناء التوزيع. تقدير النتائج القياسية لشبكة التوزيع, تبين المياه الضائعة, تقدير أهميتهم و العمل على القضاء عليها إنها الأعمال الأساسية التي تحتم اليوم على موزعي المياه.

Résumé :

La gestion optimale des services de distribution d'eau potable implique la fourniture permanente aux abonnés d'un produit de qualité irréprochable, au meilleur coût.

Depuis de longues années, les distributeurs d'eau potable ont multiplié leurs efforts pour parvenir à ces objectifs. les dépenses impliquées pour la réalisation des réseaux de plus en plus complexes ,d'une part et d'autre part le coût croissant de l'énergie ont incité les gestionnaires à mieux maîtriser les pertes d'eau non comptabilisées en cours de distribution .Evaluer les performances des réseaux de distribution ,détecter les fuites d'eau, évaluer leur importance et procéder à leur élimination ,sont des tâches essentielles qui incombent aujourd'hui au distributeur d'eau.

Summary:

The optimal management of the services of drinkable water supply implies the permanent supply with the subscribers of an irreproachable product of quality, at the best cost Since long years the drinking water distributors have to multiply their efforts to arrive to these objectives, the expenditure implied for the realization, the network increasingly complex, on the one hand, and the cost growing of energy encouraged the managers with better controlling the water losses not to enter in the course of distribution, to evaluate the performances of distribution network, detected the escapes, to evaluate their importances and to carry out their elimination are spots essential which fall today on the water distributor.

Listes des tableaux :

<u>Tableau N° I.1 : pluviométrie mensuelles</u>	6
<u>Tableau N° I.2 : Températures mensuelles</u>	6
<u>Tableau N°I.3 : Vitesses du vent</u>	7
<u>Tableau N°I -4 : caractéristique de la station de pompage deDjablah</u>	7
<u>Tableau N° I-5 : caractéristique de la station de reprise de Chihani</u>	8
<u>TABLEAU N° I-6 : caractéristiques des forages</u>	9
<u>TABLEAU N°:I-7 : caractéristique des réservoirs</u>	10
<u>Tableau n° II-1 : Evolution de la population pour différent horizon.</u>	13
<u>Tableau N° II.2 : les normes unitaires de la consommation</u>	15
<u>Tableau N° II -3 : Besoins domestiques :</u>	16
<u>Tableau N°II -4 : Besoins sanitaire.</u>	16
<u>Tableau N°II -5 : Besoins scolaire.</u>	17
<u>Tableau N°II -6 : Besoins commerciaux</u>	17
<u>Tableau N°II -7 : Besoins socioculturels</u>	17
<u>Tableau N°II -8 : Besoins sportifs et détente</u>	18
<u>Tableau N°II -9 : Besoins administratifs.</u>	18
<u>Tableau N°II -10 : état futur des besoins.</u>	19
<u>Tableau N°II.11 : Calcul des consommations maximale journalière.</u>	21
<u>Tableau N°II-12: répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants</u> ...	23
<u>Tableau N° II-13: variation de la consommation par heurs</u>	24
<u>Tableau III-1 calcul des débits aux nœuds</u>	29
<u>Tableau III-2 Résultats de la simulation sur les nœuds</u>	36
<u>tableau III-3 :variations des débits dans les conduites</u>	39
<u>Tableau IV -1 : résultats de la simulation sur les nœuds</u>	48
<u>Tableau IV -2 : résultats de la simulation sur les conduites</u>	52
<u>Tableau N° V-1 : Zone de variation du débit Q_x appelé</u>	60
<u>Tableau N°V-2 : Zone de variation du débit appelé ($Q_x > Q_{max}$) :</u>	60
<u>Tableau N° VIII-1 : variation du chlore dans les conduites</u>	81

LISTE DES FIGURES

Figure n° I-1-a : plan de situation partie haute	2
Figure n° I-1-b : plan de situation de centre ville et la partie basse.....	3
Figure n° II -1 Evaluation de la population pour différent horizon.....	13
Figure n° II-1: Graphique de consommation en eau de L'agglomération	25
Figure n° II-2 : Graphique de consommation en eau d'arrosage	25
Figure n° II-3 : Graphique de consommation totale	26
Figure n° II-4: Courbe intégrale de la consommation	26
Figure n° V-1 : courbe caractéristique d'un nœud	58
Figure n° VI-: Schéma d'une tranchée	65
Figure n° VII-2: schéma d'une pile électrochimique	73
Figure n° V-1 : courbe caractéristique d'un nœud	74
Figure n° VI-: schéma de protection par soutirage de courant	77
Figure n° VII-: protection cathodique par anode réactive	78

S

La liste des planches.

Le plan de masse

Le plan de réseau

Le profil en long

5

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I :

I.1 Introduction :	1
I.2 Objectifs de l'étude :	1
I.3 la zone d'étude.....	1
I.3-1- Situation géographique:	1
I.3-2- Situation topographique':	4
I.3-2-1 - Relief :	4
I.3-2-2- Pente :	4
I.3-3 Situation géologique et hydrogéologique.....	4
I.3-4- Situation climatique :	5
I-3-4.1-Climat :	5
I-3-4.2-Pluviométrie :	6
I-3-4.3-Température :	6
I-3-4.4-Vent :	6
I.4- Ressource en eau:	7
I.5- Ouvrages de stockages:	9
I.6- l'état actuel du réseau de distribution :	10
I-7 Conclusion :	11

Chapitre II :

II- : Introduction:.....	12
II-2 : L'évolution de la population :	12
II.3- Catégories des besoins :	13
II.4-Estimation des besoins :	14
II.4.1- Choix de la norme unitaire de la consommation :	14
II.4.2- Détermination de la consommation moyenne journalière :	15
II.5- Calcul des besoins en eau pour chaque groupe de consommation :	15
II.5.1. - Domestique :	15
II.5.2- Sanitaire :	16
II.5. 3- Besoin Scolaire :	17
II.5. 4- Besoin commerciaux :	17
II.5.5. Besoin socio-culturels :	17
II.5.6- Besoins sportifs et détente:.....	18
II.5.7- Besoins Administratifs:	18
II.5.8- Equipements futurs :	19
II.6- Etude de la variation de la consommation:	20
II.7- Coefficient d'irrégularité :	20
II.7.1- Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max,j}$) :	20
II.7.2- Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$) :	21
II.8- Détermination des débits horaires :	21
II.8.1- Débit moyen horaire :	21
II.8.2- Détermination du débit maximum horaire :	22

II.9-Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :	22
II.10-CONCLUSION :	26

Chapitre III :

III-1 Introduction :	27
III-2 Description du logiciel WATER CAD :	27
III.2.1 Fonction et application :	27
III.3- Calcule des débits :	28
III.4 Résultats de la simulation :	29
III.5 Conclusion :	29

Chapitre IV :

IV.1 Introduction :	45
IV.2 Choix du système de distribution :	45
IV.3 Choix du type de réseau :	45
IV.4 Principe du tracé du réseau maillé :	45
IV.5 Choix du matériau des conduites :	46
IV.6 Calcul hydraulique du réseau de distribution :	47
IV.6.1 Détermination des débits :	47
IV.6.2 Résultats de la simulation :	47
IV.7 Conclusion :	47

Chapitre V :

V.1 Introduction :	57
V.2 Caractéristiques nodales :	57
V.3 La variation de pression au point de branchement :	58
V.4 Corrélation courbe caractéristique-installation :	59
V.4.1 le débit d'installation Q_x ($0 < Q_x < Q_{max}$) :	59
V.4.2 Le débit d'installation Q_x ($Q_x > Q_{max}$) :	59
V.4.2.1 ($Q_x ; H_x$) en zone C :	59
V.4.2.2 ($Q_x ; H_x$) en zone D :	60
V.5 Analyse de l'étude :	61
V.6 Conclusion :	61

Chapitre VI :

VI.1 Introduction :	62
VI.2 Les actions reçues par les conduites :	62
VI.3 Mode opératoire :	62
VI.3.1 Pose selon la nature de terrain :	62
VI.3.2 Pose selon la nature des conduites :	63
VI.3.3 Traversées de routes :	63
VI.4 Exécution des travaux :	63
VI.4.1 Vérifications et manutentions des canalisations :	64

VI.5 choix des engins de terrassement :	65
VI.5.1 Définition de la pelle hydraulique :	66
VI.5.2 Définition du Bulldozer :	66
VI.6 La mise en place des canalisations :	67
VI.6.1 Assemblage des conduites :	67
VI.6.2 Epreuve des joints et canalisations principales :	68
VI.6.3 Epreuve des robinets-vannes :	68
VI.6.4 Epreuve des branchements et raccords :	68
VI.7 Remblaiement des tranchées :	68
VI.8 Conclusion :	69

Chapitre VII :

VII.1 Introduction :	70
VII.2 Importance de l'étude de la corrosion :	70
VII.3 Mécanisme de la corrosion :	71
VII.4 Classification de la corrosion :	71
VII.4.1 Aspects morphologique de la corrosion:	71
VII.4.2 Modes de formation de la corrosion :	72
VII.5 Les facteurs de la corrosion :	74
VII.6 Les principaux types de protection contre la corrosion :	75
VII.6.1 Revêtements protecteurs :	76
VII.6.2 Traitement du milieu:	77
VII.6.3 Protection cathodique :	77
VII.7 Conclusion :	78

Chapitre VIII :

VIII-1 Introduction :	79
VIII-2 Objectifs de la chloration :	79
VIII-3 Les utilités du chlore dans le réseau d'AEP :	79
VIII-4 Les paramètres influent sur la désinfection par le chlore :	79
VIII-5 Le principe de la stérilisation par le chlore résiduel libre :	80
VIII-6 Les autres moyens de désinfection :	80
VIII-6-1 Le brome :	80
VIII-6-2 L'ozone :	80
VIII-6-3 Rayons ultraviolets :	81
VIII-7 Calcule de la concentration du chlore résiduel dans le réseau :	81
VIII-8 Conclusion :	81

Chapitre IX :

IX.1 Introduction :	87
IX.2 Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :	87
IX.2.1 Facteurs humains :	87
IX.2.2 Facteurs matériels :	88
IX.2.3 Liste des conditions dangereuses :	88
IX.2.4 Liste des actions dangereuses :	89
IX.3 Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :	89
IX.3.1 Protection individuelle :	89
IX.3.2 Autres protections :	89

IX.3.3 Protection collective :	89
IX.3.4 Engin de levage :	89
IX.3.4 Appareillage électrique :	89
IX.4 Conclusion :	90

Chapitre X :

X.1 Introduction :	91
X.2 But de la gestion :	91
X.3 Pérennité des ouvrages :	91
X.4 Entretien du réseau :	91
X.4.1 Lutte contre l'entartrage :	92
X.4.2 Exploitation :	92
X.4.3 La surveillance :	93
X.4.4 La maintenance :	93
X.5 La gestion patrimoniale :	93
X.5.1 La préservation de la ressource en eau :	94
X.5.2 L'influence du milieu environnant les conduites :	94
X.6 Les effets des caractéristiques physico-chimiques de l'eau transportée :	95
X.7 Les effets des paramètres hydrauliques du fonctionnement des réseaux :	95
X.8 Les outils de suivi de la qualité de l'eau en réseau :	96
X.9 Surveillance courant des adductions et du réseau :	96
X.10 Lutte contre le vieillissement des réseaux :	98
X.11 Conclusion :	98

INTRODUCTION GENERALE

Les systèmes de distribution d'eau potable appartiennent, au même titre que les autres réseaux techniques, à un environnement urbain et péri-urbain dans lequel ils agissent et inter-agissent avec les autres réseaux. La gestion technique de tels réseaux a pour principal objectif de livrer aux consommateurs une eau répondant aux normes de qualité, à un pris acceptable et avec une continuité de service en défaut. De tels objectifs nécessitent une connaissance précise de réseau, de ces infrastructures, de son fonctionnement hydraulique et passe par un entretien suivi et régulier du réseau. Or, les exploitants des réseaux d'AEP (alimentation en eau potable) se trouvent généralement confrontés à la difficulté de connaître avec précision leur réseau compte tenue de sa diversité (généralement de multiples tranches de travaux réalisées selon des techniques différentes et sur plusieurs années) de son étendue et des difficultés d'accès.

Le réseau d'AEP constitue un patrimoine qui vieillit et qu'il est nécessaire de renouveler quand il a atteint un seuil de vétusté limite. Ce seuil limite dépend de nombreux paramètres que se soit environnementaux, techniques, de gestion, économiques ainsi que de la politique des gestionnaires. Pour qu'une politique de renouvellement soit économiquement viable, il faut qu'elle soit liée le plus directement possible au vieillissement qui engendre des dysfonctionnements venant compliquer la tâche du gestionnaire.

Les questions récurrentes que le gestionnaire du réseau d'AEP de notre zone d'étude se pose, concernant le renouvellement de réseau sont les suivantes : «dois-je renouveler les canalisations ?, lesquelles dois je renouveler ?, quand dois-je envisager les travaux ? ».Au cours de notre présent travail nous allons porter des solutions tangibles pour l'état actuel du réseau en répondant d'une manière rationnel aux questions posés précédemment et prévoir un horizon de dimensionnement à long terme.

**Chapitre I : Présentation et état
Des lieux de la ville de D'AZAZGA**

I.1 Introduction :

Pour un avant projet, il est très important d'établir un constat et une description sur les conditions du fonctionnement du système d'alimentation en eau potable à l'état actuel, et la détermination des défaillances du système d'adduction et du réseau de distribution.

I.2 Objectifs de l'étude :

La présente étude réalisée conformément à la demande de la ville d'AZAZGA a les objectifs suivants :

Ø Mettre en évidence les insuffisances du réseau ou des ouvrages pour répondre à la demande actuelle et future Par :

- une analyse de l'existant (réseau/ouvrage) ;
- un bilan de l'adéquation des besoins-ressources-capacités de stockage ; et
- une simulation du fonctionnement du réseau ;

Ø Définir les améliorations à apporter pour assurer la desserte quantitative et qualitative des abonnés en toute sécurité ;

Ø Estimer les investissements à réaliser afin de permettre aux responsables de la commune d'Azazga de programmer les travaux nécessaires en fonction des priorités.

I.3 la zone d'étude

I.3-1- Situation géographique:

La commune d'AZAZGA se situe dans la partie Nord-est de la Grande KABYLIE, entre 4°18' et 4°27' longitude est , entre 36°37' et 38°48' latitude Nord , à une altitude de 150 à 1014 m.

Elle est délimitée au Nord par la commune d'AGHRIB ;

- Au Sud Est par IFIGHA ;
- Au Sud-ouest par MEKLA ;
- A L'est YAKOURENE ;
- A l'Ouest par FREHA et MEKLA.

Le plan de situation de la ville est donné dans la figure N I-1 en deux parties



Figure I- 1 .a : partie haute



Figure I-1.b : La partie centre et basse

I.3-2- Situation topographique':

La vallée d'Azazga fait partie du bassin versant de haut Sebaou , ce dernier s'étend sur une superficie de 1500 Km² . L'altitude de cette commune varie entre 150 a 1014 mètres.

I.3-2-1 - Relief :

La commune d'Azazga est située sur les versants de l'Atlas Tellien. Le caractère montagneux du relief est le mieux manifesté dans les parties Nord, Nord-est et Est , ou se trouvent des régions situées à 900-1000 m d'altitude .A l'ouest et Sud – ouest , l'altitude diminue et la partie la moins élevée du territoire (150-200) est située le long de l'oued Sebaou qui aussi la frontière ouest de la commune

La vallée de l'oued est la partie la plus fertile est mieux placée pour être irriguée par l'oued dont le débit est de 30 a 120 m³ / heure

I.3-2-2- Pente :

L'influence des pentes dans cette région est très importante, et a double effet

1- Sur le coût de la conception des projets

2- Sur le coût des aménagements à prévoir contre les mouvements de terrains ,

D'où les pentes sont données comme suit :

A l'est la pente favorable est entre $0 < P < 10\%$

La partie Nord est moyennement favorable $10 < P < 20\%$

La partie sud est difficilement favorable $P > 20\%$

I.3-3 Situation géologique et hydrogéologique

- Situation géologique:

L'étude géologique de la région d'Azazga datant de 1987, a été élaborée par le laboratoire des travaux publics du centre LTTC.

Cette étude nous renseigne sur la structure et les caractères des sols de la région en générale.

Toutefois, les faciès existants et leurs principaux caractères lithologiques sont repartis dans l'espace de la manière suivante :

a- Le Flysch Crétacé

Ce faciès occupe la majeure partie des terrains explorés tout au long de la dépression d'AZAZGA. Il est en partie masqué à l'Ouest par le miocène et chevauché à l'Est par le Numidien

b- les argiles Sous Numidien

Ce sont des argiles rouge et vertes a bancs décamétrique de Grès datés de l'oligocène. Ils affleurent principalement à L'est (amont de la ville) et au Nord-est

c- Les Grès Numidien

Il constitue les principaux reliefs de djebel Abed a l'extrémité est de la région

Ce massif est découpé en panneaux par un système de failles, visible, immédiatement à L'est de la ville. Ces panneaux sont effondrés par rapport au Numidien en place.

d- Les Eboulis Numidien

des blocs de Grès de toute tailles arrachés au relief de djebel Abed, formant des nappes d'éboulis, se répandant largement dans les secteurs centre Nord-est et Sud-ouest.

- Situation hydrogéologique:

Les caractéristiques hydrogéologiques de la région d'Azazga se résument comme suit:

Les nappes d'éboulis qui renforcent un fort pourcentage de fines formant une matrice très plastique, a forte chute de pluie, la tenure en eau augmente et le milieu est anime d'un mouvement viscoplastique .

Les nappes des grés et calcaires lacustres du Pliocène: Ces nappes sont libres dans la région sud et captives sous la vallée au Nord et Est.

Une nappe aquifère au Nord (tala Koucheh)

L'écoulement général de ces nappes se fait vers l'Ouest.

I.3.4- Situation climatique :

I-3-.4.1-Climat :

Les données climatiques ont été récoltées au sein de l'ONM et de l'ANRH.

La commune d'Azazga fait partie du bassin versant de haut sebaou.

Ce dernier est caractérisé par un climat méditerranéen de type chaud et sec, humide et froid en hiver .

I-3-4.2-Pluviométrie :

Les observations pluviométrique du bassin haut Sébaou remontent a1865, soit a plus de 140 ans

La variation de précipitation annuelle de la région varie entre 592 à 1447 mm avec une moyenne annuelle de précipitation de 991mm d'après l'ANRH de TIZI OUZOU, qui est illustrée a travers le tableau

Tableau N° I.1 : pluviométrie mensuelles

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
T _{air} (°C)	170	122	98	83	50	10	04	07	37	77	122	211

Ou la somme est de 911 mm

I-3-4.3-Température :

La température mensuelle observée dans la région en été et entre 19° a 35° Par contre en hiver varie entre 6°C et 15°C, voir le tableau N° I.1 qu'est récapitulatif d'une température mensuelle d'après l'ANRH de TIZI OUZOU

Tableau N° I.2 : Températures mensuelles

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
T _{air} (°C)	5	4.5	9.5	15.9	20.7	28.3	35.4	35.7	32.3	17.3	12.3	4.5

Source: ONM

I-3-4.4-Vent :

Les vents qui dominent cette région le long de l'année sont les vents d'ouest .les vents d'Est dominant surtout pendant les mois d'été.

Ces vents se caractérisent par une orographie local masquée ; le matin l'air frais plus dense souffle d'est en ouest de la vallée supérieure vers la partie moins élevée, pendant la journée, l'air chaud s'élève, produisant ainsi un courant compensateur de masse d'air qui attient les partie supérieure de la vallée en suivant une direction ouest-Est

Les vents les plus forts soufflent en général au cours de l'hiver, cependant les vents orographiques locaux soufflent en été.

Il y a lieu de citer les organes de siroco enregistrés dans la région qui sont plus fréquents en été (8 a 9 jours au mois de juillet et Aoute.)

Des dégâts sérieux peuvent être occasionnés selon l'intensité et la durée de la tempête(ANRH de TIZI OUZOI).

Tableau N°I.3 : Vitesses du vent

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	An
Vitesse du vent (m/s)	2.7	3.0	3.1	3.1	3.1	3.0	2.8	2.8	2.7	2.4	2.5	2.6	2.8

Source: ONM

Les vents dominants sont du Nord-Ouest.

I.4- Ressource en eau:

En matière de ressources exploité pour l'AEP d'Azazga , la remarque frappante est, que cette ville est alimentée essentiellement par le transfèrt de TAKSEBTE qu'est divisée en deux parties en arrivant à Fréha . Une partie alimente Freha et l'autre alimente Azazga et Ait BOuhouni avec un diamètre de 400mm et par trois stations de reprises qui sont comme suites

ØStation de transfèrt de Djablah (SR1)

La station de pompage de Djabla collecte l'eau de transfère de Taksebte et refoule dans une conduite DN400 en PEHD vers une station de reprise (SR2) qui a un reservoir de 5000m³ situé à Azazga. Avec un bapasse le réservoir de Tizi Bouchen est alimenté par une conduite de diamètre 250mm.

Les caractéristiques de la station sont mentionnées dans le tableau N°3 :

Tableau N°I -4 : caractéristique de la station de pompage deDjablah

Bâche de reprise	Groupe électropompe	Transformateur	Anti bélier
Nombre = 1 Capacité :500m ³	Nombre:3 P = 315 KW HMT=228 m Q = 324 m ³ /h	P = 1000 KVA In = ? A Nombre:1	Nombre :0

ØStation de transfèr de Chihani :(SR2)

La station de pompage de Chihani collecte l'eau de transfert de Djablah qui Vient de TAKSEBT et refoule dans une conduite DN400 en PEHD vers une station de reprise (SR3) qui a deux réservoirs de (1000et500) m³ avec un diamètre de 200mm. Et une conduite de 400mm vers la ville, et vers Ait Bouhouni avec un diamètre de 200mm

Les caractéristiques de la station sont mentionnées dans le tableau N°5

Tableau N° I -5 : caractéristique de la station de reprise de Chihani

Bâche de reprise	Groupe électropompe	Transformateur	Anti bélier
Nombre = 1 Capacité :5000m ³	Nombre:3 P1 = 132 KW HMT=320 m Q = 86.4m ³ /h P2=132KW HMT=320 m Q = 86.4m ³ /h P3=90KW HMT=50 m Q = 486m ³ /h	P = 1000 KVA In = 220A Nombre:1 In = 220A In = 173A	Nombre :0

ØStation de transfèrt de Tæzibte (SR3)

La station de pompage de Tæzibte collecte l'eau de transfèrt de (SR2) qui Vient de TAKSEBT et refoule dans une conduite DN300 en PEHD vers une un réservoir de stokage de1000m³ à Agni Gizene. Cette station alimente chihani (40/49mm), abattoir (33/42mm) cite chihani (40/49mm), il comporte deux réservoirs de (1000et500 m³).

En cas de panne ou problème de fermeture, l'eau de distribution de la ville d'Azazga vient dans l'oued voir la figure **I-2**

Représentations des forages dans le tableau N° I-6

TABLEAU N° I-6 : caractéristiques des forages

Forage et puits	coordonnées		diametre mm	N.S m	N.D m	Profond m	debit exp m3/h	HMT m	IMPLANTATION
	X(m)	Y(m)							
A19a1	646,61	381,48	465	1,8	4	8	29	150	Oued Boubhir
A19a3	646,7	381,49	465	1,5	7	9	29	150	Oued Boubhir
AZAZ-1	646,535	381,61	800	2,7	4,3	10	29	150	Oued Boubhir
AZAZ-2	646,605	381,575	800	2,5	5,7	10	29	150	Oued Boubhir
AZAZ-3	646,97	381,22	800	3,4	-	11	29	150	Oued Boubhir
AZAZ-4	646,01	381,07	800	3,2	-	8	10	130	Oued Boubhir
AZAZ-5	emporte par les crues en 1996								Oued Boubhir

Les caractéristiques principales de l'adduction sont :

- 1- Cinq forages avec un débit unitaire $Q=28.8$ m³/h et un HMT=150m
- 2- un(1) puits avec un débit $Q=15$ m³/h et HMT=130m

Les stations d'exhaure refoulent vers :

Un réservoir de de 400m³ implanté à boubroun qui alimente la station de reprise N°1 de boubroune qui alimente elle aussi le réservoir 400m³ et station de reprise N°2 Tizi Bouchene

Les caractéristiques des stations sont représentées comme suite :

La STR1 de boubroune

Comporte trois pompes avec des débits de (79 ; 80 ;80)m³/h et des HMT de(200 ;160 ;160)m respectivement .

La STR2 de Tizi Bouchene

Comportes trois pompes mais deux fonctions de débit (80 ;80)m³/h et de HMT de (160 ;160)m respectivement

I.5- Ouvrages de stockages:

En matière de stockage la commune d'Azazga possède Cinq réservoirs qui sont indiqués dans le tableau suivant:

TABLEAU N°:I-7 : caractéristique des réservoirs

Nom	Capacité (m3)	Cote de terrain naturel (m)	Lieu d'implantation
R ₁	400	412	Tizi Bouchene
R ₂	5000	475	Chihani
R ₃	500	518	Taezibte
R ₄	1000	518	
R ₅	1000	581	Agni Gizene

Remarque :

D'autres notions sur les réservoirs

1- R₁ : alimente Ighil Bouzel (125mm) ; belkessem (60mm) ; malla (60mm) ; sahi(60mm) ; batemant de tizi Bouchene (125mm) et ADL(150mm).

2-R₂ : alimente la ville (400mm) ; la SR3(200mm) ; Ait Bouhouni (200mm)

3-R₃ et le R₄ :alimentes lycée CHihani (40/49mm) ;abatoire (33/42mm) ; cité Chihani (40/49mm) et reservoir R₅ (300mm) ; cherfa (200mm)

4-R₅ : Alimente EPLF (300mm) ;thadarete (250mm) ;Agni Gizene (100mm), hospital (100mm); Taezibte(100mm) ; Tachrofete (50/60mm) ;hendo (110mm).

I.7- l'état actuel du réseau de distribution :

Actuellement le réseau de distribution de la ville d'Azazga est en mauvaise état, (il est défectueux) ses conduites vétustes favorisant les pertes d'eau a cause des fuites importantes, se réseau est décomposer en trois parties.

La 1^{er} partie est le centre ville ou on trouve des différentes diamètres de 50 ;60 ;100 ;150 ;175. des matériaux différent PVC ;PEHD ; Acier.

La 2^{ème} partie (partie basse) comporte une légère partie de boubroune, Tizi bouchene, Tirsatine et Ighil-Bouzel, ce dernier village comporte un réseau autonome.

- Ighil-Bouzel : diamètre 200 ; 150 ; 100;80 ;60 ;50 ;40 ; la majeure partie des conduites en acier et on trouve d'autre en PVC .
- Tirsatine : diametre 80 en PVC.

- Boubroune : diamètre 40 en acier
- Tizi bouchene : diamètres 60 ; 100 ; 125, en acier galvanisé

La 3^{ème} partie.

la partie haute, nous avons Agni Gizene et Tæzibte

-Tæzibte diamètres 100 ;150 ; en PEHD

- Agni Gizene / diamètre 80 en acier galvanisé

Ce réseau est très hétérogène, car il est constitué des conduites en PEHD, en acier et en PVC.

Tellement en a un réseau très déficient et très ancien en a renouvelé totalement le réseau (nous étudierons plus précisément ce nouveau réseau dans le chapitre IV)

Conclusion :

La ville d'AZAZGA a un bon climat (Méditerranéen), la topographie (reliefs pratiquement inclinés) surtout, une bonne situation hydrogéologique (vue la présence de deux nappes) ; mais les caractéristiques Géotechniques du sol ne permettent pas la construction des immeubles de hauteur.

Chapitre II : Les besoins en eau Et débits de consommation

II- : Introduction:

Le but de ce chapitre est de déterminer l'apport en eau nécessaire (estimation des besoins) a notre agglomération qui est liée directement a l'évolution de la population dans les années a venir, l'élévation du niveau de vie et a des normes d'hygiènes.

L'étude présente, se base sur le recensement de l'A.P.C, les orientations du plan d'urbanisation et des équipements.

II-2 : L'évolution de la population :

Les besoins en eau de la ville seront évalués a l'horizon 2040(durée de vie du réseau) pour ce faire, nous aurons besoin de déterminer la population a cet horizon.

Plusieurs méthodes donnent des relations plus ou moins approximatives selon les caractéristiques de la ville considérée.

Dans notre cas nous avons opté pour la méthode dite a taux de croissance géométrique qui stipule que la croissance est directement proportionnelle a la population actuelle, soit :

$$P=P_0(1+t)^n \quad \dots\dots\dots(\text{II-1})$$

Avec :

P : comme population future à l'horizon considéré ;

P₀ : comme population à l'année de référence 1998;

t : comme taux d'accroissement annuel de la population en % t=3% ;

n : nombre d'année séparant l'année de référence à l'horizon considéré.

les calculs sont donnée dans le tableau n° II-1 suivant

Tableau n° II-1 : Evolution de la population pour différent horizon.

Designation	population				
	2008	2010	2020	2030	2040
Tizi Bouchene	6700	7108,03	9552,59794	12837,8928	17253,0545
Boubroune	1894	2009,3446	2700,39112	3629,09986	4877,20674
Tirsatine	2399	2545,0991	3420,40037	4596,73208	6177,62353
Ighil Bouzel	3155	3347,1395	4498,2756	6045,30625	8124,38609
Fliki	1258	1334,6122	1793,6072	2410,45809	3239,45411
Tinsouine	309	327,8181	440,560114	592,075953	795,700572
Tadart;TALAoukouchah;Tazaghatr	3169	3361,9921	4518,23625	6072,1317	8160,43725
cherfa; Tinkichte	6981	7406,1429	9953,23675	13376,3179	17976,6527
Taazibt; Agouni Guinene	1813	1923,4117	2584,90449	3473,89548	4668,62504
Hendou	1792	1901,1328	2554,96351	3433,65731	4614,5483

Tachrouft	613	650,3317	873,991424	1174,57139	1578,52573
AZAZGA Centre	5152	5465,7568	7345,52009	9871,76476	13266,8264
TOTAL	35235	37380	50236	67514	90733

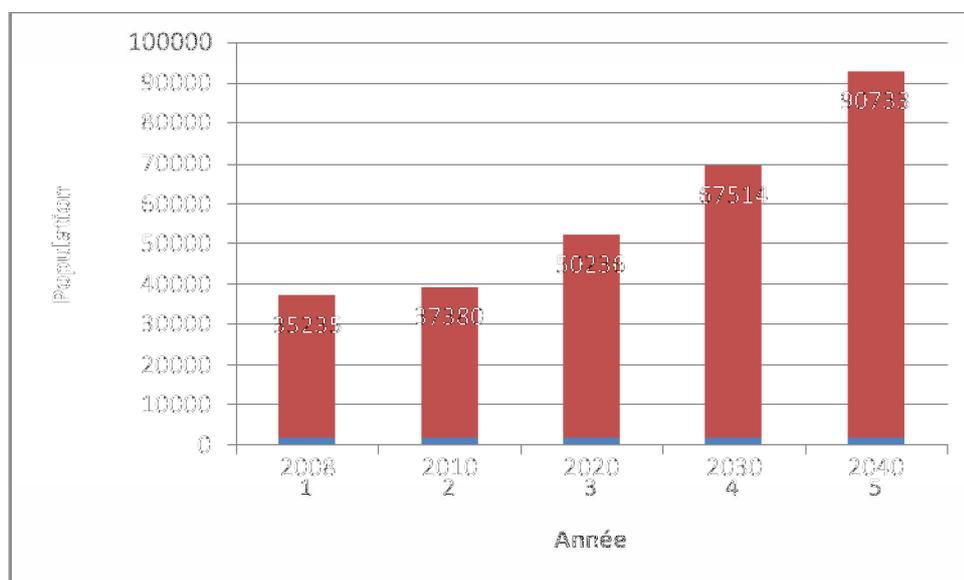


Figure n° II-1 : Evaluation de la population pour différent horizon

II.3- Catégories des besoins :

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Avant tout projet d'alimentation en eau, il nous est nécessaire de procéder à un recensement sur toutes les catégories de besoins de rencontres au niveau de notre agglomération
Les différentes catégories de besoins telle que :

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

II.4-Estimation des besoins :

II.4.1- Choix de la norme unitaire de la consommation :

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération est généralement évaluée en litre par habitant et par jour, par mètre carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule.....etc.

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

- Le niveau de vie de la population ;
- Le nombre d'habitants ;

Le développement urbain de la ville ;

Les ressources existantes.

Cette norme est fixée à 150 l/hab.j et répartie comme suit :

Tableau N° II.2 : les normes unitaires de la consommation

Destination	Norme unitaire [l/j/hab]
Boisson	3 à 5
Cuisine	4 à 5
Lavabo	8 à 12
Douche	15 à 20
Blanchissage sur place	15 à 20
Baignoire	80 à 150
Ménage	3 à 8
Arrosage privé	30 à 40

II.4.2- Détermination de la consommation moyenne journalière :

En fonction des normes de consommation, propres à une agglomération évoquant les besoins journaliers qu'il y a lieu de satisfaire, leur somme peut être établie ; il convient ainsi de déterminer ces besoins pour chaque catégorie de consommation constituant l'agglomération

La consommation moyenne journalière est égale à :

$$Q_{\text{moy,j}} = (Q_i \cdot N_i) / 1000 \quad [\text{m}^3/\text{j}] \quad \dots\dots\dots(\text{II-2})$$

Avec :

$Q_{\text{moy,j}}$: désigne la consommation moyenne journalière en m^3/j .

Q_i : désigne la norme moyenne journalière de la consommation (débit unitaire ou dotation moyenne journalière) pour chaque groupe, par usager (l/j).

N_i : désigne le nombre calcul de consommateurs ou le nombre des usagers de chaque groupe de catégorie de consommateurs.

II.5- Calcul des besoins en eau pour chaque groupe de consommation :

II.5.1. - Domestique : les besoins en eau domestique dépendent essentiellement du développement des installations sanitaires et des habitudes de la population.

Pour les petites agglomérations, la dotation varie de 80 à 100 l/j/hab, elle est de 150 à 200 l/j/hab pour les grandes agglomérations.

En ce qui concerne notre APC qui est une agglomération importante, les besoins seront estimés sur la base de la dotation de 150 l/j/hab

Tableau N° II -3 : Besoins domestiques :

Année	2008	2010	2020	2030	2040
Population	35235	37380	50236	67514	90733
Dotation (l/j/hab)	150	150	150	150	150
Qmoy-j(m ³ /j)	5285,25	5607	7535,4	10127,1	13609,95
Qmoy-j (l/s)	61,17	64,90	87,21	117,21	157,52

Le Qmoy-j actuelle est =5607 m³/j/h =64.90 l/s

Le Qmoy-j futur est =13609.95 m³/j/h =157.52 l/s

II.5.2- Sanitaire :

Tableau N°II -4 : Besoins sanitaire.

Type d'équipement	N ^{bre} d'unité	N ^{bre} d'occu ou	Dotation	Débit moy-j (l/j)	Débit moy-j (m ³ /j)
Hôpital	01	240 lit	150 l/j/lit	36000	36
Pharmacie	13	780 m ²	12 l/j/m ²	9360	9.36
Cabinets	20	1400 m ²	2 l/j/m ²	2800	2.8
Centre de santé	05	400 m ²	2 l/j/m ²	2000	2.0

$$\Sigma = 50.16 \text{ m}^3/\text{j} = 0.58 \text{ l/s}$$

II.5. 3- Besoin Scolaire :

Tableau N°II -5 : Besoins scolaire.

Type d'équipement	N ^{bre} d'unité	N ^{bre} d'occup (élève)	Dotation (l/j/élève)	Débit moy-j (l/j)	Débit moy-j (m ³ /j)
Ecoles	10	3402	30	102060	102.06
CEM	05	4446	30	13380	13.38
Lycée	03	2939	30	88170	88.17
CF PA	01	361	30	10830	10.83

$$\Sigma = 214.44 \text{ m}^3/\text{j} = 2.48 \text{ l/s}$$

II.5. 4- Besoin commerciaux :

Tableau N°II -6 : Besoins commerciaux

Type d'équipement	N ^{bre} d'unité	surface ou N ^{brc} d'occup (m ²)	Dotation l/j/m ²	Débit moy-j (l/j)	Débit moy-j (m ³ /j)
Marchés	03	9800 m ²	5 l/j/m ²	49000	49
Bains	02	1245 m ²	150 l/i/m ²	186750	186.75
Douches	02	400 m ²	100 l/i/m ²	40000	40
Cafés	20	2000 m ²	10 l/j/m ²	20000	20
Abattoirs	02	400 tête	200 l/j/tête	80000	80
Boulangerie	20	1600 m. ²	30 l/j/m ²	48000	48
Station de lavage	05	100 Véh/j	600 l/j/véh	60000	60

$$\Sigma = 483.75 \text{ m}^3/\text{j} = 5.6 \text{ l/s}$$

II.5.5. Besoin socio-culturels :

Tableau N°II -7 : Besoins socioculturels

Type d'équipement	N ^{bre} d'unité	Surface (m ²)	Dotation (l/j/ m ²)	Débit moy-j (l/j)	Débit moy-j (m ³ /j)
Mosquées	02	2000	10	20000	20

$$\Sigma = 20 \text{ m}^3/\text{j} = 0.23 \text{ l/s}$$

II.5.6- Besoins sportifs et détente:

Tableau N°II -8 : Besoins sportifs et détente

Type d'équipement	N ^{bre} d'unité	Surface (m ²)	Dotation (l/j/ m ²)	Débit moy-j (l/j)	Débit moy-j (m ³ /j)
Stade	02	12600	3	37800	37.8
Sale de E.P.s	05	700 prat	100 l/j/ prat	70000	70
Espace vert	01	7000	2	14000	14

$$\Sigma = 121.8 \text{ m}^3/\text{j} = 1.41 \text{ l/s}$$

II.5.7- Besoins Administratifs:

Tableau N°II -9 : Besoins administratifs.

Type d'équipement	N ^{bre} d'unité	Surface (m ²)	Dotation l.l/m ²	Débit moy-j (m ³ /j)	Débit moy-j (m ³ /j)
Daira	01	800	1	800	0.800
A.P.C	01	800	1	800	0.8
Tribunal	01	800	1	800	0.8
Centre de prévention	01	1200	1	1200	1.2
Protection civile	01	1600	1	1600	1.6
Agence de poste	01	1000	1	1000	1.0
P.T.T	01	800	1	800	0.8

$$\Sigma = 8 \text{ m}^3/\text{j} = 0.093\text{l/s}$$

II.5.8- Equipements futures :

Tableau N°II -10 : état futur des besoins.

Type d'équipement	Nomination	N ^{bre} d'unité	Surface (m ²)	Dotation l/j/m ²	Débit moy-j (l/j)	Débit moy-j (m ³ /j)
scolaires	CEM	01	1500 élév	30 l/j/elev	45000	45
Administration	-protection civile	01	1000	1	1000	1
	-A .P .C	01	1000	1	1000	1
Commerciaux	-Marche	02	1200	5	6000	6
Socioculturels	-centre culturel	01	2500	5	12500	12.5
	-Complexe	01	5264	5	26320	26.32
Sportifs	stade	01	800	3	2400	22.4

$$\Sigma = 87.9 \text{ m}^3/\text{s} = 1.017\text{l/s}$$

Le résultat final donnera une consommation escomptée de 168.923 l/s alors qu'actuellement elle est de 75.30 l/s.

II.6- Etude de la variation de la consommation:

Avant tout projet de diagnostic il faut connaître le régime de consommation de l'agglomération qui est utile pour le régime du travail des éléments du système et leur dimensionnement.

La méthode la plus valable pour la détermination du régime de consommation est l'étude en analysant le fonctionnement du système de distribution dans l'agglomération existante. Par analogie avec cette méthode on adopte un régime ou bien un graphique de consommation d'eau pour l'agglomération considérée.

II.7- Coefficient d'irrégularité :

II.7.1- Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max,j}$) :

Du fait de l'existence d'une irrégularité de la consommation horaire au cours de la journée, on doit tenir compte de cette variation en déterminant le rapport :

$$K_{max,j} = Q_{max,j} / Q_{moy,j} \dots\dots\dots(III-1)$$

Se rapport exprime de combien le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

La valeur de $K_{max,j}$ varie entre 1,1 et 1,3. Pour notre cas on prend $K_{max,j} = 1,3$ pour les besoins domestiques ; par contre pour les besoins d'arrosage et d'industrie on prend $K_{max,j} = 1$.

Ce coefficient consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%.

II.7.2- Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$) :

Ce débit relatif au jour de plus grande consommation pendant l'année est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction ; il nous permet de dimensionner le réservoir et la station de pompage.

Ce débit est donné ainsi : $Q_{max,j} = K_{max,j} \cdot Q_{moy,j}$,(III-6)

Avec :

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

Tableau N°II.11 : Calcul des consommations maximales journalières.

Nature des Consommations	Débit moyen journalier $Q_{moy,j}$ [m^3/j]	Coefficient d'irrégularité [$K_{max,j}$]	Débit maximum journalier $Q_{max,j}$ [m^3/j]
1- Agglomération domestique	5607	1.3	7289.1
Sanitaire	50.16	1.3	65.21
Scolaire	214.44	1.3	278.77
Commerciaux	483.75	1.3	628.88
Socioculturels et sportifs et détente	141.8	1.3	184.34
Administratifs	8	1.3	10.4
		Total	8456.7

$$Q_{max,j} = 8456.7 \text{ m}^3/j = 97.88 \text{ L/s}$$

II.8- Détermination des débits horaires :

Généralement on détermine les débits horaires en fonction du développement des habitudes de la population et du régime de consommation probable.

II.8.1- Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy,h}} = Q_{\text{max,j}}/24 \quad (\text{m}^3/\text{h}) \dots\dots\dots(\text{III-7})$$

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

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

II.8.2- Détermination du débit maximum horaire :

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

$$Q_{\text{max,h}} = K_{\text{max,h}} \cdot Q_{\text{moy,h}} \dots\dots\dots(\text{III-8})$$

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

- $K_{\text{max,h}}$: coefficient d'irrégularité maximale horaire ;

II.9-Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau N°II--12 :

Tableau N°II-12: répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures					
(h)	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-01	1	1.5	3	3.35	0.75
01--02	1	1.5	3.2	3.25	0.75
02—03	1	1.5	2.5	3.3	1
03—04	1	1.5	2.6	3.2	1
04—05	2	2.5	3.5	3.25	3
05—06	3	3.5	4.1	3.4	5.5
06—07	5	4.5	4.5	3.85	5.5
07—08	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
08—09	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
09—10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10—11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11—12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12--13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1

Remarque

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

Pour notre cas on choisit la répartition variant entre **10000** et **50000** hab.

Tableau N° II-13: variation de la consommation par heures

Heures	Agglomération		Arrosage		Consommation total		Courbe de la consommation	
	Q _{max} j=8434,3m ³ /j		Q _{arr} =22.4 m ³ /j		Q max j =m ³ /j		Cumulée (intégrale)	
H	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0-1	1,5	126,51	0	0	1,50	126,51	1,50	126,51
01--2	1,5	126,51	0	0	1,50	126,51	2,99	253,03
2--3	1,5	126,51	0	0	1,50	126,51	4,49	379,54
3--4	1,5	126,51	0	0	1,50	126,51	5,98	506,06
4--5	2,5	210,86	0	0	2,49	210,86	8,48	716,92
5--6	3,5	295,20	20	4,48	3,54	299,68	12,02	1016,60
6--7	4,5	379,54	20	4,48	4,54	384,02	16,56	1400,62
7--8	5,5	463,89	20	4,48	5,54	468,37	22,10	1868,99
8--9	6,25	527,14	0	0	6,23	527,14	28,33	2396,13
9--10	6,25	527,14	0	0	6,23	527,14	34,57	2923,27
10--1	6,25	527,14	0	0	6,23	527,14	40,80	3450,42
11--12	6,25	527,14	0	0	6,23	527,14	47,03	3977,56
12--13	5	421,72	0	0	4,99	421,72	52,02	4399,28
13-14	5	421,72	0	0	4,99	421,72	57,01	4820,99
14-15	5,5	463,89	0	0	5,49	463,89	62,49	5284,88
15-16	6	506,06	0	0	5,98	506,06	68,48	5790,94
16-17	6	506,06	0	0	5,98	506,06	74,46	6296,99
17-18	5,5	463,89	20	4,48	5,54	468,37	80,00	6765,36
18-19	5	421,72	20	4,48	5,04	426,20	85,04	7191,56
19-20	4,5	379,54	0	0	4,49	379,54	89,53	7571,10
20-21	4	337,37	0	0	3,99	337,37	93,52	7908,47
21-22	3	253,03	0	0	2,99	253,03	96,51	8161,50
22-23	2	168,69	0	0	1,99	168,69	98,50	8330,19
23-24	1,5	126,51	0	0	1,50	126,51	100,00	8456,70
	100	8434,30	100	22,4	100,00	8434,30		

A partir de ce tableau on trace :

- Les graphiques de consommation ;
- La courbe intégrale.

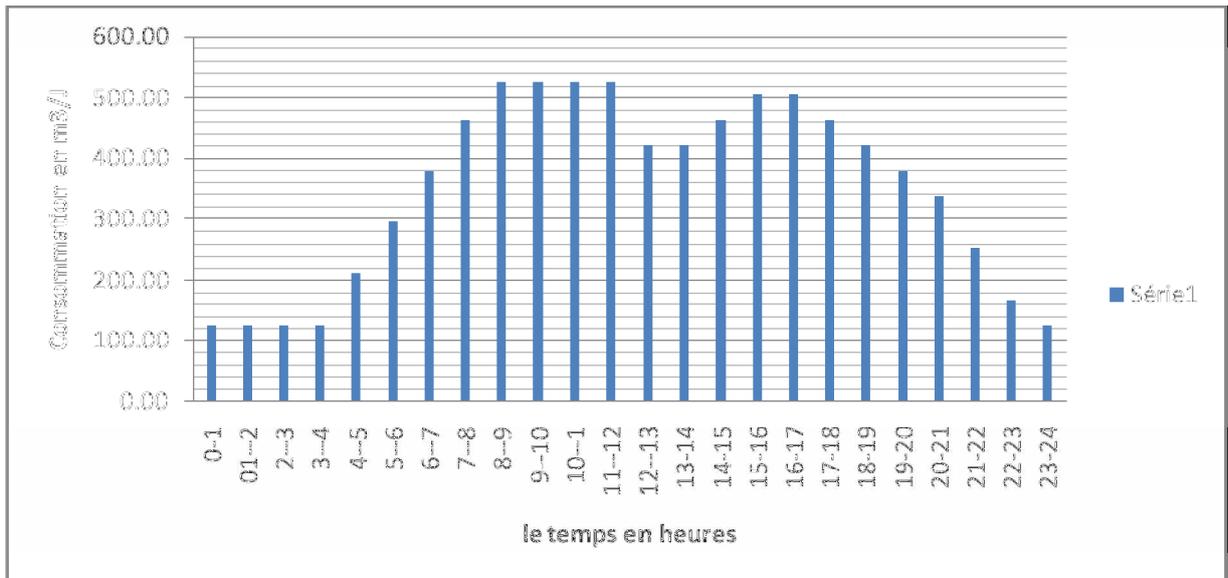


Figure N° II-1 : Graphique de consommation en eau de L'agglomération

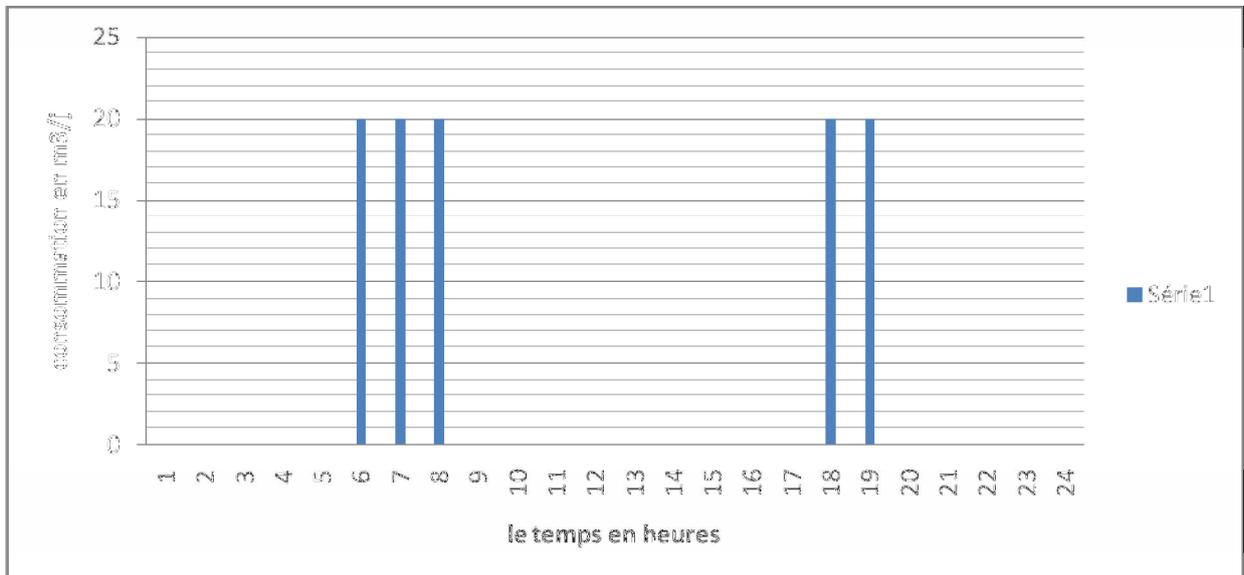


Figure N° II-2 : Graphique de consommation en eau d'arrosage

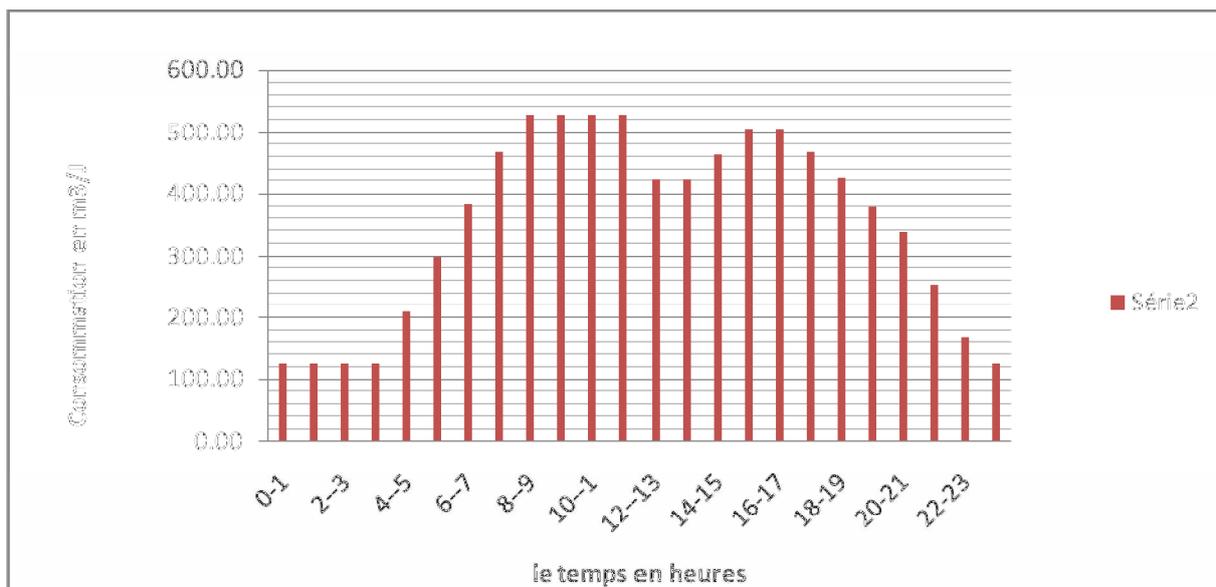


Figure N° II.3- Graphique de consommation totale

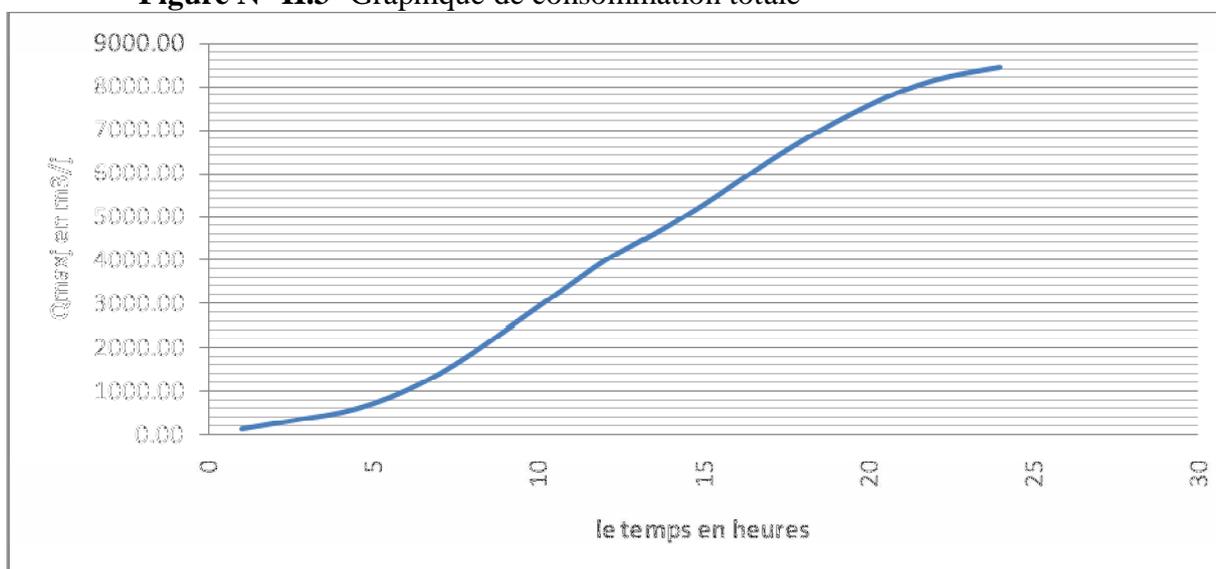


Figure N° II.4: Courbe intégrale de la consommation

II.10-CONCLUSION :

Dans ce chapitre on a pu déterminer le débit maximum journalier ($8456,70\text{m}^3/\text{j}$).

Le problème majeur de l'alimentation en eau potable de la ville d'AZAZGA est les fuites dans le réseau et le mauvais branchement. Le débit actuel des stations de transfères de barrage de taksebt permettra de satisfaire les besoins en eaux de l'agglomération à court et long terme, le problème majeur revient au sous dimensionnement de réseau.

Chapitre III : Simulation Hydraulique du réseau existant

III-1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons procéder à une simulation hydraulique du réseau de distribution avec le logiciel **WATERCAD**, en vue de le dimensionner. C'est-à-dire : déterminer les vitesses et les pressions dans le réseau à l'état actuel. Pour le calcul des dimensions du réseau, il convient de se repérer aux hypothèses les plus défavorables. Les canalisations doivent être dimensionnées à partir du débit de pointe et d'incendie avec une pression de service suffisante, pour les habitations élevées (bâtiments, etc...). Avant de lancer cette simulation, nous allons tout d'abord déterminer les débits aux nœuds et les débits routes pour chaque tronçon.

III-2 Description du logiciel WATER CAD :

Water CAD® est un logiciel de modélisation hydraulique qui détermine la qualité de l'eau pour les systèmes de distribution d'eau potable, développé par Haestad Methods. Il intègre des outils avancés de modélisation, d'optimisation et de gestion parfaite du réseau. Il aide les ingénieurs et les services publics dans l'analyse, la conception et l'optimisation des systèmes de distribution d'eau, notamment pour l'analyse de la quantité de flux disponible pour la lutte contre l'incendie, l'analyse de la concentration des constituants et la gestion de la consommation d'énergie et des coûts d'infrastructure.

Dans cette étude nous avons travaillé avec La dernière version du logiciel (La version 8XM).

- **Fonction et application :**

Le modèle Water CAD® a pour objectif une compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse des systèmes de distribution.

Voici quelques exemples :

-La recherche de stratégies alternatives pour gérer le réseau, comme:

- Ø L'utilisation en alternance des différentes ressources du système;
- Ø Modifier le régime de pompage ou de marnage des réservoirs;
- Ø Préciser l'usage des stations de re-chloration (ou autres retraitements) en réseau;
- Ø Planifier l'entretien et le remplacement de certaines canalisations
- Ø Analyses de qualité de l'eau et Sécurité du système.

III.3- Calcule des débits :

a) Détermination du débit spécifique :

Défini comme étant le rapport entre le débit de pointe et la somme des longueurs des tronçons du réseau :

$$Q_{sp} = Q_{pt} / \sum L_i \quad \dots\dots\dots(III.1)$$

Avec: Q_{pt} : débit de pointe [L/S]. $Q_{pt}=97.88$ l/s

$\sum L_i$ = somme des longueurs de réseau $\sum L_i = 33128.5$ [m]

$$Q_{sp} = 97.88 / 33128.5 = 0.00295 \text{ l/s/m}$$

b) Calcule des débits en route :

Le débit en route se définit comme étant le débit réparti uniformément le long d'un tronçon de réseau, le débit en route est donné par la formule suivante :

$$Q_r = q_{sp} \cdot L \quad \dots\dots\dots(III.2)$$

Avec :

Q_{sp} : débit spécifique. (l/s)

Q_r : débits de route. (l/s)

l : longueur de tronçon (m)

c) débits aux nœuds (nodaux)

C'est le débit concentré en chaque point de jonction des conduites du réseau, il est déterminé comme suit :

$$Q_{ni} = 0,5 \cdot \sum Q_{ri-k} \quad \dots\dots\dots(v.3)$$

Ou :

$\sum Q_{ri-k}$: est la somme des débits de route des tronçons reliés au nœud.

Les résultats de calcul pour le cas de pointe et cas pointe+incendie sont représentées dans Le tableau III-1

Tableau III-1 calcul des débits aux nœuds

N°	N°	LONGUEUR	Qsp	Qr	0.5Qr	Qn
NœUD	TRONCON	(m)	(l/s/m)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
J-1	P1	311,77	0,002954555	0,92	0,46	0,46
J-2	P2	274,77	0,002954555	0,81	0,41	0,41
J-3	P3	768,65	0,002954555	2,27	1,14	1,14
J-4	P4	224,16	0,002954555	0,66	0,33	0,33
J-5	P5	690,6	0,002954555	2,04	1,02	1,02
J-6	P6	710,81	0,002954555	2,10	1,05	1,05
J-7	P7	647,61	0,002954555	1,91	0,96	0,96
J-8	P8	541,34	0,002954555	1,60	0,80	1,72
	P9	625,07	0,002954555	1,85	0,92	
J-9	P9	625,07	0,002954555	1,85	0,92	0,92
J-10	P10	1 034,23	0,002954555	3,67	1,84	2,89
	P11	602,25	0,002954555	1,78	0,89	
	P12	114,8	0,002954555	0,34	0,17	
J-11	P11	602,25	0,002954555	1,78	0,89	0,89
J-12	P12	114,8	0,002954555	0,34	0,17	1,45
	P13	11,76	0,002954555	0,03	0,02	
	P14	853,53	0,002954555	2,52	1,26	
J-13	P13	11,76	0,002954555	0,03	0,02	0,02
J-14	P14	853,53	0,002954555	2,52	1,26	1,26
J-15	P15	1 214,32	0,002954555	4,31	2,16	2,49
	P16	228,14	0,002954555	0,67	0,34	
J-16	P16	228,14	0,002954555	0,67	0,34	1,47
	P17	506,32	0,002954555	1,50	0,75	
	P19	261,73	0,002954555	0,77	0,39	
J-17	P17	506,32	0,002954555	1,50	0,75	1,15
	P18	274,63	0,002954555	0,81	0,41	
J-18	P18	274,63	0,002954555	0,81	0,41	0,84
	P21	293,34	0,002954555	0,87	0,43	
J-19	P19	261,73	0,002954555	0,77	0,39	0,69
	P20	22,78	0,002954555	0,07	0,03	
	P23	181,69	0,002954555	0,54	0,27	
J-20	P20	22,78	0,002954555	0,07	0,03	0,62
	P24	171,82	0,002954555	0,51	0,25	
	P25	228,27	0,002954555	0,67	0,34	
J-21	P21	293,34	0,002954555	0,87	0,43	0,82
	P22	29,68	0,002954555	0,09	0,04	
	P28	234,02	0,002954555	0,69	0,35	
J-22	P22	29,68	0,002954555	0,09	0,04	0,46
	P23	181,69	0,002954555	0,54	0,27	
	P26	99,49	0,002954555	0,29	0,15	

Suite de Tableau III-1 calcul des débits aux nœuds

N° NŒUD	N° TRONCON	LONGUEUR (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	0.5Qr (l/s)	Qn (l/s)
J-23	P24	171,82	0,002954555	0,51	0,25	0,59
	P26	99,49	0,002954555	0,29	0,15	
	P27	127,46	0,002954555	0,38	0,19	
J-24	P25	228,27	0,002954555	0,67	0,34	0,79
	P27	127,46	0,002954555	0,38	0,19	
	P29	178,96	0,002954555	0,53	0,26	
J-25	P28	234,02	0,002954555	0,69	0,35	1,12
	P30	205,8	0,002954555	0,61	0,30	
	P31	318,52	0,002954555	0,94	0,47	
J-26	P29	178,96	0,002954555	0,53	0,26	1,39
	P30	205,8	0,002954555	0,61	0,30	
	P33	553,62	0,002954555	1,64	0,82	
J-27	P31	318,52	0,002954555	0,94	0,47	1,07
	P32	303,12	0,002954555	0,90	0,45	
	P34	100,92	0,002954555	0,30	0,15	
J-28	P32	303,12	0,002954555	0,90	0,45	1,35
	P33	553,62	0,002954555	1,64	0,82	
	P36	55,28	0,002954555	0,16	0,08	
J-29	P34	100,92	0,002954555	0,30	0,15	0,42
	P35	180,77	0,002954555	0,53	0,27	
J-30	P35	180,77	0,002954555	0,53	0,27	0,92
	P36	55,28	0,002954555	0,16	0,08	
	P37	76,44	0,002954555	0,23	0,11	
	P38	309,31	0,002954555	0,91	0,46	
J-31	P37	76,44	0,002954555	0,23	0,11	0,75
	P39	214,85	0,002954555	0,63	0,32	
	P40	214,58	0,002954555	0,63	0,32	
J-32	P38	309,31	0,002954555	0,91	0,46	0,90
	P39	214,85	0,002954555	0,63	0,32	
	P41	83,18	0,002954555	0,25	0,12	
J-33	P40	214,58	0,002954555	0,63	0,32	0,63
	P41	83,18	0,002954555	0,25	0,12	
	P42	128,29	0,002954555	0,38	0,19	
J-34	P42	128,29	0,002954555	0,38	0,19	0,87
	P43	185,22	0,002954555	0,55	0,27	
	P44	129,49	0,002954555	0,38	0,19	
	P45	148,8	0,002954555	0,44	0,22	
J-35	P43	185,22	0,002954555	0,55	0,27	0,27
J-36	P44	129,49	0,002954555	0,38	0,19	0,19

Suite de Tableau III-1 calcul des débits aux nœuds

N° NŒUD	N° TRONCON	LONGUEUR (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	0.5Qr (l/s)	Qn (l/s)
J-37	P45	148,8	0,002954555	0,44	0,22	0,22
J-38	P46	373,73	0,002954555	1,10	0,55	0,93
	P47	124,75	0,002954555	0,37	0,18	
	P48	127,76	0,002954555	0,38	0,19	
J-39	P47	124,75	0,002954555	0,37	0,18	0,43
	P50	77,41	0,002954555	0,23	0,11	
	P51	88,85	0,002954555	0,26	0,13	
J-40	P48	127,76	0,002954555	0,38	0,19	0,40
	P49	52,68	0,002954555	0,16	0,08	
	P59	89,79	0,002954555	0,27	0,13	
J-41	P49	52,68	0,002954555	0,16	0,08	0,34
	P50	77,41	0,002954555	0,23	0,11	
	P53	102,27	0,002954555	0,30	0,15	
J-42	P51	88,85	0,002954555	0,26	0,13	0,37
	P52	29,1	0,002954555	0,09	0,04	
	P92	134,57	0,002954555	0,40	0,20	
J-43	P43	185,22	0,002954555	0,55	0,27	0,77
	P95	281,21	0,002954555	0,83	0,42	
	P146	56,7	0,002954555	0,17	0,08	
J-44	P146	56,7	0,002954555	0,17	0,08	0,31
	P53	102,27	0,002954555	0,30	0,15	
	P54	53,3	0,002954555	0,16	0,08	
J-45	P54	53,3	0,002954555	0,16	0,08	0,23
	P55	29,43	0,002954555	0,09	0,04	
	P69	71,67	0,002954555	0,21	0,11	
J-46	P55	29,43	0,002954555	0,09	0,04	0,29
	P56	73,3	0,002954555	0,22	0,11	
	P65	93,68	0,002954555	0,28	0,14	
J-47	P56	73,3	0,002954555	0,22	0,11	0,44
	P57	44,28	0,002954555	0,13	0,07	
	P64	181,37	0,002954555	0,54	0,27	
J-48	P57	44,28	0,002954555	0,13	0,07	0,24
	P58	41,51	0,002954555	0,12	0,06	
	P60	75,29	0,002954555	0,22	0,11	
J-49	P58	41,51	0,002954555	0,12	0,06	0,43
	P59	89,79	0,002954555	0,27	0,13	
	P61	156,61	0,002954555	0,46	0,23	

Suite de Tableau III-1 calcul des débits aux nœuds

N° NŒUD	N° TRONCON	LONGUEUR (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	0.5Qr (l/s)	Qn (l/s)
J-50	P60	75,29	0,002954555	0,22	0,11	0,41
	P62	168,6	0,002954555	0,50	0,25	
	P67	35,79	0,002954555	0,11	0,05	
J-51	P61	156,61	0,002954555	0,46	0,23	0,78
	P62	168,6	0,002954555	0,50	0,25	
	P63	205,26	0,002954555	0,61	0,30	
J-52	P63	205,26	0,002954555	0,61	0,30	0,30
J-53	P64	181,37	0,002954555	0,54	0,27	0,27
J-54	P65	93,68	0,002954555	0,28	0,14	0,57
	P66	75,86	0,002954555	0,22	0,11	
	P71	73,79	0,002954555	0,22	0,11	
	P72	143,32	0,002954555	0,42	0,21	
J-55	P66	75,86	0,002954555	0,22	0,11	0,60
	P67	35,79	0,002954555	0,11	0,05	
	P68	297,26	0,002954555	0,88	0,44	
J-56	P68	297,26	0,002954555	0,88	0,44	0,44
J-57	P69	71,67	0,002954555	0,21	0,11	0,79
	P70	122,68	0,002954555	0,36	0,18	
	P74	71,57	0,002954555	0,21	0,11	
	P96	265,66	0,002954555	0,78	0,39	
J-58	P70	122,68	0,002954555	0,36	0,18	0,52
	P71	73,79	0,002954555	0,22	0,11	
	P73	80,47	0,002954555	0,24	0,12	
	P81	72,46	0,002954555	0,21	0,11	
J-59	P72	143,32	0,002954555	0,42	0,21	0,44
	P73	80,47	0,002954555	0,24	0,12	
	P85	70,94	0,002954555	0,21	0,10	
J-60	P74	71,57	0,002954555	0,21	0,11	0,70
	P75	45,91	0,002954555	0,14	0,07	
	P82	122,23	0,002954555	0,36	0,18	
	P99	234,83	0,002954555	0,69	0,35	
J-61	P75	45,91	0,002954555	0,14	0,07	0,46
	P76	79,64	0,002954555	0,24	0,12	
	P80	64,05	0,002954555	0,19	0,09	
	P83	121,88	0,002954555	0,36	0,18	
J-62	P76	79,64	0,002954555	0,24	0,12	0,40
	P77	45,32	0,002954555	0,13	0,07	
	P102	145,45	0,002954555	0,43	0,21	
J-63	P77	45,32	0,002954555	0,13	0,07	0,38
	P78	160,47	0,002954555	0,47	0,24	
	P79	49,58	0,002954555	0,15	0,07	

Suite de Tableau III-1 calcul des débits aux nœuds

N° NŒUD	N° TRONCON	LONGUEUR (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	0.5Qr (l/s)	Qn (l/s)
J-64	P78	160,47	0,002954555	0,47	0,24	0,24
J-65	P79	49,58	0,002954555	0,15	0,07	0,37
	P80	64,05	0,002954555	0,19	0,09	
	P87	134,24	0,002954555	0,40	0,20	
J-66	P81	72,46	0,002954555	0,21	0,11	0,48
	P82	122,23	0,002954555	0,36	0,18	
	P84	42,48	0,002954555	0,13	0,06	
	P86	84,93	0,002954555	0,25	0,13	
J-67	P83	121,88	0,002954555	0,36	0,18	0,42
	P84	42,48	0,002954555	0,13	0,06	
	P88	119	0,002954555	0,35	0,18	
J-68	P85	70,94	0,002954555	0,21	0,10	0,50
	P86	84,93	0,002954555	0,25	0,13	
	P89	185,65	0,002954555	0,55	0,27	
J-69	P87	134,24	0,002954555	0,40	0,20	0,49
	P88	119	0,002954555	0,35	0,18	
	P90	75,97	0,002954555	0,22	0,11	
J-70	P89	185,65	0,002954555	0,55	0,27	0,85
	P90	75,97	0,002954555	0,22	0,11	
	P91	314,64	0,002954555	0,93	0,46	
J-71	P91	314,64	0,002954555	0,93	0,46	0,46
J-72	P92	134,57	0,002954555	0,40	0,20	0,56
	P93	127,55	0,002954555	0,38	0,19	
	P94	118,92	0,002954555	0,35	0,18	
J-73	P93	127,55	0,002954555	0,38	0,19	0,19
J-74	P94	118,92	0,002954555	0,35	0,18	0,58
	P105	71,72	0,002954555	0,21	0,11	
	P112	165,03	0,002954555	0,49	0,24	
	P115	39,41	0,002954555	0,12	0,06	
J-75	P95	281,21	0,002954555	0,83	0,42	0,57
	P105	71,72	0,002954555	0,21	0,11	
	P106	32,11	0,002954555	0,09	0,05	
J-76	P96	265,66	0,002954555	0,78	0,39	0,88
	P97	139,13	0,002954555	0,41	0,21	
	P98	111,4	0,002954555	0,33	0,16	
	P100	77,53	0,002954555	0,23	0,11	
J-77	P97	139,13	0,002954555	0,41	0,21	0,31
	P106	32,11	0,002954555	0,09	0,05	
	P107	41,74	0,002954555	0,12	0,06	
J-78	P98	111,4	0,002954555	0,33	0,16	0,33
	P107	41,74	0,002954555	0,12	0,06	
	P108	73,57	0,002954555	0,22	0,11	

Suite de Tableau III-1 calcul des débits aux nœuds

N° NŒUD	N° TRONCON	LONGUEUR (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	0.5Qr (l/s)	Qn (l/s)
J-79	P99	234,83	0,002954555	0,69	0,35	0,74
	P100	77,53	0,002954555	0,23	0,11	
	P101	141,68	0,002954555	0,42	0,21	
	P103	44,11	0,002954555	0,13	0,07	
J-80	P101	141,68	0,002954555	0,42	0,21	0,38
	P108	73,57	0,002954555	0,22	0,11	
	P109	42,8	0,002954555	0,13	0,06	
J-81	P102	145,45	0,002954555	0,43	0,21	0,51
	P103	44,11	0,002954555	0,13	0,07	
	P104	158,89	0,002954555	0,47	0,23	
J-82	P104	158,89	0,002954555	0,47	0,23	0,78
	P109	42,8	0,002954555	0,13	0,06	
	P110	162,22	0,002954555	0,48	0,24	
	P111	163	0,002954555	0,48	0,24	
J-83	P110	162,22	0,002954555	0,48	0,24	0,24
J-84	P111	163	0,002954555	0,48	0,24	0,24
J-85	P112	165,03	0,002954555	0,49	0,24	0,44
	P113	62,34	0,002954555	0,18	0,09	
	P114	72,13	0,002954555	0,21	0,11	
J-86	P113	62,34	0,002954555	0,18	0,09	0,09
J-87	P114	72,13	0,002954555	0,21	0,11	0,11
J-88	P115	39,41	0,002954555	0,12	0,06	0,35
	P116	78,97	0,002954555	0,23	0,12	
	P117	115,76	0,002954555	0,34	0,17	
J-89	P116	78,97	0,002954555	0,23	0,12	0,12
J-90	P117	115,76	0,002954555	0,34	0,17	0,67
	P118	242,31	0,002954555	0,72	0,36	
	P119	98,55	0,002954555	0,29	0,15	
J-91	P118	242,31	0,002954555	0,72	0,36	0,36
J-92	P119	98,55	0,002954555	0,29	0,15	0,41
	P120	176,1	0,002954555	0,52	0,26	
J-93	P120	176,1	0,002954555	0,52	0,26	0,26
J-94	P121	435,9	0,002954555	1,29	0,64	0,64
J-95	P122	384,1	0,002954555	1,13	0,57	0,75
	P123	71,53	0,002954555	0,21	0,11	
	P124	50,86	0,002954555	0,15	0,08	
J-96	P123	71,53	0,002954555	0,21	0,11	0,11

Suite de Tableau III-1 calcul des débits aux nœuds

N° NŒUD	N° TRONCON	LONGUEUR (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	0.5Qr (l/s)	Qn (l/s)
J-97	P124	50,86	0,002954555	0,15	0,08	0,38
	P125	126,09	0,002954555	0,37	0,19	
	P126	77,25	0,002954555	0,23	0,11	
J-98	P125	126,09	0,002954555	0,37	0,19	0,19
J-99	P126	77,25	0,002954555	0,23	0,11	0,11
J-100	P127	616,99	0,002954555	1,82	0,91	1,17
	P128	169,81	0,002954555	0,50	0,25	
	P130	6,34	0,002954555	0,02	0,01	
J-101	P128	169,81	0,002954555	0,50	0,25	0,65
	P129	268,29	0,002954555	0,79	0,40	
J-102	P129	268,29	0,002954555	0,79	0,40	0,40
J-103	P130	6,34	0,002954555	0,02	0,01	1,17
	P131	309,93	0,002954555	0,92	0,46	
	P132	474,17	0,002954555	1,40	0,70	
J-104	P131	309,59	0,002954555	0,91	0,46	0,46
J-105	P132	474,17	0,002954555	1,40	0,70	5,10
	P133	615,79	0,002954555	1,82	0,91	
	P134	178,5	0,002954555	0,53	0,26	
	P135	74,49	0,002954555	0,22	0,11	
	p140	1 760,67	0,002954555	6,24	3,12	
J-106	P133	615,79	0,002954555	1,82	0,91	0,91
J-107	P134	178,5	0,002954555	0,53	0,26	0,26
J-108	P135	74,49	0,002954555	0,22	0,11	0,85
	P136	408,43	0,002954555	1,21	0,60	
	P137	92,78	0,002954555	0,27	0,14	
J-109	P136	408,43	0,002954555	1,21	0,60	0,60
J-110	P137	92,78	0,002954555	0,27	0,14	1,15
	P138	147,9	0,002954555	0,44	0,22	
	P139	537,66	0,002954555	1,59	0,79	
J-111	P138	147,9	0,002954555	0,44	0,22	0,22
J-112	P139	537,66	0,002954555	1,59	0,79	0,79
J-113	P140	1 760,50	0,002954555	6,24	3,12	3,12
J-114	P141	1 599,71	0,002954555	5,67	2,84	3,65
	P142	65,99	0,002954555	0,19	0,10	
	P143	79,97	0,002954555	0,24	0,12	
	P144	402,45	0,002954555	1,19	0,59	

Suite de Tableau III-1 calcul des débits aux nœuds

N° NŒUD	N° TRONCON	LONGUEUR (m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	0.5Qr (l/s)	Qn (l/s)
J-115	P142	65,99	0,002954555	0,19	0,10	0,10
J-116	P143	79,97	0,002954555	0,24	0,12	0,12
J-117	P145	161,81	0,002954555	0,48	0,24	0,24
J-118	P147	550,65	0,002954555	1,63	0,81	0,81
J-119	P148	117,76	0,002954555	0,35	0,17	0,17

b. Cas de pointe+ incendie :

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie donné par la le réservoir (17l/s) se trouve au point le plus défavorable qui est dans notre cas le nœud n°35.

III.4 Résultats de la simulation :

- a. Cas de pointe : _Résultat de la simulation sur les nœuds_dans le tableau suivant :

Tableau III-2 Résultats de la simulation sur les nœuds

N° des nœuds	Elévation (m)	Demande (L/s)	Charge hydraulique (m)	Pression (bar)	Observation
J-1	396,3	0,46	416,76	2	Acceptable
J-2	395,8	0,41	416,99	2,1	Acceptable
J-3	399,4	1,14	416,91	1,7	Insuffisante
J-4	377,8	0,33	416,91	3,8	Acceptable
J-5	343,7	1,02	400,35	5,5	Acceptable
J-6	368	1,05	398,91	3	Acceptable
J-7	356,4	0,96	416,95	5,9	Acceptable
J-8	373,7	1,72	416,12	4,2	Acceptable
J-9	319	0,92	414,4	9,3	surpression
J-10	349,5	2,89	390,71	4	Acceptable
J-11	289	0,89	390,32	9,9	surpression
J-12	344,4	1,45	390,12	4,5	Acceptable
J-13	342,6	0,02	390,12	4,7	Acceptable
J-14	278,5	1,26	379,86	9,9	surpression
J-15	392,3	2,49	414,14	2,1	Acceptable
J-16	384,4	1,47	414,08	2,9	Acceptable

Suite de Tableau III-2 Résultats de la simulation sur les nœuds

N° des nœuds	Élévation (m)	Demande (L/s)	Charge hydraulique	Pression (bar)	Observation
J-17	381,5	1,15	413,59	3,1	Acceptable
J-18	360,2	0,84	412,92	5,2	Acceptable
J-19	377,9	0,69	413,76	3,5	Acceptable
J-20	377,7	0,62	413,69	3,5	Acceptable
J-21	358,4	0,82	412,91	5,3	Acceptable
J-22	358,2	0,46	412,94	5,4	Acceptable
J-23	360,5	0,59	413,31	5,2	Acceptable
J-24	363,3	0,79	412,79	4,8	Acceptable
J-25	345,1	1,12	412,71	6,6	Acceptable
J-26	353,9	1,39	411,95	5,7	Acceptable
J-27	328,5	1,07	411,97	8,2	surpression
J-28	320,7	1,35	411,66	8,9	surpression
J-29	314,9	0,42	411,65	9,5	surpression
J-30	317,9	0,92	411,45	9,2	surpression
J-31	311,3	0,75	411,03	9,8	surpression
J-32	311,5	0,9	410,43	9,7	surpression
J-33	299,2	0,63	410,15	10,9	surpression
J-34	280,5	0,87	409,21	12,6	surpression
J-35	279	0,27	408,83	12,7	surpression
J-36	260	0,19	409,08	14,6	surpression
J-37	291,4	0,22	409,14	11,5	surpression
J-38	455	0,93	477,16	2,2	Acceptable
J-39	440,4	0,43	469,24	2,8	Acceptable
J-40	446,05	0,4	473,38	2,7	Acceptable
J-41	439	0,34	468,98	2,9	Acceptable
J-42	439,2	0,37	463,78	2,4	Acceptable
J-43	435	0,77	461,69	2,6	Acceptable
J-44	334,5	0,31	460,68	12,3	surpression
J-45	339,2	0,23	458,31	11,7	surpression
J-46	434,7	0,29	458,36	2,3	Acceptable
J-47	433,9	0,44	464,45	3	Acceptable
J-48	435,5	0,24	469,01	3,3	Acceptable
J-49	439,6	0,43	471,49	3,1	Acceptable
J-50	439,2	0,41	466,44	2,7	Acceptable
J-51	423,1	0,78	467,88	4,4	Acceptable
J-52	433,33	0,3	467,86	3,4	Acceptable
J-53	432,9	0,27	464,4	3,1	Acceptable
J-54	437,1	0,57	457,82	2	Acceptable
J-55	438,4	0,6	463,51	2,5	Acceptable
J-56	416	0,44	463,11	4,6	Acceptable
J-57	421,6	0,79	454,21	3,2	Acceptable

Suite de Tableau III-2 Résultats de la simulation sur les nœuds

N° des nœuds	Élévation (m)	Demande (L/s)	Charge hydraulique	Pression (bar)	Observation
J-58	429,5	0,52	454,07	2,4	Acceptable
J-59	422,8	0,44	454,32	3,1	Acceptable
J-60	418,5	0,7	447,95	2,9	Acceptable
J-61	415,8	0,46	444,04	2,8	Acceptable
J-62	430,8	40	438,76	0,8	Faible
J-63	425,3	0,38	439,04	1,3	Insuffisante
J-64	420,6	0,24	439,03	1,8	Insuffisante
J-65	413,6	0,37	441,37	2,7	Acceptable
J-66	403,9	0,48	449,71	4,5	Acceptable
J-67	412,5	0,42	447,94	3,5	Acceptable
J-68	407,4	0,5	449,94	4,2	Acceptable
J-69	414,2	0,49	446,61	3,2	Acceptable
J-70	405,3	0,85	446,69	4,1	Acceptable
J-71	382	0,46	446,63	6,3	Acceptable
J-72	336,3	0,56	458,99	12	surpression
J-73	443,45	0,19	458,97	1,5	Acceptable
J-74	430,7	0,58	450,21	1,9	Insuffisante
J-75	440,4	57	445,46	0,5	Faible
J-76	436	0,88	445,46	0,9	Faible
J-77	442	0,31	445,37	0,3	Faible
J-78	424,95	0,33	445,25	2	Acceptable
J-79	421,6	0,74	445,23	2,3	Acceptable
J-80	422,05	0,38	445,01	2,2	Acceptable
J-81	418,3	0,51	443,54	2,5	Acceptable
J-82	415,95	0,78	443,97	2,7	Acceptable
J-83	411,7	0,24	443,97	3,2	Acceptable
J-84	412,8	0,24	443,97	3,1	Acceptable
J-85	407,7	0,44	450,19	4,2	Acceptable
J-86	392,3	0,09	450,19	5,7	Acceptable
J-87	414,5	0,11	450,18	3,5	Acceptable
J-88	430,1	0,35	450,17	2	Acceptable
J-89	424,3	0,12	450,17	2,5	Acceptable
J-90	430,3	0,67	450,08	1,9	Insuffisante
J-91	417,6	0,36	447,92	3	Acceptable
J-92	430,1	0,41	450,07	2	Acceptable
J-93	422,5	0,26	450,07	2,7	Acceptable
J-94	461,7	0,64	580,85	11,7	surpression
J-95	519,5	0,95	580,96	6	Acceptable
J-96	516,5	0,11	580,96	6,3	Acceptable
J-97	517,3	0,38	580,95	6,2	Acceptable
J-98	516,1	0,19	580,95	6,3	Acceptable
J-99	516,1	0,11	580,95	6,3	Acceptable

Suite de Tableau III-2 Résultats de la simulation sur les nœuds

N° des nœuds	Élévation (m)	Demande (L/s)	Charge hydraulique	Pression (bar)	Observation
J-100	536,5	1,17	580,64	4,3	Acceptable
J-101	530,3	0,65	580,5	4,9	Acceptable
J-102	510,2	0,4	579,35	6,8	Acceptable
J-103	535,5	1,17	580,64	4,4	Acceptable
J-104	510,9	0,46	580,4	6,8	Acceptable
J-105	471,9	5,1	580,47	10,6	surpression
J-106	455,2	0,91	580,06	12,2	surpression
J-107	475,2	0,26	580,42	10,3	surpression
J-108	456,7	0,85	580,44	12,1	surpression
J-109	437,6	0,6	580,4	14	surpression
J-110	440,9	1,15	580,43	13,7	surpression
J-111	429,8	0,22	580,43	14,7	surpression
J-112	432,8	0,79	580,41	14,4	surpression
J-113	540,2	3,12	579,93	3,9	Acceptable
J-114	486,5	3,65	517,75	3,1	Acceptable
J-115	488	0,1	517,69	2,9	Acceptable
J-116	478	0,12	517,65	3,9	Acceptable
J-117	496	0,24	514	1,8	Acceptable
J-118	465,3	0,81	522,05	5,6	Acceptable
J-119	499,9	0,17	522,86	2,2	Acceptable

Résultat de la simulation sur les conduites dans tableau III-3 :

Tableau III-3 : variations des débits dans les conduites.

conduites	LONDUEUR (m)	Start Node	Stop Node	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	vitesse (m/s)
P-1	311,77	T-1	J-1	60	0,46	0,16
P-2	274,77	T-1	J-2	100	0,41	0,05
P-3	768,65	T-1	J-3	125	1,14	0,09
P-4	224,16	T-1	J-4	60	0,33	0,12
P-5	690,6	T-1	J-5	40	1,02	0,81
P-6	710,81	T-1	J-6	40	1,05	0,84
P-7	647,61	T-1	J-7	125	0,96	0,08
P-8	541,34	T-1	J-8	100	2,64	0,34
P-9	625,07	J-8	J-9	60	0,92	0,33
P-10	1 030,33	T-1	J-10	80	6,51	1,3
P-11	602,25	J-10	J-11	80	0,89	0,18
P-12	114,8	J-10	J-12	80	2,73	0,54
P-13	11,76	J-12	J-13	80	0,02	0
P-14	853,53	J-12	J-14	50	1,26	0,64
P-15	1 214,32	T-1	J-15	200	20,02	0,64
P-16	228,14	J-15	J-16	300	17,53	0,25

Tableau III-3 : variations des débits dans les conduites.

conduites	LONDUEUR (m)	Start Node	Stop Node	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	vitesse (m/s)
P-22	29,68	J-21	J-22	150	-6,21	0,35
P-23	181,69	J-19	J-22	80	2,55	0,51
P-24	171,82	J-20	J-23	150	9,08	0,51
P-25	228,27	J-20	J-24	60	1,12	0,39
P-26	99,49	J-22	J-23	100	-4,12	0,53
P-27	127,46	J-23	J-24	100	4,36	0,56
P-28	234,02	J-21	J-25	150	5,41	0,31
P-29	178,96	J-24	J-26	100	4,69	0,6
P-30	205,8	J-26	J-25	60	-1,08	0,38
P-31	318,52	J-25	J-27	100	3,21	0,41
P-32	303,12	J-27	J-28	80	1,15	0,23
P-33	553,62	J-26	J-28	152,4	4,38	0,24
P-34	100,92	J-27	J-29	60	0,99	0,35
P-35	180,77	J-29	J-30	60	0,57	0,2
P-36	55,28	J-28	J-30	100	4,18	0,53
P-37	76,44	J-30	J-31	80	2,82	0,56
P-38	309,31	J-30	J-32	60	1,01	0,36
P-39	214,85	J-32	J-31	60	-0,93	0,33
P-40	214,58	J-31	J-33	60	1,14	0,4
P-41	83,18	J-32	J-33	60	1,04	0,37
P-42	128,29	J-33	J-34	60	1,55	0,55
P-43	185,22	J-34	J-35	40	0,27	0,21
P-44	129,49	J-34	J-36	40	0,19	0,15
P-45	148,8	J-34	J-37	50	0,22	0,11
P-46	373,73	T-2	J-38	400	121,2	0,96
P-47	124,75	J-38	J-39	175	83,43	3,47
P-48	127,76	J-38	J-40	150	36,84	2,08
P-49	52,68	J-40	J-41	60	5,79	2,05
P-50	77,41	J-39	J-41	60	1,03	0,36
P-51	88,85	J-39	J-42	175	81,97	3,41
P-52	29,1	J-42	J-43	100	20,5	2,61
P-53	102,27	J-44	J-41	63	-6,48	2,08
P-54	53,3	J-44	J-45	100	15,79	2,01
P-55	29,43	J-45	J-46	100	-2,56	0,33
P-56	73,3	J-46	J-47	60	-5,78	2,04

Suite de Tableau III-3 : variations des débits dans les conduites.

CONDUITES	LONDUEUR (m)	Start Node	Stop Node	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	vitesses (m/s)
P-57	44,28	J-47	J-48	60	-6,49	2,29
P-58	41,51	J-48	J-49	80	-10,3	2,05
P-59	89,79	J-40	J-49	150	30,65	1,73
P-60	75,29	J-48	J-50	60	3,57	1,26
P-61	156,61	J-49	J-51	125	19,91	1,62
P-62	168,6	J-50	J-51	150	-18,83	1,07
P-63	205,26	J-51	J-52	80	0,3	0,06
P-64	181,37	J-47	J-53	60	0,27	0,1
P-65	93,68	J-46	J-54	80	2,93	0,58
P-66	75,86	J-54	J-55	100	-20,96	2,67
P-67	35,79	J-55	J-50	100	-22	2,8
P-68	297,26	J-55	J-56	50	0,44	0,22
P-69	71,67	J-45	J-57	100	18,13	2,31
P-70	122,68	J-57	J-58	80	1,18	0,23
P-71	73,79	J-54	J-58	100	16,96	2,16
P-72	143,36	J-54	J-59	80	6,35	1,26
P-73	80,52	J-58	J-59	60	-0,98	0,35
P-74	71,57	J-57	J-60	80	12,65	2,52
P-75	45,91	J-60	J-61	80	12,48	2,48
P-76	79,64	J-61	J-62	80	10,9	2,17
P-77	45,32	J-62	J-63	150	-15,68	0,89
P-78	160,47	J-63	J-64	80	0,24	0,05
P-79	49,58	J-63	J-65	100	-16,3	2,08
P-80	64,05	J-61	J-65	80	8,48	1,69
P-81	72,46	J-58	J-66	100	18,6	2,37
P-82	122,23	J-66	J-60	80	4,78	0,95
P-83	121,88	J-61	J-67	80	-7,36	1,46
P-84	42,48	J-66	J-67	100	15,27	1,94
P-85	70,9	J-59	J-68	60	4,93	1,74
P-86	84,93	J-66	J-68	80	-1,93	0,38
P-87	134,24	J-65	J-69	80	-8,19	1,63
P-88	119	J-67	J-69	100	7,5	0,95
P-89	185,65	J-68	J-70	60	2,49	0,88
P-90	75,97	J-69	J-70	80	-1,18	0,24
P-91	314,64	J-70	J-71	80	0,46	0,09
P-92	134,57	J-42	J-72	175	61,1	2,54
P-93	127,55	J-72	J-73	60	0,19	0,07

Suite de Tableau III-3 : variations des débits dans les conduites.

CONDUITES	LONDUEUR (m)	Start Node	Stop Node	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	vitesse (m/s)
P-94	118,92	J-72	J-74	150	60,35	3,41
P-95	281,21	J-43	J-75	80	10,12	2,01
P-96	265,66	J-57	J-76	60	3,5	1,24
P-97	139,13	J-76	J-77	80	0,9	0,18
P-98	111,4	J-76	J-78	60	0,76	0,27
P-99	234,83	J-60	J-79	80	4,25	0,85
P-100	77,53	J-79	J-76	60	-0,96	0,34
P-101	141,68	J-79	J-80	60	0,67	0,24
P-102	145,45	J-62	J-81	100	-13,42	1,71
P-103	44,11	J-81	J-79	60	-3,8	1,34
P-104	158,89	J-81	J-82	150	-10,13	0,57
P-105	71,72	J-74	J-75	150	56,96	3,22
P-106	32,11	J-75	J-77	150	10,07	0,57
P-107	41,74	J-77	J-78	150	10,67	0,6
P-108	73,57	J-78	J-80	150	11,1	0,63
P-109	42,8	J-80	J-82	100	11,39	1,45
P-110	162,22	J-82	J-83	100	0,24	0,03
P-111	163	J-82	J-84	100	0,24	0,03
P-112	165,03	J-74	J-85	100	0,64	0,08
P-113	62,34	J-85	J-86	50	0,09	0,05
P-114	72,13	J-85	J-87	50	0,11	0,06
P-115	39,41	J-74	J-88	100	2,17	0,28
P-116	78,97	J-88	J-89	100	0,12	0,02
P-117	115,76	J-88	J-90	100	1,7	0,22
P-118	242,31	J-90	J-91	33	0,36	0,42
P-119	98,55	J-90	J-92	100	0,67	0,09
P-120	176,1	J-92	J-93	100	0,26	0,03
P-121	435,9	T-5	J-94	80	0,64	0,13
P-122	384,1	T-5	J-95	150	1,74	0,1
P-123	71,53	J-95	J-96	100	0,11	0,01
P-124	50,86	J-95	J-97	100	0,68	0,09
P-125	126,09	J-97	J-98	100	0,19	0,02
P-126	77,25	J-97	J-99	100	0,11	0,01
P-127	616,43	T-5	J-100	250	16,85	0,34
P-128	169,8	J-100	J-101	80	1,05	0,21
P-129	268,29	J-101	J-102	40	0,4	0,32
P-130	6,34	J-100	J-103	250	14,63	0,3
P-131	309,59	J-103	J-104	60	0,46	0,16
P-132	474,17	J-103	J-105	250	13	0,26
P-133	615,79	J-105	J-106	80	0,91	0,18
P-134	178,5	J-105	J-107	60	0,26	0,09
P-135	74,49	J-105	J-108	150	3,61	0,2

Suite de Tableau III-3 : variations des débits dans les conduites.

CONDUITES	LONDUEUR (m)	Start Node	Stop Node	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	vitesses (m/s)
P-136	408,43	J-108	J-109	100	0,6	0,08
P-137	92,78	J-108	J-110	150	2,16	0,12
P-138	147,9	J-110	J-111	100	0,22	0,03
P-139	537,66	J-110	J-112	150	0,79	0,04
P-140	1 760,50	J-105	J-113	150	3,12	0,18
P-141	1 599,57	T-5	J-114	60	3,87	1,37
P-142	65,95	J-114	J-115	33	0,1	0,12
P-143	80	J-114	J-116	33	0,12	0,14
P-144	402,59	J-114	T-8	50	0	0
P-145	161,81	T-8	J-117	100	0,24	0,03
P-146	56,7	J-43	J-44	100	9,62	1,22
P-147	549,39	T-4	J-118	63	0,81	0,26
P-148	163,9	T-4	J-119	40	0,17	0,14

NB : il convient de souligner que les pressions dans un réseau de distribution ne doivent être supérieures à bars, pour les pressions minimales selon le cas mais il est préférable qu'elles ne doivent être inférieures à 1 bars dans notre cas, nous remarquons qu'il ya une partie de la ville qui ne reçoit pas de l'eau d'une manière convenable, comme on signale des dépressions et des sur pression insuffisantes qu'on ne peut pas accepter.

b. Cas de pointe plus incendie :

Dans le cas de pointe plus incendie nous avons signalé beaucoup d'insuffisances hydrauliques au niveau de notre réseau car nous avons une augmentation du débit demandé à chaque nœuds défavorable (17 l/s), ce qui provoque une augmentation des cas de dépression et des vitesses très élevées dans quelques tronçons.

III.5 Conclusion :

Après avoir simulé hydrauliquement le réseau actuel de notre zone, nous avons constaté les points suivants :

- Ø Des dépressions dans majorité de la ville d'AZAZGA
- Ø Des surpressions dans la partie sud de la ville
- Ø Des fuites sur les majorités des tronçons qu'est dues à l'insuffisance des débits dans les nœuds
- Ø La distribution anarchique des conduites ainsi que leur cheminement.

Vu l'état médiocre de réseau actuel (sous dimensionnement des conduites), il vaut mieux prévoir un nouveau réseau pour lequel nous allons étudier le dimensionnement dans le prochain chapitre.

- Ø Les résultats d'simulation des pressions sur le réseau sont représentés dans l'annexe N° : 01

Chapitre IV : Dimensionnement du réseau à l'horizon 2040

IV.1 Introduction :

Après une simulation hydraulique sur notre réseau à l'état actuel et des recommandations sur les insuffisances hydrauliques, nous allons dans ce chapitre procéder à une nouvelle conception et à une simulation hydraulique du réseau de distribution avec le logiciel WATERCAD à l'horizon 2040, avec une population de 90733 habitants et le dimensionnement de ce dernier sera avec le débit de pointe et pointe plus incendie.

Avant de lancer cette simulation, nous allons tout d'abord déterminer les débits aux nœuds et les débits routes pour chaque tronçon.

IV.2 Choix du système de distribution :

Dans notre cas on a choisi le système de distribution avec des réservoirs de tête. Dans ce système, les pompes refoulent directement vers le réservoir de stockage puis la distribution sera gravitaire à partir des réservoirs vers le réseau de distribution.

IV.3 Choix du type de réseau :

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération on distingue trois schémas de réseaux de distribution (les réseaux ramifiés, les réseaux maillés et les réseaux mixtes (ramifiés + maillés). Le réseau de distribution dans notre cas d'étude est le réseau maillé avec quelques ramifications.

Un réseau maillé est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs bouches fermés en suivant le tracé. Contrairement au réseau ramifié, un réseau maillé assure une distribution de retour en cas de panne d'un tronçon. Il présente une indétermination sur les grandeurs et les signes (sens) des débits et des pertes de charge dans chaque tronçon.

IV.4 Principe du tracé du réseau maillé :

Pour le tracé du réseau maillé nous devons :

Ø Repérer les consommateurs importants par exemple les usines et les zones de forte densité;

Ø Repérer les quartiers ayant une densité de population importante ;

Ø Déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution à ces consommateurs.

Ø Ces conduites principales doivent être bien réparties pour avoir une bonne distribution d'eau ;

Ø Pour alimenter l'intérieur des quartiers, ces conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles) ou par des ramifications.

IV.5 Choix du matériau des conduites :

Le choix des matériaux utilisé est en fonction de la pression, de l'agressivité des eaux ou du sol, et de l'ordre économique (coût, disponibilité sur le marché), ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes) permettent de faire le bon choix.

Parmi les matériaux à utiliser on distingue entre autre : L'acier, la fonte ductile, le PVC (polyvinyle de chlorure) et le PEHD (polyéthylène haute densité).

a-Tuyaux en fonte :

Les tuyaux en fonte présentent plusieurs avantages mais beaucoup plus d'inconvénients.

- Les avantages :

Bonne résistances aux sollicitations du fluide ;

Bonne résistance aux chocs et aux charges compressible ;

Longueur des conduites variant de 6 à 16m, ce qui réduit le nombre de joints, par conséquent, une réduction des risques de fuite

Facilité de pose.

- Les inconvénients :

-Sensible a la corrosion des sols agressifs, ce qui nécessite une protection cathodique et une maintenance rigoureuse ;

-Risque de déformation des conduites pendant leur transport et un coût très élevé pendant la pose ;

-Mauvaise résistance au cisaillement ;

-Une durée de vie d'environ 30 ans.

b-Tuyaux en acier :

Les tuyaux en acier sont beaucoup plus léger que les tuyaux en fonte d'où l'économie sur le transport et la pose.

- Les avantages :

-Résistances aux contraintes (choc, écrasement.) ;

-Les tuyaux en acier permettent aussi une pression élevée ;

-Leur principal inconvénient est la corrosion ;

c-Tuyaux en P.E.H.D :

- Les avantages :

Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage ;

Disponibilité sur le marché ;

Facilité de pose (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres ;

Fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de fuite) ;

Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible) ;

Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement théoriquement de 50 ans à une température de 20°C.

- Les inconvénients :

Nécessite une grande technicité pour la jonction.

Dans notre cas, nous avons opté pour les tuyaux en polyéthylène, suite à des nombreux avantages qu'ils procurent.

IV.6 Calcul hydraulique du réseau de distribution :

Le calcul du réseau de distribution se fera pour les deux cas suivants :

Ø Cas de pointe.

Ø Cas de pointe plus incendie.

IV.6-1 : Détermination des débits :

La détermination des débits dans un réseau maillé s'effectue de la manière suivante :

On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé ;

On calcule le débit en route pendant l'heure de pointe ;

On détermine le débit spécifique en considérant le débit en route ;

Ø Cas de pointe :

D'après le tableau de la consommation horaire de notre agglomération on constate que la pointe est entre 08h et 10h

Q_{pte} : débit de Pointe de consommation

Pour le calcul de débits routes et les débits nodaux on utilise la même procédure et les mêmes formules utilisées dans le troisième chapitre.

Ø Cas de pointe plus incendie :

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent (deuxième chapitre) mais seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie donné par les réservoirs (17l/s) se trouve au point le plus défavorable qui est dans notre cas le nœud n°112.

ü Calcule des débits

Calcul de débit max_j

Dans le chapitre N :02 on a $Q_{moy j} = 168.923$ l/s

Et en a $Q_{maxj} = Q_{moyj} * K_{maxj}$; pour $K_{maxj}=1.1$
 Donc $Q_{maxj} = 168.923*1.1$
 $= 185.8153$ l/s

Calcul de débit spécifique

$$Q_{sp} = \frac{Q_{pt}}{\sum L_i}$$

$\sum L_i = 37940.55$ [m]

$$Q_{sp} = 185.8153 / 37940.55 = 0.004481 \text{ l/s/m}$$

IV.6-2 : Résultats de la simulation :

Ø Cas de pointe :

Tableau IV -1 : résultats de la simulation sur les nœuds

N° des nœuds	Elévation (m)	Demande (L/s)	Charge hydraulique (m)	Pression (m H2O)
J-1	394	0,35	416,5	22,5
J-2	377,9	4,86	410,02	32,1
J-3	380,5	0,79	412,64	32,1
J-4	368,5	0,76	411,54	43
J-5	343,5	2,53	386,8	43,2
J-6	378,8	2,12	405,48	26,6
J-7	345,5	0,11	389,2	43,6
J-8	345,5	0,11	385,65	40,1
J-9	343,5	3,79	384,42	40,8
J-10	316,4	1,5	347,14	30,7
J-11	312,85	1,49	336,89	24
J-12	236	1,46	285,52	49,4
J-13	280	3,96	318,66	38,6
J-14	302,4	4,57	343,93	41,4
J-15	369,6	1,5	408,95	39,3
J-16	392	3,12	412,6	20,6
J-17	380,8	2,86	412,23	31,4
J-18	360,3	1,79	409,8	49,4
J-19	356,5	1,06	392,41	35,8
J-20	341,8	2,33	381,35	39,5

Suite de Tableau IV -1 : résultats de la simulation sur les nœuds

N° des nœuds	Élévation (m)	Demande (L/s)	Charge hydraulique (m)	Pression (m H2O)
J-21	348,9	2,72	384,81	35,8
J-22	327,6	0,7	375,35	47,7
J-23	343,8	0,84	381,34	37,5
J-24	333,5	2,97	375,44	41,9
J-25	337,7	1,38	376,61	38,8
J-26	326,5	2,73	375,02	48,4
J-27	314	5,06	365,1	51
J-28	403,3	2,4	415,14	11,8
J-29	357,6	7,56	380,51	22,9
J-30	268	3,55	286,47	18,4
J-31	230	2,85	262,36	32,3
J-32	228	1,24	285,03	56,9
J-33	392	2,49	411,05	19
J-34	384,3	1,73	410,26	25,9
J-35	377,6	2,4	408,93	31,3
J-36	358,4	1,19	408,61	50,1
J-37	363,4	2,33	407,69	44,2
J-38	353,8	2,53	406,12	52,2
J-39	349,2	1,05	405,01	55,7
J-40	318	0,36	361,29	43,2
J-41	299,2	2,14	340,16	40,9
J-42	280,8	1,86	340,27	59,4
J-43	455	0,52	477,72	22,7
J-44	440	0,91	476,57	36,5
J-45	446	0,65	474,89	28,8
J-46	434,6	1,19	474,61	39,9
J-47	434,9	0,57	475,64	40,7
J-48	435,5	0,99	475,82	40,2
J-49	439,3	0,69	474,58	35,2
J-50	433,9	0,86	473,53	39,6
J-51	434,5	1,66	473,57	39
J-52	466,8	1,26	477,9	11,1
J-53	438,2	0,18	477,09	38,8
J-54	438,2	1,2	476,84	38,6
J-55	437,1	0,99	474,58	37,4
J-56	430,5	0,91	473,3	42,7
J-57	432,8	1,48	472,81	39,9
J-58	422	0,66	472,65	50,5
J-59	414	1,19	472,16	58

Suite de Tableau IV -1 : résultats de la simulation sur les nœuds

N° des nœuds	Elévation (m)	Demande (L/s)	Charge hydraulique (m)	Pression (m H2O)
J-60	407,3	1,12	466,09	58,7
J-61	415,7	0,85	472,51	56,7
J-62	413,6	1,72	472,24	58,5
J-63	413,8	0,94	471,43	57,5
J-64	436,3	0,39	475,78	39,4
J-65	430,7	1,06	475,52	44,7
J-66	430,4	2,39	475,5	45
J-67	409,9	0,5	468,98	59
J-68	414	0,37	472,57	58,5
J-69	405	0,27	461,09	56
J-70	410	0,19	461,07	51
J-71	415	0,86	472,51	57,4
J-72	464,2	1,7	477,04	12,8
J-73	444,6	2,88	476,53	31,9
J-74	430,6	3,88	474,1	43,4
J-75	391,5	0,67	440,9	49,3
J-76	430	1,05	468,09	38
J-77	422,5	3,2	460,87	38,3
J-78	380,6	2,36	438,25	57,5
J-79	402,4	0,44	457,69	55,2
J-80	410,4	0,57	469,62	59,1
J-81	406,5	2,78	450,6	44
J-82	565	1,37	585,85	20,8
J-83	519,5	0,17	549,5	29,9
J-84	518,6	0,62	549,48	30,8
J-85	516,4	0,19	549,21	32,7
J-86	517,2	0,31	549,16	31,9
J-87	516,1	2,07	548,8	32,6
J-88	561,5	0,95	585,53	24
J-89	557,95	0,49	585,28	27,3
J-90	559,2	1,53	584,47	25,2
J-91	536,5	1,07	582,4	45,8
J-92	530,2	0,66	580,53	50,2
J-93	523	1,66	578,89	55,8
J-94	535,6	0,76	582,4	46,7
J-95	524	1,63	580,55	56,4

Suite de Tableau IV -1 : résultats de la simulation sur les nœuds

N° des nœuds	Elévation (m)	Demande (L/s)	Charge hydraulique (m)	Pression (m H2O)
J-96	471	0,74	498,8	27,7
J-97	461,3	0,43	498,65	37,3
J-98	475,3	1,53	498,73	23,4
J-99	456,7	1,12	497,79	41
J-100	438,5	0,63	497,63	59
J-101	421,5	1,48	459,6	38
J-102	440,9	0,36	493,29	52,3
J-103	436,8	1,32	487,64	50,7
J-104	434,7	0,42	492,86	58
J-105	456,8	0,27	492,77	35,9
J-106	411	2,79	448,85	37,8
J-107	485,8	0,17	544,42	58,5
J-108	488	0,18	544,41	56,3
J-109	484	2,87	543,18	59,1
J-110	497,8	0,1	540,34	42,4
J-111	493,2	2,13	539,43	46,1
J-112	530	0,52	540,12	10,1
J-113	500	0,39	549,41	49,3
J-114	420	0,39	472,17	52,1
J-115	411,7	2,88	466,25	54,4
J-116	392	2,95	416,17	24,1
J-117	317	2,95	361,39	44,3
J-118	498,5	2,5	547,77	49,2

- Les résultats de la simulation pour les conduites sont dans le tableau suivant :

Tableau IV -2 : résultats de la simulation sur les conduites

N° des conduites	Longueur (m)	Du nœud	Au nœud	Diamètres (mm)	Matériel	Débits (L/s)	Vitesse (m/s)
P-1	86,37	T-1	J-1	352,6	PEHD	99,04	1,01
P-2	145,06	J-1	J-2	63,8	PEHD	4,86	1,52
P-3	304,54	J-1	J-3	176,2	PEHD	35,64	1,46
P-4	325,02	J-3	J-4	53,6	PEHD	0,76	0,34
P-5	295,56	J-3	J-6	110,2	PEHD	14,7	1,54
P-6	750,19	J-3	J-7	110,2	PEHD	16,86	1,77
P-7	114,82	J-7	J-8	110,2	PEHD	16,75	1,76
P-8	43,78	J-8	J-9	63,8	PEHD	3,79	1,19
P-9	407,84	J-8	J-10	79,2	PEHD	12,85	2,61
P-10	342,51	J-10	J-11	79,2	PEHD	6,91	1,4
P-11	595,99	J-11	J-13	63,8	PEHD	3,96	1,24
P-12	243,39	J-10	J-14	79,2	PEHD	4,44	0,9
P-13	473,94	J-116	J-15	79,2	PEHD	4,8	0,97
P-14	168,86	J-16	J-17	220,4	PEHD	24,85	0,65
P-15	324,93	J-17	J-15	110,2	PEHD	9,16	0,96
P-16	245,37	J-17	J-18	110,2	PEHD	9,07	0,95
P-17	448,6	J-6	J-15	110,2	PEHD	-7,94	0,83
P-18	290,96	J-6	J-19	110,2	PEHD	20,51	2,15
P-19	235,32	J-19	J-20	96,8	PEHD	14,95	2,03
P-20	618,21	J-15	J-21	63,8	PEHD	4,52	1,41
P-21	195,79	J-19	J-21	63,8	PEHD	4,5	1,41
P-22	736,46	J-18	J-22	63,8	PEHD	4,98	1,56
P-23	137,79	J-21	J-23	79,2	PEHD	6,3	1,28
P-24	53,29	J-23	J-20	79,2	PEHD	-0,3	0,06
P-25	96,43	J-23	J-24	63,8	PEHD	5,76	1,8
P-26	178,6	J-24	J-22	63,8	PEHD	0,42	0,13
P-27	144,11	J-20	J-25	96,8	PEHD	12,32	1,67
P-28	101,75	J-24	J-26	79,2	PEHD	2,37	0,48
P-29	185,89	J-25	J-26	76,2	PEHD	3,17	0,7
P-30	879,22	J-25	J-14	79,2	PEHD	7,77	1,58
P-31	158,07	J-28	J-16	176,2	PEHD	40,49	1,66

Suite de Tableau IV -2 : résultats de la simulation sur les conduites

N° des conduites	Longueur (m)	Du nœud	Au nœud	Diamètres (mm)	Matériel	Débits (L/s)	Vitesse (m/s)
P-41	233,9	J-36	J-39	60	PEHD	2,33	0,82
P-42	203,04	J-39	J-38	60	PEHD	-1,33	0,47
P-43	116,54	J-41	J-42	63,8	PEHD	-0,59	0,18
P-44	124,47	J-43	J-44	141	PEHD	16,72	1,07
P-45	128,52	J-43	J-45	79,2	PEHD	5,85	1,19
P-46	155	J-45	J-46	79,2	PEHD	1,53	0,31
P-47	56,53	J-46	J-47	96,8	PEHD	-8,97	1,22
P-48	29,19	J-47	J-48	141	PEHD	-13,48	0,86
P-49	88,95	J-44	J-48	141	PEHD	15,81	1,01
P-50	89,1	J-45	J-49	96,8	PEHD	3,67	0,5
P-51	159,87	J-49	J-50	79,2	PEHD	3,05	0,62
P-52	29,53	J-50	J-51	96,8	PEHD	-2,12	0,29
P-53	53,22	J-51	J-46	96,8	PEHD	-9,31	1,27
P-54	114,67	T-2	J-52	352,6	PEHD	47,06	0,48
P-55	320,64	J-52	J-43	352,6	PEHD	41,35	0,42
P-56	308,26	J-52	J-53	110,2	PEHD	4,45	0,47
P-57	73,98	J-53	J-54	63,8	PEHD	1,2	0,38
P-58	156,59	J-49	J-55	79,8	PEHD	-0,07	0,01
P-59	131,28	J-55	J-53	63,8	PEHD	-3,07	0,96
P-60	93,58	J-50	J-56	110,2	PEHD	4,31	0,45
P-61	75,96	J-56	J-57	79,2	PEHD	3,01	0,61
P-62	203,78	J-57	J-55	63,8	PEHD	-2,01	0,63
P-63	93,45	J-57	J-58	110,2	PEHD	3,54	0,37
P-64	228,84	J-58	J-59	79,2	PEHD	1,65	0,33
P-65	268,08	J-51	J-61	110,2	PEHD	5,53	0,58
P-66	45,7	J-61	J-62	79,2	PEHD	2,84	0,58
P-67	398,74	J-47	J-63	79,2	PEHD	3,94	0,8
P-68	145,44	J-63	J-61	63,8	PEHD	-1,84	0,58
P-69	134,53	J-48	J-64	110,2	PEHD	1,34	0,14
P-70	39,2	J-65	J-66	176,2	PEHD	6,63	0,27
P-71	158,41	J-67	J-63	79,2	PEHD	-4,84	0,98
P-72	203,78	J-58	J-68	63,8	PEHD	0,37	0,12
P-73	109,15	J-69	J-70	63,8	PEHD	0,19	0,06
P-74	77,62	J-58	J-71	63,8	PEHD	0,86	0,27
P-75	165,89	J-72	J-73	176,2	PEHD	16,56	0,68
P-76	130,05	J-73	J-64	110,2	PEHD	6,73	0,71
P-77	185,47	J-72	J-43	176,2	PEHD	-18,26	0,75

Suite de Tableau IV -2 : résultats de la simulation sur les conduites

N° des conduites	Longueur (m)	Du nœud	Au nœud	Diamètres (mm)	Matériel	Débits (L/s)	Vitesse (m/s)
P-111	161,25	J-62	J-114	63,8	PEHD	0,39	0,12
P-112	161,05	J-67	J-115	63,8	PEHD	2,88	0,9
P-113	254,22	J-82	J-88	110,2	PEHD	2,97	0,31
P-114	314,62	J-1	J-116	352,6	PEHD	58,19	0,6
P-115	389,32	J-116	J-28	277,6	PEHD	50,45	0,83
P-116	141,12	J-82	PRV-1	79,2	PEHD	3,75	0,76
P-117	83,54	PRV-1	J-83	79,2	PEHD	3,75	0,76
P-118	193,66	J-35	J-36	110,2	PEHD	3,45	0,36
P-119	250,07	J-36	J-37	79,2	PEHD	2,23	0,45
P-120	251,96	J-35	J-37	110,2	PEHD	6,21	0,65
P-121	38,11	J-117	J-40	79,2	PEHD	1,91	0,39
P-122	379,68	J-38	PRV-2	79,2	PEHD	2,25	0,46
P-123	190,27	PRV-2	J-117	79,2	PEHD	2,25	0,46
P-124	325	J-40	PRV-3	79,2	PEHD	1,55	0,31
P-125	76,01	PRV-3	J-41	79,2	PEHD	1,55	0,31
P-126	25,87	J-59	PRV-4	63,8	PEHD	0,46	0,14
P-127	15,59	PRV-4	J-69	63,8	PEHD	0,46	0,14
P-128	33,73	J-3	PRV-5	63,8	PEHD	2,53	0,79
P-129	309,44	PRV-5	J-5	63,8	PEHD	2,53	0,79
P-130	257	J-11	PRV-6	79,2	PEHD	1,46	0,3
P-131	353,53	PRV-6	J-12	79,2	PEHD	1,46	0,3
P-132	450,27	J-39	PRV-7	79,2	PEHD	2,61	0,53
P-133	145,32	PRV-7	J-117	79,2	PEHD	2,61	0,53
P-134	624,27	J-27	PRV-8	79,2	PEHD	2,45	0,5
P-135	122,88	PRV-8	J-42	79,2	PEHD	2,45	0,5
P-136	433,36	J-82	J-91	176,2	PEHD	27,65	1,13
P-137	252,64	J-94	PRV-9	176,2	PEHD	21,87	0,9
P-138	103,75	PRV-9	J-118	176,2	PEHD	21,87	0,9
P-139	141,09	J-62	PRV-10	63,8	PEHD	0,73	0,23
P-140	39,81	PRV-10	J-60	79,2	PEHD	0,73	0,15
P-141	177,02	J-56	PRV-11	79,2	PEHD	0,39	0,08
P-142	130,18	PRV-11	J-60	79,2	PEHD	0,39	0,08
P-143	300,31	J-96	J-97	63,8	PEHD	0,43	0,13
P-144	74,92	J-96	J-99	110,2	PEHD	10,7	1,12
P-145	49,26	J-118	PRV-12	141	PEHD	13,4	0,86

Suite de Tableau IV -2 : résultats de la simulation sur les conduites

N° des conduites	Longueur (m)	Du nœud	Au nœud	Diamètres (mm)	Matériel	Débits (L/s)	Vitesse (m/s)
P-146	63,09	PRV-12	J-96	141	PEHD	13,4	0,86
P-147	256,63	J-77	J-101	63,8	PEHD	1,48	0,46
P-148	281,56	J-14	PRV-13	79,2	PEHD	7,64	1,55
P-149	214,37	PRV-13	J-30	79,2	PEHD	7,64	1,55
P-150	140,37	J-26	PRV-14	79,2	PEHD	2,81	0,57
P-151	135,55	PRV-14	J-27	79,2	PEHD	2,81	0,57
P-152	142,91	J-22	PRV-15	79,2	PEHD	4,7	0,95
P-153	52,42	PRV-15	J-27	79,2	PEHD	4,7	0,95
P-154	229,88	J-103	J-80	63,8	PEHD	6,58	2,06
P-155	286,51	J-67	PRV-16	79,2	PEHD	1,46	0,3
P-156	90,35	PRV-16	J-75	79,2	PEHD	1,46	0,3
P-157	482,6	J-74	PRV-17	79,2	PEHD	1,57	0,32
P-158	78,4	PRV-17	J-75	79,2	PEHD	1,57	0,32
P-159	221,7	J-66	PRV-18	79,2	PEHD	1,02	0,4
P-160	55,91	PRV-18	J-67	79,2	PEHD	1,02	0,4

Les résultats des pressions et des vitesses sont représentés sur le réseau voir (la planche N : 02 et l'annexe (02-03))

NB :

Après une nouvelle conception et simulation du notre réseau (voir planche N°1) nous remarquons que nous avons des surpressions sur les trois parties de la région, c'est pour cela nous préconisons des réducteurs de pression à chaque conduites où nous avons une pression supérieure à 6 bars, pour les pressions inférieure à 2 bars on peut les acceptés vu que les habitations sont pas des bâtiments.

Pour la simulation sur les conduites nous avons remarqué qu'il ya des vitesses faibles inférieures à 0,5 m/s mais sans influence sur notre réseau de distribution, là nous avons les débits et les longueurs sont faibles. Et des vitesses supérieures à 1,5 m/s dans les zones a grande pentes (P>20%).

Ø Cas de pointe plus incendie :

Les bouches d'incendie sont rarement utilisables sur les route dans notre région, sauf dans les sorties des réservoirs, ça est due a l'embouteillage qu'est un problème délicat à l'accès des pompiers, et d'autre part la dénivelée excitante est plus importante, ce qui nous suggère à projeter des conduites a faibles diamètre pour réduire la pression.

IV.7 Conclusion :

Après nouvelle conception, nous avons obtenus des pressions et des vitesses acceptables sur la pluparts des cas dans le réseau de distribution, excepté dans quelques tronçons ou les vitesses sont faibles et inférieure à 0,5 m/s et des pressions peu élevées dues à la présence de la grande dénivelé entre les réservoirs et les nœuds qui se trouve au sud des trois parties de la région ce qui nous a poussé à utiliser des réducteurs de pression.

Dans cette nouvelle conception nous avons pu à éliminer deux réservoirs dans la station de reprise (SR3) qui alimentent le réservoir (1000m³) d'AGNI GUIZEN.

Chapitre V : Outil d'aide à La décision

V.1 Introduction :

Le développement, les extensions irrégulières des agglomérations et les caractéristiques des habitations rendent les habitudes de consommation de plus en plus difficile à connaître et perturbent énormément la loi de consommation d'eau en fonction de la longueur des canalisations.

A travers ce chapitre, différents cas de comportement de la pression au nœud par rapport à la pression demandée seront étudiées .il convient de souligner que ces courbes caractéristiques des nœuds sont obligatoires à faire par les maitres de l'œuvre pour être remises au maitre de l'ouvrage .ce dernier les mettra à la disposition de l'entreprise chargée de la gestion des réseaux d'eau potable. Chose que ne se fait pas actuellement en Algérie

V.2 Caractéristiques nodales :

Un nœud du réseau de distribution d'eau potable est caractérisé par un débit de consommation variable en fonction de la demande et la pression de service qui diminue quand le débit soutiré augmente. Cette diminution est la conséquence de l'influence des pertes de charges engendrées par les débits au niveau du nœud. Il faut préciser que le degré de variation de la pression au nœud, dans le sens d'une diminution, est fonction de l'éloignement du nœud correspondant par rapport au réservoir et de la configuration en accessoires des réseaux verticaux. Le mode de fonctionnement hydraulique d'une conduite influe énormément sur la variation de la pression.

Ainsi, un ingénieur ne peut se prononcer sur l'autorisation d'un branchement ou l'adjonction d'un suppresseur que sur consultation de la courbe caractéristique du nœud lui donnant tous les renseignements concernant la loi de variation de la pression compatible avec la demande de branchement.

V.3 La variation de pression au point de branchement :

L'étude de cette loi permet à partir de l'ensemble des données recueillies d'assurer de bonnes conditions de fonctionnement hydraulique général du système de la chaîne de distribution : production /adduction/stockage/distribution. Pour étudier la loi de la variation de la pression d'un nœud on doit connaître :

Ø **La pression maximum absolue** : qui est obtenue pour un débit théorique nul, correspondant à la pression statique au niveau du trop plein du réservoir.

Ø **La pression moyenne horaire** : qui correspond au débit moyen horaire. Cette pression théorique est loin d'être stable à cause des irrégularités de la consommation.

Ø **La pression minimum horaire** : qui correspond au débit maximum horaire.

Cette dépendance pression-débit n'est autre que la caractéristique du nœud qui ne pourra être obtenue qu'à partir d'une étude complète c'est-à-dire : étude du réseau Q_{max}/h , Q_{moy}/h et Q_{min}/h . Cette dépendance a l'allure suivante :

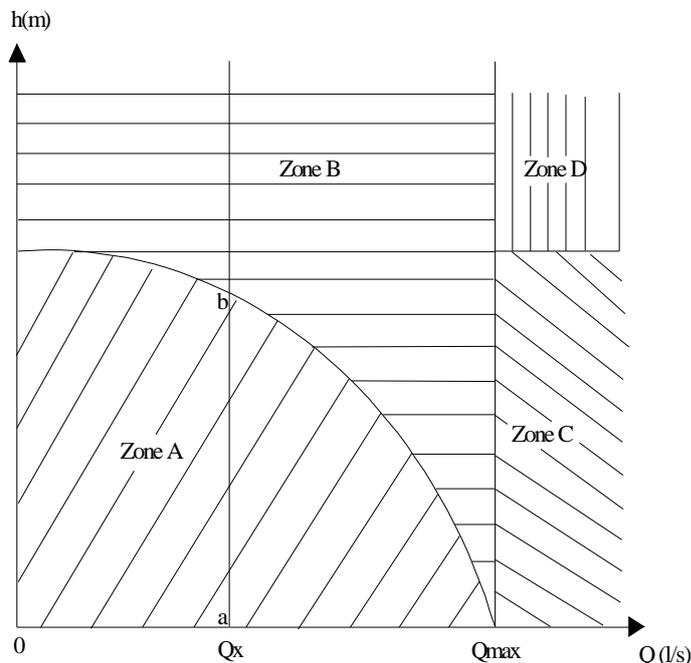


Figure n° V-1: courbe caractéristique d'un nœud

V.4 Corrélation courbe caractéristique-installation :

Une installation, à usage hydraulique, raccordée à un réseau fonctionne dans une fourchette de couples débits – pressions. La compatibilité de la pression au nœud à celle de l'installation limite tous désagréments. Sur la courbe caractéristique, on délimite 4 zones **A, B, C, D** qui seront étudiées ci après :

V.4.1 le débit d'installation Q_x ($0 < Q_x < Q_{max}$) :

Du point de vue débit, les caractéristiques du réseau répondent favorablement à l'installation.

(Q_x ; H_x) en zone A :

Les caractéristiques du réseau conviennent à l'installation à la seule condition que l'écart entre la pression du réseau et la pression, l'installation soit tolérable sinon la réduire en utilisant la technique la plus favorable à l'installation.

(Q_x ; H_x) en zone B :

Les caractéristiques du réseau sont insuffisantes. La pression **H_x** de l'installation se trouve au dessus de la courbe caractéristique du réseau. Dans ce cas, il faut augmenter la pression du réseau de Δh afin de la ramener à la pression de l'installation

(Q_x ; H_x) :

Sur la courbe caractéristique ; les caractéristiques du réseau coïncident exactement avec celles de l'installation. C'est l'idéal.

V.4.2 Le débit d'installation Q_x ($Q_x > Q_{max}$) :

Deux cas auxquels l'ingénieur devra trouver de solutions.

V.4.2.1 (Q_x ; H_x) en zone C :

Les caractéristiques du réseau sont insuffisantes. La seule solution possible est de stocker l'eau aux heures creuses pour en disposer aux heures de pointes. Plusieurs solutions s'offrent à l'ingénieur

- a- Stocker dans des réservoirs surélevés ;
- b- Stocker dans des réservoirs hydropneumatiques ;
- c- Stocker dans des réservoirs bas sans pression aux heures creuses et créer **Q_x ; H_x** aux heures de pointe.

La solution a et b sans possibles que si la grandeur H_x est située au dessous de la courbe caractéristique.

Si ce n'est pas le cas, seul la solution c est réalisable. Il convient de souligner qu'il faut ramener Q_x de l'installation aux débits d'heures creuses selon la possibilité du réseau.

V.4.2.2 (Q_x ; H_x) en zone D :

La seule solution est de stocker dans des réservoirs bas sans pression aux heures creuses et créer Q_x et H_x aux heures de pointes.

Résumons cette étude du couple du débit-pression (tableau n°28 et tableau n°29).

Tableau V-1 : Zone de variation du débit Q_x appelé :

Hx	Qx	0 < Qx < Qmax	0 < Qx < Qmax
	Position	A	B
Hreseau > Hx avec excès	(1)	1	(2) 0
Hreseau < Hx sans excès	(3)	0	(4) 0
Hreseau = Hx	(5)	1 ; 0	(6) 0
Hreseau < Hx	(7)	1	(8) 1

Tableau N°V-2 : Zone de variation du débit appelé ($Q_x > Q_{max}$) :

Hx	Qx	Qx > Qmax	Qx > Qmax
	Position	C	D
Hreseau > Hx		1	0
Hreseau < Hx		0	1

V.5 Analyse de l'étude :

Pour $Q_x > Q_{max}$: la seule solution possible est de stocker pendant les heures creuses avec un débit $Q_c < Q_x$ pour créer Q_x ; H_x .A défaut de cette solution, il faut rechercher une source d'eau suffisante répondant aux conditions de l'installation. (Tableau V -1)

Le tableau V -2 nous dicte la conduite à tenir suivant :

- a-** soit case 5, 6 ou $H_{réseau} = H_x$ (idéal).
- b-** soit case 3, 4 ou $H_{réseau} < H_x$ sans excès.
- c-** soit case 1 vers 3 ou 9 (réduction de pression).
- d-** soit case 8 vers 6 ou 4 (augmentation de pression).

V.6 Conclusion :

A travers ce chapitre, nous avons développé une analyse d'une étude de la courbe caractéristique des nœuds en vue de doter les responsables gestionnaires des réseaux d'eau potable d'une méthodologie de travail leur permettant de mieux gérer en étudiant cas par cas tous les piquages des gros consommateurs. En fonction de la demande en eau (débit) et en compatibilité de fonctionnement de l'installation.

Cette courbe de modulation est à notre avis un outil d'aide à la décision.

Chapitre VI : Pose De canalisation

VI.1 Introduction :

La plupart du temps, les conduites sont posées en tranchée, à l'exception de certains cas où elles sont posées sur sol à condition d'être rigoureusement protégées et entretenues. Cette opération s'effectue par tronçons successifs en commençant par les points hauts de manière à assurer, s'il y a lieu, l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations. La largeur de la tranchée doit être telle qu'un homme puisse y travailler. Elle est rarement inférieure à 700 mm pour les petits diamètres. Pour les diamètres supérieurs à 150 mm, cette largeur doit être augmentée. Au droit des joints, il est pratiqué dans les parois latérales des élargissements de la tranchée appelés niches. Il est essentiel que les tuyaux soient posés en files bien alignées et bien nivelées. L'enfouissement des canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieures, de conserver la fraîcheur de l'eau et de la mettre à l'abri de la gelée. L'épaisseur du remblai est de l'ordre de 1m. Le fond de la tranchée doit être bien plat tout le long d'une même pente, afin que la conduite soit bien rectiligne entre deux changements de pente ou de direction consécutifs.

VI.2 Les actions reçues par les conduites :

Les conduites enterrées sont soumises à des actions qui sont les suivantes :

- Ø La pression verticale due au remblai ;
- Ø La pression résultant des charges roulantes ;
- Ø La pression résultant des charges permanentes de surface ;
- Ø La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique ;
- Ø Le tassement différentiel du terrain ;
- Ø Action des racines des arbres.

VI.3 Mode opératoire :

VI.3.1 Pose selon la nature de terrain :

Dans notre projet, la pose de canalisation est ordinaire vu que le sol de l'agglomération ne présente pas d'anomalie (absence de rivière, de galerie et de marécage). Dans un terrain ordinaire, la canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm et une profondeur de telle façon à recevoir le lit de pose (sable), la conduite et l'épaisseur du remblai (80 cm minimum). Le fond de la

tranchée est recouvert d'un lit de gravier d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on procède à un triage de conduites de façon à écarter celles qui ont subi de chocs, fissuration etc.... après cela, on pratique la descente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon plus lente. Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempts de pierres et bien pilonné, et sera par la suite achevé avec des engins.

VI.3.2 Pose selon la nature des conduites :

Dans notre projet, comme les canalisations sont en polyéthylène haute densité (PEHD), l'enfouissement à la charrue est interdit, sauf dérogations expresses. Si le cintrage a lieu suivant une courbure de diamètre compris entre 16 fois et 6 fois le diamètre extérieur du tuyau, il doit s'effectuer à chaud ; de plus fortes courbures sont à proscrire. En cas de pose pendant les journées chaudes, le serrage de jonctions extrême des canalisations et le remblaiement ne doivent avoir lieu qu'aux heures fraîches, de préférence dans la matinée.

VI.3.3 Traversées de routes :

Nous avons dans le cas de notre agglomération la traversée d'une route à deux endroits. En raison des charges supportées, qui peuvent amener des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite comme à la route, les traversées de routes doivent être limitées dans la mesure du possible. Dans le cas où on n'a pas d'autres alternatives, on doit faire la pose des conduites dans une gaine (buse de diamètre supérieur dans laquelle la conduite est introduite), dans le double but de protéger la canalisation des chocs et vibration, et d'évacuer les fuites éventuelles hors de la chaussée. D'autre part, la profondeur d'enfouissement doit être au minimum de un mètre sous la chaussée (0,70 m sous accotement). Enfin, le remblaiement et la reconstitution de la chaussée doivent être exécutés avec soin.

VI.4 Exécution des travaux :

Les principales étapes à exécuter pour la pose des canalisations sont :

- ØVérification, manutention des conduites ;
- ØEmplacement des jalons des piquets ;
- ØAménagement du lit de pose ;

- Ø La mise en place des canalisations en tranchée ;
- Ø Assemblage des tuyaux ;
- Ø Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints ;
- Ø Remblaiement des tranchées.

VI.4.1 Vérifications et manutentions des canalisations :

Les produits préfabriqués font l'objet sur chantier de vérification portant sur :

- Ø Les quantités ;
- Ø L'aspect et le contrôle de l'intégrité ;
- Ø Le marquage en cas de défaut

Précautions : Les conduites sont posées sans brutalité sur le sol où dans le fond des tranchées.

Largeur du fond de la tranchée :

La largeur d'ouverture de tranchée est obtenue par la formule suivante :

$$B = d + 2 \cdot e \text{ (m)}$$

Avec :

- B : largeur de la tranchée (m)
- d : diamètre de la conduite (m)
- e : élargissement de la tranchée (e=30 cm)

Profondeur de la tranchée :

La profondeur de la conduite doit permettre la réalisation correcte des branchements particuliers, empêcher toute intercommunication avec les autres conduites par exemple dans notre cas, nous avons aussi le réseau d'assainissement.

L'excavation nécessite donc la détermination de deux paramètres tels que :

Profondeur de la tranchée « H_{tr} »

Largeur de la tranchée « b »

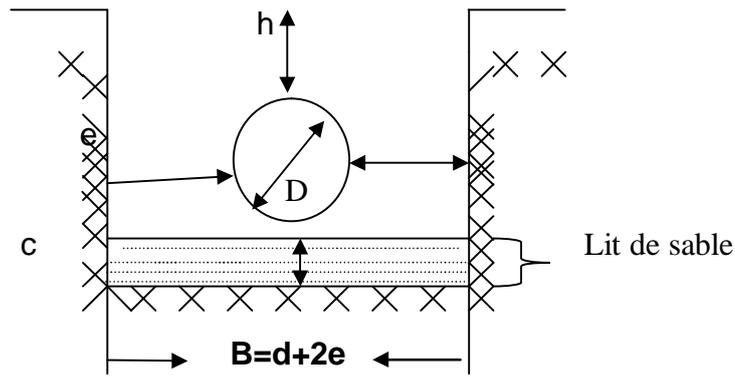


Figure n°6. : Schéma d'une tranchée

$$H_{tr} = c + D + h \quad (\text{m})$$

Avec :

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

c : hauteur de lit de pose. (m)

D : diamètre de la conduite. (m)

h : la hauteur du remblai au dessus de la conduite (m).

VI.5 choix des engins de terrassement :

Les engins que nous allons utiliser sont :

Ø Les pelles hydrauliques.

Ø Le bulldozer.

Ø La pelle hydraulique sera utilisée dans l'opération suivante :

Ø Creusement des fouilles.

Ø Creusement de tranchées.

Ø Chargement des débris et de déblais.

-Le bulldozer sera utilisé dans les opérations suivantes :

Ø Lame sur sol pour débroussailler.

Ø Lame élevée pour abattement des arbres.

Ø Lame sur sol pour pousser les masses (remblayer la tranchée)

Ø Lame au sol pour niveler le remblai avant compactage.

VI.5.1 Définition de la pelle hydraulique :

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains (même durs) : marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

Les premières pelles ont été construites aux Etats-Unis vers 1842. La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins : Godet normal pour travail en butée.

Godet retro pour travail en fouille et en tranché.

Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.

Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).

Dragline pour travail en fouille.

Un tel engin pouvant également travailler comme grue ou recevoir un équipement spécial de sonnette pour le battage des pieux, permet donc sept emplois différents.

Dans notre cas nous emploierons la pelle avec un godet équipé en retro pour faire les fouilles et les tranchées.

La capacité normale de retro-fouilleur est de 300 à 1300l. Ce sont des engins à capacité relativement faible car il est rare d'avoir à exécuter à la pelle fouilleuse de très gros terrassement.

Toutes les pelles en butée d'une capacité inférieure à 1300m³ s'adapte au travail en fouille par substitution au bras et au godet normaux au bras et d'un godet pour travail en fouille.

VI.5.2 Définition du Bulldozer :

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou a pneu.

L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

Si la lame est en position basse, l'engin fait du terrassement par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au dessus du sol de 75cm à 1m).

Pour l'excavation des tranchées et des fouilles des regards de notre réseau, on optera pour la pelle rétro.

Les caractéristiques de la pelle rétro sont :

- ØCreuser au dessous de la surface d'appui ;
- ØCreuser rapidement et précisément les tranchées à talus vertical ;
- ØCreuser à une profondeur importante ;
- ØCreuser dans la direction de la machine.

VI.6 La mise en place des canalisations :

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont ;

Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé ;

Avant la mise en place, il faut nettoyer le lit des tranchées ;

Le calage soit définitif par remblai partiel, soit provisoire à l'aide des cales ;

A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers

VI.6.1 Assemblage des conduites :

Pour les conduites en polyéthylène, c'est le cas de notre projet, en vue de leurs assemblages, les tuyaux comportent à une extrémité un bout lisse et à l'autre :

Soit une emboiture pour assemblage par collage à froid ;

Soit une emboiture munie d'une bague en élastomère (assemblage par bague de joint d'étanchéité).

Soit les raccords par électro-manchons (soudage à l'aide d'un manchon en polyéthylène).

Cette tâche doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre ou bien des tançons de madrier en bois disposés dans le sens de la largeur de la tranchée.

VI.6.2 Epreuve des joints et canalisations principales :

Quand une certaine longueur de canalisation a été mise en place (300m à 400 m), elle est soumise à un essai à la pression hydraulique, essai dont le but est de s'assurer de l'étanchéité des joints. Pour y procéder, l'aval de la canalisation est obturé avec une plaque d'extrémité sur laquelle la pompe d'épreuve est branchée.

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints doit toujours avoir avec remblaiement ; l'essai consiste au remplissage de la conduite en eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 mn environ où la variation de la pression ne doit pas excéder 0,2 bars. Pour le cas de notre projet, comme on a opté pour les conduites en PEHD, l'essai sera fait uniquement avec de l'eau car les conduites en plastique se gonflent sous l'effet d'une pression.

VI.6.3 Epreuve des robinets-vannes :

L'essai d'un tronçon de canalisation comportant un robinet vanne conduit à son essai simultané vanne ouverte.

S'il est jugé utile les robinets-vannes sont essayés, une première fois, en laissant la vanne levée après avoir appliqué une plaque pleine sur une face et une seconde fois en retirant la plaque et en fermant la vanne. La pression d'épreuve est celle de canalisation où est inclus le robinet-vanne essayé.

VI.6.4 Epreuve des branchements et raccordements :

Les branchements particuliers sont éprouvés par la mise en pression à la pression de service avant le remblaiement de la tranchée. Les raccordements alimentant les appareils publics d'utilisation de l'eau doivent subir les épreuves que la canalisation principale.

VI.7 Remblaiement des tranchées :

La mise en place du remblai depuis le fond de la fouille jusqu'à une hauteur de 0,15 m au-dessus de la génératrice supérieure est effectuée manuellement avec de la terre des déblais expurgée de tous éléments susceptibles de porter atteinte aux revêtements extérieurs des canalisations, soit avec tout matériau

pulvérulent convenable. A l'aide des engins on continue ensuite à remblayer par des couches successives de 25 cm compactées l'une après l'autre. Pour cette étape on utilise la terre des déblais.

Pour les canalisations en polyéthylène, le remblaiement ne doit s'effectuer qu'avec les plus grandes précautions si la température est inférieure à 0°C. A partir de hauteur précédemment fixée, le remblaiement peut se poursuivre, soit manuellement, soit à l'aide des engins mécaniques, tous bloc de roches ou de détritiques est à exclure.

VI.8 Conclusion :

La maîtrise de la pose de canalisation est primordiale dans une étude de réseau d'alimentation en eau potable. Une pose mal faite sera à l'origine des fuites excessives dans le réseau qui entraîneront par la suite des infiltrations nocives et une dégradation sans précédente de tout le réseau.

Des essais d'étanchéité et de pressions seront obligatoires pour détecter des éventuelles fuites au niveau des joints où des conduites avant le remblaiement définitif. Il est à signaler que la profondeur de la tranchée ne suscite pas des efforts importants vu l'absence de la remontée de la nappe ; ce qui nous facilite les différents travaux après la pose de canalisation.

Chapitre VII : Protection des Conduites contre la corrosion

VII.1 Introduction :

La corrosion est l'action des éléments naturels dans leur tendance à défaire ce que l'homme a élaboré par son travail à partir des matériaux que lui offre la terre.

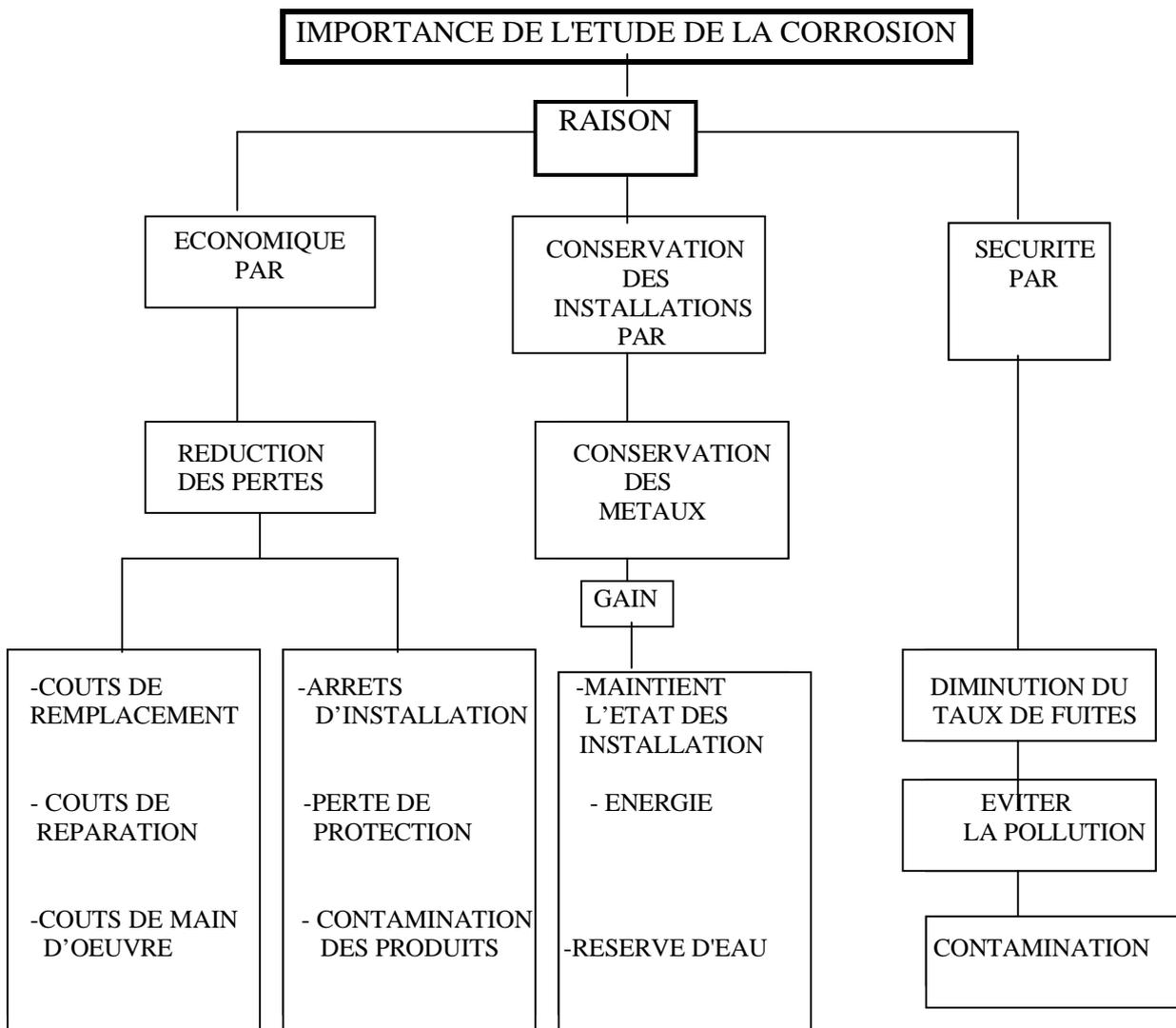
Cette attaque du métal est due aux phénomènes extérieurs ou intérieurs, elle est traduite par le retour à l'état plus stable des matériaux métallique utilisés.

Nous examinons brièvement et d'une manière générale les effets de ce problème sur les conduites en acier et les moyens de protection.

VII.2 Importance de l'étude de la corrosion :

Chaque année le quart de la production mondiale d'acier est détruit par la corrosion. Par conséquent, la protection contre la corrosion représente un déficit pour les entreprises, de point de vue économique. L'organigramme suivant montre l'intérêt de cette étude.

L'organigramme :



VII .3 Mécanisme de la corrosion :

Les théories sur la corrosion sont toutes fondées sur la structure atomique de la matière. L'atome est équilibré des protons et d'électrons dans les métaux, la répartition des électrons sur les orbites autour de noyau, ont tendance à prendre des électrons par excès des charges positives, l'atome devient ion positif spontanément, un métal plongé dans un électrolyte a tendance de faire passer en solution des ions positifs. Le métal reste chargé négativement par des électrons; l'attraction des couches positives et négatives établit un certain équilibre.

La réaction d'oxydation de fer peut être écrite de la manière suivante :



Ou bien d'une autre manière



Toute destruction de cet équilibre provoquée par le départ des électrons, provoque les phénomènes de la corrosion. Cet équilibre, correspond à une différence de potentielle entre le métal et l'électrolyte, dans lequel il est plongé.

VII.4 Classification de la corrosion :

On peut classer la corrosion selon deux aspects :

- Les aspects morphologiques;
- les modes de formation.

VII.4.1 Aspects morphologique de la corrosion:

D'une manière générale l'examen à l'œil nu , à la loupe ou au microscope, permet d'identifier quatre types de corrosion qui peuvent exister dans une même installation

A- Corrosion uniforme:

la corrosion se développe uniformément sur surface du métal,(la vitesse de dégradation est identique en tout point) ,les caractéristiques des conduites ne s'altèrent qu'à long terme.

B- Corrosion par piqûre :

La corrosion attaque certaines parties localisées du métal, elle peut se propager rapidement, des perforations graves du métal. peuvent apparaître .elle est due aux dépôts qui provoquent une aération différentielle d'où de l'apparition des piqûres

C- Corrosion inter granulaire :

C'est l'attaque corrosive des joints entre les grains du métal, ce qui provoque une décohésion du métal, et une modification dangereuse de ses propriétés mécaniques.

D- Corrosion transgranulaire :

C'est la corrosion la plus dangereuse sur les conduites enterrées, du fait qu'elle caractérise la corrosion sans contraintes. Elle se développe suivant les fines fissures où le métal se dissout. Elle peut se développer très rapidement provoquant des fissures profondes et éclatement des conduites.

VII.4.2 Modes de formation de la corrosion :

La corrosion se subdivise selon leur mode de formation en ce qui suit :

A- Corrosion électrochimique :

C'est la destruction du métal par des réactions chimiques et électrochimiques lorsqu'il est en contact avec un milieu gazeux ou liquide.

L'aspect électrochimique de la corrosion se manifeste par la formation de diverses piles en phénomènes primaires (Piles à métaux différents, Pile volta, Pile de concentration, Electrolyse simple.)

Les phénomènes secondaires se manifestent par des :

- Equilibres électrochimiques;
- Oxydoréduction

Vu que la corrosion électrochimique est la plus couramment rencontrée, donc l'étude qui suit sera basée sur cet aspect.

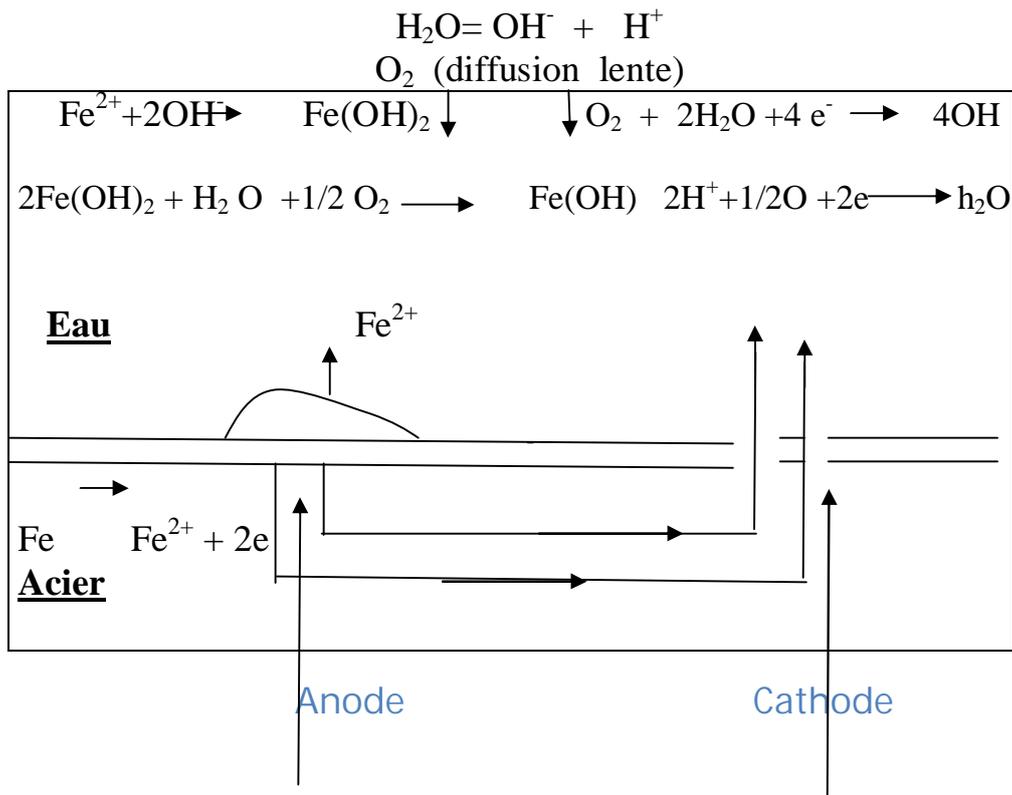


Figure VII - 1: schéma d'une pile électrochimique

-la corrosion cathodique :

Ce type de corrosion est fréquent dans les canalisations enterrées, en terrain argileux anaérobies. L'ensemble des réactions, pour le fer, est donné par l'équation suivante :



B-Corrosion biochimique :

Dans certaines conditions climatiques, la corrosion des structures métalliques enterrées peut être accélérée par l'activité de certains bactéries de la manière suivante :

- Formation de dépôts d'algues, bactéries, levures et moisissures qui provoquent une aération différentielle qui peut causer des corrosions par piqûres.
- Libération d'agents chimiques agressifs : en absence d'oxygène les bactéries libèrent des acides organiques tel que les lactiques citriques, ces dernières provoqueront un abaissement local du PH ainsi une attaque du métal.
- L'activation anodique par oxydation des ions métalliques : certains micro-organismes métabolisent le fer ferreux, ce qui favorise la dissolution du métal en

contact avec le milieu aqueux, entre autre certaines bactéries transforment le fer ferreux en hydroxyde ferrique hydraté

VII.5 Les facteurs de la corrosion :

Plusieurs facteurs peuvent influencer le phénomène de corrosion. Parmi lesquels, nous citons :

- L'homme

L'homme aussi a sa part à la détérioration des canalisations, en effet, il intervient dans le choix des conduites, dans la nature de remblai et aussi dans la mauvaise installation des joints qui perturbe la circulation de l'eau.

- Hétérogénéité du terrain :

La traversée des terrains des natures différentes par une conduite, peut influencer la corrosion de cette dernière. Ceci induit plusieurs électrolytes et cause la variation de potentiel du métal par rapport à ces électrolytes. D'où la corrosion de la conduite est favorisée.

Autrement Pile de concentration (Pile géologique) :

Elle s'obtient quand on plonge deux électrodes de même métal dans un électrode a concentrations différentes.

En termes d'illustration nous citons l'exemple suivant :

Les terres argileuses, marécageuses, sableuses, sèches et bien aérées sont cathodiques.

Ceci représente un électrolyte à des concentrations différentes

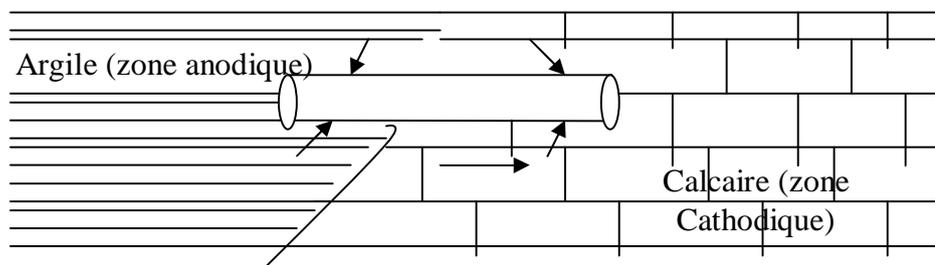


Figure VII-2 : corrosion par formation de pile

- **L'eau** : Les eaux distribuées ne sont jamais dans des conditions d'équilibre parfait. Les eaux sont soit agressives, soit incrustantes.

Si les eaux sont agressives, de défauts ou malfaçons du revêtement intérieur, peuvent favoriser la localisation et l'accélération des phénomènes de corrosion.

La nature des ressources en eau peut se changer et, une eau précédemment incrustante peut devenir agressive, c'est-à-dire qu'après dissolution de la couche calcaire précédemment formée, la corrosion intérieure se généralisera si, aucune mesure de protection n'a été prise.

Les conduites peuvent être agressées par corrosion interne due à des phénomènes électrochimiques locaux, entraînant à des endroits donnés, une diminution rapide de l'épaisseur des conduites.

Enfin, l'excès de vitesse de l'eau dans les conduites, peut contribuer à la destruction du précipité calcique protecteur, il provoque une détérioration des canalisations

- **Le PH :**

Le PH est un facteur qui agit considérablement sur les métaux, il est très corrosif envers l'acier. Si sa valeur est inférieure à 10, nous avons intérêt à augmenter le PH de l'eau circulant dans les canalisations (particulièrement en acier) à fin de diminuer la corrosion.

- **La température**

Les fortes variations de la température entraînent l'accélération de la corrosion. Pour une variation de 30°C, le taux de corrosion est multiplié par deux.

- **Le métal,**

L'assemblage des métaux des natures différentes peut aussi encourager la corrosion. Etant donné que? La différence de potentiel de ces métaux est différente, il peut s'établir par conséquent, une circulation d'électrons à l'intérieur de métaux surtout au niveau de leur liaison, le courant électrique ainsi établi, sort du métal en direction d'électrolyte et le métal se corrode.

VII.6 Les principaux types de protection contre la corrosion :

- les revêtements protecteurs
- les traitements du milieu
- la protection cathodique

VII.6.1 Revêtements protecteurs :

Le rôle principale du revêtement est d'assurer une protection efficace et de longue durée des parois des canalisations en constituant une barrière étanche entre les parois et le milieu environnant. Parmi ces revêtements, il y a les vernis hydrocarboné et ceux par le zinc appliqués soit à la trompe (bain de zinc fondu), soit par le zingage électrolytique (cette protection convient aux tubes à petit diamètre en acier).

Les canalisations enterrées ou aériennes sont souvent sujettes de corrosion, de cela vient l'obligation de prévoir des revêtements.

Les revêtements se subdivisent en deux classes :

- Revêtements passifs :

Ce revêtement constitue une barrière étanche contre la corrosivité du milieu environnant. Le principe de ce type de revêtement est la réalisation d'une résistance d'isolation électrique élevée, afin de couper le courant aux réactions de corrosions électrochimiques.

- Revêtements actifs:

Ce sont les revêtements qui n'isolent pas le métal électriquement mais qui offrent à sa surface une résistance plus importante aux attaques corrosives par un revêtement plus électronégatif, ou encore par déplacement du PH en zone de non vulnérabilité.

Les principaux revêtements actifs sont :

Revêtements minéraux : Ils sont essentiellement constitués de mortier de ciment, cette protection empêche toute attaque du métal par l'eau.

Revêtements métalliques : Ils sont assurés par des métaux non ferreux en raison de leur caractéristiques électrochimiques, leur potentiel étant plus électronégatif que celui du métal à protéger, dans la pratique, on utilise : le zinc ou l'aluminium.

VII.6.2 Traitement du milieu:

Le traitement du milieu signifie en terme large la modification des facteurs et éléments caractéristiques des milieux environnants de la conduite (eau et sol)

Le traitement est appliqué seulement pour l'eau du fait de la difficulté, voir l'impossibilité de traiter le sol.

VII.6.3 Protection cathodique :

Elle consiste à abaisser le potentiel de la structure à protéger par rapport à l'électrolyte, de sorte que le potentiel soit au-dessous d'un certain seuil fixé pour chaque métal dans un milieu donné. Il y a deux méthodes de protection cathodique :

>Protection cathodique par soutirage de courant (par courant imposé):

Cette méthode consiste, à partir d'une source électrique de courant continue, à relier la conduite à la borne négative de cette source, la borne positive étant accordée à une prise de terre constituée par des vieux rails enterrés dans un milieu humide à environ 100 m de la conduite. Le courant en quittant la pris de terre, regagnera le pole négatif de la source électrique en passant par la conduite et entraînera la dissolution des vieux rails. Ce dispositif permet de protéger efficacement les réseaux toute nature et en présence de courante vagabonds.

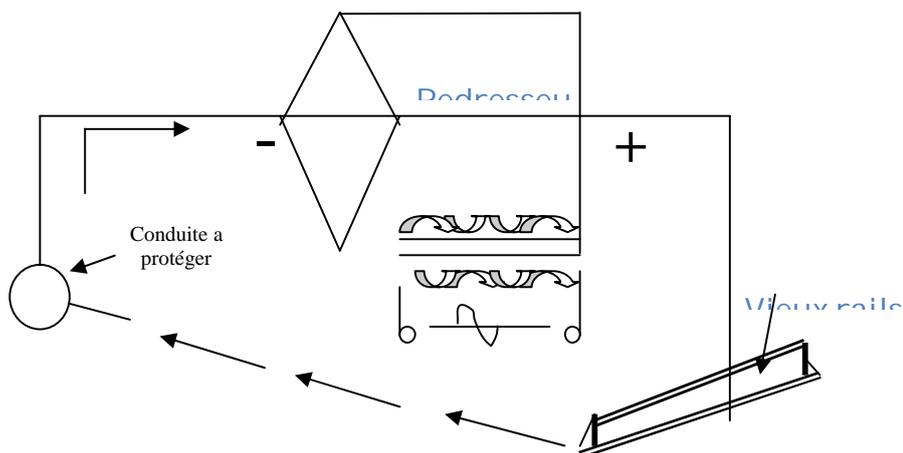


Figure VII-3: schéma de protection par soutirage de courant

>Protection cathodique par anode réactive (sacrificielles):

Il suffit de relier la conduite à une pièce de métal plus électronégatif que le fer (zinc ou magnésium) de façon a former des piles où la conduite d'acier jouera le

rôle d'une cathode. Ce sont des cylindres de 15 à 30 kg, que l'on enfouit dans le sol à 3 mètres environ de la conduite.

Afin d'augmenter le rendement, on entoure l'anode d'une bouillie à base d'argile, colloïdale qui permet d'entretenir autour de l'anode une humidité favorable. Elles sont reliées à la conduite par câble isolé de place en place, on dispose des bornes de contrôle pour vérifier les potentiels

Ce dispositif convient pour la protection de tronçons de petits diamètres et de faible longueur. Il n'est utilisé que dans l'absence des courants vagabonds.

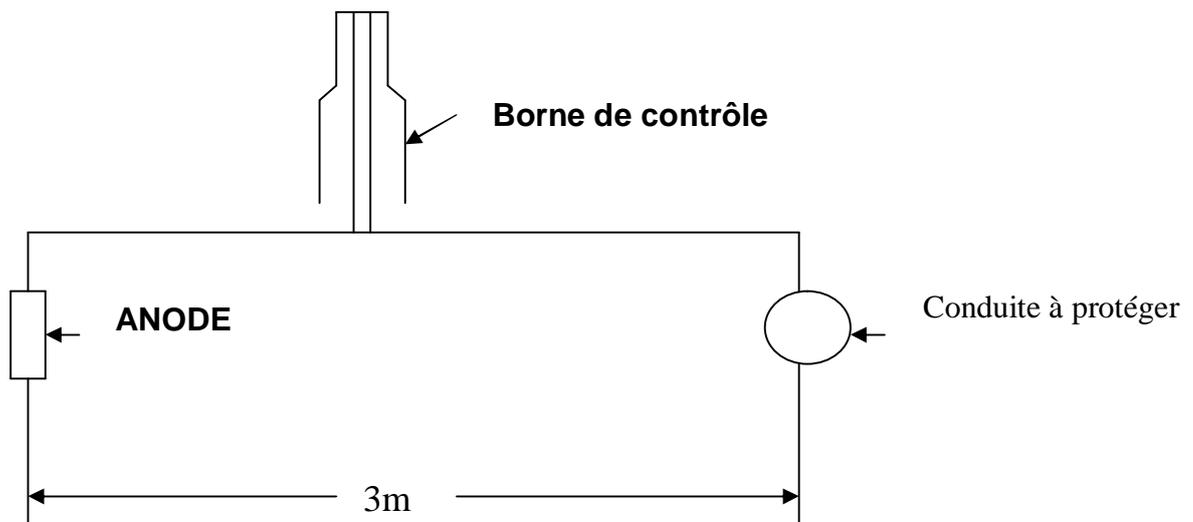


Figure VII-4 : protection cathodique par anode réactive

VII.7 Conclusion :

A fin de protéger notre réseau contre la corrosion, nous optons pour le deuxième mode pour des raisons techniques du fait que notre ville ne présente pas de courant vagabonds et notre conduite a de faible diamètre et pour des raisons économiques car le coût de l'installation du deuxième mode de protection est moins cher que le premier.

Chapitre VIII : La chloration Du réseau

VIII-1 Introduction :

Après réhabilitation du réseau dans les chapitres précédents, nous allons dans ce chapitre voir comment la concentration du chlore est répartie dans le réseau, on partant d'une concentration initiale des trois réservoirs (400 m^3 et 5000 m^3 1000 m^3) et voire si le réseau répond à cette concentration, on gardant une certaine quantité de chlore résiduel qui va arriver au consommateur.

VIII-2 Objectifs de la chloration :

Le chlore a pour but principal la destruction des bactéries grâce à son action microbicide.

VIII-3 Les utilités du chlore dans le réseau d'AEP :

Dans le réseau d'alimentation en eau potable, on utilise soit du chlore gazeux, soit des composés chlorés, mais dans tous les cas le désinfectant est le chlore.

Pour que la stérilisation par le chlore soit efficace, il faut:

- ✓ appliquer le chlore uniformément à toutes les fractions de l'eau traitée;
- ✓ ne jamais interrompre la chloration;
- ✓ déterminer la dose de chlore en fonction des besoins normaux de l'eau traitée;
- ✓ contrôler la chloration de manière à obtenir une eau de consommation qui soit à la fois saine et agréable.

VIII-4 Les paramètres influent sur la désinfection par le chlore :

Les eaux naturelles représentent un milieu complexe contenant en solution de nombreuses substances, dont la plupart sont négligeables, mais dont certaines peuvent aussi avoir une incidence sur la chloration:

- Ø Les solides en suspension peuvent protéger les bactéries contre l'action du chlore.
- Ø Les matières organiques réagissent avec le chlore, dont l'action stérilisante se trouve de ce fait fortement réduite ou même supprimée.
- Ø L'ammoniaque forme avec le chlore des chlora mines, ou chlore résiduel combiné qui possède des propriétés stérilisantes bien inférieures à celles du chlore résiduel libre.
- Ø Il est plus facile de stériliser les eaux de faible alcalinité et de pH faible - c'est-à-dire inférieur à 7,2 environ - que celles dont le pH dépasse 7,6.
- Ø Les nitrites se combinent au chlore libre et peuvent conduire à l'obtention d'une coloration trompeuse dans le test à l'orthotolidine, si celui-ci n'est pas corrigé par l'utilisation de réactif à l'arsénite.
- Ø Le manganèse donne, dans le test à l'orthotolidine, une coloration trompeuse à laquelle on remédie par l'addition d'arsénite.
- Ø Le fer à plus de 1 ppm peut aussi conduire à des résultats erronés du test à l'orthotolidine; on y pare en ajoutant de l'arsénite. De plus, les sels ferreux et manganoux se combinent également avec le chlore libre, augmentant ainsi les quantités de chlore nécessaires pour obtenir la désinfection.
- Ø **Température :** la rapidité microbicide du chlore est proportionnelle à la température de l'eau; par conséquent, toutes choses égales d'ailleurs, la stérilisation par le chlore est plus efficace dans des eaux de température élevée. En revanche, le chlore est plus stable dans l'eau froide, donc subsiste plus longtemps, ce qui compense dans une certaine mesure la lenteur relative de son action.

Ø **Durée de contact** : Le temps pendant lequel le chlore peut réagir avec les constituants de l'eau représente l'un des facteurs les plus importants de la chloration. Il doit être au minimum de 10 à 15 min et de préférence de plusieurs heures, afin que la stérilisation soit efficace mais que la teneur de l'eau livrée aux consommateurs ne soit pas trop élevée en chlore résiduel.

Les conditions nécessaires à une bonne stérilisation de l'eau sont réalisées lorsque la dose de chlore est suffisante pour:

1. réagir avec les matières organiques, l'ammoniaque, le fer, le manganèse et les autres substances réductrices éventuellement présentes dans l'eau ;
2. libérer un excès de chlore résiduel stérilisant ;
3. une fois obtenue la teneur voulue en chlore résiduel, pour parer aux effets nuisibles d'un excès d'alcalinité, d'un déficit des températures de l'eau ou d'un temps de contact trop bref.

VIII-5 Le principe de la stérilisation par le chlore résiduel libre :

Le principe de la stérilisation par le chlore résiduel libre consiste à appliquer une dose de chlore suffisante pour oxyder toutes les matières organiques, le fer, le manganèse et autres substances réductrices présentes dans l'eau à traiter, ainsi que l'ammoniaque libre présente dans l'eau brute, de manière que le chlore finalement en excès soit du chlore actif libre plutôt que du chlore combiné ou des chlora mines, qui sont moins actifs.

On atteint ce résultat en introduisant dans l'eau des doses croissantes de chlore, jusqu'à ce que le dosage à l'orthotolidine et à l'arsénite révèle que le chlore résiduel est libre et non combiné.

VIII-6 Les autres moyens de désinfection :

VIII-6-1 Le brome :

Le brome est parfois utilisé à très petite échelle pour la stérilisation de l'eau de piscine dans les circuits de réutilisation, mais il n'est pas toujours facile de se le procurer à l'état liquide dans le commerce, et on manque souvent d'installations spéciales pour le stocker et s'en servir en toute sécurité

VIII-6-2 L'ozone :

L'ozone est utilisé en Europe depuis de nombreuses années comme désinfectant; outre son pouvoir stérilisant, il permet de bien débarrasser l'eau traitée des goûts et odeurs désagréables.

Il faut le préparer au fur et à mesure des besoins; on l'obtient par condensation d'une partie de l'oxygène atmosphérique ($O_2 \rightarrow O_3$), en faisant circuler de l'air sec et soigneusement filtré entre des électrodes mises sous haute tension, dans des appareils à plaques ou dans des instruments tubulaires.

Le traitement par l'ozone est une excellente méthode de stérilisation de l'eau et de suppression des goûts et des odeurs. Malheureusement, le prix de revient de l'équipement est beaucoup plus élevé que celui des installations équivalentes de stérilisation par le chlore; le coût de l'énergie électrique nécessaire à la production d'ozone est sensiblement le même que celui des doses équivalentes de chlore liquide. En outre, l'installation était d'un fonctionnement et d'un entretien délicats, notamment les appareils de dessiccation et de filtration de l'air.

VIII-6-3 Rayons ultraviolets :

Les rayons ultraviolets sont utilisés dans quelques petites installations, mais il faut que l'eau à stériliser soit parfaitement claire et que les lampes soient toujours propres. De plus, une concentration de fer en solution, si faible soit-elle, absorbe les rayons ultraviolets, même si l'eau est transparente à la lumière naturelle.

Les installations sont coûteuses.

VIII-7 Calcule de la concentration du chlore résiduel dans le réseau :

Nous allons le calcule de la concentration du chlore résiduel dans les nœuds pour les différents horizons (actuel, 2015, 2023, 2026, 2030) et ca dans le cas ou la consommation est faible pour avoir des vitesses les plus faible au cours de la journée en partant d'une concentration initial des deux réservoirs de 2 mg/l.

Les résultats de la simulation sont représentés dans le Tableau N° VII-1 :

Tableau N° VIII-1 : variation du chlore dans les conduites.

N0 du conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Concentration (Calculer) (mg/L)
P-1	86,37	352,6	99,04	1,01	0,4
P-2	145,06	63,8	4,86	1,52	0,4
P-3	304,54	176,2	35,64	1,46	0,4
P-4	325,02	53,6	0,76	0,34	0,4
P-5	295,56	110,2	14,7	1,54	0,4
P-6	750,19	110,2	16,86	1,77	0,4
P-7	114,82	110,2	16,75	1,76	0,4
P-8	43,78	63,8	3,79	1,19	0,4
P-9	407,84	79,2	12,85	2,61	0,4
P-10	342,51	79,2	6,91	1,4	0,4
P-11	595,99	63,8	3,96	1,24	0,4
P-12	243,39	79,2	4,44	0,9	0,4
P-13	473,94	79,2	4,8	0,97	0,4
P-14	168,86	220,4	24,85	0,65	0,4
P-15	324,93	110,2	9,16	0,96	0,4
P-16	245,37	110,2	9,07	0,95	0,4
P-17	448,6	110,2	-7,94	0,83	0,4
P-18	290,96	110,2	20,51	2,15	0,4
P-19	235,32	96,8	14,95	2,03	0,4
P-20	618,21	63,8	4,52	1,41	0,4

Suite de Tableau N° VIII-1 : variation du chlore dans les conduites.

N0 du conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Concentration (Calculer) (mg/L)
P-21	195,79	63,8	4,5	1,41	0,4
P-22	736,46	63,8	4,98	1,56	0,4
P-23	137,79	79,2	6,3	1,28	0,3
P-24	53,29	79,2	-0,3	0,06	0,4
P-25	96,43	63,8	5,76	1,8	0,3
P-26	178,6	63,8	0,42	0,13	0,3
P-27	144,11	96,8	12,32	1,67	0,4
P-28	101,75	79,2	2,37	0,48	0,3
P-29	185,89	76,2	3,17	0,7	0,4
P-30	879,22	79,2	7,77	1,58	0,3
P-31	158,07	176,2	40,49	1,66	0,4
P-32	979,65	79,2	7,56	1,53	0,4
P-33	1449,34	63,8	2,85	0,89	0,3
P-34	1163,45	79,2	1,24	0,25	0,3
P-35	285,19	141	12,51	0,8	0,4
P-36	220,1	141	10,02	0,64	0,4
P-37	535,97	96,8	-3,77	0,51	0,4
P-38	262,64	141	12,06	0,77	0,4
P-39	304,76	79,2	2,3	0,47	0,4
P-40	175,6	96,8	6,11	0,83	0,3
P-41	233,9	60	2,33	0,82	0,3
P-42	203,04	60	-1,33	0,47	0,3
P-43	116,54	63,8	-0,59	0,18	0,3
P-44	124,47	141	16,72	1,07	0,4
P-45	128,52	79,2	5,85	1,19	0,4
P-46	155	79,2	1,53	0,31	0,4
P-47	56,53	96,8	-8,97	1,22	0,4
P-48	29,19	141	-13,48	0,86	0,4
P-49	88,95	141	15,81	1,01	0,4
P-50	89,1	96,8	3,67	0,5	0,4
P-51	159,87	79,2	3,05	0,62	0,4
P-52	29,53	96,8	-2,12	0,29	0,4
P-53	53,22	96,8	-9,31	1,27	0,4
P-54	114,67	352,6	47,06	0,48	0,4
P-55	320,64	352,6	41,35	0,42	0,4

Suite de Tableau N° VIII-1 : variation du chlore dans les conduites.

N0 du conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Concentration (Calculer) (mg/L)
P-56	308,26	110,2	4,45	0,47	0,4
P-57	73,98	63,8	1,2	0,38	0,4
P-58	156,59	79,8	-0,07	0,01	0,3
P-59	131,28	63,8	-3,07	0,96	0,4
P-60	93,58	110,2	4,31	0,45	0,4
P-61	75,96	79,2	3,01	0,61	0,4
P-62	203,78	63,8	-2,01	0,63	0,4
P-63	93,45	110,2	3,54	0,37	0,4
P-64	228,84	79,2	1,65	0,33	0,3
P-65	268,08	110,2	5,53	0,58	0,3
P-66	45,7	79,2	2,84	0,58	0,3
P-67	398,74	79,2	3,94	0,8	0,4
P-68	145,44	63,8	-1,84	0,58	0,3
P-69	134,53	110,2	1,34	0,14	0,4
P-70	39,2	176,2	6,63	0,27	0,4
P-71	158,41	79,2	-4,84	0,98	0,3
P-72	203,78	63,8	0,37	0,12	0,3
P-73	109,15	63,8	0,19	0,06	0,3
P-74	77,62	63,8	0,86	0,27	0,3
P-75	165,89	176,2	16,56	0,68	0,4
P-76	130,05	110,2	6,73	0,71	0,4
P-77	185,47	176,2	-18,26	0,75	0,4
P-78	401,36	110,2	6,95	0,73	0,4
P-79	115,94	79,2	4,24	0,86	0,4
P-80	99,1	63,8	5,73	1,79	0,4
P-81	173,19	63,8	4,68	1,46	0,3
P-82	645,67	79,2	2,36	0,48	0,3
P-83	180,13	63,8	-6,01	1,88	0,3
P-84	123,24	63,8	5,57	1,74	0,3
P-85	213,69	352,6	35,74	0,37	0,4
P-86	59,48	79,2	0,62	0,13	0,4
P-87	61,21	79,2	2,57	0,52	0,4
P-88	77,21	53,6	0,31	0,14	0,4
P-89	125,98	79,2	2,07	0,42	0,4
P-90	391,76	63,8	0,49	0,15	0,3

Suite de Tableau N° VIII-1 : variation du chlore dans les conduites.

N0 du conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Concentration (Calculer) (mg/L)
P-91	200,33	63,8	1,53	0,48	0,4
P-92	165,1	63,8	2,32	0,73	0,4
P-93	268,2	63,8	1,66	0,52	0,4
P-94	20,89	352,6	24,26	0,25	0,4
P-95	312,52	63,8	1,63	0,51	0,4
P-96	178,63	110,2	1,53	0,16	0,3
P-97	458,41	79,2	0,63	0,13	0,3
P-98	93,01	79,2	8,95	1,82	0,4
P-99	147,52	79,2	7,9	1,6	0,3
P-100	365,12	63,8	0,69	0,22	0,3
P-101	172,87	53,6	0,27	0,12	0,3
P-102	732,97	110,2	5,97	0,63	0,4
P-103	71,7	63,8	0,18	0,06	0,3
P-104	73,38	63,8	2,87	0,9	0,3
P-105	262,3	63,8	2,75	0,86	0,3
P-106	39,72	53,6	2,13	0,94	0,3
P-107	871,2	79,2	0,52	0,11	0,3
P-108	119,05	141	7,69	0,49	0,4
P-109	216,95	63,8	0,39	0,12	0,4
P-110	109,53	63,8	2,79	0,87	0,3
P-111	161,25	63,8	0,39	0,12	0,3
P-112	161,05	63,8	2,88	0,9	0,3
P-113	254,22	110,2	2,97	0,31	0,4
P-114	314,62	352,6	58,19	0,6	0,4
P-115	389,32	277,6	50,45	0,83	0,4
P-116	141,12	79,2	3,75	0,76	0,4
P-117	83,54	79,2	3,75	0,76	0,4
P-118	193,66	110,2	3,45	0,36	0,3
P-119	250,07	79,2	2,23	0,45	0,3
P-120	251,96	110,2	6,21	0,65	0,3
P-121	38,11	79,2	1,91	0,39	0,3
P-122	379,68	79,2	2,25	0,46	0,3
P-123	190,27	79,2	2,25	0,46	0,3
P-124	325	79,2	1,55	0,31	0,3
P-125	76,01	79,2	1,55	0,31	0,3

Suite de Tableau N° VIII-1 : variation du chlore dans les conduites.

N0 du conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Concentration (Calculer) (mg/L)
P-126	25,87	63,8	0,46	0,14	0,3
P-127	15,59	63,8	0,46	0,14	0,3
P-128	33,73	63,8	2,53	0,79	0,4
P-129	309,44	63,8	2,53	0,79	0,4
P-130	257	79,2	1,46	0,3	0,3
P-131	353,53	79,2	1,46	0,3	0,3
P-132	450,27	79,2	2,61	0,53	0,3
P-133	145,32	79,2	2,61	0,53	0,3
P-134	624,27	79,2	2,45	0,5	0,3
P-135	122,88	79,2	2,45	0,5	0,3
P-136	433,36	176,2	27,65	1,13	0,4
P-137	252,64	176,2	21,87	0,9	0,4
P-138	103,75	176,2	21,87	0,9	0,4
P-139	141,09	63,8	0,73	0,23	0,3
P-140	39,81	79,2	0,73	0,15	0,3
P-141	177,02	79,2	0,39	0,08	0,3
P-142	130,18	79,2	0,39	0,08	0,3
P-143	300,31	63,8	0,43	0,13	0,3
P-144	74,92	110,2	10,7	1,12	0,4
P-145	49,26	141	13,4	0,86	0,4
P-146	63,09	141	13,4	0,86	0,4
P-147	256,63	63,8	1,48	0,46	0,3
P-148	281,56	79,2	7,64	1,55	0,3
P-149	214,37	79,2	7,64	1,55	0,3
P-150	140,37	79,2	2,81	0,57	0,3
P-151	135,55	79,2	2,81	0,57	0,3
P-152	142,91	79,2	4,7	0,95	0,3
P-153	52,42	79,2	4,7	0,95	0,3
P-154	229,88	63,8	6,58	2,06	0,3
P-155	286,51	79,2	1,46	0,3	0,3
P-156	90,35	79,2	1,46	0,3	0,3
P-157	482,6	79,2	1,57	0,32	0,3
P-158	78,4	79,2	1,57	0,32	0,3
P-159	221,7	79,2	1,25	0,40	0,3
P-160	55,91	79,2	1,01	0,51	0,3

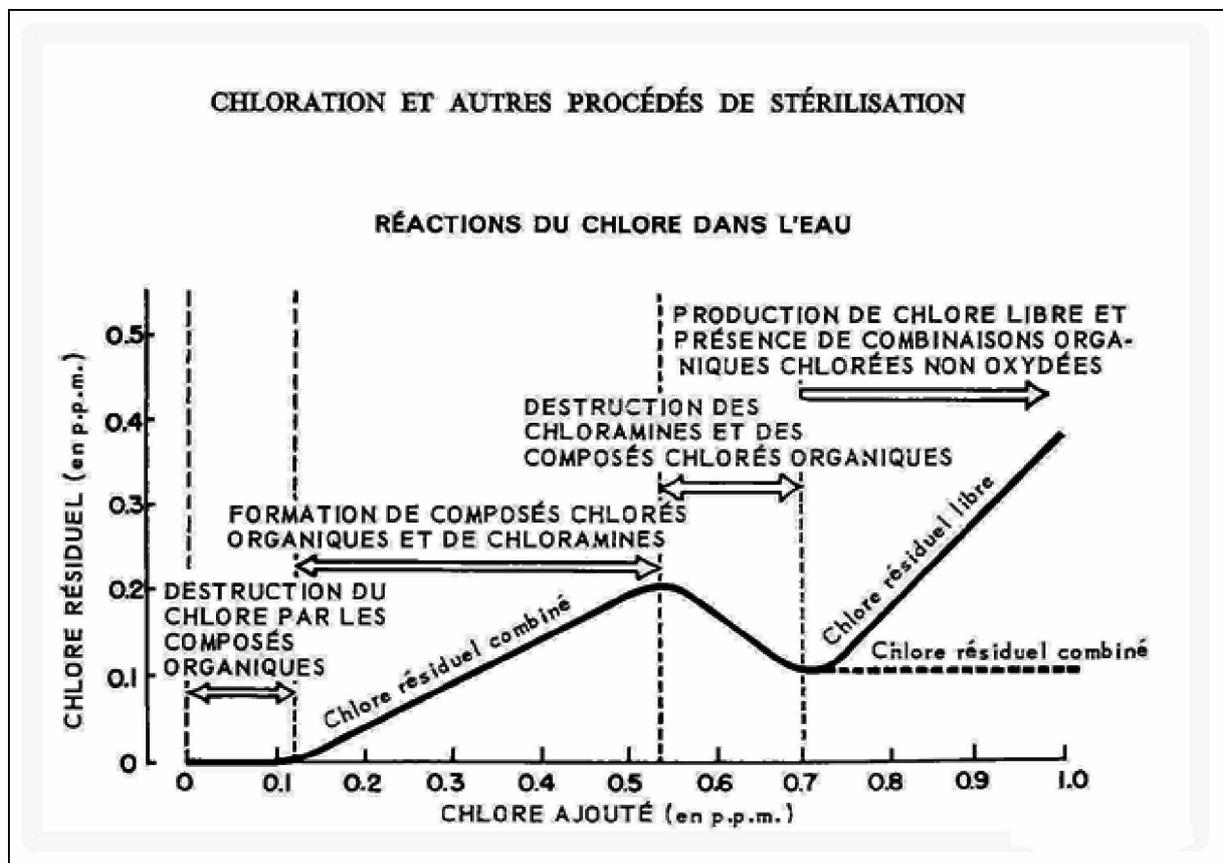
Remarque :

On remarque que

- ∅ Il y'a des nœuds que le chlore ne peut pas les atteindre et malgré ça on augmente la concentration dans les deux réservoirs.
- ∅ La concentration du chlore résiduel dans les nœuds augmente au fur des années à cause de l'augmentation des vitesses dans les conduites.

VIII-8 Conclusion :

L'importance de garder une certaine quantité du chlore résiduel dans le réseau est très importante pour la qualité de l'eau potable, mais elle est très défavorable voire dangereuse, si on dépasse les normes de concentration sanitaire pour la santé de la population, c'est pour ça, il faut prendre part à cette étape pour choisir la concentration voulue. Le diagramme suivant présente le comportement du chlore résiduel en fonction du chlore ajouté dans l'eau.



- la variation du chlore dans le réseau est représentée dans la planche N°04 et l'annexe N° 05

Chapitre IX : Protection et Sécurité de travail

IX.1 Introduction :

Les problèmes et les accidents du travail qui en découlent ont une grande incidence sur le plan financier, sur le plan de la protection et surtout sur le plan humain. C'est la raison pour la quelle un certain nombre de dispositions doivent être prises afin de permettre aux travailleurs d'exercer leur profession dans les bonnes conditions.

Donc la sécurité du travail est l'une des principales conditions pour le développement, elle peut devenir dans certains cas une obligation contraignante.

L'essentiel objectif de la sécurité d'un travail sera la diminution de la fréquence et la gravité des accidents dans les chantiers, d'où le domaine hydraulique couvre un large éventuel lors de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, différentes phases d'exécution des travaux sont effectués tel que :

Ø Travaux d'excavation et de terrassements (pose des conduites, implantation des réservoirs de stockage, station de pompage etc.).

Ø Réalisation d'un forage (creusement, équipement, essai de pompage et protection).

Ø Travaux de construction (génie civil).tel que le bétonnage, ferrailage et autre phase de réalisation concerne l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage, pour cela il faut que les ingénieurs hydrauliciens doivent résoudre tous les phénomènes qui concernent la sécurité et la protection du travail dans leur études, suivies, exécution des projets réels dans le domaine hydraulique et génie civil.

IX.2 Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :

Généralement les accidents de travail imputables à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

IX.2.1 Facteurs humains :

Ø Manque de contrôle et négligence ;

Ø La fatigue des travailleurs, agent de maîtrise et les responsables ;

Ø Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux ;

Ø Erreurs de jugement ou de raisonnement ;

Ø Suivre un rythme de travail inadapté.

IX.2.2 Facteurs matériels :

- ØOutillage, engins, et machines de travail ;
- ØNature des matériaux mis en œuvre ;
- ØLa difficulté posée lors de l'exécution du travail ;
- ØLes installations mécaniques et électriques.

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement ouvert, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations, etc.)

IX.2.3 Liste des conditions dangereuses :

- ØInstallations non protégées ;
- ØInstallations mal protégées ;
- ØOutillages, engins et machines en mauvais état ;
- ØProtection individuelle inexistante ;
- ØDéfaut dans la conception, dans la construction ;
- ØMatières défectueuses ;
- ØStockage irrationnel ;
- ØMauvaise disposition des lieux ;
- ØEclairages défectueux ;
- ØFacteurs d'ambiance impropres ;
- ØConditions climatiques défavorables.

IX.2.4 Liste des actions dangereuses :

- ØIntervenir sans précaution sur des machines en mouvement ;
- ØIntervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension ;
- ØAgir sans prévenir ou sans autorisation,
- ØNeutraliser les dispositifs de sécurités ;
- ØNe pas utiliser l'équipement de protection individuelle ;
- ØMauvaise utilisation d'un outillage ou engin ;
- ØImportance durant les opérations de stockage ;
- ØAdopter une position peu sûre ;
- ØTravailler dans une altitude inappropriée ;
- ØSuivre un rythme de travail inadapté ;
- ØPlaisanter ou se quereller.

IX.3 Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :

IX.3.1 Protection individuelle :

Pour mieux protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gants, chaussures, lunette protectrice etc.)

IX.3.2 Autres protections :

Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins). Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.

Climatisation des surcharges en bordure des fouilles.

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

IX.3.3 Protection collective :

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

Ø Application stricte des règlements de sécurité.

Ø Affectation rigoureuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.

IX.3.4 Engin de levage :

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

Ø Affecter du personnel compétent.

Ø Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.

Ø Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

IX.3.4 Appareillage électrique :

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

IX.4 Conclusion :

Comme l'environnement de travail contribue au développement et à une bonne gestion et exploitation des ouvrages, il est impératif de savoir les causes des accidents et éviter les actions dangereuses. Ainsi donc on peut gagner sur le plan financier et offrir une meilleure condition de travail pour les personnels et une bonne performance de fonctionnement des ouvrages. Dans le chapitre qui suit, nous allons parler de la gestion du réseau d'alimentation en eau potable.

Chapitre X : Gestion du réseau D'AEP

X.1 Introduction :

A l'heure où la préservation des ressources en eau est devenue un enjeu partagé par l'ensemble de la population, la promotion des économies d'eau et la maîtrise des prélèvements deviennent indispensables, notamment dans le domaine de l'alimentation en eau potable où la dégradation de certains équipements devient parfois génératrice d'importants gaspillages. Le patrimoine constitué par les réseaux d'eau potable est le résultat des investissements réalisés par les collectivités publiques depuis de très nombreuses années. Au-delà de leur maintenance, il s'agit aujourd'hui d'assurer le renouvellement des canalisations de la manière la plus pertinente.

X.2 But de la gestion :

La gestion des systèmes d'A.E.P a pour buts :

- Ø D'assurer la pérennité des ouvrages par des opérations de conservation,
- Ø D'assurer l'entretien courant des réseaux et des ouvrages mécaniques par des interventions de nettoyage, et de maintenance,
- Ø L'exploitation par la régulation des débits et la synchronisation : relevage, traitement, stockage et distribution...

X.3 Pérennité des ouvrages :

L'objectif primordial de tous gestionnaires est sans nul doute d'assurer la pérennité des tous les ouvrages (d'adduction, stockage, distribution) pour augmenter leurs durées de vie. Pour atteindre cette objectif, un bon gestionnaire doit tenir compte les paramètres suivant :

Ø Faire une étude sérieuse sur le régime transitoire en dimensionnant parfaitement le réservoir anti-bélier et en faisant un bon dimensionnement mécanique ;

Ø Tenir compte de la protection contre la corrosion dans le cas des conduites en acier même si le sol n'est pas agressif ;

Ø Faire un mode de remplissage par un dixième de débit pour le mise en fonctionnement du réseau de distribution ;

Ø Prévoir une arrivé par le font pour le remplissage du réservoir de stockage pour pallier au problème de l'entartrage.

X.4 Entretien du réseau :

X.4.1 Lutte contre l'entartrage :

L'entartrage dans le réseau est généralement causé par :

- Ø Une baisse ou élévation de température ;
- Ø Une variation des vitesses dans les tronçons ;
- Ø Une stagnation d'eau dans le réseau.

Pour lutter contre ce phénomène, il ya lieu :

Ø Soit d'injecter de poly phosphate (2 mg/l) qui constitue un traitement préventif ;

Ø Soit de choisir une arrivée par le bas où le font de la tuyauterie dans la cuve du réservoir.

Pour le cas de notre projet d'étude, comme la source est souterraines, il est donc impératif d'ajuster le PH de l'eau à la sortie des forages où les filtres au niveau dev la station de dessalement pour stabiliser l'eau afin de pallier à un éventuel dépôt de carbonate de calcium dans les ouvrages de stockage ainsi que dans le réseau de distribution.

X.4.2 Exploitation :

La bonne conduite de l'exploitation d'un réseau d'A.E.P permet de réduire les risques de défaillance des équipements et des installations ; réduire ainsi les coûts de remise en état. L'exploitant est tenu alors d'accomplir avec rigueur des tâches nombreuses telles que :

- Ø Le maintien en bon état des équipements ;
- Ø Les visites de contrôle du fonctionnement des équipements et des installations,
- Ø Les opérations d'entretien systématique liées au fonctionnement quotidien des installations ainsi que les interventions de première urgence,
- Ø Les mesures quotidiennes notamment les relevés des paramètres d'exploitation, les analyses, la signalisation des défauts, et les mesures du rendement.

X.4.3 La surveillance :

La surveillance d'un ouvrage a pour but essentielle de connaître et si possible de prévenir toute dégradation afin de le maintenir en bon état et le rendre ainsi apte à remplir ses fonctions.

X.4.4 La maintenance :

La maintenance regroupe les actions de dépannage, de révision et de vérification périodiques des équipements et des installations.

Il existe différentes façons d'organiser les actions de maintenance :

Ø Maintenance préventive attitude dictée par des exigences de sûreté de fonctionnement:

-Systématique : effectuée selon un échancier établi à partir d'un temps d'usage ou d'un nombre d'unités d'usage ;

-Conditionnelle : réalisée à la suite d'une analyse révélatrice de l'état de dégradation de l'équipement.

Ø Maintenance corrective, effectuée après défaillance, attitude fataliste consistant à attendre la panne pour procéder à une intervention :

-Palliative : dépannage provisoire de l'équipement, permettant à celui-ci d'assurer tout ou une partie d'une fonction requise ; il doit toutefois être suivi d'une action curative dans les plus brefs délais ;

-Curative : remise en l'état initial d'un équipement ou d'une installation à la suite d'une défaillance.

La mise en œuvre d'une maintenance curative efficace nécessite :

-Une parfaite connaissance des installations (fiche technique, catalogue des pièces de rechange etc.).

-Du personnel qualifié.

X.5 La gestion patrimoniale :

La qualité de la gestion patrimoniale impacte la performance du service sur trois thèmes principaux, où il apparaît que la gestion du réseau est indissociable de celle de la ressource et des installations de traitement :

La qualité de l'eau distribuée,

La continuité du service,

La préservation quantitative des ressources en eau.

En matière de qualité de l'eau distribuée, les objectifs doivent bien sûr être les mêmes dans tous les services : assurer en permanence au consommateur une eau conforme à la réglementation sanitaire. Même si l'eau qui y est introduite est parfaitement conforme, le réseau de distribution peut être à l'origine de non conformités (couleur, plomb, bactériologie...).

En effet, les interactions entre la qualité et les caractéristiques de l'eau à la sortie de l'installation de traitement, la nature des canalisations, le temps de séjour de l'eau dans le réseau constituent une problématique complexe, pouvant être responsable de la dégradation de la qualité de l'eau du fait de : corrosion interne, dissolution de matériaux en contact avec l'eau etc.....

En effet, l'état des canalisations ne dépend pas seulement de leur âge mais d'un grand nombre de facteurs d'environnement (corrosivité de l'eau et du sol, trafic, pressions) et de caractéristiques de la canalisation elle-même (matériaux, conditions de pose).

Par ailleurs il semble impossible de fixer dans ce domaine un objectif de performance uniforme pour tous les services d'eau : les enjeux économiques comme les attentes des clients sont particulièrement contrastés d'un service à l'autre dans ce domaine, une rupture temporaire d'alimentation ayant évidemment des conséquences économiques et sociales très différentes suivant qu'elle affecte un hôpital ou une maison secondaire, une habitation isolée ou une ville entière.

X.5.1 La préservation de la ressource en eau :

Elle est aussi impactée par les politiques de gestion patrimoniale au travers des pertes en eau du réseau, mesurées par son rendement global.

X.5.2 L'influence du milieu environnant les conduites :

L'influence du milieu environnant sur les conduites varie fortement en fonction de la localisation et du contexte des collectivités étudiées. C'est là un premier facteur déterminant le caractère local de la problématique de la gestion patrimoniale des réseaux.

De multiples facteurs interviendront, ainsi :

- Ø La présence de nappes phréatiques ;
- Ø Les mouvements de terrain ;
- Ø Les charges du trafic et du poids des terres transmises aux conduites
- Ø La qualité des remblais et des travaux de compactage des sols.
- Ø Les désordres liés aux butées lorsqu'elles sont mal placées et mal dimensionnées ;
- Ø Les mouvements de déstabilisation des sols causés par la pose, le remplacement ou les interventions d'entretien d'autres réseaux techniques ou par des travaux de voirie ;
- Ø La présence de courants vagabonds générés par des installations électriques ;
- Ø Les variations de températures, par les effets de dilatation ou contraction des conduites liés aux effets mécaniques du gel des sols puis du dégel ;
- Ø L'agressivité naturelle de certains terrains qui peuvent induire des phénomènes de corrosion externe ;
- Ø La présence dans le terrain de produits corrosifs ou chimiques.

X.6 Les effets des caractéristiques physico-chimiques de l'eau transportée :

Les désordres engendrés par la qualité de l'eau peuvent être liés soit à un problème d'équilibre calco-carbonique, soit à un problème de corrosivité d'une eau à l'équilibre (chlorures, sulfates, température...).

Ces désordres peuvent être très divers :

- Phénomènes d'eaux rouges ou noires liés à des problèmes de Fer ou Manganèse ;
- Corrosion interne ;
- Corrosion bactérienne ;
- Attaques des soudures et joints matés au plomb...

La prévention de ces désordres passera par des actions de traitement de l'eau, et en particulier par la remise à l'équilibre des eaux.

X.7 Les effets des paramètres hydrauliques du fonctionnement des réseaux :

Un débit insuffisant peut faciliter la formation des dépôts dans les canalisations.

Une pression trop faible posera des problèmes pour l'alimentation des points hauts mais n'engendrera pas de casses au niveau des conduites. En revanche, une pression trop forte provoquera des fuites et des casses au niveau des points les plus fragiles du réseau.

Les variations brusques de débit engendreront, elles, des coups de bélier générateurs de fatigue progressive des tuyaux, d'endommagement des joints, voire de casses.

L'entretien et la maintenance régulière des organes régulateurs de pression constituent donc des tâches essentielles pour la préservation du patrimoine « réseau d'eau potable ». Elles vont avoir un impact positif sur la durée de vie des infrastructures.

Enfin le temps de séjour de l'eau, déterminé par le dimensionnement et le fonctionnement hydraulique du réseau, dégradera la qualité de l'eau s'il est trop élevé. Il sera alors nécessaire de modifier la configuration du réseau (abandon de conduites, sectorisation...) pour atteindre des temps de séjour acceptables en tout point du réseau. Ce type d'intervention sur le patrimoine peut être d'une grande ampleur et d'une certaine complexité lorsqu'il s'agit de corriger une longue évolution historique d'un réseau.

X.8 Les outils de suivi de la qualité de l'eau en réseau :

Ces outils ont pour but de caractériser la dégradation de la qualité de l'eau du fait :

Des conduites en elles-mêmes (corrosion) ;

D'un problème de conception du réseau (surdimensionnement du diamètre, longueur des conduites pour un nombre limité de branchements...) entraînant un temps de séjour trop élevé synonyme d'encrassement important.

Ce type de démarche est basé sur des campagnes de prélèvements et d'analyse des eaux, en différents points d'un réseau, et en différentes conditions. Ainsi l'analyse et la comparaison des résultats obtenus avec des prélèvements à fort et à faible débit permettent de localiser les zones où il y a problème d'encrassement ou de corrosion des conduites.

X.9 Surveillance courant des adductions et du réseau :

Les travaux d'entretien doivent garantir à la fois la salubrité et le rendement des réseaux.

L'entretien courant concerne tous les appareils de fontainerie qui doivent être visités périodiquement.

Parmi les principaux travaux d'entretien il y'a lieu de citer la détection de fuite d'eau et la désincrustation des canalisations.

Pour l'exploitant la première tâche est de suivre le fonctionnement des adductions et des réseaux. Cette surveillance systématique s'appuie sur les observations faites lors de l'entretien courant des ouvrages et sur l'interprétation des opérations faites à l'occasion des travaux de réparation.

Les opérations d'inspection et d'entretien devant être effectuées au niveau du réseau sont :

Ø Contrôles mensuels

Il concerne :

- Le tracé des conduites d'adduction : le but est de rechercher les affaissements éventuels, les écoulements d'eau, les travaux à proximité des conduites,
- Les ouvrages en ligne : il s'agit de vérifier leur état, l'étanchéité de la fermeture des trappes de regard et des portes,
- Les ouvrages de croisement.

Ø Contrôles semestriels

Il concerne :

- Les réducteurs de pression, soupapes de sécurité et d'aération,
- Les conduites et organes de robinetterie.

Ø Contrôles annuels

Il concerne :

- Les organes de sectionnement, dispositif de protection contre les ruptures de conduites (fonctionnement, état, étanchéité, accessibilité, position, position, etc.),
- Les réducteurs de pression, soupape de sécurité, et d'aération, fonctionnement étanchéité,
- Les bouches d'incendie : fonctionnement, état, vidange, plaques indicatrices, présence de clé et de tuyau de prise,

-Les conduites : étanchéité, nettoyage, en particulier des tronçons secondaires et ceux en bout du réseau, capacité de transit des conduites d'adduction et principales (mesure de débit et pression).

X.10 Lutte contre le vieillissement des réseaux :

Quelque soit la nature du terrain de la pose, les conduites d'adduction gravitaire ou par refoulement, aussi bien que celles de distribution, 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.

Cependant diverses méthodes sont employées pour protéger les conduites contre le vieillissement.

X.11 Conclusion :

Pour assurer une bonne gestion du réseau de distribution, il faut que ce dernier soit bien conçu, en respectant les diverses normes et les conditions de pose des conduites et d'équiper le réseau de différents organes et accessoires. Le sous dimensionnement où le surdimensionnement d'un réseau aura une conséquence démesurée sur la gestion de ce dernier. Par ailleurs, il est conseillé de prendre de mesure préventive pour lutter efficacement contre les dépôts et l'entartrage qui réduisent considérablement la durée de vie des réseaux.

CONCLUSION GENERALE :

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 désordres » sont à l'origine de ces dégradations. Ils sont d'origine interne (matériau, diamètre, la résistance à la compression de matériau,...), externe (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 de notre zone d'étude, le vieillissement et sans cortège de symptômes caractéristiques comme : un nombre élevé des interventions sur le réseau une augmentation des pertes de charge, des plaintes concernant la qualité de l'eau sont également observés.

L'étude de réseau de notre zone d'étude a permis d'identifier les spécificités suivantes :

- il n'existe pas encore des compteurs individuels chez tous les consommateurs ;
- sous dimensionnement de réseau ;
- des pertes de l'eau sur le réseau s'élèvent à 40 % ;
- les conduites de service à l'intérieur de la ville forment comme les artères principales, des petites mailles en traversant par endroits les immeubles ;
- malgré la réhabilitation du réseau en 2004, il en reste des tronçons nécessitant un renouvellement immédiat.

De plus, nous avons constaté également que le nombre de la population à presque doublé à l'horizon d'étude (2040). Pour remédier à ce phénomène, et après avoir diagnostiqué le réseau existant. Nous avons, projeté une nouvelle conception du réseau pour pallier aux éventuels déficits.

BIBLIOGRAPHIE

-DUPONT, A. :

Hydraulique urbaine (tomme II).

Édition Seyroles, Paris 1988.

-LYONNAISE DES EAUX :

Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau potable et de
l'assainissement

Edition Eyrolles, Paris 1978.

-SALAH. B :

Cours d'alimentation en eau potable

Edition ENSH, Soumaa 1994.

- Association Générale des Hygiénistes et Techniciens Municipaux

les canalisations d'eau et de gaz –corrosion, dégradation et protection

Edition Technique et documentation (Lavoisier). Paris 1987.

-BONIN J :

Hydraulique urbaine appliquée en agglomération de petite et moyenne

Importance

Editions Eyrolles par 1986

-A. AYADI, B.SALAH, M.MOUSSAOUI :

COLLOQUE MEDETERRANEEN EAU - ENVIRONNEMENT

Edition ENSH, Soumaa 2000

-FRANCOIS Valiron :

"Gestion des eaux"

Edition : Ecole nationale des ponts et chaussées 1989.

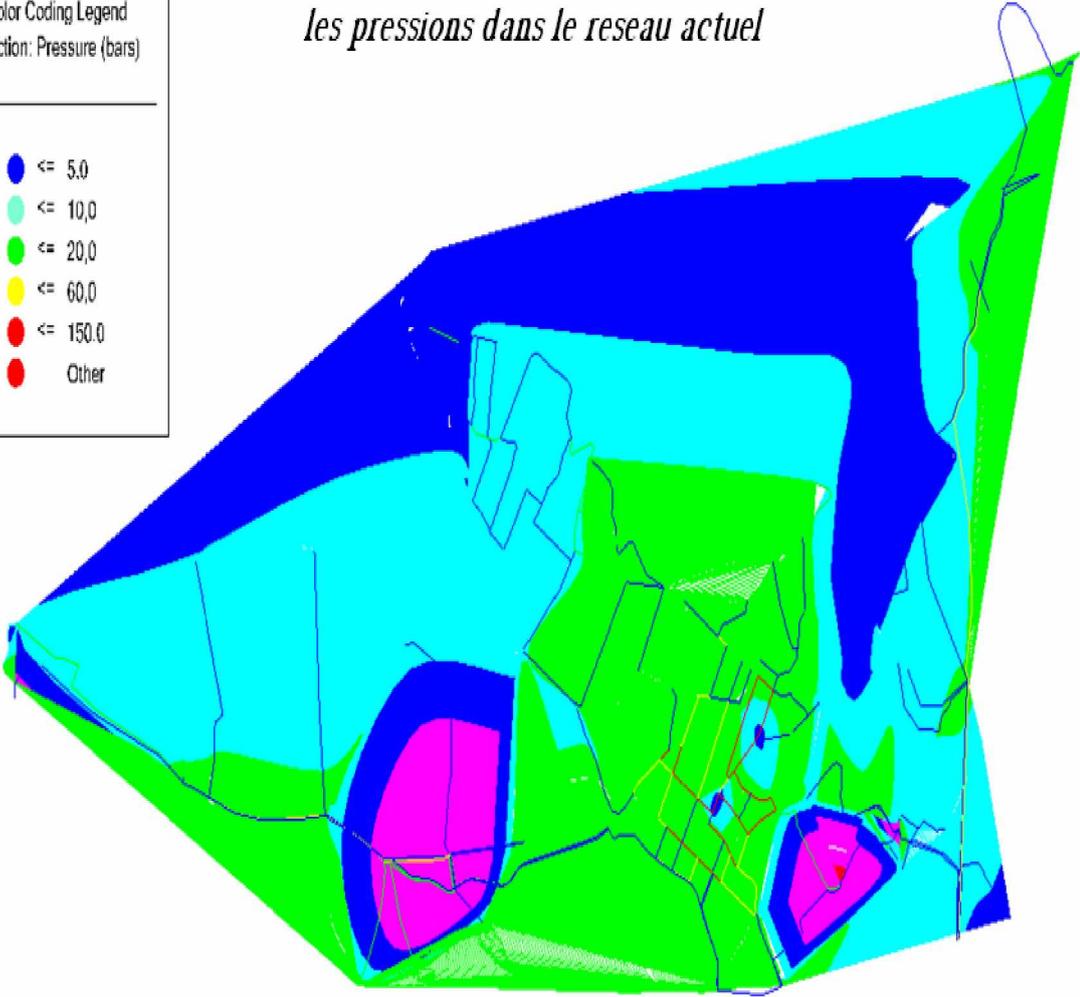
ANNEXES

ANNEXE N:1

Color Coding Legend
Junction: Pressure (bars)

●	<= 5.0
●	<= 10.0
●	<= 20.0
●	<= 60.0
●	<= 150.0
●	Other

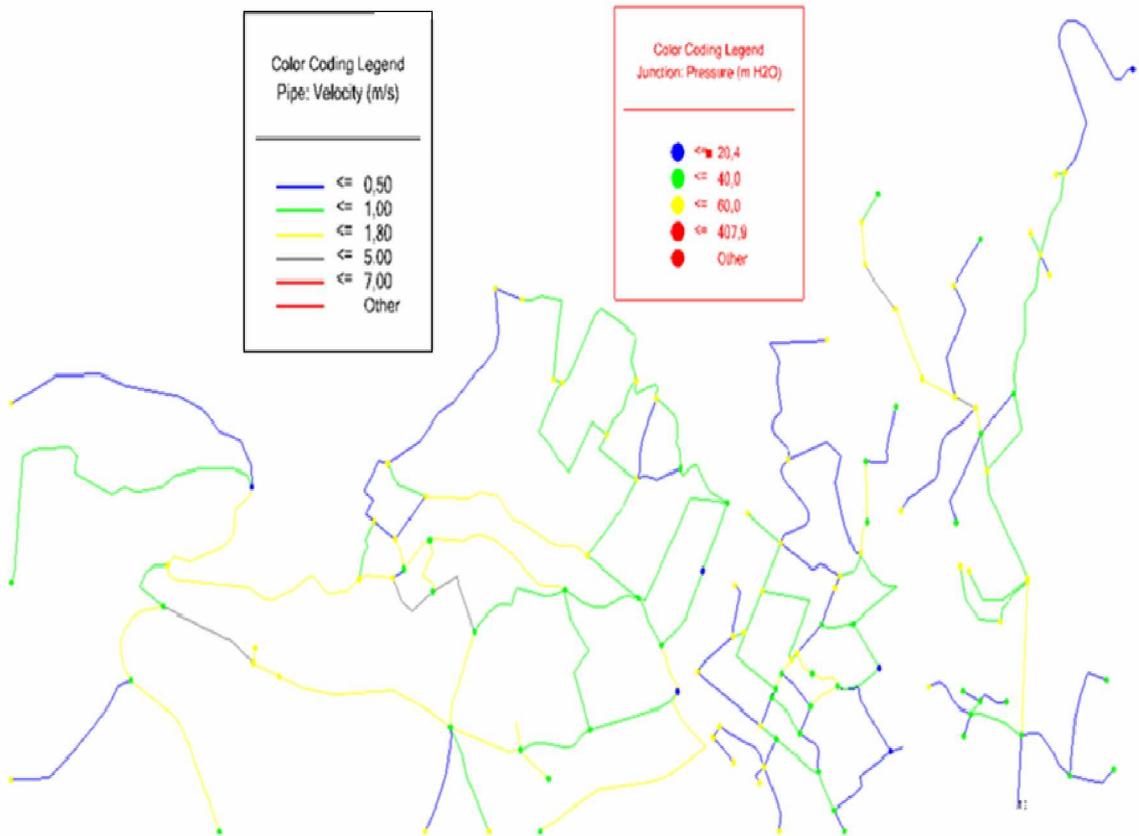
les pressions dans le reseau actuel



ANNEXE N:2

ANNEXE N° 02

les vitesses et les pressions dans le reseau a l'horizn 2040



ANNEXE N:3

ANNEXE N° :

Les diamètres des conduites en PEHD a différentes pressions nominales

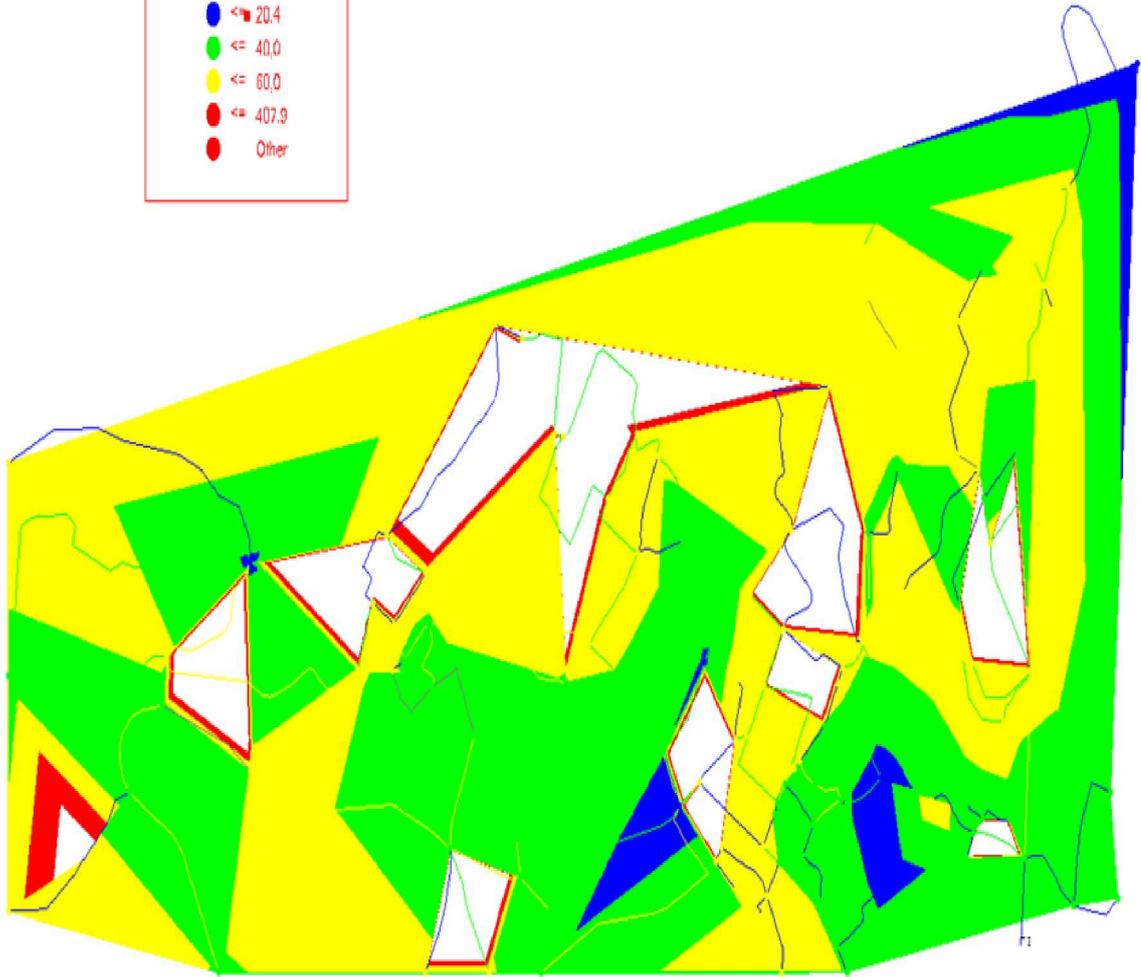
	PN 06		PN 10		PN 16		PN 20	
diamètre extérieur	épaisseur	diamètre intérieur						
20					2,3	15,4	2,3	15,4
25			2,5	20	2,8	19,4	3	19
32			2,5	27	3,6	24,8	3,6	24,8
40	2	36	3	34	4,5	31	4,5	31
50	2,4	45,2	3,7	42,6	5,6	38,8	5,6	38,8
63	3	57	4,7	53,6	7,1	48,8	7,1	48,8
75	3,6	67,8	5,6	63,8	8,4	58,2	8,4	58,2
90	4,3	81,4	5,4	79,2	8,2	73,6	10,1	69,8
110	4	102	6,6	96,8	10	90	12,3	85,4
125	4,5	116	7,4	110,2	11,4	102,2	14	97
160	5,8	148,4	9,5	141	14,6	130,8	17,9	124,2
200	7,2	185,6	11,9	176,2	18,2	163,6	22,4	155,2
250	9,1	231,8	14,8	220,4	22,7	204,6	27,9	194,2
315	11,4	292,2	18,7	277,6	28,6	257,8	35,2	244,6
400	14,5	371	23,7	352,6	36,3	327,4	44,7	310,6

ANNEXE N:4

Color Coding Legend
Junction: Pressure (m H₂O)

- ≤ 20,4
- ≤ 40,0
- ≤ 60,0
- ≤ 407,9
- Other

les pressions dans les noeuds a l'horizon 2040



ANNEXE N:5

CONCENTRATION DU CHLORE DANS LE RESEAU

