

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Localisation des fuites d'eau par le calage de modèle fonde
sur l'algorithme génétique.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 6-0012-14

APA Citation (APA توثيق):

Snoussi, Mostefa (2014). Localisation des fuites d'eau par le calage de modèle fonde
sur l'algorithme génétique[Thèse de master, 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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 DSpace software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics. <http://dspace.ensh.dz/jspui/>

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، مبداعات، مقالات، الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة DSpace 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 D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE MASTER

Pour l'obtention du diplôme de Master en Hydraulique

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**LOCALISATION DES FUITES D'EAU PAE LE CALAGE
DE MODELE FONDE SUR L'ALGORITHME GENETIQUE**

**PRESENTE PAR :
SNOUSSI Mostefa**

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M. MEDDI Hind	M.C.B	Président
M. AMMARI Abdelhadi	M.C.B	Examineur
M. BOUFEKANE Abdelmajid	M.C.A	Examineur
M. HOULI Samia	M.C.A	Examineur
M. ZEROUAL Ayoub	M.C.A	Promoteur

Session - 2014

Dédicaces

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

- ✚ Ma Mère Mon Père pour ses sacrifice afin d'atteindre mon but.*
- ✚ Mes frères et leurs enfants.*
- ✚ Toute ma famille.*
- ✚ Tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans ma formation*

*A tous mes amis sans exception et d'une façon spéciale à : Taki, Massi
Anis, Waheb, Amar, Amine, Youcef.*




Snoussi Mostefa

Remerciements

Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.

Je remercie fortement mon promoteur ZEROUAL AYOUB, qui a bien voulu préfacier ce modeste ouvrage.

Je tiens à remercier aussi :

-  *Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail*
-  *Le directeur, Le corps d'enseignement et les étudiants de l'ENSH*
-  *Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire.*

Snoussi Mostefa

ملخص

إن تحديد كمية المياه المفقودة وموقعها في شبكات نقل المياه أمر ذو أهمية كبرى لدى مصالح المياه، سواء لأسباب استغلالية أو تخطيطية.

في هذه المذكرة، قمنا بقياس وتحديد كمية المياه المتسربة في وقت واحد في شبكة التزويد بالمياه الصالحة للشرب لمدينة مستغانم من خلال عملية المعايرة للنموذج الهيدروليكي عن طريق استخدام الخوارزمية الجينية. تم الاعتماد على هذا النموذج الأخير باعتبار أن مشكلة التحسين غير خطية.

إن دقة الكشف عن تسرب المياه يعتمد على نوعية البيانات الملاحظة على مستوى الشبكة ونجاعة نموذج المعايرة المستعمل.

Résumé :

L'identification de la quantité d'eau perdue dans les réseaux d'eau et la localisation des fuites est d'une importance majeure pour les services publics d'eau, aussi bien pour des motifs d'exploitation et de planification. Dans ce mémoire, une approche basée sur l'optimisation est présentée pour quantifier et localiser les fuites d'eau dans le réseau d'alimentation de la ville de Mostaganem, grâce au processus de calage du modèle hydraulique. Le calage du modèle est formulé en tant que problème d'optimisation non linéaire résolu par l'utilisation de l'algorithme génétique. La précision de la détection des fuites d'eau dépend de la qualité des données observées sur le réseau en exploitation et le type de l'approche utilisé pour le calage.

Abstract:

The identification of the quantity of water lost in the water networks and the leak detection has a major importance of the public water services, as well for motives of exploitation and for their planning. In this thesis, an approach based on the optimization presented to quantify and locate the leaks in the water network in the Mostaganem city water supply network, through the process of hydraulic calibration model. The model calibration is formulated as a nonlinear optimization problem solved by the use of the genetic algorithm. The accuracy of leakage detection depends on the quality of the network observed data and the type of approach used for calibration.

SOMMAIRE

Introduction Generale.....	1
Chapitre I : CARACTERISTIQUES GENERALE DU RESEAU D'AEP	
Introduction	3
I.1 Les Ressources.....	3
I.1.1 Forages Avant Le Système MAO Et Dessalement.....	3
I.1.2 Systeme MAO.....	3
I.2 Reseau	4
I.2.1 Caractéristiques Physiques.....	4
I.2.2 Fonctionnement Hydraulique.....	4
I.2.3 Pression.....	4
I.3 Consommateurs.....	5
I.3.1 Identification des consommateurs.....	5
I.3.2 Consommations mensuelles.....	5
I.3.3 Consommations journalières.....	5
CONCLUSION	6
Chapitre II : FUITES D'EAU	
Introduction	7
II.1 Fuites	7
II.1.1 Fuites Vraies.....	7
II.1.2 Fuites apparente.....	7
II.2 Fuites dans le réseau de Mostaganem.....	8
II.3 Evaluation de la perte d'eau.....	9
II.3.1 Conduite d'un audit de l'eau.....	9
II.3.2 Equilibre d'eau.....	10
II.3.3 Terminologie d'équilibre d'eau	11
II.3.4 Calcul d'un équilibre d'eau.....	12
II.4 Indicateurs de performance.....	12

II.5 Problématique de la pression de service dans le réseau.....	14
II.5.1 Formulation de l'influence de la pression sur les pertes.....	14
II.5.2 L'intérêt De La Réduction De La Pression.....	15
II.6 Methodes De Detection Des Fuites	16
II.6.1 Méthode acoustique.....	16
II.6.2 l'injection de gaz traceur.....	16
II.6.3 Repérage au géoradar.....	16
CONCLUSION	16

Chapitre III : MODELISATION DU RESEAU D'AEP

Introduction	17
III.1 Approche Theorique D'analyse De Reseaux AEP.....	17
III.1.1 Méthode de Hardy Cross.....	17
III.1.2 Méthode de NEWTON RAPHSON.....	18
III.1.3 Méthode de la théorie linéaire.....	19
III.2 Méthodes D'optimisation.....	20
III.2.1 Méthodes stochastiques.....	21
CONCLUSION	21

Chapitre IV : ALGORITHME GENETIQUE

Introduction	22
IV.1 Principes Generaux	22
IV.2 Operateurs Genetiques	24
IV.2.1 Codage des individus d'une population.....	24
IV.2.2 Evaluation et sélection.....	26
IV.2.3 Croisement.....	28
IV.2.4 Mutation.....	29
IV.2.5 Optimisation.....	30
IV.3 Convergence de l'algorithme.....	30
IV.4 Domaines d'application	30
IV.5 Algorithmes génétiques dans le domaine de l'eau.....	31

CONCLUSION	31
Chapitre V : APPLICATION ET INTERPRETION DES RESULTATAS	
Introduction	32
V.1 Presentation Du Reseau D'aep De La Citee De Mazaghran	32
V.3 Situation Initiale (Avant Le Calage).....	43
V.3.1 Etat Des Nœuds (19 Nœuds).....	43
V.3.2 Etat Des Conduites (35 Conduites).....	43
V.3.3 Répartition Des Pressions.....	44
V.4 Résultats Obtenus Après Le Calage.....	48
V.4.1 Les Résultats De Calage Obtenus.....	49
V.4.2 Etat Du Réseau Après Le Calage.....	51
v.5 Analyse Et Interpretation Des Resultats.....	53
CONCLUSION	54
CONCLUSION GENERALE	55

LISTES DES FIGURES

Figure I.1 : Schema synoptique du reseau de mostaganem.....	4
Figure I.2 : Courbe de consommation journaliere des abonnes de type domestique	5
Figure II.1 Pertes d'eau physiques.....	8
Figure II.3 : Evolution des reparations de fuite par annee (source : ade mostaganem 2014)	9
Figure II.2 : Rapport d'index de fuite d'infrastructure (<i>lambert a, brown t 1999</i>)	13
Figure II.3 : Valeurs d'ili de partout dans le monde (seago, et als, 2005).....	14
Figure III.1 : Classification des principales methodes d'optimisation (garcia et al. 2005)...	21
Figure IV.2 : Les principales etapes d'un algorithme genetique (goldberg, d.e 1989).....	23
Figure IV.3 : Les cinq niveaux d'organisation d'un algorithme genetique	25
Figure IV.4 : Exemple d'arbre (Goldberg, D.E 1989).....	26
Figure IV.5 : Probabilite de chaque individu place sur une roulette de casino.....	27
Figure IV.6 : Procedure de croisement dans le cas d'un codage binaire (goldberg, d.e 1989)	29
Figure IV.7 : Procedure de croisement uniforme dans le cas d'un codage entier	29
Figure IV.8 : Operation de mutation (goldberg, d.e 1989).....	30
Figure IV.9 Exemple de convergence d'un algorithme genetique (goldberg, d.e 1989)	30
Figure V.4 : Situation des points de mesure de pression dans le reseau de mazaghan.....	42
Figure V.5 : Schema de repartition de pression	45
Figure V.11 : Correlation entre les pressions simulees et mesurees avant le calage	47
Figure V.12 : 1 ^{er} Correlation entre les pressions simulees et mesurees apres le calage.....	49
Figure V.14 : 3 ^{eme} Correlation entre les pressions simulees et mesurees apres le calage	51

Liste des tableaux

Tableau V.1 : L'évolution de la population se résume dans le tableau suivant	32
Tableau V.2 : Besoin domestique du Mazaghran.....	34
Tableau V.3 : Infrastructures (Administratif, Santé, Sport et Culturel).....	34
Tableau V.4 : Récapitulation des besoins en eau du Mazaghran	35
Tableau V.5 : B_{max} en fonction du nombre d'habitants.....	36
Tableau V.6 : calcul de K_{maxh}	36
Tableau V.7 : B_{min} en fonction du nombre d'habitants.....	37
Tableau V.8 : Calcul du débit maximum et minimum journalière.....	37
Tableau V.9 : évaluation des débits moyen et maximum horaire.....	38
Tableau V.10 : Répartition des débits en fonction du nombre d'habitants.....	39
Tableau V.11 : Variation des débits du Mazaghran.....	40
Tableau V.12 : Nombre de conduites de distribution par diamètre.....	41
Tableau V.13 : etats des nœuds dans du reseau neuf	43
Tableau V.14 : etat des conduites du reseau neuf	44
Tableau V.15 : zones des pressions.....	45
Tableau V.15 : moyennes et ecarts type des differences entre les pressions mesurees et simulees :.....	47
Tableau V.16 : resultats d'ajustements de la rugosite	49
Tableau V.17 : resultats d'ajustements de la rugosite	50
Tableau V.18 : resultats d'ajustements de la rugosite	50
Tableau V.19 : ecarts entre les pressions mesurees et simulees apres le calage.....	51
Tableau V.20 : etats des nœuds apres le calage	52
Tableau V.21 : etat des conduites apres le calage	52

Introduction générale

L'eau a une importance sans égale pour la vie sur la terre. L'eau douce ne représente que 2,5% de l'eau présente sur la terre. Elles se trouvent dans les glaciers, les nappes souterraines, les lacs et les rivières. Et seul 1% de l'eau douce peut fournir de l'eau potable. Ces derniers totalisent en Algérie un volume moyen annuel de 13,4 milliards de m³ ; 4,7 milliards de m³ de ce volume sont stockés dans les barrages qui présentent 38% du volume total des eaux de surface.

L'Algérie dispose d'un plafond annuel de 11,5 Milliards de m³ qui se répartissent comme suit :

- Mobilisation des eaux de surface (barrages) : 4,7 milliards de m³.
- Exploitation des nappes souterraines : 1,8 milliards de m³ (pour le Nord de Algérie) et 5 milliards de m³ (pour le Sud de l'Algérie).

Cette situation classe l'Algérie parmi les pays qui se situent en dessous du seuil de pénurie de la disponibilité en eau, fixé internationalement à 1000 m³/an/habitant.

A Mostaganem, l'Algérienne Des Eaux entretient un réseau d'environ de 1382 000 ml avec un taux de raccordement de 91% mais la régularité et la continuité de la distribution, objectifs principaux de l'Algérienne Des Eaux (ADE), ne sont atteintes que dans un nombre restreint des consommateurs. Et dans bien des cas, on ne peut pas accuser l'insuffisance de ressources disponibles.

Une partie seulement de l'eau potable produite est réellement distribuée aux usagers en raison des fuites dans les réseaux : les taux de pertes sont très importants, atteignant dans certains cas 40%. Ces fuites représentent un pourcentage important des Eaux Non Facturées pour un système de distribution d'eau.

La maîtrise des pertes dans un réseau de distribution d'eau potable est une tâche complexe et la gestion de fuites est un critère de performance pour les services de distribution d'eau.

Le travail, présenté dans ce mémoire, a pour objectif de proposer une méthode de identification de fuite à base de modèle exécutée par le logiciel de simulation hydraulique WATERCAD et l'optimisé par l'algorithme génétique. La fuite a été simulée par un travail de test. Cette méthode n'a pas exigé de mesures vastes ou le haut coût d'investissement, mais l'utilisation de quelques têtes de pressions contrôlant obtenues des réseaux de distribution d'eau. Notre travail est décomposé de cinq chapitres, dans le premier chapitre, nous avons représenté les caractéristiques générales du réseau d'AEP de la ville de Mostaganem.

Dans le second chapitre ; nous avons représenté la problématique des fuites et leurs causes principales et les méthodes de détection des fuites. Le troisième chapitre est consacré à la présentation des différentes méthodes existantes pour la modélisation du réseau d'eau potable.

Quant au quatrième chapitre, présentations détaillé sur l’algorithme génétique.
Pour bien éclaircir la méthode proposée ; nous avons fait une application dans le cinquième et dernier chapitre ; cette application concerne détection des fuites d’eau par le calage de modèle fonde sur l’algorithme génétique sur une partie du réseau d’alimentation en eau potable de la ville de Mostaganem.

Introduction

Les caractéristiques générales du réseau est un chapitre très important qui donnera un aperçu général sur notre réseau de point de vue fonctionnement hydraulique, caractéristiques physique, consommateurs qui nous permet de mener à bien notre travail.

I.1 Les Ressources

Vue la mise en service du système MAO et le dessalement de Sonaghter, l'exploitation des forages est arrêté pour conserver les ressources souterraines.

La Wilaya de Mostaganem est alimenté par :

- Les eaux conventionnelles : Barrages.
- Les eaux non conventionnelles : Eau dessalée.

I.1.1 Forages avant le système MAO et Dessalement

Cette ressource correspond à une petite nappe phréatique exploitée à l'aide des forages qui alimentent la ville de Mostaganem. L'eau est d'origine karstique à dureté élevée et désinfectée par une station de traitement. En 2011, la production du site représentait 54 326 m³ (0,38 % des besoins de l'agglomération).

I.1.2 Système MAO

Il est défini comme étant un grand projet de système de production d'eau à transférer pour l'alimentation du couloir Mostaganem-Arzew-Oran et des localités avoisinantes, le MAO interviendra en vue de remédier définitivement à la situation difficile qui caractérise l'alimentation en eau potable de l'Oranie.

L'option de cette solution a mis en exergue la nécessité de mobiliser et d'exploiter les eaux du Cheliff (plus grand bassin versant du pays), dont les eaux résiduaire restent importantes.

Les principales composantes du système de transfert MAO pour la wilaya de Mostaganem sont :

- Barrage de dérivation du Chéiff de 50 Hm³ de capacité.
- Barrage de stockage de Kerrada 70 Hm³ de capacité.
- Station de traitement d'eau de Sidi Ladjal d'une capacité totale de 561.600 M³/J.
- Station de pompage de 9,5 m³/s sur la rive gauche de l'oued Cheliff.
- Conduite de 6,7 km de longueur et réservoir de régulation entre la station de pompage et la station de traitement de Sidi Ladjal.
- Conduite d'adduction (1 de refoulement + 1 Gravitaire) entre la station de pompage et le barrage de Kerrada.
- Une adduction de 93 Km de longueur de la station de traitement jusqu'au réservoir de stockage à l'est d'Oran.
- Un réservoir de stockage à Mostaganem de 120.000 m³ (2 x 60.000 m³).

(Monographie, 2011)

I.2 Réseau

I.2.1 Caractéristiques physiques

L'algérienne des eaux de Mostaganem entretient un réseau d'environ de 1382 000 ml avec des diamètres allant de 40 à 700 mm. Il est reparti entre 326 m d'altitude pour le point le plus haut et 97 m pour le point bas.

Le comptage est en majorité de type individuel, avec un parc représentant 96 453 compteurs. Au niveau des ouvrages, la direction gère 27 stations de pompage de capacités journalières égales 468 946 m³/j, 109 réservoirs enterrés ou semi-enterrés, dont la capacité totale égale 274 350 m³ et une station de traitement de capacités journalières environ 486 946 m³/j.

(ADE Mostaganem 2013)

I.2.2 Fonctionnement hydraulique

En fonctionnement habituel, l'eau pompée à la station de traitement est refoulée directement vers le réservoir principal de Mostaganem de 120 000 m³. Depuis ce réservoir de tête, l'eau est distribuée en suivant le mode gravitaire par mise en charge des réservoirs attaches à chaque niveau de pression (figure I.1).

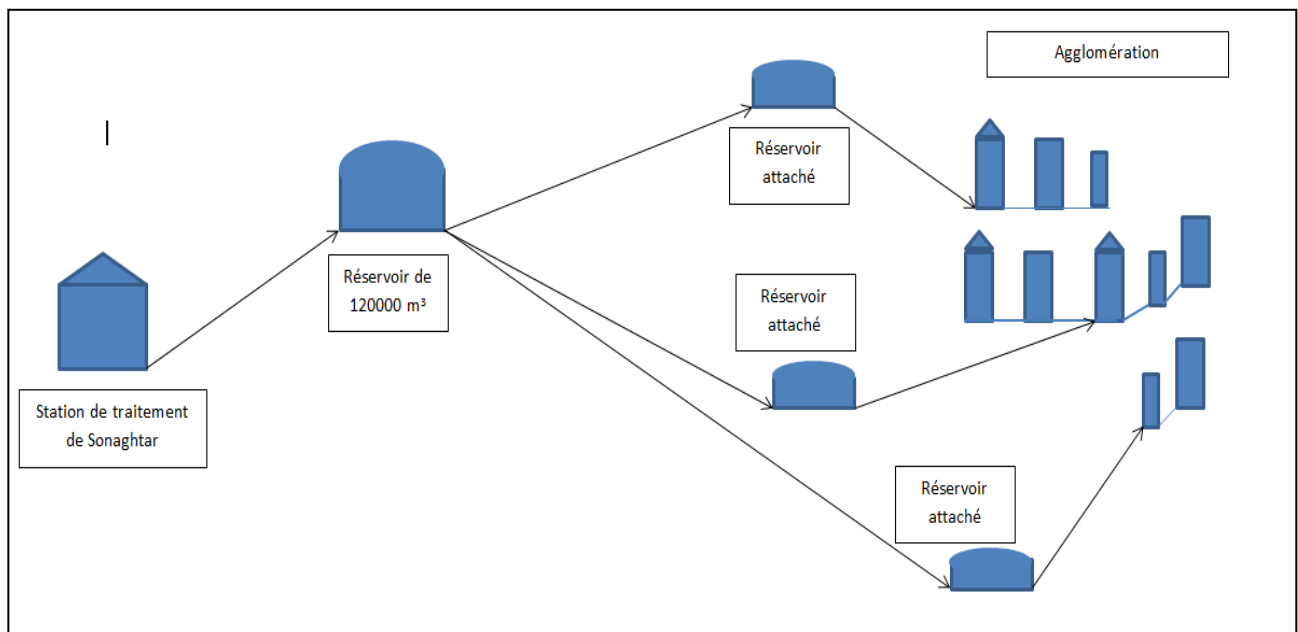


Figure I.1 : schéma synoptique du réseau de Mostaganem

I.2.3 Pression

Le réseau se caractérise par des pressions assez importantes, de 2,1 bars au minimum et en moyenne supérieur à 4 bars. La variation de ce paramètre est bien marquée avec des pressions très hétérogènes. Elle témoigne de la différence d'altitude importante au sein des différents secteurs ou par la présence d'une station de pompage.

(ADE Mostaganem 2013)

Rappelons que ce paramètre a une incidence directe sur le volume d'eau perdue au niveau d'une fuite, donc un impact fort sur les performances de distribution.

I.3 Consommateurs

I.3.1 Identités des consommateurs

Le réseau alimente 98 421 abonnées pour une population totale de 630 171 habitants. Les gros consommateurs (>10 000 m³/an) sont environ une cinquantaine avec principalement quelques industriels (Entremont, incinérateur, etc), chaufferies et bâtiments publics.

(ADE Mostaganem 2013)

I.3.2 Consommations mensuelles

Les consommations varient selon le mois de l'année. Pour déterminer les périodes de plus fortes consommations, les volumes de production moyenne journalière ont été calculés à partir des données de 2001 à 2008. Durant les mois de juillet et août, le volume produit et mis en réseau est le plus important. Le volume moyen passe à plus de 40 000 m³/j avec de fortes amplitudes quotidiennes (maxi 44000 m³/j) contre 36 000 m³/j pour les autres mois (maxi 40000 m³/j).

Cette augmentation de consommation s'explique par un mode de vie différent en lien avec le tourisme de la zone et l'utilisation de l'eau pour arroser les pelouses et les jardins ou encore remplir les piscines durant la saison estivale. L'amplitude, marquée durant cette période témoigne, de l'impact du paramètre pluviométrie, qui joue un rôle primordial sur ces activistes. (ADE Mostaganem 2013)

I.3.3 Consommations journalières

D'après une étude réalisée sur le réseau de la Mostaganem, il est possible de construire la courbe de consommation suivante pour les abonnées domestiques.

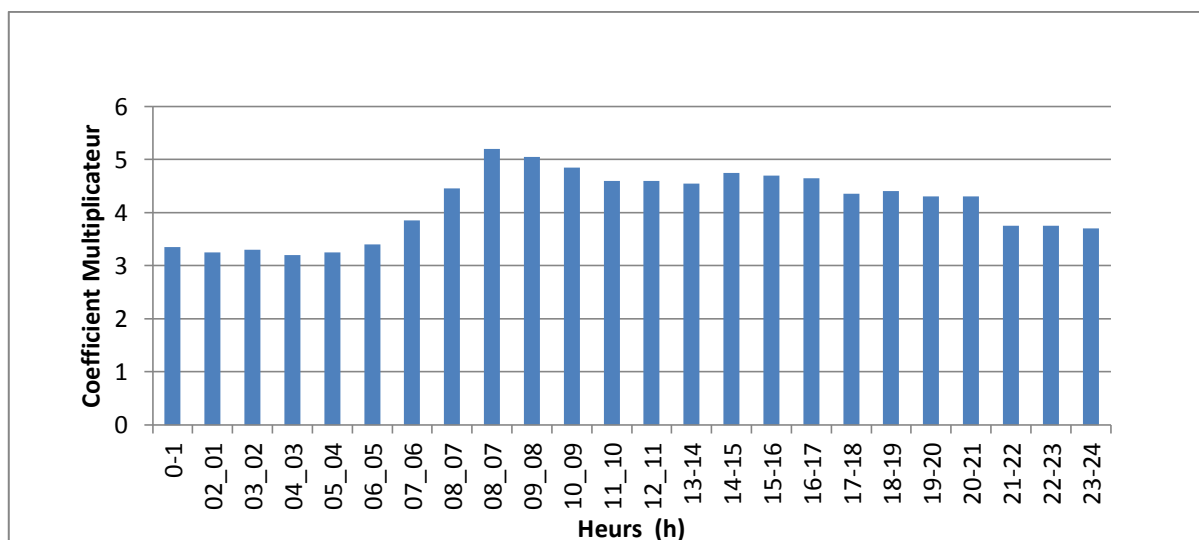


Figure I.2 : Courbe de consommation journalière des abonnées de type domestique

Les demandes maximales en période de pointe se situent entre 7 h et 10 h sur le réseau, avec un second pic moins important de 15 h à 17 h.

I.4 Description du réseau de Mostaganem

Le réseau de distribution de Mostaganem couvre pratiquement la totalité de l'agglomération, il est alimenté gravitairement à partir du réservoir R120 000m³.

La totalité du réseau sont de type PVC avec des diamètres 40 à 700 mm, il est en service depuis 1984. Le réseau subit des extension en 1996 et 2000.

Conclusion

Ce chapitre a permis de déterminer les données nécessaires concernant notre réseau du point de vue hydraulique, physique, consommateurs. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

Introduction

L'amélioration de la connaissance des phénomènes physiques à l'origine des fuites et l'étude d'indicateurs sont nécessaires pour évaluer les réductions de pertes possibles et les enjeux financiers qui en découlent. Dans ce chapitre on présente les différents types de fuites et les méthodes de localisation.

II.1 Fuites

La perte d'eau représente l'inefficacité dans des opérations de la livraison et de mesure de l'eau dans des réseaux de transmission et de distribution et, pour quelques systèmes, peut s'élever à une importante proportion de production totale de l'eau. Les pertes d'eau pour un système entier ou pour un système partiel sont calculées comme la différence entre le volume d'eau entrée dans les systèmes et le volume de consommation autorisée. Les pertes d'eau se composent de pertes vraies et apparentes (*WSA/WCA 1994*).

II.1.1 Fuites vraies

Sont des pertes physiques de fuites, des éclatements et débordements du système pressurisé, jusqu'au point de doser sur les raccordements de service (Figure II.1).

Des exemples de pertes vraies (physiques) sont :

- ✚ Éclats rapportés et non rapportés sur des conduits
- ✚ Fuite de fond sur des conduits et des connections
- ✚ Fuite et débordements des réservoirs de service

II.1.2 Fuites apparentes

Se composent de tous les types des inexactitudes de mesure (erreur comptage) et de consommation non autorisée (vol et utilisation illégale). Également nommé en tant que pertes commerciales (Figure II.2).

La perte d'eau se produit dans tous les systèmes, c'est seulement le volume qui varie et il reflète la capacité d'une utilité de contrôler son réseau. Pour comprendre les raisons pour lesquelles, comment et où l'eau est perdue, les directeurs doivent effectuer une évaluation des caractéristiques physiques du réseau et de la pratique opérationnelle courante. Dans beaucoup de cas le problème de la perte d'eau est provoqué par l'infrastructure pauvre, la mauvaise pratique de gestion, les caractéristiques de réseau, les pratiques opérationnelles, les technologies, les qualifications et les influences sociales et culturelles. Un niveau élevé de la perte vraie ou physique réduit la quantité de l'eau précieuse atteignant des clients, augmente les frais d'exploitation de l'utilité et rends les investissements de capitaux dans des nouvelles compréhensions de ressource plus grands. Un niveau élevé des pertes apparentes ou commerciales réduit le courant de revenus principal à l'utilité. Des exemples des pertes apparentes (commerciales) sont :

- ✚ Erreurs sur des mètres de source et de production
- ✚ Erreurs sur des mètres de clients
- ✚ L'utilisation non autorisée c'est-à-dire des raccordements illégaux et le vol

Le volume de l'eau perdu par des fuites physique dépend de la condition de l'infrastructure et de la détection de fuite et de la politique de réparation de l'utilité particulière. Les facteurs qui affectent la quantité de l'eau perdue sont :

- Pression dans le système
- Fréquence des éclats et de leurs débits
- La durée que la fuite existe avant qu'elle est localisée et réparée
- Niveau de petites fuites indétectables (pertes de fond)



Figure II.1 Pertes d'eau physiques(LeonardoDaVinci2006) **FigureII.2** Pertes d'eau commerciales (LeonardoDaVinci2006)

II.2 Fuites dans le réseau de Mostaganem

Après la mise en service système MAO depuis septembre 2009, et l'entrer de station de dessalement d'eau de mer, en Octobre 2011, la distribution d'eau dans le réseau ce fait durant tout la journée, à cet effet plus la vétusté des branchements, le réseau n'a pas résister d'avantage.

Le chef-lieu de la wilaya, ont atteint les 2 723 fuites et 10 246 fuites au niveau de toutes la wilaya, soit 28 interventions en moyenne par jours.

Les principaux de ces fuites sont au niveau des coopératives immobilières (extensions de la ville), ou le réseau en PVC à coller, et en galvanisé, branchements particulières en PEBD 6 bars et galvanisé rouillé, et leur emplacement à des niveaux de profondeurs loin des normes.

(ADE Mostaganem 2013)

L'évolution des réparations de fuite par année se présenter dans la figure suivantes :

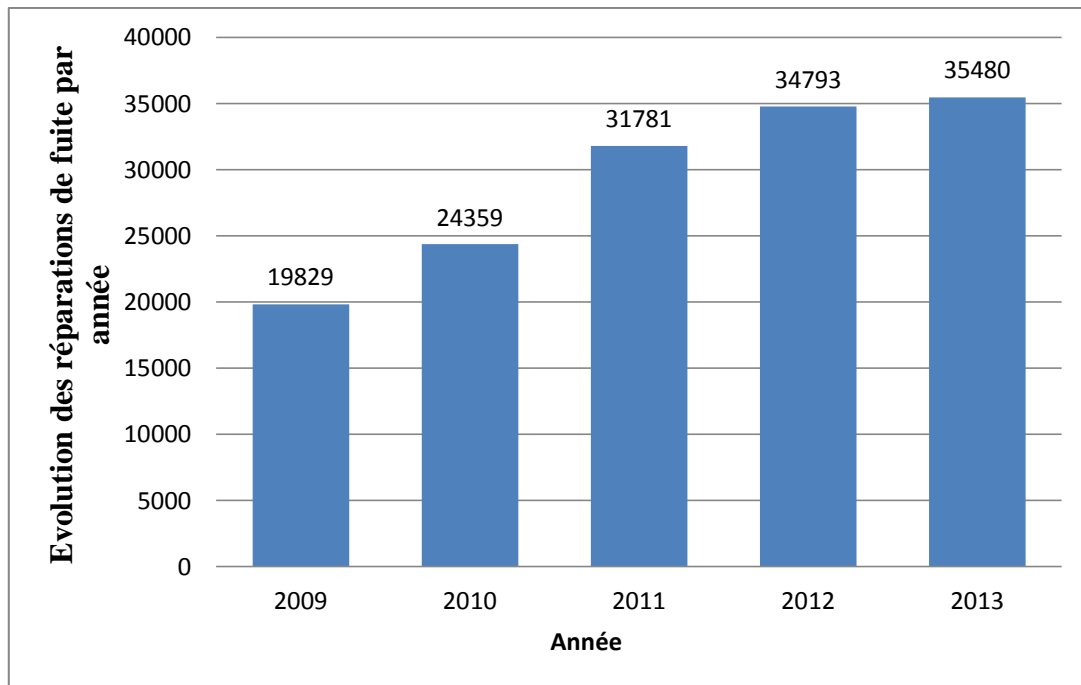


Figure II.3 : Evolution des réparations de fuite par année (ADE Mostaganem 2014)

II.3 Evaluation de la perte d'eau

II.3.1 Conduite d'un audit de l'eau

Le point de départ pour n'importe quelle utilité de l'eau est de faire une évaluation de la quantité, d'où et pourquoi l'eau est perdue dans le réseau c.-à-d. entre son point d'entrée dans le système de transmission et de distribution (souvent une installation de traitement de l'eau) et le mètre du client. (AWWA 2003)

La quantité de perte d'eau peut être déterminée en conduisant un audit de l'eau et ce processus contient deux éléments :

- Une revue ou une évaluation de la pratique d'opération de réseau
- La quantification de la quantité de l'eau qui est perdue du réseau

II.3.1.1 Révision des pratiques opérationnelles de réseau

Afin de comprendre entièrement pourquoi l'eau est perdue d'un réseau un examen du réseau de distribution et de la façon d'exploitation devrait être entrepris. La revue répondra aux questions concernant l'état de l'infrastructure, le comportement du système et à quel point elle est contrôlée. (AWWA 2003)

La revue devrait évaluer :

- Caractéristiques régionales, facteurs locaux et composants de perte d'eau
- Méthodes courantes employées pour l'opération et la gestion du système de distribution
- Le niveau de la technologie pour la surveillance et la détection de fuite
- Effectifs, qualifications et capacités

- Les données actuelles et la méthodologie de l'utilité pour estimer le niveau actuel de la perte

L'évaluation devrait également inclure des entrevues avec les cadres supérieurs pour gagner des vues sur la culture de gestion, les contraintes financières et politiques actuelles de l'utilité.

Il devrait également y avoir des discussions qui concernent :

- Les informations sur le système, par exemple la population servi, longueur du réseau, topographie, demande typique et gestion de source
- État du système comprenant la fréquence des éclats
- Évaluations de niveau actuel de fuite
- Politiques régulatrices de client
- Données de facturation
- L'information économique c.-à-d. le coût de la production de l'eau
- La méthode courante de contrôle de fuite et la politique de réparation pratiquée par l'utilité

II.3.1.2 Mesure de la perte d'eau

Le deuxième composant d'un audit est l'évaluation de la quantité de l'eau qui est perdue du réseau. Il y a trois méthodes pour estimer le niveau des pertes dans un système :

- L'établissement d'un équilibre d'eau.
- Analyse de flux de nuit (l'évaluation de fuite sens dessus dessous)
- Analyse des composants.

Le calcul de l'équilibre d'eau est la méthode la plus commune d'évaluer des pertes. Il doit être souligné qu'avant de s'engager dans le développement et l'introduction d'une stratégie de perte d'eau il est extrêmement important de savoir la position de départ. (AWWA 2003 ; Thornton J2002)

II.3.2 Equilibre d'eau

La quantité de perte d'eau d'un système peut être déterminée en construisant un équilibre d'eau. Ceci est basé sur la mesure ou l'évaluation quant à la quantité de l'eau produite (tenant compte de toute eau importée et/ou exportée), consommée et perdue. Sous sa forme la plus simple l'équilibre d'eau est :

Pertes = entrée de système de distribution - consommation

Le calcul d'un équilibre d'eau est très important parce que :

- C'est la base d'évaluer le niveau de la perte d'eau pour n'importe quelle utilité.
- Un premier calcul indique la disponibilité et la fiabilité des données et le niveau de Compréhension.
- Mécanisme pour l'évaluation.
- Fournit une première étape vers l'amélioration.
- La compréhension d'un équilibre d'eau est essentielle pour prioriser des actions et des investissements.

Il y a dix ans il y avait une diversité des définitions et des formats pour le calcul de la perte d'eau. Vers la fin des années 90 l'AEI a identifié la nécessité d'avoir une structure d'audit de

l'eau réalisable avec la terminologie commune et en conséquence son groupe de travail de perte d'eau a développé un équilibre d'eau standard. Cet équilibre d'eau standard a été maintenant accepté avec ou sans quelques modifications mineures et est employé dans le monde entier. (AWWA 2003).

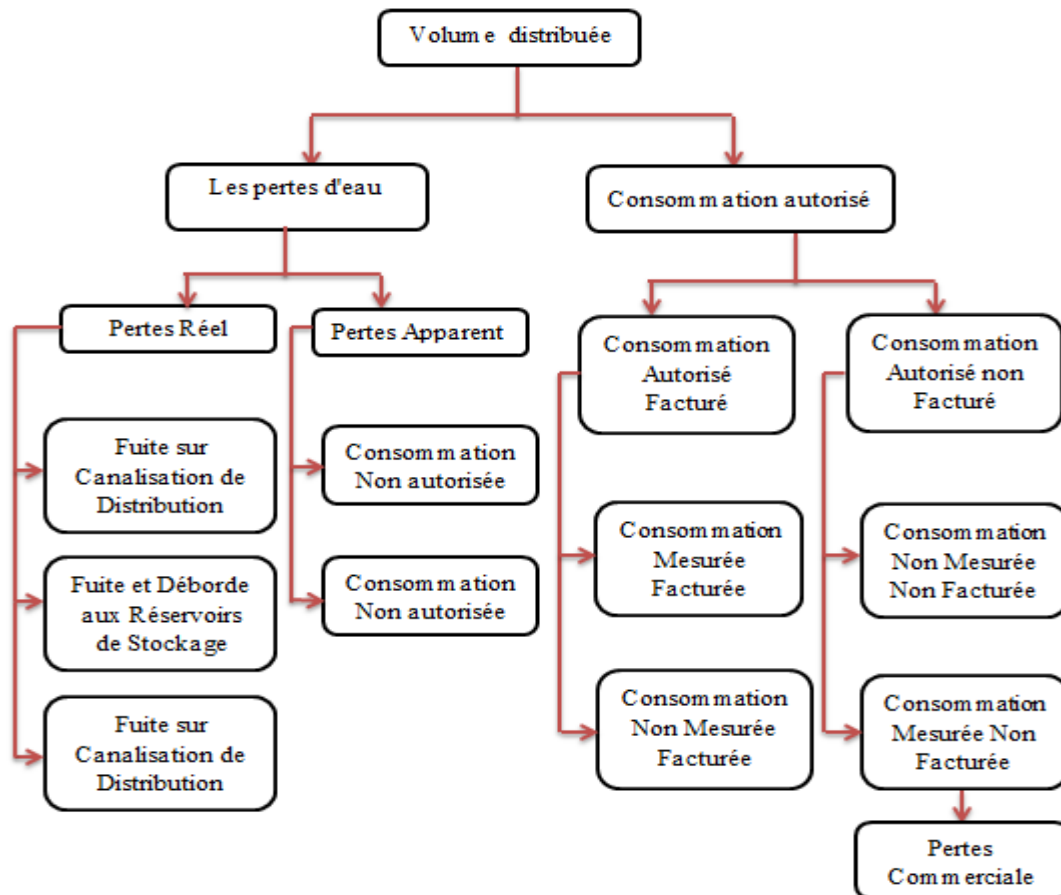


Figure II.4 : Bilan des volumes tel que vu par l’IWA (International Water Association)

II.3.3 Terminologie d'équilibre d'eau

Les éléments de l'équilibre d'eau standard d'AEI sont :

- a) **Le volume d'entrée de système** est le volume annuel de l'eau traitée entrée dans cette partie du système d'approvisionnement en eau auquel le calcul d'équilibre d'eau se rapporte
- b) **La consommation autorisée** est le volume annuel de l'eau mesuré et/ou non mesuré pris par les clients enregistrés, le fournisseur de l'eau et d'autres qui implicitement ou explicitement sont autorisés par le fournisseur de l'eau à faire ainsi pour des buts résidentiels, commerciaux et industriels
- c) **Les pertes d'eau** sont la différence entre le volume d'entrée de système et la consommation autorisée. Des pertes d'eau peuvent être considérées comme volume total pour le système entier, ou pour les systèmes partiels tels que des ensembles de transmission ou de distribution, ou de zones individuels. Les pertes d'eau se composent de pertes vraies et de pertes apparentes.

- d) **L'eau de Non-Revenu (NRW)** est la différence entre le volume d'entrée de système et la consommation autorisée facturée ; NRW se compose des pertes de consommation autorisées non facturées (normalement seulement une proportion très petite de l'équilibre d'eau), des pertes apparentes et vraies. (*WSA/WCA 1994*)

II.3.4 Calcul d'un équilibre d'eau

Pour que l'équilibre d'eau puisse être calculé les morceaux constitutifs de données doivent être mesurés ou estimés. Tandis que certaines des composantes clés peuvent être mesurées d'autres devraient être estimées. Dans la plupart des cas il y aura un mélange d'exactitude de données et il sera nécessaire d'estimer la précision de chacun de ces composants. Il y a quatre étapes claires pour calculer un équilibre d'eau :

Quatre étapes claires pour calculer un équilibre d'eau :

- **Étape 1** - déterminer le volume d'entrée de système en identifiant toutes les sources et quantités de l'eau entrant dans le réseau.
- **Étape 2** - déterminer la consommation autorisée par l'analyse des disques de facturation et identifier l'utilisation autorisée qui est non facturée ou immesurée.
- **Étape 3** - estimer les pertes (commerciales) apparentes en évaluant le niveau du sous enregistrement de mètre de client et des évaluations des raccordements illégaux et du vol.
- **Étape 4** - calculer les pertes physiques (de fuite) en ajoutant les volumes des étapes 2 et 3 et la soustraction de l'étape 1.

II.4 Indicateurs de performance

Le but d'un indicateur de performance (PI) est double, il aide à mesurer des changements de performance de NRW avec l'heure et à permettre la comparaison inter-installations et à fournir des conseils sur fixant des objectifs. Il est important d'avoir normalisé les indicateurs de performance, calculé selon une méthodologie bien définie et employé la définition standard. Il y a plusieurs PIs traditionnels pour la mesure de la perte d'eau dans des systèmes de distribution, mais certains sont meilleurs que d'autres, et d'autres peuvent être inadéquats pour des circonstances particulières. (*Lambert A, Brown T 1999*)

« **Pourcentage de volume d'entrée de système** » : est facilement calculé et fréquemment cité. Cependant, l'IWA ne contrôle pas son utilisation pour évaluer l'efficacité de la gestion des systèmes de distribution parce que les valeurs calculées de % de NRW ne distinguent pas de pertes vraies (fuite) et apparentes (commerciales). Elles sont fortement influencées par la consommation et sont difficiles à calculer pour des situations de l'offre intermittentes. C'est utile, pourtant, comme un instrument de communication avec une 'valeur de choc'.

« **Par longueur des conduits, par unité de temps** » : des pertes de distribution exprimées dans de m^3/km des conduits /jour sont très fortement influencées par la densité des raccordements. De l'expérience le PI de longueur est appropriée où il y a moins de 20 raccordements par kilomètre de conduit c.-à-d. une situation rurale. (*Lambert A, Brown T 1999*)

Ci-dessous quelques valeurs réalistes de fuite des réseaux d'eau en condition moyenne quand la fuite est exprimée dans m^3/km de conduit par jour :

- Performance bonne $<10 m^3/km$ de conduit par jour

- Performance moyenne 10 – 20 m³/km de conduit par jour
- Performance pauvre > 20 m³/km de conduit par jour

« **Par raccordement de service, par unité de temps** » : l'Association International de l'Eau (AIE) estime que de tous les PI traditionnels celui-ci est recommandé pour les systèmes avec plus de 20 raccordements de service/ km de conduit. (*Lambert A, Brown T 1999*)

Ci-dessous quelques valeurs typiques de performance quand la fuite est exprimée dans litres/raccordement/jour avec une pression moyenne supposée de 50 m colonne d'eau :

- Performance bonne <125 litres/raccordement/jour
- Performance moyenne 125 – 250 litres/raccordement/jour
- Performance pauvre > 250 litres/raccordement/jour.

« **Index de fuite d'infrastructure (ILI)** : L'ILI est l'indicateur de performance le plus utile et le plus pratique et a été développé par le groupe de travail de perte d'eau de l'IWA en 2000. L'ILI est défini comme rapport entre les pertes vraies (physiques) annuelles actuelles (CARL) aux pertes vraies (physiques) annuelles inévitables (UARL). Pour la plupart des systèmes l'UARL représenterait le niveau le plus bas de la fuite qui pourrait être techniquement réalisé. Pour l'illustration, CARL est représenté par le grand rectangle sur Figure II.1 Car des nouvelles fuites se produisent tous les ans, ce volume augmentera graduellement à moins que chacune des quatre techniques de gestion de gestion de pression, contrôle active de fuite, réparation prompte et efficace et bonne gestion des canalisations (représentées par les 4 flèches) soit effectivement appliqué. (*Lambert A, Brown T 1999*)

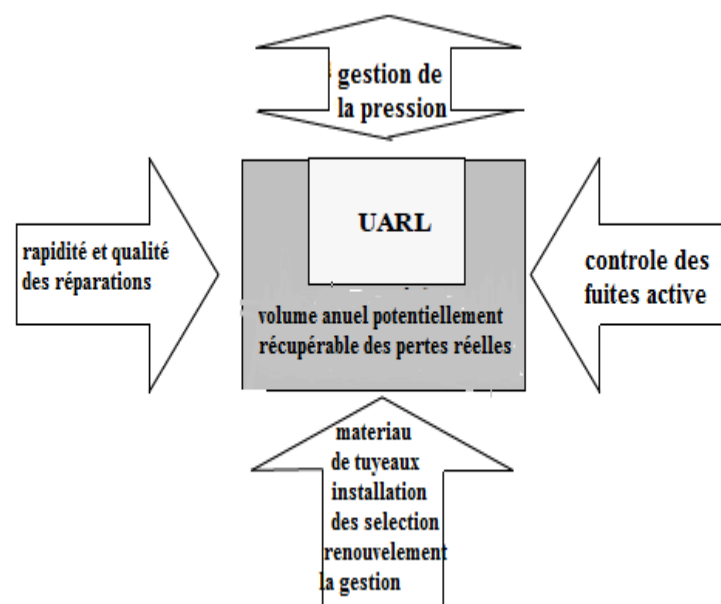


Figure II.5 : Rapport d'index de fuite d'infrastructure (*Lambert A, Brown T 1999*)

La figure suivante montre les valeurs ILI des quelques unités autour du monde. Certaines des meilleures unités contrôlées réalisent des valeurs ILI dans la gamme de 1.5 à 4.0. Dans la

plupart des cas ceci représenterait leur niveau économique de la fuite. L'ILI a graduellement gagné l'acceptation comme PI le plus utile pour des pertes physiques et est employé dans beaucoup de pays par des unités et des auditeurs parce que comme, avec tout le bon PIs il est facilement mesurable de sorte que le progrès puisse être dépisté pendant un projet de réduction de NRW.

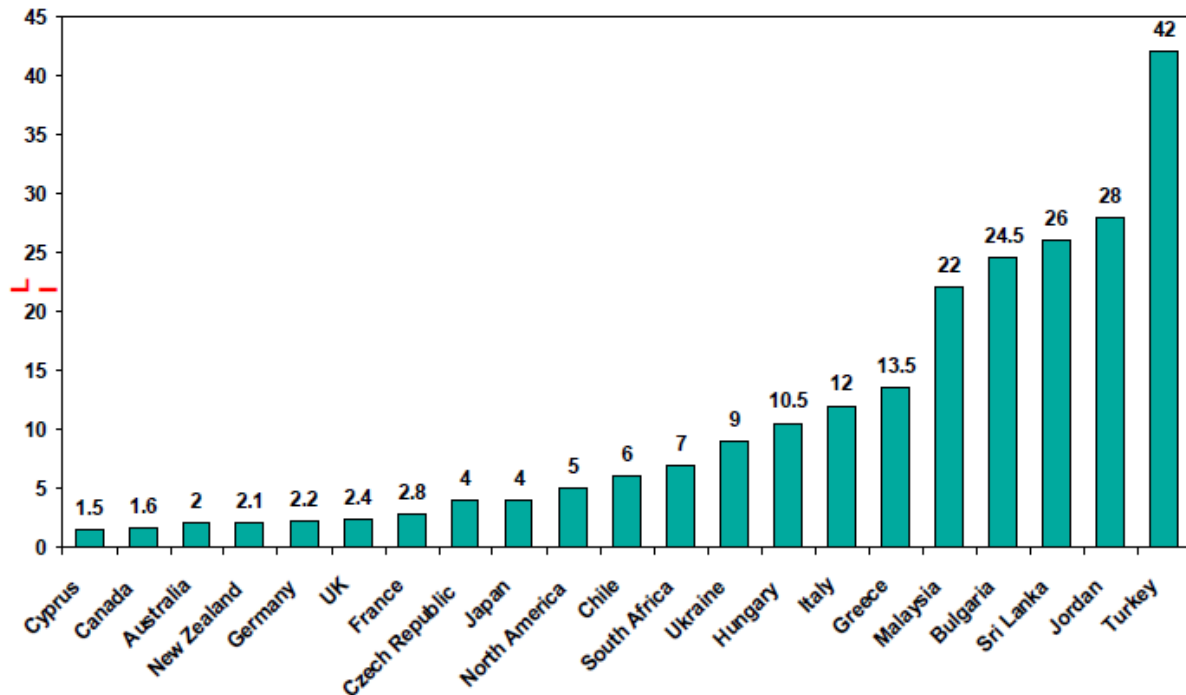


Figure II.6 : Valeurs d'ILI de partout dans le monde (Seago, et als, 2005)

II.5 Problématique de la pression de service dans le réseau

II.5.1 Formulation de l'influence de la pression sur les pertes

L'effet de la pression, si bien compris en théorie, n'a été que récemment reconnu dans la gestion des fuites, tant en termes de réduction qu'en termes de maintenir un faible niveau de fuite dans un réseau d'eau.

De nombreuses études montrent que l'un des facteurs importants influençant les fuites est la pression dans les canalisations.

En effet, lorsqu'un trou se crée, il a tendance à se déformer et à s'agrandir avec les fluctuations de la pression.

En substance, l'expression la plus simple et la plus fiable pour caractériser cette influence est le rapport entre la pression (P) et le débit de fuite (L) sur les réseaux d'eau.

Le débit de fuite est considéré comme une fonction puissance de la pression avec un exposant de fuite donné [Moreau, 2007].

C'est-à-dire que le débit de fuite (L) varie suivant (P)^{N1}.

$$\frac{L1}{L0} = \left(\frac{P1}{P0}\right)^{N1} \dots\dots\dots(II.1)$$

Avec :

L_0 et P_0 : les valeurs avant la réduction de la pression

L_1 et P_1 : les valeurs après la réduction de la pression

Les règles de l'hydraulique (formule de Torricelli, vitesse d'écoulement d'un fluide en fonction de la charge, $v = \sqrt{2gh}$) conduisent à une valeur de $N1=0,5$ si l'on assimile une fuite à un orifice de taille constante. Toutefois l'expérience montre, que, la taille et la forme de l'orifice varient en fonction de la pression, du matériau et du type de fuite. Ainsi en pratique, L'exposant $N1$ varie de 0,5 à 2,5, suivant le type de fuite et leur proportion sur le réseau.

- ✚ Le débit des fuites diffuses (joints, raccords, points de corrosion) est très sensible à la pression, avec des valeurs typiques de $N1$ proches de 1,5.
- ✚ La valeur typique de $N1$ pour les fuites sur les conduites en plastique est généralement de 1,5, mais peut atteindre 2,5 (orifice de la fuite très déformable).
- ✚ La valeur typique de $N1$ pour les fuites importantes sur les conduites en métal est proche de 0,5 (orifice de la fuite peu déformable).
- ✚ Sans connaissance particulière des matériaux des conduites et des niveaux de pertes, on fait l'hypothèse d'une relation linéaire entre la pression et le débit des pertes ($N1 = 1$)

II.5.2 L'intérêt de la réduction de la pression

Beaucoup d'études ont été faites à l'étranger sur l'intérêt de réduire la pression dans les réseaux de distribution en eau potable.

Une réduction de pression réduit non seulement les fuites, mais aussi réduit leur taux d'apparition. Ainsi, le contrôle de la pression empêche un vieillissement prématuré du réseau. Les casses sont alors réduites et les pertes en eau diminuent. Une étude expérimentale a montré que la réduction de pression est plus efficace quand les fuites et les pressions sont relativement grandes et que dans certains cas, le contrôle de la pression ne peut se faire que pendant les heures creuses. (*Thornton, J. 2002*)

Dans la plupart des études, une ou plusieurs vannes de contrôle, destinées à diminuer la pression, sont placées dans le réseau d'eau potable et une réduction du volume des fuites est observée.

Exemple : (source Pressure Management de General Water Savings), [Moreau, 2007]

- ✚ **Manchester** : installation de 118 vannes de régulation => économie de 58 000 m³/j,
- ✚ **Johannesburg** : installation de 14 vannes de régulation => économie de 22 000 m³/j,
- ✚ **Londres** : installation de 31 vannes de régulation => économie de 29 000 m³/j,
- ✚ **Sao Paolo** : installation de 66 vannes de régulation => économie de 65 000 m³/j.
- ✚ **Maroc** étage 85 à Casablanca : installation de 6 vannes de régulation => économie de 8 000 m³/j.

II.6 Méthodes de détection des fuites

La détection des fuites sur les conduites municipales de distribution d'eau est l'un des aspects essentiels des programmes de gestion des fuites. Dans cette partie sont présentées quelques différentes stratégies de détection de fuites. (AWWA 2003).

II.6.1 Méthode acoustique

- **La pré-localisation** : décrite précédemment peut être utilisée également en mode mobile.
- **La détection électro-acoustique** : consiste à réaliser des écoutes ponctuelles en suivant le parcours de la canalisation à l'aide d'un appareil amplifié capteur de bruit.
- **La corrélation acoustique** : permet de déterminer la position de la fuite grâce à plusieurs capteurs de bruits corrélés entre eux de façon très précise.

II.6.2 l'injection de gaz traceur

Elle est utilisée plus particulièrement pour les canalisations de gros diamètre, les conduites avec peu de points d'accès et les conduites de liaison en milieu rural. Un gaz traceur, hydrogène ou hélium, est injecté dans la canalisation en charge. Il suffit ensuite de localiser la fuite en détectant les variations de la teneur en gaz du sol en suivant le parcours de la conduite. Ces gaz inertes, non toxiques et non polluants, ne présentent aucun danger lors de la mise en œuvre.

II.6.3 Repérage au géoradar

À la caméra thermique ou l'envoi de sonde dans la canalisation peuvent également être utilisés.

Conclusion

La gestion des pertes en eau est primordiale, afin de préserver la ressource en eau, ainsi que pour renforcer la performance du réseau et garantir une bonne qualité de l'eau distribuée, pour cela beaucoup d'ingénieurs et chercheurs ont focalisé leurs attentions sur le développement des techniques de gestion et d'analyse des réseaux de distribution d'eau potable. Plusieurs modèles d'optimisation permettant de minimiser le coût total du réseau ont été ainsi développés, sans perte des performances requises.

Introduction

De nos jours, la modélisation des réseaux de distribution d'eau potable est un outil de gestion pour l'hydraulique du réseau et devient de plus en plus un outil de gestion la performance de réseau d'eau distribuée. En effet, un modèle hydraulique permet de réaliser les calculs d'hydraulique en fonction de la demande en eau d'une ville, d'un secteur ou d'un quartier. Ainsi, il est aisé d'obtenir une bonne estimation des débits, des vitesses d'écoulement et des pertes de charge dans les conduites ainsi que des pressions en tout point du réseau. Pour cela, le modèle utilisé doit être calibré, c'est-à-dire qu'il doit représenter au mieux les caractéristiques physiques du réseau (longueurs, diamètres, coefficients de rugosité des conduites, etc.) et hydrauliques (chambres de vannes ouvertes/fermées, connexions avec les réseaux limitrophes, bris de conduites, réorganisation des flux, etc.).

La modélisation, pourrait servir :

- dans le choix et la réalisation des actions d'amélioration des performances ;
- de modernisation du mode de gestion ;
- d'optimisation des charges d'exploitation ;
- de renforcement de l'action commerciale ;

Ce qui permettrait d'atteindre aisément les objectifs tracés et d'éviter des erreurs éventuelles (opération, exploitation, extension).

III.1 Approche théorique d'analyse de réseaux AEP

Il peut aisément être montré que les équations descriptives de l'écoulement au sein d'un réseau sont non linéaires. Le nombre d'équations indépendantes disponibles étant généralement égal au nombre de paramètres inconnus, une solution est possible. Cependant, il n'existe pas de méthode directe pouvant résoudre ce type d'équations. Une procédure itérative est par conséquent nécessaire.

Quatre méthodes sont en pratique communément utilisées pour la résolution de ces équations aboutissant à l'analyse des réseaux de distribution d'eau. Ce sont les méthodes de Hardy Cross, de Newton-Raphson, de l'approche linéaire, et des éléments finis. Dans ce travail, nous ne nous intéresserons qu'aux méthodes de Hardy Cross et de l'approche linéaire. (*Almandoz J 2005*)

III.1.1 Méthode de Hardy Cross

Le Professeur Cross était probablement le premier à suggérer en 1936 une procédure itérative systématique pour l'analyse de réseaux. L'approche qu'il proposa à l'origine est basée sur les équations de correction du débit aux mailles. Cette approche est aussi connue sous le nom de méthode d'équilibre des charges. Un peu plus tard, le même principe fut appliqué aux équations de correction des charges aux nœuds. Cette approche est connue comme la méthode d'équilibre des débits. Chacune de ces approches est à présent connue sous le même nom de méthode de Hardy Cross. (*Almandoz J 2005*)

Le principe de la méthode se base sur la résolution des équations de correction du débit aux mailles en considérant le réseau entier comme composé d’un nombre de mailles fermées. Les débits estimés sont attribués à tous les conduits de telle façon que les équations de conservation du débit soient satisfaites. En considérant les mailles une à une, les pertes de charge sont calculées dans les conduits formant la maille. Les débits dans tous les conduits de la maille subissent la correction :

$$\Delta Q_i = - \frac{\sum h_{lij}}{2 \sum \left(\frac{h_{lij}}{Q_{ij}}\right)} \dots\dots\dots(III.1)$$

Où $\sum h_{lij}$ est la somme algébrique des pertes de charge autour d’une maille ‘l’ et Q_{ij} est le débit dans le conduit ‘ij’ de la maille ‘l’. En passant aux mailles suivantes, les débits corrigés dans tous les conduits sont utilisés. Si au sein du réseau considéré il existe des mailles ouvertes, des conduits fictifs possédant des débits constamment nuls sont ajoutés.

Commentaire :

La méthode de HARDY CROSS, elle présente certains inconvénients :

- Pour la convergence du processus itératif, une distribution initiale des débits plus au moins proche de la solution est exigée. Ce qui justifie le nombre important d’itérations.
- Les expressions des corrections (ΔQ), (ΔH) correspondant respectivement aux méthodes des mailles et des nœuds, manquent de rigueur mathématique, ce qui influe sur la précision des résultats.
- Pour la méthode des mailles elle ne peut s’appliquer que dans le cas des réseaux maillés, contrairement à la méthode des nœuds qui peut être appliquée même sur des réseaux ramifiés.
- Elles ne peuvent s’appliquer que sur de nouveaux réseaux (réseaux neuf).

III.1.2 Méthode de NEWTON RAPHSON

De point de vue mathématique, La méthode de NEWTON RAPHSON est une méthode d’optimisation d’un programme mathématique non linéaire sans contraintes, avec la fonction objective à minimiser représentée par l’expression d’équilibre énergétique sur l’ensemble des mailles, et les débits comme variables de décisions. Ceci pour la méthode des mailles. Pour la méthode des nœuds, la fonction objective à minimiser est formulée à partir de l’équation de continuité aux nœuds, avec les charges aux nœuds comme variables de décision.

(Almandoz J 2005)

III.1.2.1 Méthode des mailles

La fonction objective est dans ce cas :

$$\text{Min}F(Q)=\sum R_{ij}Q_{ij}^2 \dots\dots\dots(III.2)$$

R_{ij} : la résistance hydraulique de la conduite (ij).

Démarrant d’une répartition initiale des débits, le procédé de NEWTON RAPHSON, conduit à la résolution d’un système linéaire à chaque itération déterminant ainsi la correction du débit.

$$\Delta Q^k = J^{-1}F(Q^k) \dots\dots\dots(III.3)$$

$J = \nabla F(Q^k)$: est la matrice Jacobienne du système à l'itération k , dont les éléments sont composés de la dérivée de l'équation de perte de charge par rapport au débit. Le processus itératif s'arrête lorsque la correction (ΔQ) devient négligeable.

III.1.2.2 Méthode des nœuds

Le programme mathématique qui en découle consiste à minimiser sur l'ensemble des tronçons connectés à un nœud i la fonction suivante :

$$\text{Min } F(H_i) = \sum Q_{ij} + q_i = \sum R_{ij}^{-1/\alpha} (H_i - H_j)^{1/\alpha} + q_i \dots \dots \dots \text{(III.4)}$$

H_i, H_j : côtes piézométriques aux nœuds i et j .

Démarrant d'une répartition initiale des charges aux nœuds, le processus itératif commence. A chaque itération (k) une correction (ΔH^k) sur les charges aux nœuds est apportée.

$$\Delta H^k = J^{-1} f(H^k) \dots \dots \dots \text{(III.5)}$$

$J = \nabla F(Q^k)$: est la matrice jacobéenne du système à l'itération k , dont les éléments sont composés de la dérivée de l'équation de continuité par rapport à la charge aux nœuds. Le processus itératif s'arrête lorsque la correction (ΔH) devient négligeable.

Commentaire :

En raison du fondement mathématique assez rigoureux de la méthode d'une part, et le développement des techniques numériques d'autre part, la méthode de Newton Raphson est la plus susceptible pour mieux représenter le problème d'équilibrage. La méthode des nœuds est la plus suggérée pour traiter tous les cas de figure des réseaux qui se présentent (maillés ou ramifiés).

III.1.3 Méthode de la théorie linéaire

Puisqu'aucune méthode directe n'est disponible pour la résolution des équations impliquées dans l'analyse des réseaux qui sont non linéaires, une approche intéressante consisterait d'abord à les linéariser pour ensuite les résoudre. La solution est naturellement approchée, corrigée par l'application d'une procédure itérative. La méthode de Newton-Raphson développe les termes non linéaires en séries de Taylor, néglige les résidus au-delà des deuxièmes termes et ne considère ainsi que les termes linéaires. En conséquence, cette méthode linéarise les équations à travers une différentiation partielle. Elle est par conséquent générale et agit même quand les équations non linéaires sont transcendantes contenant donc des termes exponentiels, trigonométriques, hyperboliques ou logarithmiques. Le non linéarité des équations décrivant un réseau de conduits est algébrique, uniforme et simple. (*Almandoz J 2005*)

Les équations de conservation de l'énergie sur la maille exprimées en termes de débits s'expriment :

$$\sum_{i=1}^n K_{ij} Q_{ij}^n = 0 \dots \dots \dots \text{(III.6)}$$

La méthode de la théorie linéaire transforme les équations non linéaires de perte de charge dans un conduit qu'on notera (p), en équations linéaires s'exprimant comme :

$$h_{lp} = k'(p) \times Q(p) \dots\dots\dots(III.7)$$

Dans lesquelles :

$$k'(p) = k(p) \times Q_0(p)^{n-1} \dots\dots\dots(III.8)$$

$Q_0(p)$ est un débit estimé.

Les équations linéarisées de la maille sont combinées à celles linéaires indépendantes de continuité. Le système d'équations ainsi obtenu peut être résolu par la méthode d'élimination de Gauss ou toute autre méthode permettant d'aboutir aux valeurs de $Q(p)$. Les valeurs de K' sont obtenues à partir des débits estimés la première fois. Les valeurs déterminées de $Q(p)$ sont utilisées dans le calcul de $K(p)$ jusqu'à atteindre une certaine précision. La méthode linéaire converge plus rapidement que celle de Newton-Raphson. Les valeurs de $K(p)$ peuvent être obtenues en utilisant la relation de Hazen-Williams et dans un tel cas, elles resteront constantes. Elles peuvent être exprimées grâce aux équations de Darcy -Weisbach ou de Colebrook-White, et dans ce cas elles dépendraient des débits et devraient donc être réévaluées avec ceux-ci. La méthode linéaire n'est pas recommandée pour le calcul manuel.

Commentaire :

Parmi les quatre méthodes présentées précédemment, celle dite de la théorie linéaire semble être la plus appropriée à la résolution des équations décrivant les phénomènes se tenant au sein de réseaux de conduits.

III.2 Méthodes D'optimisation

Il existe de nombreuses méthodes d'optimisation, celles étant les plus couramment utilisées sont regroupées dans la figure suivants. On distingue deux grandes classes de méthodes. D'une part, la programmation linéaire qui est utilisée pour obtenir une solution optimale à des problèmes parfaitement décrits et représentés par un ensemble d'équations linéaires. Selon que le problème comporte des variables entières ou non, on distingue ainsi les MILP (Mixed Integer Linear Programming) des LP (Linear Programming). D'autre part, la programmation non linéaire sert à résoudre des problèmes décrits par des équations non linéaires. Elle regroupe deux grandes familles de méthodes : les procédures déterministes et les algorithmes stochastiques. (Thornton, J 2002) (Goldberg, D.E 1989)

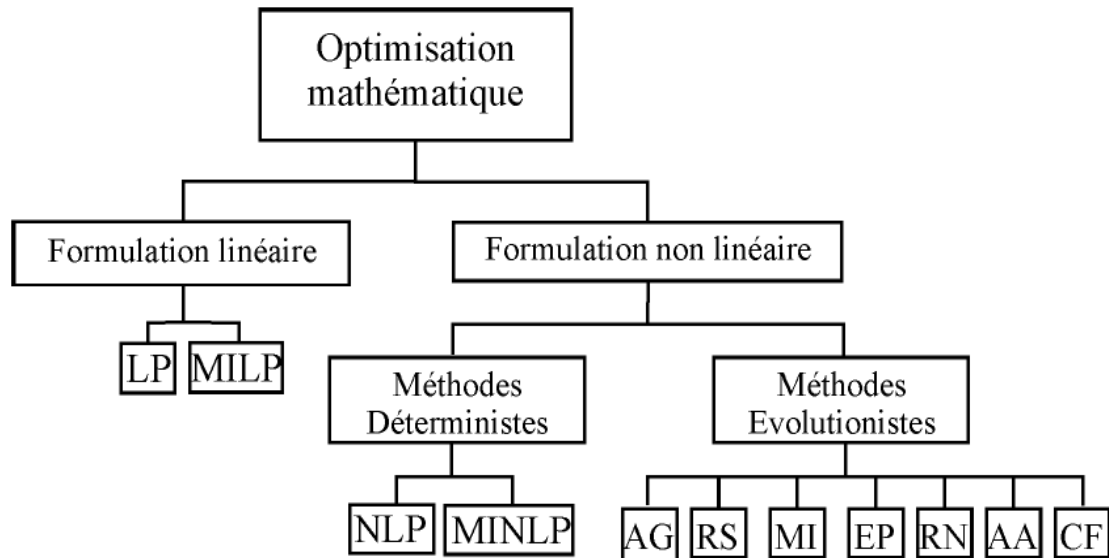


Figure III.1 : Classification des principales méthodes d'optimisation (Garcia et al. 2005).

III.2.1 Méthodes stochastiques

Ces méthodes sont particulièrement adaptées à des problèmes de type « boîte noire » où aucune propriété mathématique du problème n'est connue ; il suffit de savoir évaluer les critères et les contraintes pour un jeu donné de valeurs des variables indépendantes. Malgré leur facilité de mise en œuvre et leur capacité à s'extraire des optima locaux en autorisant certaines dégradations des critères, leurs conditions de convergence ne sont pas clairement établies. Ces méthodes consistent à faire évoluer une ou plusieurs solutions initiales à l'aide de règles probabilistes mimant souvent un processus naturel. Par exemple, on peut citer les algorithmes génétiques (Holland, 1975), le recuit simulé (Kirkpatrick, 1983).

Conclusion

Dans ce chapitre on a vu les différentes méthodes d'optimisation, on a opté pour l'algorithme génétique comme solution pour caler notre réseau d'AEP et on va le programmer par le logiciel Matlab.

Introduction

L'algorithme génétique (AG) est un algorithme de recherche basé sur les mécanismes de la sélection naturelle et de la génétique. Il combine une stratégie de survie des plus forts" avec un échange d'information aléatoire mais structure. Pour un problème pour lequel une solution est inconnue, un ensemble de solutions possibles est créé aléatoirement. On appelle cet ensemble la population. Les caractéristiques (ou variables à déterminer) sont alors utilisées dans des séquences de gènes qui seront combinées avec d'autres gènes pour former des chromosomes et par après des individus. Chaque solution est associée à un individu, et cet individu est évalué et classifié selon sa ressemblance avec la meilleure, mais encore inconnue, solution au problème. Il peut être démontré qu'en utilisant un processus de sélection naturelle inspiré de Darwin, cette méthode convergera graduellement à une solution. Comme dans les systèmes biologiques soumis à des contraintes, les meilleurs individus de la population sont ceux qui ont une meilleure chance de se reproduire et de transmettre une partie de leur héritage génétique à la prochaine génération. Une nouvelle population, ou génération, est alors créée en combinant les gènes des parents. On s'attend à ce que certains individus de la nouvelle génération possèdent les meilleures caractéristiques de leurs deux parents, et donc qu'ils seront meilleurs et seront une meilleure solution au problème. Le nouveau groupe (la nouvelle génération) est alors soumis aux mêmes critères de sélection, et par après génère ses propres rejetons. Ce processus est répété plusieurs fois, jusqu'à ce que tous les individus possèdent le même héritage génétique. Les membres de cette dernière génération, qui sont habituellement très différents de leurs ancêtres, possèdent de l'information génétique qui correspond à la meilleure solution au problème.

L'algorithme génétique de base comporte trois opérations simples qui ne sont pas plus compliquées que des opérations algébriques :

- Sélection
- Reproduction
- Mutation

L'algorithme génétique fut développé par Holland 1975

IV.1 Principes généraux

Un algorithme génétique recherche le ou les extrema d'une fonction définie sur un espace de données.

Pour l'utiliser, on doit disposer des cinq éléments suivants :

1. Un principe de codage de l'élément de population. Cette étape associée à chacun des points de l'espace d'état a une structure de données. Elle se place généralement après une phase de modélisation mathématique du problème traité. La qualité du codage des données conditionne le succès des algorithmes génétiques. Les codages binaires ont été très utilisés à l'origine. Les codages réels sont désormais largement utilisés, notamment dans les domaines applicatifs pour l'optimisation de problèmes à variables réelles.
2. Un mécanisme de génération de la population initiale. Ce mécanisme doit être capable de produire une population d'individus non homogène qui servira de base pour les générations futures. Le choix de la population initiale est important car il peut rendre plus ou moins rapide la convergence vers l'optimum global. Dans le cas où l'on ne connaît rien du problème à

résoudre, il est essentiel que la population initiale soit répartie sur tout le domaine de recherche.

3. Une fonction à optimiser. Celle-ci retourne une valeur de R^+ appelée *fitness* ou fonction d'évaluation de l'individu.

4. Des opérateurs permettant de diversifier la population au cours des générations et d'explorer l'espace d'état. L'opérateur de croisement recompose les gènes d'individus existant dans la population, l'opérateur de mutation a pour but de garantir l'exploration de l'espace d'états.

5. Des paramètres de dimensionnement : taille de la population, nombre total de générations ou critère d'arrêt, probabilités d'application des opérateurs de croisement et de mutation.

Le principe général du fonctionnement d'un algorithme génétique est représenté sur la figure suivante.

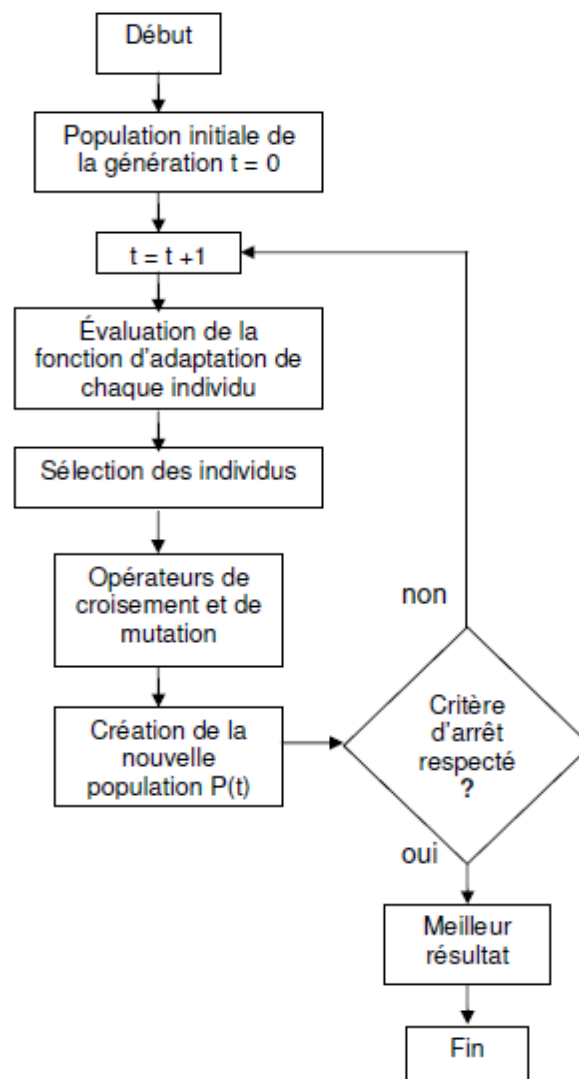


Figure IV.1 : Les principales étapes d'un algorithme génétique (Goldberg, D.E 1989)

- Le nombre de générations que l'on souhaite exécuter peut être fixe a priori. C'est ce que l'on est tenté de faire lorsque l'on doit trouver une solution dans un temps limite.
- L'algorithme peut être arrêté lorsque la population n'évolue plus ou plus suffisamment rapidement. (*Wu, Z. Y, Walski 2002*) (*Wu, Z. Y., Elio F. A 2004*)

IV.2 Opérateurs génétiques

IV.2.1 Codage des individus d'une population

Les algorithmes génétiques opèrent sur un échantillon d'individus appartenant à une population. Ces individus sont caractérisés par un chromosome, c'est-à-dire une séquence de gènes. Notons que, dans la littérature, les notions "individu", "chromosome" et "séquence" sont utilisés indifféremment ;

Ce sont des synonymes. Dans un souci de clarté, j'utiliserai de préférence le terme "individu". Néanmoins dans certains passages (croisement et mutation), j'utiliserai le terme "chromosome" par analogie avec la sélection naturelle de Darwin.

Ils sont ensuite introduits dans des structures de données appropriées en vue d'optimiser leur traitement. L'ensemble de ces chromosomes forme donc la population. Chaque chromosome représente un point de l'espace de recherche des solutions.

L'efficacité d'un algorithme génétique dépend du choix du codage d'un chromosome. Trouver une structure de données et un codage adéquats est dès lors un des objectifs les plus importants.

Pour illustrer l'importance d'un choix adéquat, on peut considérer l'exemple suivant. On peut désigner des personnes par leur nom, leur prénom, leur numéro de téléphone, leur profession, leur adresse,.... Lorsqu'on veut envoyer une lettre à une personne, on n'a besoin que du nom de la personne et de son adresse. Pour pouvoir téléphoner à une personne, on n'a besoin que de son numéro de téléphone. A chaque usage correspondra une structure de données plus appropriée qu'une autre.

En organisant les données d'une certaine manière, on favorise leur traitement automatique, efficace et rapide. Adopter une structure de données appropriée pour un traitement informatique peut également contribuer à décomplexifier de manière significative une application informatique et ainsi participer à la diminution du taux d'erreurs.

Cependant, choisir un type de codage adapté ne peut pas être effectuée de manière systématique dans l'état actuel des connaissances. Selon les chercheurs dans ce domaine, la méthode actuelle à appliquer consiste à choisir le codage qui semble le plus naturel en fonction du problème à traiter et à développer ensuite l'algorithme de traitement. (*Wu, Z. Y, Walski 2002*)

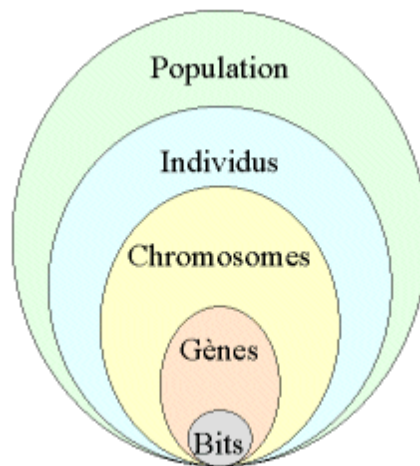


Figure IV.12 : Les cinq niveaux d'organisation d'un algorithme génétique (Goldberg, D.E 1989)
Voici une description de certains types de codage les plus couramment utilisés.

IV.2.1.1 Codage binaire

Le codage binaire est un codage élémentaire dont le principe consiste à coder la solution selon une chaîne de bits. Une chaîne de bits est une suite de chiffres, chacun d'entre eux pouvant prendre la valeur 0 ou 1. La structure de données traditionnellement utilisée est un tableau, appelé aussi vecteur, de variables booléennes. Chaque composante X_j , $j = 0, \dots, N$ de ce vecteur est une valeur booléenne prise par la variable. Ce type de codage est le plus utilisé.

(Wu, Z. Y, Walski 2002)

IV.2.1.2 Codage à caractères multiples

Par opposition au codage binaire, une autre manière de coder les chromosomes d'un algorithme génétique est le codage à l'aide de caractères multiples.

Souvent, ce type de codage est plus naturel que le codage binaire.

C'est d'ailleurs celui-ci qui est utilisé dans de nombreux cas poussés d'algorithmes génétiques. (Wu, Z. Y, Walski 2002)

IV.2.1.3 Codage sous forme d'arbre

Ce codage utilise une structure arborescente ; un arbre est une structure de données munie d'une racine de laquelle peuvent être issus un ou plusieurs fils. Un de leurs avantages est qu'ils peuvent être utilisés dans le cas de problèmes ou les solutions n'ont pas une taille finie. En principe, des arbres de taille quelconque peuvent être formés par le biais de crossing-over et de mutations. (Wu, Z. Y, Walski 2002)

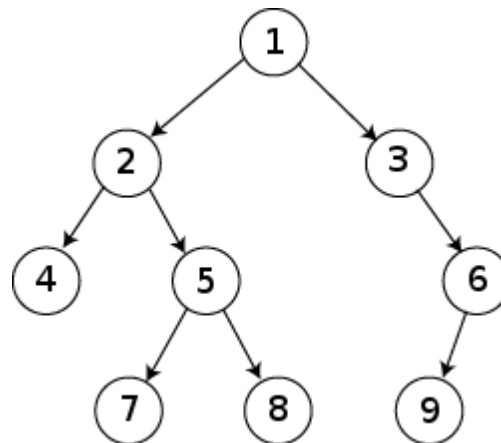


Figure IV.3 : Exemple d'arbre (Goldberg, D.E 1989)

Le problème de ce type de codage est que les arbres résultants sont souvent difficiles à analyser et que l'on peut se retrouver avec des arbres «solutions» dont la taille sera importante, alors qu'il existe des solutions plus simples et plus structurées à côté desquelles sera passé l'algorithme. De plus, les performances de ce type de codage, par rapport à des codages en chaînes sont encore mal connues. En effet, ce type d'expérience ne fait que commencer et les informations disponibles sont trop rares pour se prononcer.

IV.2.2 Evaluation et sélection

L'évaluation d'un individu ne dépendant pas de celle des autres individus (on peut alors paralléliser cette phase), le résultat fourni par la fonction d'évaluation va permettre de sélectionner ou de refuser un individu pour ne garder que les individus ayant le meilleur coût en fonction de la population courante : c'est le rôle de la fonction de fitness. Cette méthode permet de s'assurer que les individus performants seront conservés, alors que les individus peu adaptés seront progressivement éliminés de la population. En d'autres termes, elle permet, à partir d'un chromosome, de calculer le coût d'un point de l'espace de recherche, de quantifier numériquement la validité de la solution qu'il représente et de mesurer la santé et le degré d'adaptation d'un individu à son environnement. Traditionnellement cette fonction est croissante avec la qualité de la solution.

Dans un problème de maximisation, il peut s'agir de la fonction qu'on cherche à optimiser, appelée aussi fonction objectif. Pour des raisons d'efficacité de l'algorithme, on peut être amené à choisir la fonction d'évaluation de façon plus sophistiquée, mais elle sera toujours croissante en la valeur de l'objectif dans un problème de maximisation.

On peut alors définir une fonction de sélection qui, se basant sur l'évaluation précédemment établie, va identifier statistiquement les meilleurs individus d'une population, sélectionner une sous-population à partir de la population parente, éliminer les individus les moins performants, et générer à leur place les plus performants, simulant ainsi le schéma de la "sélection naturelle" de Darwin. (Wu, Z. Y., Elio F. A 2004)

Plus formellement, la sélection tant des individus de "haute qualité que ceux de basse qualité comporte généralement un aspect aléatoire. Chaque individu X_i de la population parmi laquelle se fait la sélection, se voit attribuer une probabilité P_i d'être choisi d'autant plus

grande que son évaluation est haute (basse dans le cas d'une sélection de "mauvais" individus). On tire un nombre r au hasard (uniformément) entre 0 et 1. L'individu k est choisi de telle façon que

$$\sum_{i=1}^{k-1} P_i < r \leq \sum_{i=1}^k P_i$$

Dans la littérature, il existe de nombreuses méthodes de sélection, complexes ou non, adaptées à certains types de problèmes. Voici quelques-unes de ces méthodes :

IV.2.2.1 Sélection par roulette

Il s'agit de la méthode la plus courante. Les individus parents sont sélectionnés proportionnellement à leur performance. Meilleur est le résultat fourni par l'évaluation d'un individu, plus grande est sa probabilité d'être sélectionné.

Le nombre de fois qu'un individu sera sélectionné est égal à son évaluation divisée par la moyenne de l'évaluation de la population totale. Plus exactement, la partie entière représente le nombre de fois qu'il sera sélectionné, et la partie flottante la probabilité qu'il aura d'être sélectionné à nouveau.

On peut comparer cette méthode de sélection à une roulette de casino sur laquelle sont placés tous les individus de la population, la largeur allouée à chacun des individus étant en relation avec leur valeur d'évaluation. Cette roulette est représentée par la figure suivante.

Ensuite, la bille est lancée et s'arrête sur un individu. Les meilleurs individus peuvent ainsi être tirés plusieurs fois et les plus mauvais ne jamais être sélectionnés. Cela peut être simulé par l'algorithme suivant :

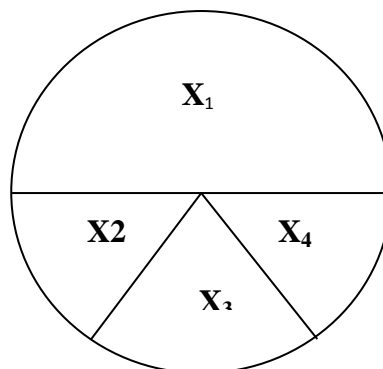


Figure IV.5 : Probabilité de chaque individu placé sur une roulette de casino. (Goldberg, D.E 1989)

Algorithme 2 : Sélection par roulette

On calcule la somme S_1 de toutes les fonctions d'évaluation d'une population ;

On génère un nombre r entre 0 et S_1 ;

On calcule ensuite une somme S_2 des évaluations en s'arrêtant dès que r est dépassé ;

Le dernier individu dont la fonction d'évaluation vient d'être ajoutée est sélectionné ;

IV.2.2.2 Sélection par rang

Il s'agit de classer la population suivant la fonction d'adaptation, chaque individu de la population se voit accorder un rang. Plus l'individu est bon, plus son rang est élevé. Le

principe de la sélection par rang est similaire que la sélection par roulette, la différence est que la proportion est calculée sur les rangs et non sur la valeur de la fonction d'adaptation. L'ensemble des individus est représenté sur un segment de droite dont les valeurs sont comprises entre 0 et 1.

Un tirage aléatoire en général selon une loi uniforme) de nombres compris entre 0 et 1. La valeur du nombre aléatoire détermine l'individu à sélectionner. (Wu, Z. Y., Elio F. A 2004)

IV.2.2.3 Sélection par tournoi

A partir de la population de taille m , un tournoi qui consiste à sélectionner m chromosomes de m pairs. Pour chaque pair, le vainqueur est déterminé par la valeur de la fonction d'adaptation. Ainsi m individus seront sélectionnés pour la reproduction.

IV.2.3 Croisement

La procédure des élections permet d'identifier les individus à reproduire, *les parents*. Le mécanisme de reproduction est assuré par les opérations de croisement et de mutation. L'opération de croisement doit permettre d'améliorer la performance de la population considérée et de générer de meilleures solutions, *les enfants*. L'opération de croisement est tributaire de la nature du codage utilisé. Elle est effectuée sur une paire d'individus sélectionnés de la population, *les parents*.

Cette opération est caractérisée par une probabilité de croisement P_c et le nombre de points de croisement. Nous présentons certains opérateurs. (Wu, Z. Y., Elio F. A 2004)

IV.2.3.1 croisement simple

Le croisement entre deux individus est conditionné par la probabilité de croisement et le nombre de points de croisement. Le croisement permet de générer deux nouveaux individus dont la structure a été modifiée à partir d'individus de la population. Pour le codage binaire, il s'agit d'abord de déterminer le point de croisement. Chaque chromosome est caractérisé par une longueur déterminée par le nombre de code le constituant. En fonction du nombre de points de croisement voulu, on génère un ou plusieurs nombres aléatoires comprise entre 1 et la longueur du chromosome considéré.

Les points de croisement seront les positions qui correspondent aux nombres générés aléatoirement. Le croisement simple peut, être adapté au codage réel, entier ou alphabétique en utilisant la même procédure. (Wu, Z. Y., Elio F. A 2004).

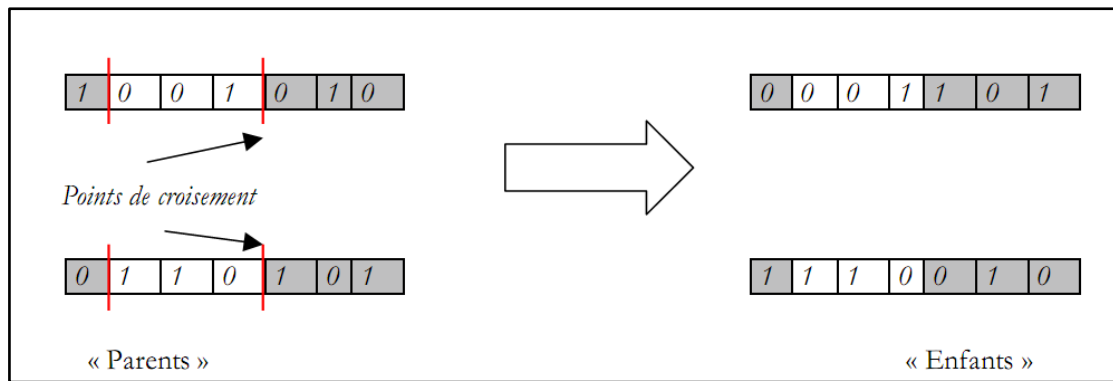


Figure IV.6 : Procédure de croisement dans le cas d'un codage binaire (Goldberg, D.E 1989)

IV.2.3.2 Croisement uniforme

Cette opération consiste à considérer pour un chromosome donné un masque formé d'un vecteur aléatoire binaire. Le codage utilisé représente une variable de décision lui correspondant un nombre binaire, réel, entier ou alphabétique. En fonction de la valeur de la composante du vecteur binaire associé à la position sur le chromosome, la valeur du code associé à cette position peut avoir l'une des deux valeurs des parents considérés. Le deuxième chromosome (enfant) généré sera constitué par symétrie par rapport au premier chromosome. En fonction de la position du code, si la valeur est associée au premier parent, alors la valeur de la même position pour le second enfant sera associée au deuxième parent. (Goldberg, D.E 1989)

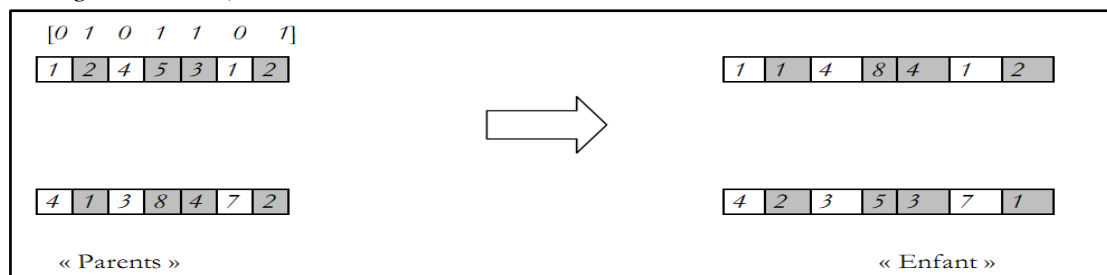


Figure IV.7 : Procédure de croisement uniforme dans le cas d'un codage entier (Goldberg, D.E 1989).

IV.2.4 Mutation

Cette opération a pour but de créer du désordre dans la population afin de limiter les risques de convergence prématurée vers des optimums locaux. L'opération de mutation est tributaire du codage utilisé et de la probabilité de mutation P_m , qui conditionne la mutation ou non d'un individu. (Simpson et al, 1994) propose de choisir la probabilité de mutation avec :

$$1/m \leq P \leq 1/m$$

Pour un codage binaire, la mutation consiste à générer un nombre aléatoire compris entre 1 et la longueur du chromosome. La position du code à muter correspond à la valeur du nombre aléatoire généré. (Goldberg, D.E 1989)

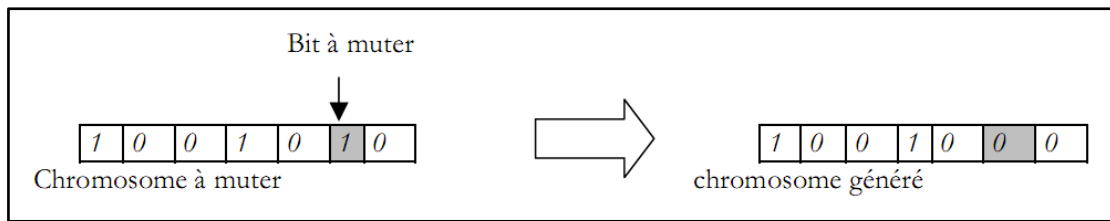


Figure IV.8 : Opération de mutation (Goldberg, D.E 1989)

IV.2.5 Optimisation

Cette phase, relativement importante, n'est pas assez mise en valeur dans la littérature concernant les algorithmes génétiques. L'optimisation est l'utilisation d'une méthode de recherche locale, appliquée à chaque individu lors de sa création. Chaque individu est un minimum local, on ne risque donc pas de passer à côté d'une bonne solution. (Wu, Z. Y., Elio F. A 2004)

IV.3 Convergence de l'algorithme

L'amélioration de la population est très rapide au début (recherche globale) et devient de plus en plus lente à mesure que le temps passe (recherche locale). Le bruit dans la moyenne est essentiellement dû aux mutations.

Exemple de convergence de l'AG. On a reporté la valeur de la fonction d'adaptation de l'individu le plus adapté de chaque génération (trait), et la moyenne des fonctions d'adaptation (pointillés), pour une population de 200 individus. (Wu, Z. Y., Elio F. A 2004)

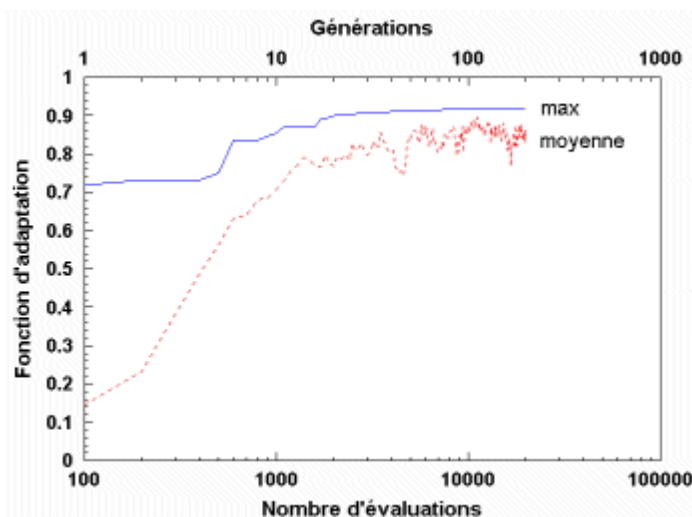




Figure IV.9 Exemple de convergence d'un algorithme génétique (Goldberg, D.E 1989)

IV.4 Domaines d'application

Les algorithmes génétiques sont de plus en plus utilisés. On les retrouve dans les domaines suivants :

-  Optimisation : optimisation de fonctions, planifications, etc ...
-  Apprentissage : classification, prédiction, robotique, etc ...

- ✚ Programmation automatique : programmes LISP, automates cellulaires, etc ...
- ✚ Etude du vivant, du monde réel : marchés économiques, comportements sociaux, systèmes immunitaires, etc ...

IV.5 Algorithmes génétiques dans le domaine de l'eau

Les algorithmes génétiques dans le domaine de l'alimentation en eau potable (AEP) concernent les domaines suivants :

- ✚ Utilisation pour le dimensionnement des réseaux d'AEP ;
- ✚ Utilisation pour la réhabilitation des réseaux d'AEP ;
- ✚ Recherche des fuites dans les réseaux d'AEP ;
- ✚ Optimisation des emplacements des stations de chloration dans les systèmes d'AEP;
- ✚ Détection des sources de pollution dans les réseaux d'AEP ;
- ✚ Optimisation du fonctionnement des stations de pompage ;
- ✚ Calage automatique des modèles hydrauliques des réseaux AEP.
- ✚ Choix optimal d'une extension.

Conclusion

En conclusion nous avons présenté les principes application des algorithmes génétiques et leur domaine d'utilisation. Nous allons les utiliser pour notre cas dans le cadre du calage des modèles hydrauliques d'un réseau d'AEP. Devant la complexité du problème accentué par l'inexistence de modèle mathématique pouvant donner la différence de pression en fonction des différents paramètres de calage à savoir la demande de base, l'exposant de fuite le coefficient de décharge ,la rugosité ,utilisation des AG s'avère donc indispensable.

Pour notre cas, le détail de leur application sera abordé dans le chapitre suivant.

Introduction

Dans ce chapitre, nous allons mettre en application l’outil pour le calage des modèles hydrauliques sur une partie du réseau de la ville de Mostaganem.

Nous commencerons par la représentation de l’état initial du réseau (modèle avant le calage) et par la suite, nous présenterons les différents résultats obtenus après le calage avec les interprétations qui leur correspondent.

V.1 Présentation du Réseau d’AEP de la Cité de Mazaghran

Le réseau de la commune de Mazaghran dans la ville de Mostaganem contient neuf piézomètres et quatre débitmètres au niveau des sorties des réservoirs qui alimente le réseau de distribution.

V.1.2 Dimensionnement du réseau (année 2000)

Ce réseau a été mis en place depuis l’année 2000 pour satisfaire les besoin de l’agglomération de Mazaghran jusqu’à l’horizon 2030.

Les étapes de dimensionnement de ce réseau sont :

V.1.2.1 Estimation de la population future :

L’estimation de la population se fait pour l’horizon 2030, le calcul est établi à l’aide de la formule suivante :

$$P = P_0(1+\tau)^n \dots\dots\dots(V.1)$$

Avec :

P : Population à l’horizon d’étude (hab).

P₀ : Population de base 1998 (hab).

n : nombre d’années séparant les horizons considérée.

τ : taux moyen annuel d’accroissement de la population en (%)

D’après l’ADE de Mostaganem, le taux d’accroissement opté est de 3%.

Tableau V.1 : L’évolution de la population se résume dans le tableau suivant :

COMMUNES	Nombre d'habitants				
	1998	2000	2010	2020	2030
Mazaghran	11010	11459	13996	17094	20879

DHW Mostaganem 2000

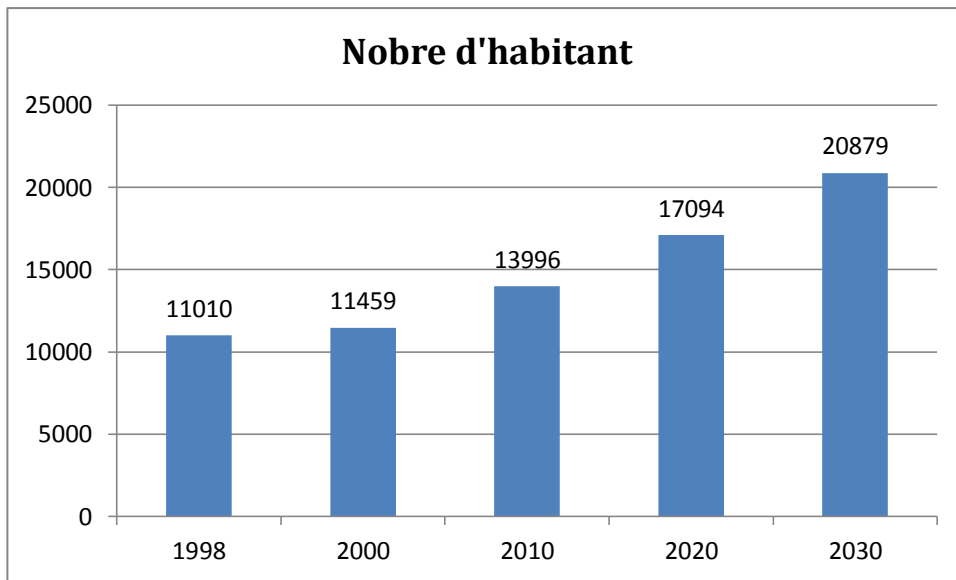


Figure V.1 : Variation de la population au cours des années

A l’horizon 2030, le nombre total d’habitants sera 20 879 habitants.

V.1.2.2 Estimation des besoins en eau

➤ **Consommation moyenne journalière**

La consommation moyenne journalière est désignée par Q_{moyj} et calculé par la formule suivante :

$$Q_{moyj} = (N \times D) / 1000 \quad (m^3/j) \dots \dots \dots (V.2)$$

Avec :

Q_{moyj} : Consommation moyenne journalière en m^3/j ;

N : nombre de consommateurs ;

D : dotation moyenne en l/j/cons.

➤ **Besoins en eau par catégorie :**

➤ **Besoins domestique :**

Pour le calcul des besoins domestiques futurs de la commune de Mazaghan, les services de l’hydraulique préconisent les dotations suivantes :

- 130 l/s/ha de 2000 à 2010 (court et moyen terme) ;
- 150 l/s/ha de 2010 à 2030 (long terme).

Les besoins domestiques futurs de la commune de Mazaghan sont présentés dans le tableau V.2.

Tableau V.2 : Besoins domestiques du Mazagrhan

Horizon	Population	Dotation	Q _{moyj}
		(l/j/hab)	(m3/j)
2000	11459	130	1489,67
2010	13996	150	2099,4
2020	17094	150	2564,1
2030	20879	150	3131,85

DRE Mostaganem 2000

➤ **Besoins d'équipements :****Tableau V.3 :** Infrastructures (Administratif, Santé, Sport et Culturel)

Equipements	Nombre	Unité	Dotation	Q (m3/j)
Policier	20	agent	40	0,8
Subdivision d'agriculture et forêt	15	employé	15	0,225
Sécurité urbaine	25	employé	15	0,375
Mosquées	800	fidèles	20	16
Siège APC	40	employé	15	0,6
Stade communal	345	m2	5	1,725
Centre de santé	30	lit	20	0,6
Clinique privée	25	lit	20	0,5
PTT	25	employé	15	0,375
Centre culturel	80	jeune	40	3,2
Jardin ou placette publique	1000	m2	5	5
Centre ADE	15	employé	15	0,225
total				29,625

DRE Mostaganem 2000

V.1.2.3 Majoration des besoins

Les fuites d'eau sur le réseau sont parfois importantes, elles se produisent en grande partie sur les branchements particuliers. Pour un réseau ancien elles peuvent atteindre jusqu'à 30% environ de débit total, ces fuites dépendent de l'état du réseau. Elles sont évaluées principalement par une mesure nocturne du débit.

Dans ce projet, il suppose que les fuites sont égales à 10% de la consommation moyenne, les tableaux suivants représentent les besoins totaux en eau :

➤ **Récapitulation des besoins en eau de la ville :**

Les besoins totaux en eau de Mazaghran sont donnés par les tableaux suivants :

Tableau V.4 : Récapitulation des besoins en eau du Mazaghran

Catégorie des besoins	Q_{moyj} (m^3/j)
Domestiques	3131,87
Equipements	29,62
Majoration des besoins (10%)	316,65
Total	3478,14

V.1.2.4 Variation des débits de consommation dans le temps

Le débit demandé par les différentes catégories est soumis à plusieurs variabilités en raison de l'irrégularité de la consommation dans le temps. Ces dernières sont annuelles, saisonnières, journalières ou horaires.

➤ **Variation journalière**

La variation journalière se définit comme le rapport de la consommation maximale de la journée sur la consommation minimale de la journée de l'année.

Il existe donc deux rapports de consommation par rapport à la moyenne :

- **Coefficient minimal d'irrégularité journalière :**

$$K_{minj} = Q_{maxj} / Q_{moyj}$$

Avec : K_{minj} variant entre 0,7 et 0,9

- **Coefficient maximal d'irrégularité journalière :**

$$K_{maxj} = Q_{minj} / Q_{moyj}$$

Avec : K_{maxj} variant entre 1,1 et 1,3.

Ce coefficient a pour but la majoration du débit moyen Q_{moyj} de 10 à 30% ;

il prend $K_{maxj} = 1,3$.

➤ **Variation horaire :**

Au sein de la journée la plus chargée de l'année, il existe des variations importantes de la consommation d'une heure à une autre, d'où :

Il existe donc deux rapports de consommation par rapport à la moyenne :

- Coefficient d'irrégularité maximale horaire (K_{max,h}) :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie :

$$K_{maxh} = Q_{maxh} / Q_{moyh}$$

D'une manière générale, Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{max} et β_{max} tel que :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max}$$

Avec :

- α_{max} : coefficient qui tient compte du développement industriel et des habitudes de la population, varie entre **1,2** à **1,4** . dans ce cas il prend **$\alpha_{max} = 1,2$** .
- β_{max} : c'est un coefficient qui est fonction du nombre d'habitant suivant le tableau ci-dessous :

Tableau V.5 : β_{max} en fonction du nombre d'habitants

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

Tableau V.6 : Calcul de K_{maxh}

Agglomération	Population	α_{max}	β_{max}	K_{maxh}
Mazagrhan	20879	1,2	1,19	1,43

- Coefficient d'irrégularité minimale horaire (K_{min,h}) :

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

$$K_{min,h} = \alpha_{min} \cdot \beta_{min}$$

Avec :

- α_{min} : coefficient qui tient compte du développement industriel et des habitudes de la population, varie entre **0,4** à **0,6**. Dans ce cas il prend : **$\alpha_{min} = 0,5$** .
- β_{min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Tableau V.7 : β_{\min} en fonction du nombre d’habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6

➤ **Détermination des débits journaliers**

➤ **Consommation maximale journalière**

Le débit maximum journalier est défini comme étant le débit d’une journée de l’année ou la consommation est maximale. Il est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution, l’adduction, le réservoir de stockage et la station de pompage.

Ce débit est donné par la formule :

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

Avec :

- $Q_{\max j}$: débit maximum journalier en m^3/j ;
- $Q_{\text{moy.j}}$: débit moyen journalier en m^3/j ;
- $K_{\max j}$: coefficient d’irrégularité maximale journalière .

➤ **Consommation minimale journalière :**

Le débit minimum journalier est défini comme étant le débit d’une journée de l’année ou la consommation est minimale. Il est donné par la formule :

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

On prend $K_{\min.j} = 0,8$.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.8 : Calcul du débit maximum et minimum journalière

Agglomération	$Q_{\text{moy.j}}$ (m3/j)	$K_{\max.j}$	$Q_{\max.j}$ (m3/j)	$K_{\min.j}$	$Q_{\min.j}$ (m3/j)
Mazagrhan	3478,14	1,2	4173,77	0,8	2782,51

Commentaire :

Le débit maximum et minimum journalier sont égales respectivement : 4 173,77 m³/j et 2 782,51 m³/j.

➤ **Détermination des débits horaires :**

-Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy.h}} = \frac{Q_{\text{max.j}}}{24} \quad (\text{m}^3/\text{h}) \quad \dots\dots\dots(\text{V.5})$$

Avec :

- Q_{moy,h} : débit moyen horaire en m³/h ;
- Q_{max,j} : débit maximum journalier en m³/j ;

- 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 :

$$Q_{\text{max,h}} = K_{\text{max,h}} \cdot Q_{\text{moy,h}}$$

- Avec :
- Q_{moy,h} : débit moyen horaire en m³/h ;
 - K_{max,h} : coefficient d’irrégularité maximale horaire ;

Tableau V.9 : évaluation des débits moyen et maximum horaire

Agglomération	Q _{max,j} (m ³ /j)	Q _{moy.h} (m ³ /h)	K _{max,h}	Q _{max.h} (m ³ /h)
Mazaghran	3478,14	144,93	1,43	207,25

➤ **Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d’habitant**

Le débit horaire d’une agglomération est variable selon l’importance de cette dernière. La variation des débits horaires d’une journée est représentée en fonction du nombre d’habitants comme il est indiqué dans le tableau V.10 :

Tableau V.10 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

Remarque :

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximum journalier de l'agglomération. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{\max.h} = \% .h \times Q_{\max.j}$$

Puisque le nombre d'habitant à l'année 2030 sera entre 10 000 hab et 50 000 hab, on va choisir la deuxième colonne de répartition du débit horaire (tableau V.10) pour calculer les consommations horaires comme indiquent le tableau V.11 :

Tableau V.11 : Variation des débits horaires du Mazagrhan

Heure	Consommation totale $Q_{\max j}=3478,14 \text{ m}^3/j$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m^3/h	m^3/h	m^3/h
0-1	1,5	52,17	1,5	52,17
1-2	1,5	52,17	3	104,34
2-3	1,5	52,17	4,5	156,52
3-4	1,5	52,17	6	208,69
4-5	2,5	86,95	8,5	295,64
5-6	3,5	121,73	12	417,38
6-7	4,5	156,51	16,5	573,89
7-8	5,5	191,30	22	765,19
8-9	6,25	217,38	28,25	982,57
9-10	6,25	217,38	34,5	1199,96
10-11	6,25	217,38	40,75	1417,34
11-12	6,25	217,38	47	1634,73
12-13	5	173,91	52	1808,63
13-14	5	173,91	57	1982,54
14-15	5,5	191,30	62,5	2173,84
15-16	6	208,69	68,5	2382,53
16-17	6	208,69	74,5	2591,21
17-18	5,5	191,30	80	2782,51
18-19	5	173,91	85	2956,42
19-20	4,5	156,51	89,5	3112,94
20-21	4	139,12	93,5	3252,06
21-22	3	104,34	96,5	3356,41
22-23	2	69,56	98,5	3425,97
23-24	1,5	52,17	100	3478,14
Total	100	3478,14		

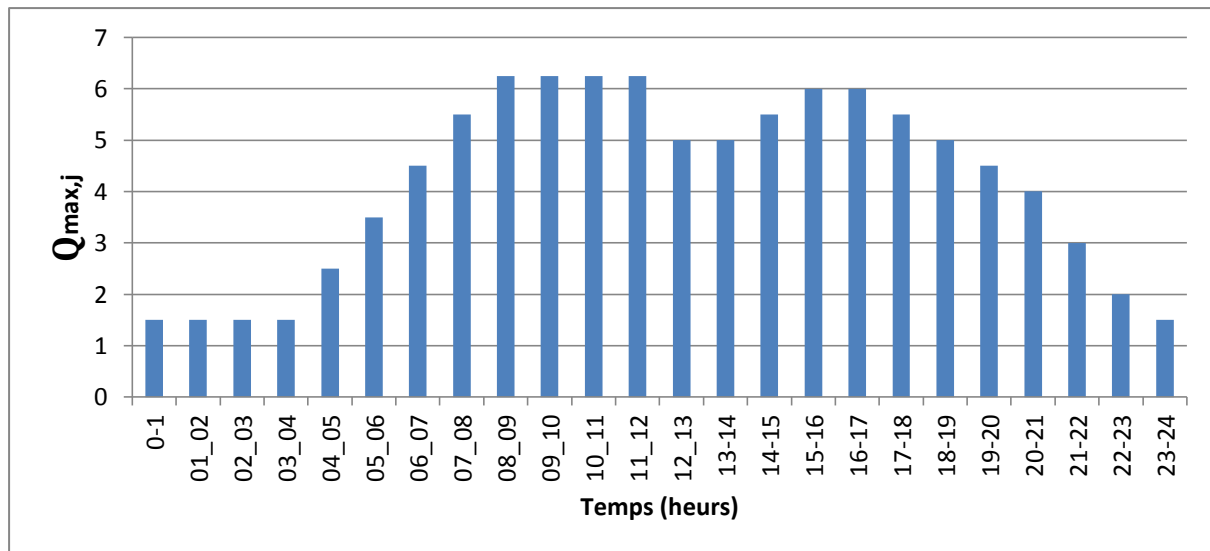


Figure V.2 : schéma variation du débit maximal journalière

Après les calculs au-dessus il a trouvé un débit max horaire égale à **217,38** m³/h qu'a été utilisée pour le dimensionner du réseau.

V.1.3 Caractéristique du réseau de Mazaghran

Le réseau contient 172 nœuds et une somme de conduite de 270 sur une longueur totale d'environ de 46 159 ml avec des diamètres allant de 50 à 600 mm.

Tableau V.12 : Nombre de conduites de distribution par diamètre

Diamètre	Nombre de conduites
Ø 600	18
Ø 200	30
Ø 150	76
Ø 100	78
Ø 50	68

ADE Mostaganem 2000

V.1.4 Réseau distribution de Mazaghran

Le réseau est alimenté à partir du réservoir d'eau principal 500 m³, situé en amont au Sud-Ouest de la ville avec côte du terrain naturel CTN= 147 m et côte trop pleine CTP= 202m par l'intermédiaire d'un réseau de type maillé à l'exception de la partie qui alimente les habitations éparses et le nouveau lotissement Mazaghran 1, Najah est de type ramifié.

Pour la nature de matériaux des conduites de distribution on a PVC dans la totalité du réseau.

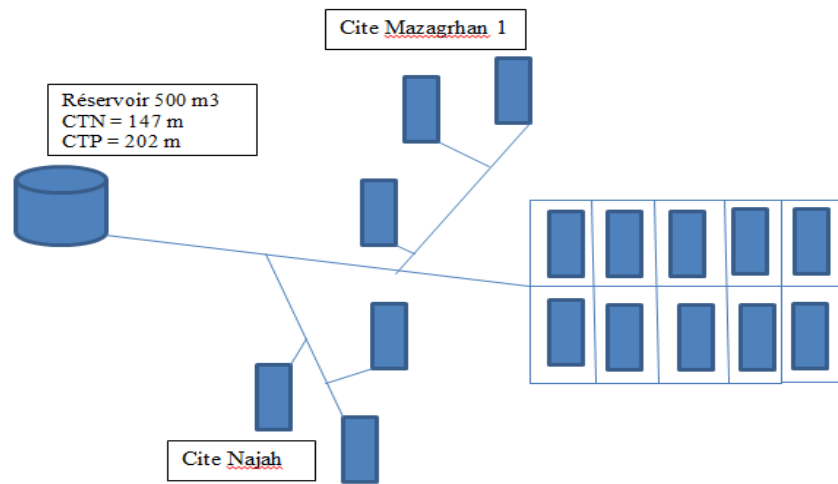


Figure V.3 : schéma synoptique du réseau distribution de Mazaghran

V.2 Positionnement des points de mesure

V.2.1 Réseau de Mazaghran

La figure V.4 représente les différents points de mesure de pression disponible pour le réseau Mazaghran. Concernant les mesures de débits il n'y a qu'une seule mesure correspondant à la conduite principale de 200 mm qui alimente le réseau de distribution.

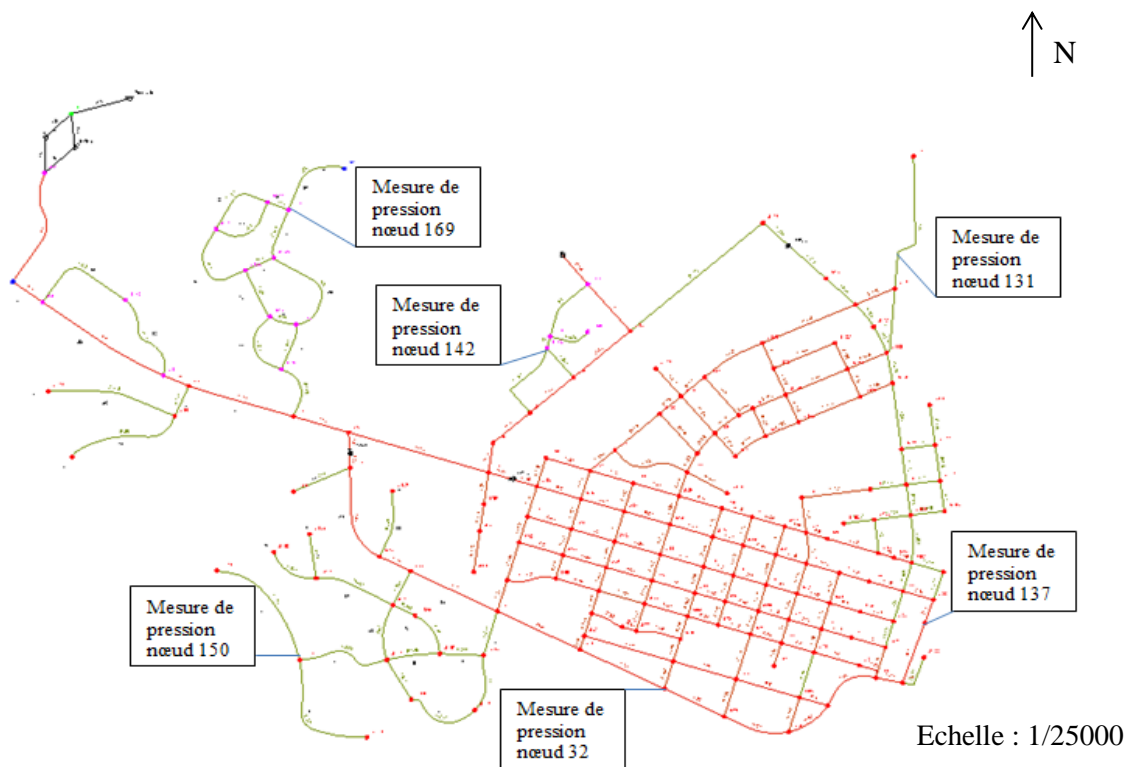


Figure V.4 : Situation des points de mesure de pression dans le réseau de Mazaghran.
(ADE Mostaganem 2014)

Commentaire :

Les points de mesures présentées sur la figure V.4 représentent les points les plus défavorables du réseau.

V.3 Situation initiale (avant le calage)

Dans la première étape on introduit notre réseau sur WATERCAD et faire la simulation pour obtenir les caractéristiques initiale de notre réseau à l'état neuf.

Les tableaux (V.13), (V.14), représentent les caractéristiques physiques du réseau dans leur état neuf :

V.3.1 Etat des Nœuds (19 nœuds)

Dans le tableau V.13 on n'a présenté que dix-neuf nœuds comme exemple et la suite des nœuds sont présentés dans l'annexe I.1.

Tableau V.13 : Etats des Nœuds dans du réseau neuf à 18 heure

étiquette	Elévation (m)	Demande (L/s)	Catégorie Hydraulique (m)	Pression (bars)
J-1	148	0	149,1	1,1
J-2	148	0	178,2	3
J-3	150	0,08	178,2	2,8
J-4	147	0,52	178,2	3,1
J-5	138	0,44	178,2	3,9
J-6	136	0,26	178,2	4,1
J-7	135	0,26	178,2	4,2
J-8	134	0,04	178,2	4,3
J-9	131	0,12	178,2	4,6
J-10	134	0,56	178,2	4,3
J-11	135	0	178,2	4,2
J-12	135	0	178,2	4,2
J-13	136	0	178,2	4,1
J-14	144	0	178,2	3,4
J-15	127	0,2	176,9	4,9
J-16	124	0,36	176,4	5,1
J-17	122	0,36	176	5,3
J-18	120	0,36	175,8	5,5
J-19	118	0,24	175,8	5,7

V.3.2 Etat des Conduites (35 conduites)

Dans le tableau V.14 on a présenté trente-trois conduites comme exemple et la suite des conduites sont présentés dans l'annexe I.2.

Tableau V.14 : Etat des Conduites du réseau neuf à 18 heure

étiquette	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériel	Hazen-Williams C	Débit (L/s)	vitèsse (m/s)
P-1	144	600,0	PVC	150	74,57	0,26
P-2	150	600,0	PVC	150	74,57	0,26
P-3	141	600,0	PVC	150	74,57	0,26
P-6	146	600,0	PVC	150	74,57	0,26
P-7	574	600,0	PVC	150	74,49	0,26
P-8	111	600,0	PVC	150	73,27	0,26
P-9	436	600,0	PVC	150	73,11	0,26
P-10	231	600,0	PVC	150	71,69	0,25
P-11	583	600,0	PVC	150	68,51	0,24
P-12	126	600,0	PVC	150	55,92	0,20
P-13	195	600,0	PVC	150	32,27	0,11
P-14	228	600,0	PVC	150	31,47	0,11
P-15	299	600,0	PVC	150	29,83	0,11
P-16	260	600,0	PVC	150	29,02	0,10
P-17	159	600,0	PVC	150	23,42	0,08
P-18	183	600,0	PVC	150	21,97	0,08
P-20	180	200,0	PVC	150	14,88	0,47
P-21	192	200,0	PVC	150	9,72	0,31
P-22	179	200,0	PVC	150	8,66	0,28
P-23	126	200,0	PVC	150	4,05	0,13
P-24	137	200,0	PVC	150	2,99	0,10
P-25	128	200,0	PVC	150	2,61	0,08
P-26	137	200,0	PVC	150	2,14	0,07
P-27	125	200,0	PVC	150	1,42	0,05
P-28	141	200,0	PVC	150	1,15	0,04
P-29	126	200,0	PVC	150	0,91	0,03
P-30	80	200,0	PVC	150	0,38	0,01
P-31	69	200,0	PVC	150	12,54	0,40
P-32	417	200,0	PVC	150	12,54	0,40
P-33	139	200,0	PVC	150	12,08	0,38
P-34	385	200,0	PVC	150	-0,11	0,06
P-35	367	200,0	PVC	150	1,43	0,18

V.3.3 Répartition des pressions

La répartition de la pression dans le réseau est représentée dans le tableau et le schéma suivant :

Tableau V.15 : Zones des Pressions

Pressure Zone	Nœuds	Conduites	Longueur (m)	Volume (L)
Pressure Zone – 1	132	202	33 887	434 750
Pressure Zone – 2	34	45	11 814	1 318 699
Pressure Zone – 3	4	3	527	148 864

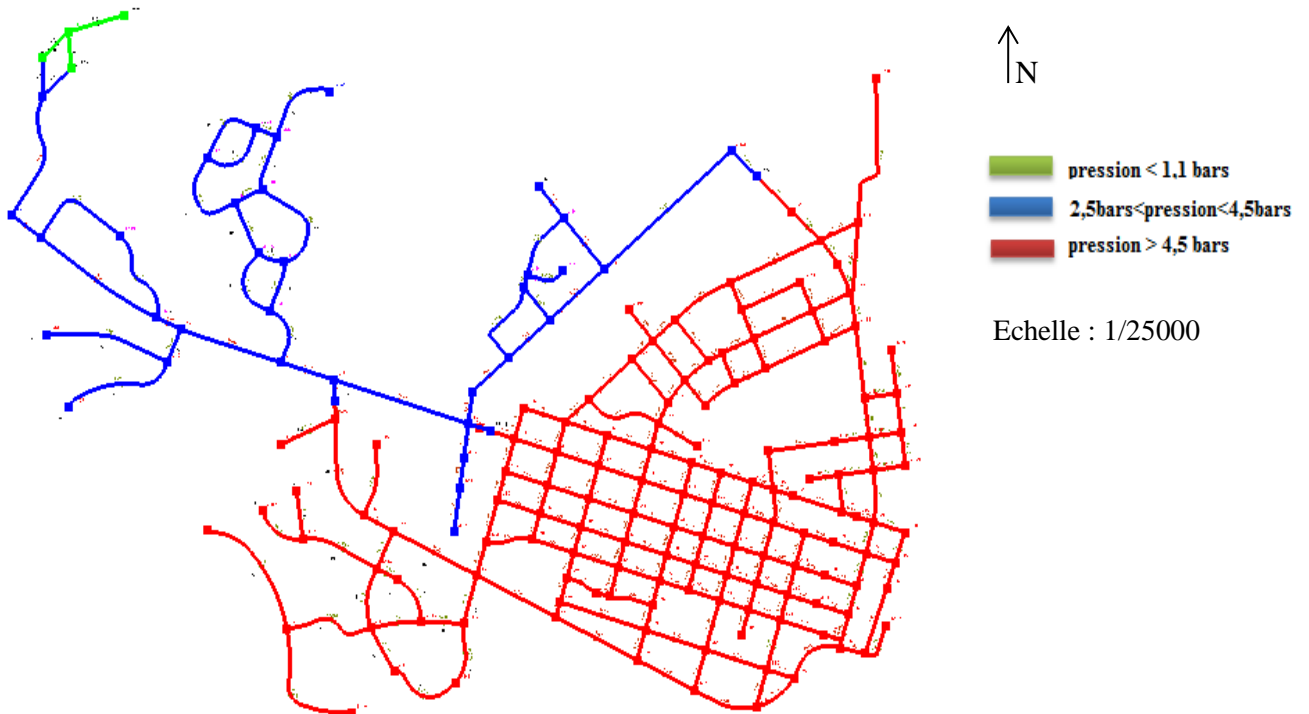


Figure V.5 : Schéma de répartition de pression

Commentaire :

Le réseau neuf se caractérise par trois zones des pressions différentes, la première est de l'ordre de 1,1 bars, la deuxième avec une moyenne de 3,5 bars et la troisième avec des pressions qui arrive jusqu'à 6,5 bars.

V.3.4 Mesure des pressions sur le terrain (Mars 2014 à 18 heures)

Les figures (V.6), (V.7), (V.8), (V.9), (V.10) et (V.11) représentent les variations des pressions aux différents points de mesure en Mars 2014

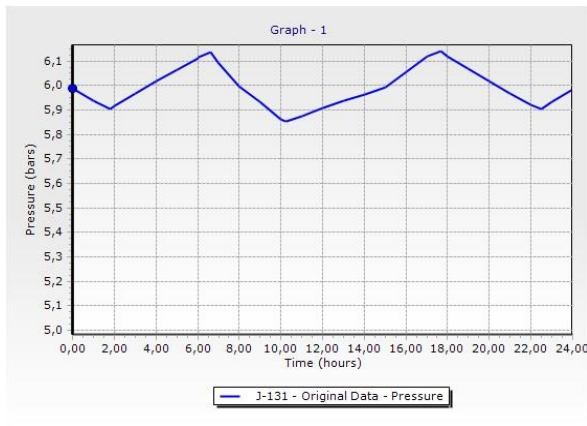


Figure V.6 : Variations de la pressions mesurée du nœud 131 (ADE Mostaganem)

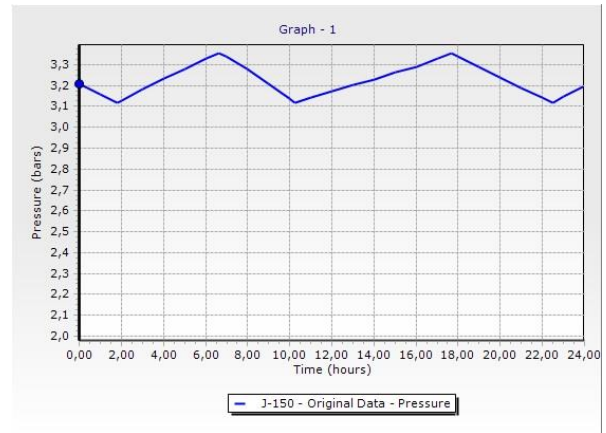


Figure V.7 : Variations de la pressions mesurée du nœud 150 (ADE Mostaganem)

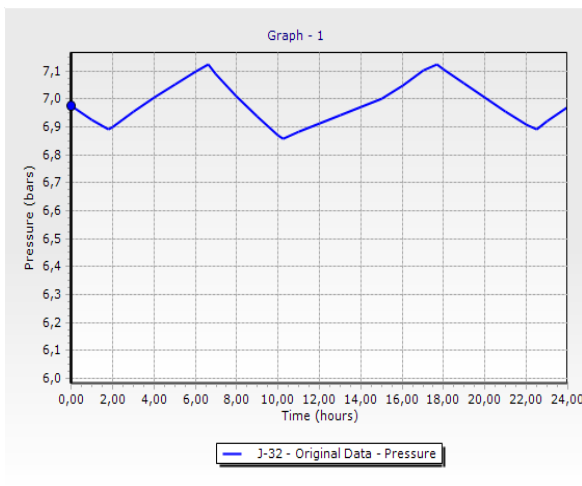


Figure V.8 : Variations de la pressions mesurée du nœud 32 (ADE Mostaganem)

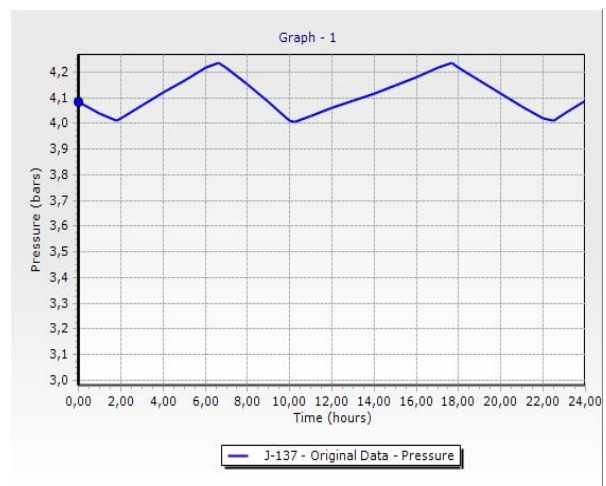


Figure V.9 : Variations de la pressions mesurée du nœud 137 (ADE Mostaganem)

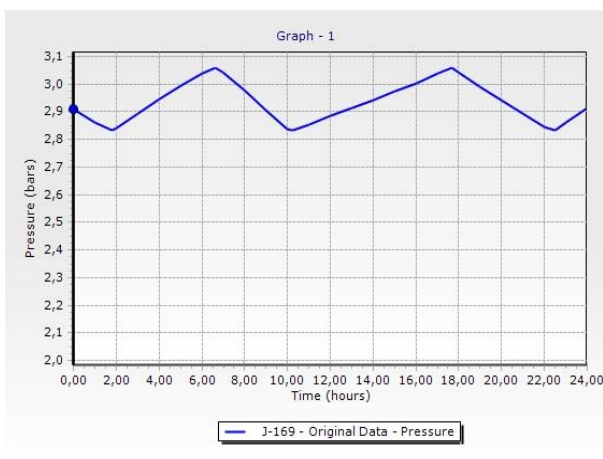


Figure V.10 : Variations de la pressions mesurée du nœud 169 (ADE Mostaganem)

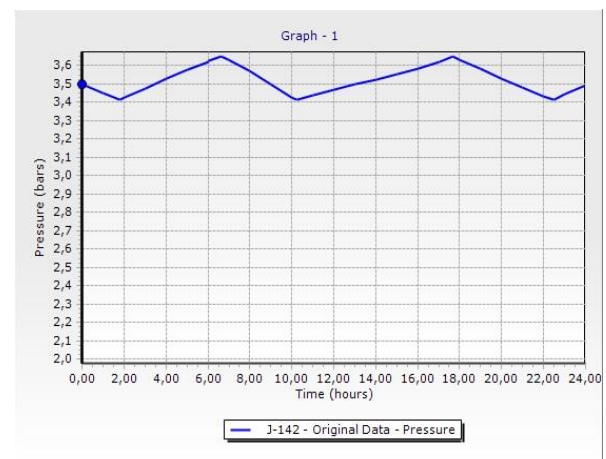


Figure V.11 : Variations de la pressions mesurée du nœud 142 (ADE Mostaganem)

Dans le tableau V.15, nous calculons les erreurs moyennes pour chaque nœud de mesure

Tableau V.15 : Moyennes et écarts type des différences entre les pressions mesurées et simulées :

Nœud	piézométrique observée (m)	piézométrique simulées (m)	Ecart (m)	Erreur moyenne (%)
N-169	163,2	165,2	2,0	1,21
N-131	174,0	174,3	0,3	0,17
N-150	141,3	149,7	8,4	5,94
N-32	166,4	170,9	4,4	2,7
N-137	141,8	146,8	5,0	3,53
N-142	154,6	161,4	6,8	4,4

L'erreur moyenne de tous les nœuds est de 2,99 %

Commentaire :

Le tableau ci-dessus montre les écarts entre les pressions mesurées (réel) et les pressions simulées dans les nœuds de mesures avant le calage. Pour minimiser ce dernier on va caler notre réseau pour que les deux courbes vont superposer (pression simulée doit être égale à la pression mesurée) et faire ressortir les caractéristiques du réseau en exploitation.

La figure V.11 montre la corrélation entre les pressions simulées et les pressions mesurées avant le calage. On voit que le nuage des points est dispersé par rapport à la droite (y=x).

Axe des (x) : Pressions mesurées.

Axe des (y) : Pressions simulées.

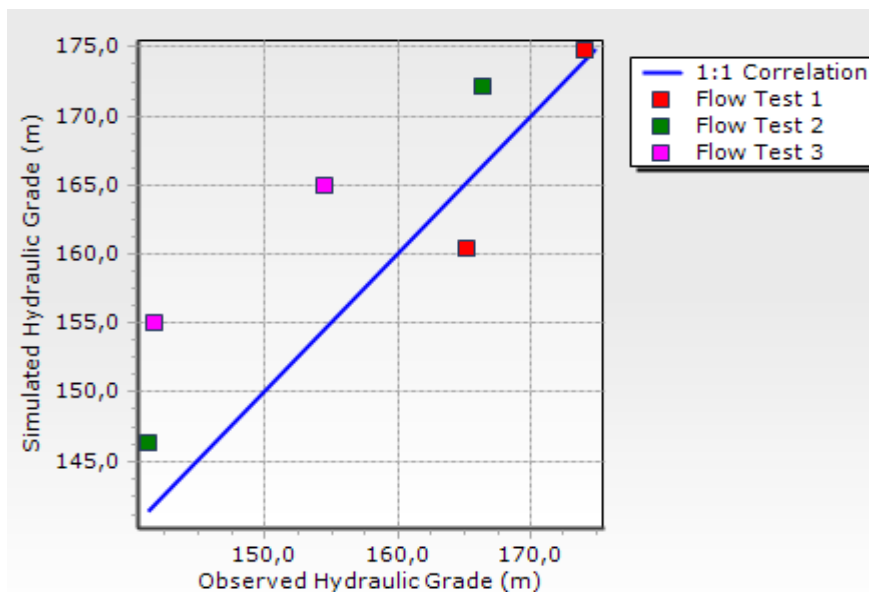


Figure V.11 : Corrélation entre les pressions simulées et les pressions mesurées avant le calage

V.4 Résultats obtenus après le calage

Pour optimiser le calibrage du modèle du réseau de distribution, le programme d'algorithme génétique génère initialement une population de solutions des paramètres du modèle. Après le modèle hydraulique fait la simulation pour chaque solution initiale. Par conséquent, les pressions aux nœuds et les débits dans les conduites seront déterminés. Cette information est ensuite transmise au module de calibrage associé. Le module de calibration évalue à quel point les pressions simulées sont proches aux pressions observées par le calcul du coefficient de la corrélation.

Cela permet de pondérer de manière flexible l'évaluation des débits dans les conduites et les pressions aux nœuds. Trois fonctions de pertinence sont définies de la manière suivante :

- **Minimisation des Carrés des écarts :**

$$\frac{\sum_{nh=1}^{NH} n_{nh} \left(\frac{H_{sim_{nh}} - H_{obs_{nh}}}{H_{pnt}} \right)^2 + \sum_{nf=1}^{NF} n_{nf} \left(\frac{F_{sim_{nf}} - F_{obs_{nf}}}{F_{pnt}} \right)^2}{NH + NF} \dots\dots\dots (V.6)$$

- **Différence des Valeurs Absolues**

$$\frac{\sum_{nh=1}^{NH} n_{nh} \left| \frac{H_{sim_{nh}} - H_{obs_{nh}}}{H_{pnt}} \right| + \sum_{nf=1}^{NF} n_{nf} \left| \frac{F_{sim_{nf}} - F_{obs_{nf}}}{F_{pnt}} \right|}{NH + NF} \dots\dots\dots (V.7)$$

- **Maximisation**

$$\max' \left\{ \max_{nh=1}^{NH} W_{nh} \left| \frac{H_{sim_{nh}} - H_{obs_{nh}}}{H_{pnt}} \right|, \max_{nf=1}^{NF} W_{nh} \left| \frac{F_{sim_{nf}} - F_{obs_{nf}}}{F_{pnt}} \right| \dots\dots\dots (V.8) \right.$$

$$W_{nh} = f \left(\frac{H_{abs_{nh}}}{\sum H_{abs}} \right) \dots\dots\dots (V.9)$$

$$W_{nh} = f \left(\frac{F_{abs_{nf}}}{\sum F_{abs}} \right) \dots\dots\dots (V.10)$$

Avec :

$H_{obs_{nh}}$: pression observée.

$H_{sim_{nh}}$: pression simulée.

$F_{obs_{nf}}$: débit observé.

$F_{sim_{nf}}$: débit simulé.

NH : nombre des nœuds de pressions observées.

NF : nombre des conduites ou les débits sont observées.

W_{nh} : facteur de pondération normalisé pour des pressions observées.

W_{nh} : facteur de pondération normalisé pour des débits observés.

Les données d'entrée pour l'outil sont : un fichier *.inp du modèle hydraulique du réseau concerné, ainsi que les deux fichiers Excel qui contiennent les valeurs des pressions mesurées et le débit mesuré à l'entrée du réseau.

Paramètres d'algorithme utilisés sont :

La tolérance de remise en forme : **0.01**

Procès (Essai) maximal : **50000**

Les solutions gardées : **3**

V.4.1 Les résultats de calage obtenus

Les tableaux V.16, V.17, V.18 représentent les différents solutions d'optimisation après le calage jusqu'au la minimisation de l'écart ($P_{sim}-P_{mes} \approx 0$). Dans ce cas-là on a un réseau calé.

➤ **1^{ère} solution :**

Tableau V.16 : Résultats d'ajustements de la rugosité

Groupes de réglage	Hazan-williams C
606: <2004	105
607: <2008	135
608: <2012	120
609: <2014	120

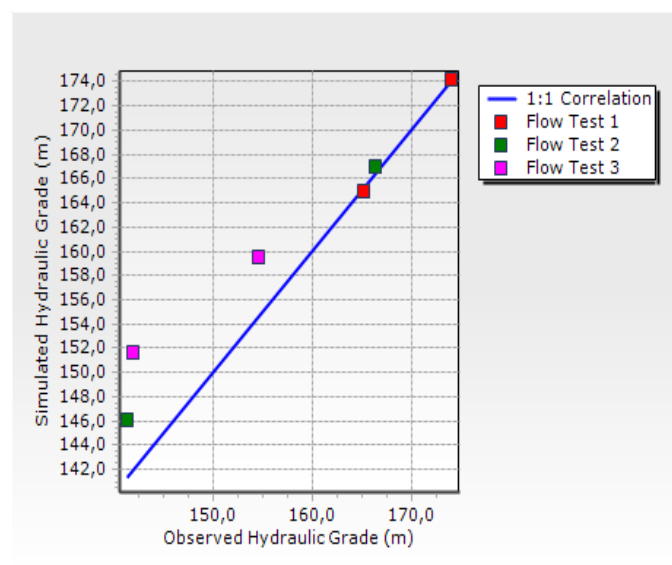


Figure V.12 : 1^{er} Corrélation entre les pressions simulées et les pressions mesurées après le calage

➤ 2^{ème} solution :

Tableau V.17 : résultats d’ajustements de la rugosité

Groupes de réglage	Hazan-williams C
606: <2004	90
607: <2008	105
608: <2012	120
609: <2014	120

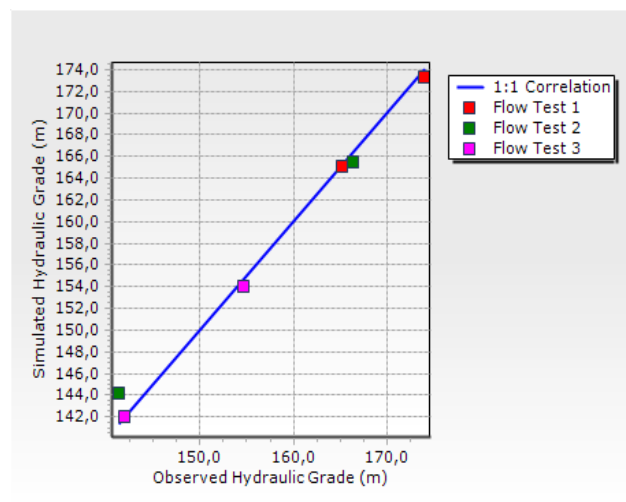


Figure V.13 : 2^{ème} Corrélation entre les pressions simulées et les pressions mesurées après le calage

➤ 3^{ème} solution :

Tableau V.18 : Résultats d’ajustements de la rugosité

Groupes de réglage	Hazan-williams C
606: <2004	135
607: <2008	135
608: <2012	120
609: <2014	120

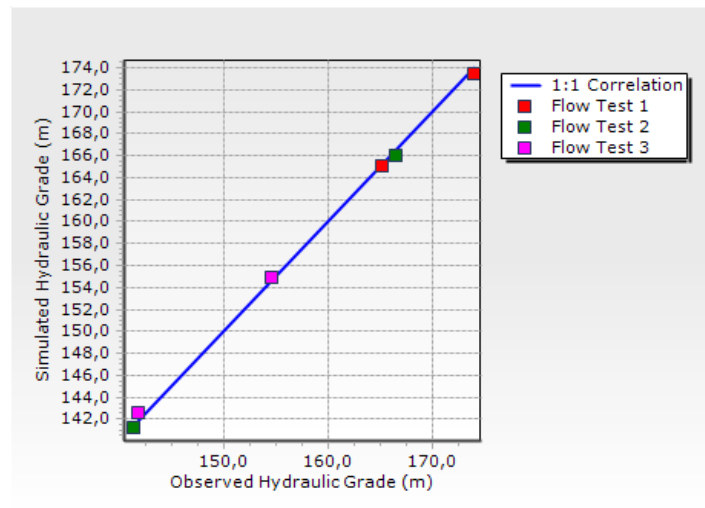


Figure V.14 : 3^{ème} Corrélation entre les pressions simulées et les pressions mesurées après le calage

Commentaire :

Les figures V.12, V.13, V.14 montrent la corrélation entre les pressions simulées et mesurées après trois itérations du calage du notre réseau. On voit clairement que le troisième résultat obtenu sont très satisfaisants (les points sont sur la droite $y=x$).

Dans le tableau qui suit, nous calculons les erreurs moyennes pour chaque nœud de mesure.

Tableau V.19 : Ecart entre les pressions mesurées et simulées après le calage.

Nœud	piézométrique observée (m)	piézométrique simulées (m)	Ecart (m)	Erreur moyenne (%)
N-169	165,2	165,1	-0,1	0,061
N-131	174	173,3	-0,7	0,404
N-150	141,3	140,6	-0,7	0,498
N-32	166,4	165,9	-0,5	0,301
N-137	141,8	141,3	-0,5	0,354
N-142	154,6	153,9	-0,7	0,455

L'erreur moyenne de tous les nœuds est de 0,34 %.

V.4.2 Etat du Réseau après le calage

Dans les tableaux V.20, V.21 on a présenté que dix-neuf nœuds et trente-cinq conduites comme exemple et la suite sont présentés dans l'annexe I.3 et I.4

V.4.2.1 Etat des Nœuds

Le calage des nœuds restants sont présenté dans l'annexe I.3.

Tableau V.20 : Etats des Nœuds après le calage à 18 heures

étiquette	Elévation (m)	Demande (L/s)	Catégorie Hydraulique (m)	Pression (bars)
J-1	148	0	149	0,1
J-2	148	0	176,7	2,8
J-3	150	0,08	176,7	2,6
J-4	147	0,52	176,7	2,9
J-5	138	0,44	176,7	3,8
J-6	136	0,26	176,7	4
J-7	135	0,26	176,7	4,1
J-8	134	0,04	176,7	4,2
J-9	131	0,12	176,7	4,5
J-10	134	0	176,7	4,2
J-11	135	0	176,7	4,1
J-12	135	0	176,8	4,1
J-13	136	0	176,8	4
J-14	144	0	176,8	3,2
J-15	127	0,2	175,5	4,7
J-16	124	0,36	174,9	5
J-17	122	0,36	174,6	5,1
J-18	120	0,36	174,4	5,3
J-19	118	0,24	174,3	5,5

V.3.2.1 Etat des conduites

Dans le tableau V.21 on présente que trente-trois conduites de notre réseau après le calage et les conduites restantes sont présentées dans l'annexe I.4.

Tableau V.21 : Etat des Conduites après le calage à 18 heures

Etiquette	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériel	Hazan-Williams C	Débit (L/s)	vitèsse (m/s)
P-1	144	600,0	PVC	120	73,98	0,26
P-2	150	600,0	PVC	120	73,98	0,26
P-3	141	600,0	PVC	120	73,98	0,26
P-6	146	600,0	PVC	120	73,98	0,26
P-7	574	600,0	PVC	120	73,90	0,26
P-8	111	600,0	PVC	120	72,69	0,26
P-9	436	600,0	PVC	120	72,52	0,26
P-10	231	600,0	PVC	120	71,10	0,25
P-11	583	600,0	PVC	120	67,92	0,24
P-12	126	600,0	PVC	120	67,88	0,24
P-13	195	600,0	PVC	120	31,68	0,11
P-14	228	600,0	PVC	120	30,88	0,11

P-15	299	600,0	PVC	120	29,26	0,10
P-16	260	600,0	PVC	120	28,45	0,10
P-17	159	600,0	PVC	120	22,85	0,08
P-18	183	600,0	PVC	120	21,38	0,08
P-20	180	200,0	PVC	120	21,53	0,29
P-21	192	200,0	PVC	120	14,84	0,47
P-22	179	200,0	PVC	120	11,61	0,37
P-23	126	200,0	PVC	120	6,57	0,21
P-24	137	200,0	PVC	120	4,16	0,13
P-25	128	200,0	PVC	120	3,77	0,12
P-26	137	200,0	PVC	120	2,66	0,08
P-27	125	200,0	PVC	120	1,86	0,06
P-28	141	200,0	PVC	120	1,28	0,04
P-29	126	200,0	PVC	120	1,04	0,03
P-30	80	200,0	PVC	120	0,36	0,08
P-31	69	200,0	PVC	120	0,00	0,05
P-32	417	200,0	PVC	120	0,00	0,07
P-33	139	200,0	PVC	120	-0,46	0,01
P-34	385	200,0	PVC	120	-1,10	0,04
P-35	367	200,0	PVC	120	-2,57	0,08

V.5 Analyse et interprétation des résultats

Après avoir calé le modèle hydraulique de notre réseau, nous avons constaté une redistribution des demandes de base, changement de vitesses, diminution de pression et qu'il y a des nœuds qui ont subi une augmentation importante dans leur consommation de base. Cette transformation est due au changement des caractéristiques des conduites (rugosité).

Après le calage de modèle du réseau, nous avons eu de coefficient de Hazan-Williams qui égale 120.

Conclusion

Le calage du modèle par l'algorithme génétique du réseau nous a permis de déterminer la nouvelle rugosité des conduites du réseau en exploitation. De ce fait, la gestion du réseau sera efficace et la localisation des fuites est déterminée par la surveillance de la demande dans les nœuds. Aussi, ce modèle nous aidera à :

1. En cas de l'extension de ce réseau, l'utilisation de ce modèle permettra de voir quel sera son comportement ;
2. En cas d'une cassure sur des conduites, le modèle permettra de déterminer les variations des débits et les pressions dans le réseau et le rendement du réseau pendant cette période.

Conclusion générale

La réduction et la gestion des fuites revêtent une importance capitale pour les services publics de l'eau. Ce document démontre qu'une méthode fondée sur l'optimisation de l'algorithme génétique d'un modèle de réseau constitue un bon outil d'aide pour les analyses du réseau, afin de prédire les points critiques de la demande et pression et agir en temps réel en cas d'une fuite. En conséquence, le modèle contribue à aider les services publics dans leurs initiatives visant à réduire les fuites et les quantités d'eau perdue.

L'identification ne pointe pas forcément toujours de manière précise sur l'emplacement de la fuite, mais elle réduit, de manière significative, l'incertitude et permet donc aux équipes sur le terrain d'obtenir de meilleurs taux de détection, plus rapidement dans les zones dans lesquelles des fuites ont été prédites. Une étape complémentaire serait l'amélioration de l'outil de modélisation de l'optimisation pour que les modélisateurs soient en mesure de mieux appréhender les applications pratiques. Avec notamment :

- Une optimisation de la simulation de la demande variant en fonction de la pression ;
- Evaluation rapide des données de test sur le terrain pour suggérer les emplacements fuyards ;
- Améliorations de l'interface utilisateur pour prédiction des fuites et débits de prédiction des Fuites ;
- Acceptation de plus de paramètres de modèle pour le calage, tels que le changement des conduites, les diamètres des conduites outre la rugosité des conduites ;
- Traitement par lot des exécutions d'optimisation de l'AG.

REFERENCES

- Almandoz J.; Cabrera, E.; Arregui, F.; Cabrera Jr., E. & Cobacho R. (2005). "Leakage Assessment Through Water Distribution Network Simulation." ASCE J. of Water Resour. Plan. Manage. 131(6).
- American Water Works Association Water Loss Control Committee (AWWA). (2003). "Applying Worldwide BMPs in Water Loss Control." J. ofAWWA, Jun., 65-79.
- (2000). Losses from Water Supply System: Standard Terminology and Recommended Performance Measure. IWA Task Force on Water Loss, London.
- Goldberg, D.E., Genetic Algorithms in Search, Optimization and Machine Learning. Addison-Wesley : Reading, MA, 1989
- Holland, Adaptation in Natural and Artificial Systems. University of Michigan Press : Ann Arbor, 1975
- Lambert A, Brown T.G, Takizawam M, Weimer D ; Un examen des indicateurs de performance de pertes vraies des systèmes d'approvisionnement en eau. AQUAU, vol. 48 No6, décembre 1999. ISSN 0003-7214.
- Lambert, A. O. & McKenzie, R. D. (2002). "Practical Experience in Using the Infrastructure Leakage Index.", Proc. Of IWA Conference in Leakage Management, Lemesos, Cyprus, Nov., 2002.
- Leonardo Da Vinci no.: TR/06/B/F/PP/178065 intitulé: « PROWAT: La Planification et Mettre en Application d'une Stratégie de Réduction de l'Eau de non-revenue Améliore la Performance des Systèmes d'Approvisionnement et de Distribution en Eau»
- Seago.C, McKenzie. R, Liemberger. R. Évaluation internationale des systèmes de réticulation de l'eau.Le papier a été présenté à la conférence de la fuite 2005, Halifax, Canada, 2005.
- Thornton, J., 2002, Water Loss Control Manual, McGraw-Hill, New York. Walski, T.M., Bezts, W., Posluszny, E.T., Weir, M. and Whitman, B.E., 2006, "Modeling Leakage Reduction through Pressure Control," JAWWA, 98:4, p. 147-155.
- Wang, R. H., Diezo, D., Walski, T. (2003) "Mining Water Consumption and GIS-based Data for Loading Water Distribution Models", in Proceeding of 2003 World Water and Environmental Resource Congress, June 22-26, Philadelphia, Pennsylvania.
- WSA/WCA Comité de technologie et d'opérations «gestion de fuite» Londres 1994.
- Wu, Z. Y., Elio F. A. and Ernesto G. (2004) "Darwin Calibrator— Improving Project Productivity and Model Quality for Large Water Systems" Journal ofAWWA, Vol. 96, No.10, pp27-34. Wu, Z. Y.

Wu, Z. Y, Walski, T., Mankowski, R., Cook, J. Tryby, M. and Herrin G. (2002) "Calibrating Water Distribution Model Via Genetic Algorithms", in Proceedings of the A WWA IMTech Conference, 16-19 avril, Kansas City, MI.