

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude du schéma directeur d'alimentation en eau potable de la ville d'Ain Soltane (w. Ain defla) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0022-11

APA Citation (توثيق APA):

Maamria, Khalil (2011). Etude du schéma directeur d'alimentation en eau potable de la ville d'Ain Soltane (w. Ain defla)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
-ARBAOUI Abdallah-

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes D'Alimentation en Eau Potable

THEME :

Etude du schéma directeur d'alimentation en eau potable

De la ville D'Ain Soltane (wilaya. Ain-defla)

Présenté par :
M^r MAAMRIA Khalil

Promoteur :
M^r A. AMMARI

Devant le jury composé de :

Présidente: M^{me} H. MEDDI

Examineurs:

M^r M. DJELLAB

M^r A. RASSOUL

M^{me} M. KAHLERRAS

M^{me} S. HOULI

Octobre 2011

Remerciements

Louange à Dieu, le miséricordieux, sans Lui rien de tout cela n'aurait pu être.

Je remercie le bon Dieu qui m'a orientés au chemin du savoir et m'a ouvert les portes de la science.

Je tiens aussi à exprimer mes vifs remerciements à mon promoteur M, AMMARI.A/Elhadi pour son orientation, ses conseils judicieux, ses riches enseignements et sa constante disponibilité dans le but que je réalise à bien ce projet de fin d'étude.

Mes remerciements s'adressent également à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation, sans oublier tout le personnel de l'ENSH.

Et à tous ceux qui ont contribué de près ou loin à l'élaboration de ce travail.

Mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'évaluer mon travail

MAAMRIA Khalil

Dédicace



Je tien tout d'abord à dédier ce modeste travail à mes très chers parents M, Bachir et M^{eme} Khemissa pour leurs sacrifices et leurs soutiens moral et matériels dont ils ont fait preuve pour que je réussisse tout le long de ma vie et mes études.

Je le dédie également à mes vifs remerciements à mon promoteur Mr AMMARI.A/Elhadi

A tous ma grand famille mes tantes, mes oncles et spécialement mes amis de CHECHAR et mes amis de RUS 03 et tous les travailleurs de restau et de la cité 03

A tous mes amis d'hier et d'aujourd'hui avec qui j'ai passé les plus beaux moments de ma vie, et spécialement Djamel à l'étranger et le groupe de TAXIPHONE Hssine (COM), et le groupe de face book, et, Mourad .Zghani.Seif. Fath .groupe (ZH) et tous les camarades de L'ENSH.



khailil

Octobre 2011

ملخص:

العمل الذي نقوم به يهدف إلى دراسة كيفية إعادة تاهيل نظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب لمدينة عين السلطان بولاية عين الدفلى ، بمعنى تحديد النقائص الموجودة في نظام جلب و توزيع المياه وكذلك هياكل التخزين (خزانات المياه) و أيضا مراجعة سعة الشبكة الحالية لإيصال التدفقات التي نحتاجها لأفاق الدراسة (2030). هذه المراجعة سمحت لنا بإعطاء بعض التعديلات والنصائح لتحسين التزويد بالمياه الصالحة للشرب للمدينة بهدف إرضاء المستهلكين الذين يعانون من نقص فادح في المياه. كما نذكر أيضا طرق الصيانة وعمليات المراقبة التي تجرى على منشآت الري.

Résumé :

Notre travail consiste à faire une étude de réhabilitation du système d'alimentation en eau potable de la ville d'Ain soltane à la wilaya d'Ain-Edefla , c'est à dire la détermination des défaillances du système de distribution ainsi que les ouvrages de stockage (réservoirs) et la vérification de la capacité du réseau existant à véhiculer les débits nécessaires à l'horizon d'étude (2030).

Cette vérification nous permettra de donner un certains nombres de modifications qui ont pour but de satisfaire les consommateurs qui souffrent d'un manque flagrant d'eau.

Nous citons aussi les notions et les opérations de contrôle et d'entretien à effectuer sur tous les ouvrages hydrauliques.

Abstract:

Our work consists to study the rehabilitation of the water supply network system out of drinking water of the city of Ain soltane (w) Ain-Edefla, i.e. the determination of the failures of .the adduction and distribution system as well as the structures storage (water tanks) and the checking of the capacity existing network to convey the flows necessary to the horizon of study (2030).

This checking will enable us to give certain numbers of modifications and recommendations to improve the drinking water supply of the city.

We quote also the concepts of the check operations and maintenance to carry out on all the hydraulic structures of the system

SOMMAIRE:

INTRODUCTION GENERALE.....	1
----------------------------	---

CHAPITRE I : présentation de la ville d'Aïn Soltane

Introduction	2
I.1.présentation de la zone d'études.....	2
I.1.1.Situation géographique.....	2
I.1.2.Situation administrative	3
I.1.3 .Situation Topographique.....	4
I.1.4.Situation Géologie.....	4
I.1.5.Situation stratigraphie et Sismicité	5
I.1.5.1.Stratigraphie	5
I.1.5.2.Sismicité	6
I.1.6.Situation climatique.....	6
I.1.6.1.climat.....	6
I.1.6.2.Température	6
I.1.6.3:Les précipitations.....	7
I.1.6.4 : Le vent	8
I.2: schéma actuel d'alimentation.....	9
I.2.1 : Ressources en eau	9
I.2.2: production et adduction	10
Conclusion.....	11

CHAPITRE II : Les besoins d'eau de l'agglomération

Introduction	12
II.1 : estimation des besoins en eaux.....	12
II.1.1 : Besoins domestiques.....	1

II.1.2 : Evaluation de la population.....	13
II.1.3 : Evaluation des Besoins Domestiques.....	14
II.2 : Besoins en eau des équipements à l'état actuel	16
II.2.1 Besoins éducatif	16
II.2.2 : Besoins administratif.....	16
II.2.3 : Besoins culturels et sportifs.....	16
II.3 : Bilan des besoins moyens en eau	17
II.3.1 : Etudes des variations des débits	18
A-Coefficient d'irrégularité journalier maximale.....	18
B-Coefficient d'irrégularité journalier minimal	18
II.3.2-Evaluation des débits Max	18
A- Production.....	19
B - Bilan de comparaison (Production – Besoins).....	20
C: Interprétation.....	21
Conclusion.....	21

CHAPITRE III : Caractérisation de la consommation

Introduction.....	22
III.1- Variation de la consommation.....	22
III.2-Etude des variations des débits journaliers.....	22
III.2.1-Récapitulation des besoins en eau maximale journalière de la ville.....	23
III.2.2-Récapitulation des besoins en eau minimale journalière de la ville.....	24
III.3-Etude des variations des débits horaires.....	25
III.3.1-Coefficients d'irrégularités horaires	25
III.3.2 : Calcul du débit maximum horaire.....	26
III.4 -Variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération.....	27
III.4.1-Calcul de Consommation horaire.....	28
III.5. : Détermination du graphique de consommation en 2030	29

III.5.1 : Graphique de consommation en 2030	30
Conclusion.....	31

CHAPITRE IV : réservoirs et stockage

Introduction.....	32
IV.1- Rôle des réservoirs	32
IV.2-Emplacement des réservoirs.....	33
IV.3-les types des réservoirs existant.....	33
IV.4-aménagement interne des réservoirs.....	34
IV.5-équipements des réservoirs.....	35
IV.6-recommandations diverses	37
IV.7.Détermination de la capacité du réservoir.....	37
IV.8.Principe de calcul.....	38
a)La méthode analytique.....	38
b) Méthode graphique.....	38
IV.9-Détermination de résidu maximum dans les réservoirs.....	39
A - Besoin en stockage.....	42
B - Bilan de comparaison.....	42
C - Graphe de besoins de stockage.....	43
Conclusion	43

CHAPITRE V : simulation hydraulique de réseau existant

Introduction.....	44
V.1- L'état des la ressources en eau.....	44
V.1.1.Le forage F1	44
V.1.2- Production et Adductions.....	44
V.1.3-LES OUVRAGES DE STOCKAGE	46
V.1.4-DISTRIBUTION.....	47
Etat du réseau	50
V.2- Différentes zones sur le réseau d'Ain soltane.....	50

V.3-Détermination des débits de consommation Pour l’horizon actuel.....	50
V.3.1.Cas de pointe.....	50
V.3.1.1.Débit en route.....	50
V.3.1.2.Le débit spécifique.....	51
V.3.1.3.Le débit route pour chaque tronçon	51
V.3.1.4.Débits aux nœuds (nodaux)	51
A. Les débits tronçons	51
B. Les débits aux nœuds.....	56
V.4-SIMULATION HYDRAULIQUE DE RESEAU EXISTANT.....	60
V.4.1:Description du logiciel WATER CAD	60
V.4.2 - Fonction et application.....	61
V.5 - Simulation du réseau.....	61
V.5.1 : calcule de la perte de charge	63
V.5.1.1 : Définitions.....	63
V.5.1.2 : Perte de charge linéaire.....	64
V.5.1.3-perde de charge singulière.....	66
V.6 - Présentation de logiciel EPANET 2.0	66
V.7 - Courbe caractéristique des pompe utilisé.....	68
V.8 : Simulation de réseau a l’état actuel.....	68
Conclusion :	80

CHAPITRE VI : projection de réseau à l’horizon 2030

Introduction	81
VI.1-Calcul des débits aux nœuds pour 2030	81
VI.1.1-Cas de pointe	81
VI.1.1.1-Débit en route	81
VI.1.1.2-Le débit spécifique :.....	81
VI.1.1.3 - Le débit route pour chaque tronçon :	82
VI.1.1.4 - Débits aux nœuds (nodaux).....	82

VI.2 -Calcul des débits aux tronçons a l'horizon 2030.....	82
VI.2.1 : Définition des tronçons	84
VI.2 : CALCULE DES DEBITS AUX NŒUDS A L'HORIZON 2030.....	86
VI.2.1- Définition des nœuds	86
a- Les nœuds à débit fixe.....	86
b- les nœuds à charge fixe.....	86
1.2 Cas de pointe+incendie.....	89
VI.3: Simulation de réseau pour d'année 2030.....	89
VI.3.1: Cas de pointe.....	90
VI.3.2 : Cas de pointe+incendie.....	90
VI.4.1 : les résultats de la simulation pour les conduites en 2030 (pointe).....	94
Conclusion.....	107

CHAPITRE VII : Organisation de chantier

Introduction.....	108
VII.1- Les sollicitations exercées sur les conduites.....	108
VII.2- Exécution des travaux.....	109
VII.2.1- Vérification, manutention des canalisations.....	109
VII.2.2 -Décapage de la couche de terre végétale ou goudron.....	109
VII.2.3 -Excavation des tranchées.....	109
VII.2.3.1 -calcul de la profondeur de tranchée	110
VII.2.3.2- calcul de la largeur de tranchée.....	111
VII.2.3.3-Choix du coefficient du talus.....	111
VII.2.4 -Aménagement du lit de sable	112
VII.2.5 - Accessoires	112
VII.2.5.1 -Les robinets vannes.....	112
VII.2.5.2 -Robinet d'arrêt	112
VII.2.5.3- Les vanne papillons.....	112
VII.2.5.4 -Les ventouses.....	112

VII.2.6-Essai sur la canalisation en place.....	113
VII.2.6.1-L'épreuve des joints et canalisations principales.....	113
VII.2.7-Remblaiement des tranchées.....	114
VII.2.8-Volume excédentaire.....	114
VII.3-Choix des engins	115
VII.3.1-l'engin Pour l'excavation des tranchées.....	115
VII.3.2- l'engin Pour le remblaiement des tranchées.....	116
VII-4 : Calcul du volume de terrassements :	116
VII-4-1- : Décapage de la couche végétale ou la couche du goudron	116
VII-4-2 : Calcul du volume de déblai.....	117
VII.4.3- calcule du volume de lit de sable.....	117
VII.4.4-Calcul du volume de remblai.....	118
VII.4.5 - Volume excédentaire.....	119
VII.6 -Planification des travaux	121
Conclusion.....	123

CHAPITRE VIII : pose de canalisation et accessoires

Introduction	124
VIII.1. Pose de canalisation.....	124
VIII.1.1. Principe de pose de canalisations.....	124
VIII.1.2. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire.....	125
VIII.1.3 : Pose de canalisation dans un mauvais terrain.....	126
a) Cas d'un terrain peu consistant	126
b) Cas d'un terrain agressif.....	126
VIII.1.4. Pose de canalisation en galerie.....	127
VIII.1.5. Traversée d'une rivière	128
VIII.1.6. Assemblage par emboîtement.....	128
VIII.2. Accessoires	130
VIII.2.1. Robinets vannes.....	131

VIII.2.2. Clapets anti retour.....	132
VIII.2.3. Ventouses.....	133
VIII.2.4. Vannes de décharge.....	134
VIII.2.5. Moyens anti-bélier	136
VIII.2.6. By-pass.....	136
VIII.2.7. Poteaux d'incendie.....	136
VIII.2.8. Crépines.....	136
VIII.2.9. Déversoirs de trop plein	136
VIII.2.10. Joints de raccordement.....	136
VIII.2.11. Organes de mesure.....	138
VIII.3. Organes de raccordement.....	139
VIII.3.1. Coudes	140
VIII.3.2. Cônes	140
VIII.3.3. Tés.....	140
VIII.3.4. Joints de démontage.....	140
Conclusion.....	141

CHAPITRE IX : rendement et gestions de réseau

Introduction	142
IX.1-But de la gestion	142
IX.2-Gestion et exploitation des ouvrages de stockage.....	142
IX.2.1- Equipements du réservoir.....	142
IX.2.2 .Aspects liés à l'exploitation des réservoirs.....	143
IX.2.2.1. Contrôle hebdomadaire.....	144
IX.2.2.2. Contrôle semestriel.....	144
IX.2.2.3. Nettoyage	144
IX.3 .Gestion et exploitation des réseaux.....	144
IX.3.1. Prévention, contrôle et surveillance de la qualité d'eau.....	144
IX.3.2. La surveillance et l'entretien courant.....	145

IX.3.3. Les actions de réduction des pertes d'eau.....	145
IX.3.3.1. La recherche systématique des fuites.....	145
IX.3.3.2. Le comptage.....	146
IX.3.4. Rendement du réseau.....	146
IX.3.5 La lutte contre le vieillissement des conduites.....	146
IX. 4. Rendement d'un réseau.....	146
IX. 4.1. Définitions.....	146
IX.4.2. Détermination du rendement.....	147
IX. 4.2.1. Comptage à l'amont.....	147
IX.4.2.2 .Comptage à l'aval.....	147
IX.4.2.3. Volumes gaspillés.....	147
IX.4.2.4. Fuites.....	147
IX.4.3.Paramètres agissant sur le rendement.....	148
IX.4.4 Recherche des fuites.....	149
IX .4.4.1. Surveillance du réseau.....	149
IX.4.4.2 Méthodes acoustiques traditionnelles.....	149
IX.4.4.3 Méthodes nouvelles.....	149
<input type="checkbox"/> Corrélation acoustique.....	149
<input type="checkbox"/> Injection de SF6.....	150
<input type="checkbox"/> Thermographie infrarouge.....	150
<input type="checkbox"/> Oreilles acoustiques.....	151
<input type="checkbox"/> Géo radar.....	151
<input type="checkbox"/> Radio magnétotellurique.....	151
<input type="checkbox"/> Bouchon de mousse dure en plastique envoyé dans le tuyau et véhiculé par l'eau.....	151
Conclusion.....	151
COCNCLUSION GENERALE.....	152

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Températures mensuelles et annuelles.....	8
Tableau. I.2 : Précipitations moyennes mensuelles (mm).....	9
Tableau I.3 : les moyennes mensuelles des vitesses de vent.....	10
Tableau I.4 : Nombres des jours de sirocco.....	11
Tableau I.5 : Forages d'AEP d'AIN SOLTANE.....	12
Tableau II.1 : Nombre des habitants pour différents horizons.....	15
Tableau II.2 : Besoins en eau domestique.....	16
Tableau II.3 : Besoins en eau d'équipements éducatif.....	17
Tableau II.4 : Besoins en eau d'équipements administratif.....	18
Tableau II.5 : Besoins en eau d'équipements culturels et sportifs.....	19
Tableau II.6 : Bilan des besoins moyens en eau.....	20
Tableau II.7: Débits max journalières.....	21
Tableau II.8: Bilan production-besoins.....	22
Tableau III.1: les besoins en eau maximale journalière de la ville.....	25
Tableau III.3 : valeurs de coefficients β en fonction des habitants.....	28
Tableau III.4 : calcul de débit horaire max.....	28
Tableau III.5 : la variation horaire en fonction du nombre de la population.....	29
Tableau III.6 : la répartition des débits horaire.....	30
Tableau IV.1: Calcul de capacité de réservoir.....	41
Tableau IV.3 : Bilan de comparaison de besoin en stockage.....	45
Tableau V.1: Forages d'AEP d'AIN SOLTANE.....	46
Tableau V.2 : Équipements de forage.....	48
Tableau V. 3 : Equipements accompagnent le réseau d'adduction.....	48
Tableau V. 4 : Réservoir de stockage.....	49
Tableau V.5 : Caractéristiques du réseau d'Ain soltane.....	50
-Tableau V-6 : les vannes de réseau AEP d'AIN SOLTANE.....	51
Tableau V.7 : les débits tronçons.....	54
Tableau V.8 ; Les débits aux nœuds.....	59
Tableau V.9 : Les constantes α , β et γ en fonction de la rugosité absolue ϵ	67

Tableau V.10 : Valeurs du Coefficient de HAZEN WILLIAMS CHW en fonction de matériaux des conduites.....	67
Tableau V.11.1 : Les débits réels aux nœuds.....	71
Tableau V.11.2 : les débits, diamètres, matériaux, vitesses et longueurs des tronçons.....	75
Tableau VI.1 : calcule des débits aux tronçons à l’horizon 2030.....	85
Tableau VI.2 : calcule des débits aux nœuds à l’horizon 2030.....	89
Tableau VI.4.1 : Les résultats de la simulation pour les conduites en 2030 (pointe).....	93
VI.4.2 - les resultats de la simulation pour les nœuds en 2030 (pointe).....	96
Tableau VI.4.2 : Les résultats de la simulation pour les nœuds en 2030 (pointe).....	97
Tableau VI.5.1: résultats de la simulation des conduites en 2030 (pointe+incendie).....	103
Tableau VI.5.2 : résultats de la simulation des nœuds en 2030 (pointe+incendie).....	107
Tableau VII 1 : choix du coefficient du talus.....	113
Tableau VII-3 : calcul du volume de la couche végétale ou le goudron pour le réseau.....	118
Tableau VII-4 : calcul du volume de déblai pour le réseau.....	119
Tableau VII.5 : calcul du volume de sable pour le réseau.....	119
Tableau VII.6: calcul du volume de remblai pour le réseau.....	120
Tableau VII.7: calcul du volume excédentaire pour le réseau.....	121
Tableau VII.8- Le volume Total des travaux pour le réseau de distribution.....	121
Tableau VII.9- prix Total estimative de projet d’AEP d’Ain Soltane.....	122
Tableau VII.9-détermination de chemin critique.....	123
Tableau VII.1: Nombre de tuyaux par kilogramme de pâte lubrifiante.....	131
Tableau VII.2: Profondeur d’insertion des tuyaux et des raccords.....	131
Tableau VIII.1: Equipements du réservoir.....	145

LISTE DES FIGURES

Figure I-1; limites de la ville d'Ain sotane	2
Figure I-1: Situation administrative de la ville d'Ain soltane.....	3
Figure I-1.c ; Image de village captée par le satellite global3.....	3
Figure I-2 : Graphes des variations de température.....	8
Figure I-3 : Graphique de précipitations mensuelle.....	9
Figure II-1 : Graphique de Nombre des habitants pour différents horizons.....	15
Figure II.2 : Besoins en eau domestique dans les différents horizons.....	17
Figure II-3 : Evaluation des besoins max.....	21
Figure II-4 : Bilan production besoins.....	22
Figure III-1 : graphique de la consommation en eau de l'agglomération.....	31
Figure III -2 : courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération.....	32
Figure IV 1 : Les chicanes dans le réservoir.....	36
Figure IV.2 : Les équipements de réservoir.....	38
Figure IV-1 : graphe de consommation en fonction de l'apport.....	41
Figure IV.3 : courbe de détermination de volume de réservoir.....	44
Figure IV.3 : Bilan de comparaison de besoin en stockage.....	45
Figure V-1: représenté Courbe caractéristique de la pompe installée.....	47
Figure V.3 : Caractéristique du réseau AEP d'AIN SOLTANE.....	51
Figure V-4 : Pertes de charges entre deux points A et B d'une canalisation.....	65
Figure V.5 : réseau d'AEP de village d'Ain soltane.....	79
Figure V-5 : distribution des vitesses avec légende dans les déférentes zones de village.....	80
Figure : représenté la simulation de réseau d'AEP d'AIN soltane et le zonage:	81
Figure VI.2 : Simulation de réseau AEP de Ain soltane Etat actuel « 0:00 Heure ».....	100
Figure VI.3 : comportement hydraulique (pression et vitesse) du réseau en 2030 a l'heure de.....	101
consommations minimale 00 h	

Figure VI.5:contour de pression de réseau de la ville d'Ain Soltan à l'heure de consommation.....	102
minimale	
Figure VII.1 : coupe en travers d'une conduite.....	112
Figure VII-2 : coupe en travers d'une conduite.....	113
Tableau VII.2 : Coefficient de foisonnement.....	117
Figure VII.3: Pelle équipée en rétro	117
Figure VII-4 : Chargeu.....	118
Figure VII-5 :réseau à nœud.....	124
Figure VIII.1.a: Pose de conduite dans un terrain ordinaire.....	127
Figure VIII.1.b: Pose de conduites dans un terrain peu consistant.....	128
Figure VIII.1.c: Pose de conduites dans un terrain agressif.....	129
Figure VIII.1.d : Pose de canalisation en galerie.....	130
Figure VIII.1.e: traversée d'une rivière.....	130
Figure VIII-2.a: Robinets vanne à opercule (D'après document Pont-à-Mousson.....	133
Figure VIII-2.b : Robinets vanne papillon (D'après document Pont-à-Mousson).....	133
Figure VIII-3.a : Clapet à double battant (D'après document Danfoss Socla).....	134
Figure VIII-3.b : Clapet à simple battant (D'après document Danfoss Socla).....	134
Figure VIII.4 : Ventouse (D'après document Pont-à-Mousson).....	136
Figure VIII.5 : Réservoir anti béliet à vessie butyle (d'après document CHARLATTE).....	137
Figure VIII-6.a: joints pour canalisations en fonte.....	139
Figure VIII-6.b : Déviation angulaire.....	140
Figure VIII.7 : Débitmètres déprimogènes.....	140
Figure VIII.8 : Manomètre (d'après document BAMO).....	141

LISTE DES PLANCHE :

Planche N°01: levé topographique de la ville d'Aïn Soltane

Planche N°02: levé de l'ancien réseau d'AEP de la ville d'Aïn
soltane

Planche N°0 3: levé de réseau d'AEP projeté de la ville d'Aïn Soltane

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est considérée par tous le monde comme source de la vie, mais on constate que cet or bleu est très mal géré suite de divers raison. Les responsables de la gestion de l'eau se trouvent confrontés a la nécessité de faire des prévisions d'évolution de la demande en eau. Il est clair que parmi les paramètres qui conditionnent la demande en eau, le contexte économique et social pèse de façon déterminante ainsi que la politique mise en place dans le secteur de l'eau.

Devant de telles situations, il est impératif de concevoir des systèmes judicieux d'adduction, de stockage, et de distribution ainsi qu'une gestion efficace afin de satisfaire la demande et de pallier aux pertes.

C'est dans ce cadre que s'inscrit le thème de notre travail, "étude de schéma directeur d'alimentation en eau potable de village d'Ain Soltane"

L'objet de notre étude consiste de faire une étude approfondie de diagnostic du système d'alimentation en eau potable pour améliorer l'approvisionnement en eau potable de la ville.

Pour cela nous allons procéder tout d'abord à :

- la présentation du système actuel d'alimentation en eau potable.
- son diagnostic hydraulique tout en donnant les défaillances existantes.
- préconiser des solutions pour y remédiés.

Et enfin de proposer des solutions pour une bonne préservation de l'état de réseau et garantir un bon fonctionnement de réseau au cours des années à venir.

Introduction

Connaître la situation de la zone d'étude du point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, et hydrologique nous permet de mener à bien notre travail et de prendre des mesures lors de l'élaboration de l'étude et la réalisation.

I.1.Présentation de la zone d'études

I.1.1-Situation géographique:

L'agglomération du chef lieu AIN SOLTANE se situe dans la vallée de l'oued Cheliff autrement dit le Bassin du Haut Cheliff. Elle est localisée sur la carte d'état major de AIN DEFLA N°83, échelle 1/50000 dont les coordonnées Lambert sont :

X=409,20 km ; Y=330,602 km; Z=175,00 m.

I.1.2-Situation administrative :

La commune d'AIN SOLTANE est issue du découpage administratif de 1984, administrativement a été comptée parmi les territoires de la commune de Khemis Miliana.

Maintenant la commune d'Ain Soltane est liée administrativement à la Daira de Ain Lachiakh, Elle est située à 40 km environ dans la côte Sud Est de la wilaya d'AIN DEFLA.

Elle est limitée par : -La commune d'Ain Turki et hocenia au Nord.

-La commune Oued Djemaa et Borj Emir Khaled au Sud

-La commune Djendel et Ain Lachiakh à l'Est.

-La commune de khemis Miliana et Bir O. Khellifa à l'Ouest.



Figure I-1 : limites de la ville de'ain sotane

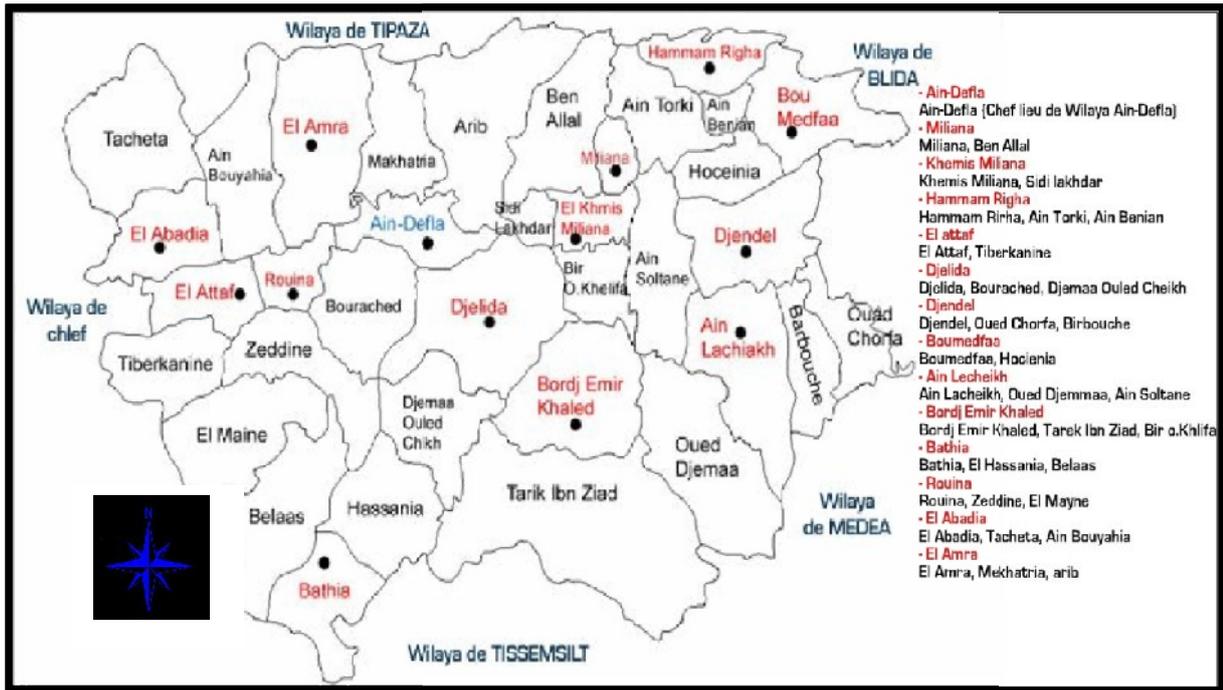


Figure I-2: Situation administrative de la ville d'AIN SOLTANE [1]



Figure I-3 ; Image de village captée par le satellite global3 ;[9]

I.1.3-Situation Topographique:

Le relief d'Ain Soltane favorise surtout l'écoulement pluvial par simple gravité ou la Collecte de ces débits nécessite des petits ouvrages de drainage.

La ville d'Ain Soltane Présente des reliefs uniformes, avec une pente variant de **(0,3 à 5.5%)** dont les altitudes Varient de 70 à 110 m. [2]

I.1.4-Situation Géologie

Les caractères géologique des bassins versants des affluent rive droit et rive gauche de l'Oued Cheliff sont dissemblables car résultant d'une histoire géologique différente : [2]

- **Au sud** : les bassin versants sont situés dans le massif de l' Ouarsenis qui appartient au domaine des nappes Telliennes dont la mise en place date du Miocène supérieur la structure du massif n'a pas changé depuis cette période. Les terrains qui le constituent sont datés du Trias (secondaire). La partie haute des bassins versants est constituée par les formations du Crétacé : marne; macro-calcaires surtout, et calcaire de l'OUARSENIS. Les nappes Telliennes se sont mises en place sur du train Gypseux qui affleure en quelques points sur quelques dizaines de Km².

Les bassins des Oueds affluents rive gauche sont constitués de matériaux tendres sensibles à l'érosion et produisant des matériaux fins facilement mis en suspension. La présence de traits gypseux est un élément favorable à la salure des eaux.

- **Au nord** : Au contraire, les monts DAHRA primitifs et l'OUARSENIS au cours de transgression venues du golfe d'ORAN ; la sédimentation est active dans le bassin à cause de la subsidence ; Ces dépôts se sont fortement plissés après le Miocène et la tectonique n'a pas cessé. Elle se manifeste encore de nos jours par une surélévation des monts DAHRA et une subsidence des bassins constituant la plaine du Cheliff. Les formations du Miocène supérieur comportent des marnes gypseuses même du gypse massif, ce type de formation affleure surtout dans les bassins des oueds à l'Ouest et dans le bassin de l'oued OUAHRANE.

Comme dans les bassins du sud, ceux des oueds affluents rive droite sont constitués de matériaux tendres sensibles à l'érosion car les grès fait que le charriage est plus important dans les oueds du Nord que du sud.

La aussi la présence de Marnes gypseuses et de gypse du Miocène supérieur est un élément favorable à la salure des eaux.

I.1.5-Situation stratigraphie et Sismicité :

I.1.5.1-Stratigraphie :

Des plus anciens aux plus récents, les couches constituant le périmètre du haut Cheliff sont les suivantes :

Substratum Antemiocène

Miocène Inférieur (burdigalien)

- Marnes
- Grès
- Miocène supérieure
- Marnes à gypse
- Gypse massif
- Marnes à tripoli
- Grès grossier
- Grès du gontas
- Calcaires récifaux à lithamnium
- Grès de base
- Marnes

Pliocène : on distingue le pliocène Marin et le Pliocène Continental. [12]

A) Pliocène Marin marines (art), œuvres peintes prenant la mer pour sujet central ; par extension, « marines » désigne un genre pictural [12]

- Grès astiens
- Marnes
- Grès de base

B) Pliocène Continental glaciaire, période ou glaciation, période de l'histoire de la Terre pendant laquelle se produisirent des refroidissements sensibles des climats provoquant une extension considérable des glaciers et une baisse du niveau des mers et des océans (régression marine). Le dernier bouleversement de ce type a débuté il y a 2,5 millions d'années environ ; il définit aussi le début de l'ère quaternaire, qui correspond aussi à l'apparition de l'homme. [12]

- Grès à Hélix
- Marnes

I.1.5.2-Sismicité :

L'analyse sismique englobe dans notre cas l'Atlas Tellien et ses environ D'après les manifestations sismiques ressenties et les publications du ministère des travaux publics, l'Atlas Tellien constitue en Algérie l'un des éléments géologiques les plus proches du plissement Alpin, Ain Soltane est implantée dans l'une des régions où la sismicité est importante. [12]

I.1.6-Situation climatique

I.1.6.1-climat

Le climat est un facteur primordial qui conditionne la vie végétale ainsi que la production agricole. Tous les facteurs climatiques à savoir : température, vent, précipitation, l'humidité relative et l'évaporation influent sur les cultures envisagées dans leurs cycles végétatifs et sur leurs besoins en eau.

I.1.6.2-Température

Les plaines du Cheliff ont un climat spécial de type Continentale, malgré la proximité de la mer. c'est un climat marqué par des étés chauds et secs, aux hivers assez froids , tempéré et pluvieux, un printemps assez long et un automne très bref. [1]

Les résultats des mesures élaborés par l'ANRH sont donnés sur le tableau I.1

Tableau I.1 : Températures mensuelles et annuelles (°c).2010

Mois T°©	S	O	N	D	J	F	M	A	M	JUI	JUL	A	MOY ANN
MAX	32.4	26.2	20.	16.5	15.7	17	19.6	22.2	25.7	32.2	37.2	38	25.2
MIN	17.9	13.8	9.1	7	5.1	6.4	7.1	9.6	12.7	17.3	20.5	20	12.2
MOY	24.6	19.4	14	11.2	9.8	11.1	13	15.6	18.9	24.6	28.6	29	18.3

La moyenne annuelle des températures s'élève à 18.3°C, mais il existe un écart d'environ de 20°C entre les températures de Juillet- Août et celles de Janvier Février. Comme montre la figure suivante :

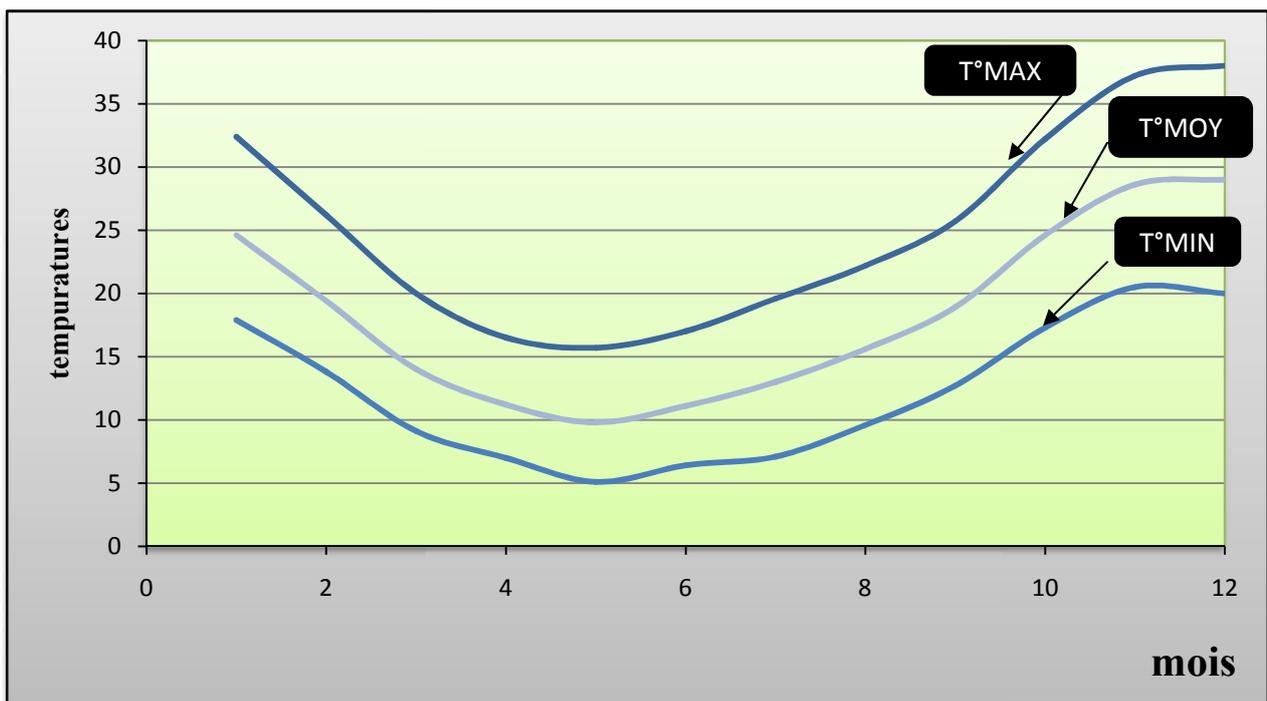


Figure I-2 : Graphes des variations de température

I.1.6.3-Les précipitations

La pluviométrie est d'un régime variable et irrégulier suivant les mois et les années sachant que les pluies moyennes annuelles sont de l'ordre de 430mm dans la région du haut Cheliff. [3]

Tableau. I.2 : Précipitations moyennes mensuelles (mm). (2010)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	JUI	JUL	A	ANS
P (mm)	16.6	38.9	54	59.8	61.51	54.68	45.87	40.44	33.34	5.8	1.14	2.30	415

Après l'analyse de ces données on remarque la majeure partie des précipitations (80%) étant concentrés sur la période de « Octobre - Mai ». Les Pluies en « Juin, Juillet et Août » sont négligeables, mais caractérisés par des averses d'Eté. Comme représenté le graphique suivant

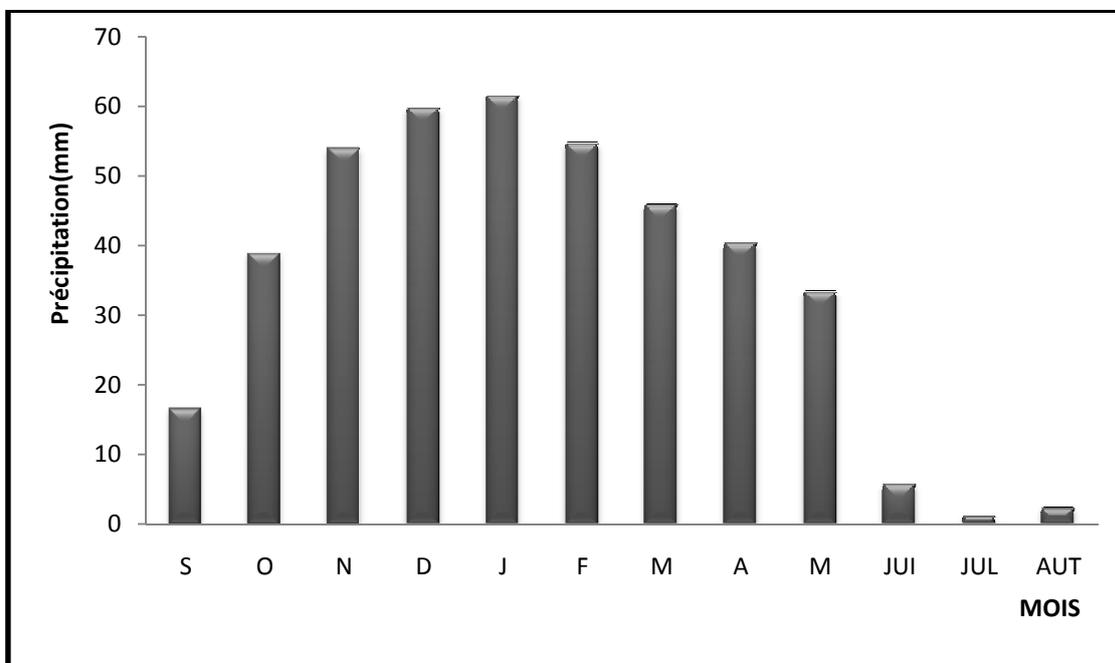


Figure I-3 : Graphique de précipitations mensuelle

I.1.6.4 - Le vent

Il s'agit d'un type de vent il reste stable pendant le trimestre de l'Automne puis l'entrée de l'Hiver enregistre des variations très importantes dans l'Hiver à cause des courants d'air de la côte méditerranéenne puis en hiver une stabilisation de vitesse à la saison de printemps, en fin de l'été on remarque un changement clair dans les deux facteurs vitesse et qualité à cause du sirocco, Les vitesses moyennes mensuelles sont représentées dans le tableau I. 3 ; [3]

Tableau I.1 : les moyennes mensuelles des vitesses de vent.(2010)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	JUI	JUL	A
V (m /s)	1.9	1.8	1.9	1.9	1.6	1.1	2	2.3	2.4	2.5	3.2	2.2

Une analyse des valeurs moyennes observées montre une stabilité des vitesses tout au long de l'année.

Il s'agit d'un vent du sud pouvant causer aux cultures des dégâts très importants par l'élévation brutal des températures et la diminution de l'hydrométrie de l'air qu'il entraîne.

Tableau I.2 : Nombres des jours de sirocco. (2010)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	JUI	JUL	A	TOTAL
Nombres Des jours	1	0	0	0	0	0	0	1	1	2	3	4	12

I.2-Schéma actuel d'alimentation

I.2.1-Ressources en eau

La région AIN SOLTANE totalement alimente à partir des eaux souterraines. Elle est alimentée actuellement à partir d'un seul forage. [3]

Les caractéristiques techniques de ce forage sont données dans le tableau ci-après :

Tableau I.3 : Forages d'AEP d'AIN SOLTANE

Nom de forage	Lieu de forage	Cordonnées Lambert			Profondeur (m)	Débit max (l/s)	Débit d'exploit (l/s)	Années de réalisation
		X	Y	Z				
F1	AIN SOLTANE	464.5	326.3	188	220	23	20	1978

Le débit d'exploitation de F1 est 20 l/s (1728 m³/j).

I.2.2- production et adduction

Le forage F₁ alimente un réservoir de 400 m³ (Réservoir El AGUEUR) par une conduite d'adduction de diamètre 250 mm et de longueur 2022m, du forage vers le réservoir de 500m³ par une conduite de 1422m de longueur, de diamètre de 250mm, cette dernière en acier enrobé [1]

Remarque

(Mais maintenant le réservoir de 500m³ il est mise en hors service).

En suite ce réservoir de 500m³, alimente par gravité un autre réservoir de 400m³ par un conduite en fonte, de longueur de 600m.

Cette même conduite alimente un autre réservoir de 500 m³ destine à la fraction, en isolant la conduite vers le réservoir EL AGUEUR par une vanne. Le diagnostique effectuée sur terrain montre que la conduite d'adduction est en bon état sauf le problème de perte charge engendrée par le piquage directe sur elle ce qui est strictement interdit.

Le pompage s'effectuée par une pompe immergée dont les caractéristiques se trouve dans le chapitre de réseau de distribution

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter la ville, connaître la topographie, le climat et l'état actuel du système d'alimentation en potable.

Et comme nous constaté que ce réseau est ancien et qui présente des nombreux problèmes tels que les fuites, la mal gestion, une baisse de pression dans certains endroits, la durée de certaines conduites ont dépassé les 30 ans et présentant des rouille et des risques ;

Ces différentes informations représentent les premières données de base pour l'élaboration de notre travail qui la conception d'un nouveau réseau de distribution afin de résoudre tous ces problèmes pour cet agglomération.

Introduction

L'ensemble des agglomérations urbaines et rurales des pays occidentaux comme la l'Algérie est alimenté en eau par un système de distribution publique qui livre à l'utilisateur, au point d'utilisation, en quantité et sous une pression suffisante suffisantes, une eau de qualité répondant à des critères réglementaires très stricts, communément dite « potable ». En réalité, seule une très faible fraction du volume soutiré est bue au sens propre du terme. Sans vouloir donner une liste exhaustive, on peut citer les principaux postes D'utilisation de cette eau potable :

Et maintenant comme le village d'Ain soltane que dont ces besoins

- toilette, bains, douches, sanitaires ;
- lave-vaisselle, lave-linge ;
- arrosage des jardins particuliers ;
- défense contre l'incendie ;
- besoins industriels ;
- dans les communes rurales : abreuvement du bétail et quelquefois irrigation (Qui généralement fait appel à des réseaux séparés).

En réalité, la satisfaction de la majeure partie de ces besoins ne nécessiterait Pas l'utilisation d'eau susceptible d'être bue sans inconvénient, voire avec agrément.

Cependant, les autorités sanitaires exigent que cette eau, avec laquelle les Usagers sont en contact et qu'ils peuvent consommer par inadvertance ou ignorance, [5]

Satisfasse aux critères réglementaires des eaux de distribution publique a partir des ces définitions on peut évaluer les déférents besoins de Ain soltane

II.1- Estimation des besoins en eaux**II.1.1 - Besoins domestiques**

Il s'agit des besoins des ménages auxquels il faut ajouter ceux des organismes collectifs nécessaires à la vie des agglomérations et ceux du tissu microéconomique associé (commerces bureaux, artisanat, etc.). Ces besoins se déterminent à partir de deux facteurs :

- la population à desservir (à moyen terme) ;
- les besoins par habitant.

II.1.2 - Evaluation de la population:

La population d'une agglomération varie dans le temps et le problème qui se pose est celui de la prévision des besoins pour un horizon se situant entre- 20 à 25 ans environ. Chaque agglomération a son régime de consommation propre, qui peut éventuellement être modifiée par une planification volontariste (schéma d'aménagement et d'urbanisme) dont il faut tenir compte. Néanmoins, l'inertie des faits sociaux conduit à inscrire l'évolution dans un phénomène qui se prête à l'analyse statistique. [5]

À court terme, on peut établir des corrélations permettant une Extrapolation qu'il faut pondérer en fonction des planifications du Développement.

À long terme, il existe plusieurs formules Pour les calculs d'estimation de la population future nous utiliserons finalement la formule de l'équation des intérêts composés:

$$P_n = p_0 * (1 + \tau)^n \dots\dots\dots (II.1)$$

Avec : P_n : population à l'horizon

P_0 : population actuelle de référence

τ : taux d'accroissement = 3.5%

n : nombre d'année séparant les horizons considérés

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

Tableau II.1 : Nombre des habitants pour différents horizons

	En 2008	Actuel 2011	Courte terme 2015	Moyen terme 2020	Long terme 2030
Taux d'accroissement (%)	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
Population de centre ville de AIN SOLTANE	8204	9096	10438	12397	17487

D'après les recensements faits en 2008 (5^{ème} RGPH) par L' APC d'Ain soltane la population varie comme suit :

La ville d'Ain soltane comprend actuellement une population de 9096 habitants. Le tableau précédent représente le nombre d'habitants pour les différents horizons.

Graphique de croisement des habitants d'Ain soltane est représenté ci-après :

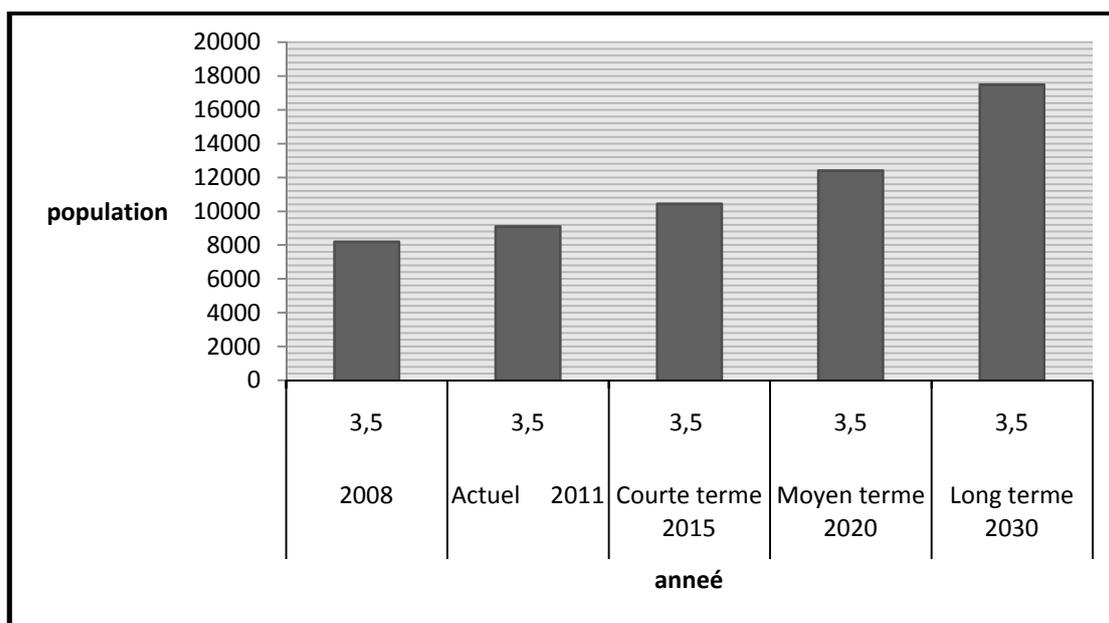


Figure II-1 : Graphique de Nombre des habitants pour différents horizons

II.1.3- Evaluation des Besoins Domestiques

Si les besoins ramenés à l'individu ont crû depuis le début du siècle du fait de la généralisation de la distribution d'eau à domicile, de l'amélioration du niveau de vie et d'une certaine modification des mœurs, ces besoins ont tendance maintenant à se stabiliser, voire à homogénéiser

et par conséquent pour la détermination des débits totaux urbains il faut connaître le débit d'eau domestique d'un habitant proprement dit. L'expérience d'exploitation des systèmes de distribution d'eau d'agglomération donne la possibilité de déterminer la grandeur réelle du débit d'eau par habitant fonction de l'aménagement des immeubles, de l'organisation de service, des enquêtes partielles indiquent des consommations par habitant extrêmement variables. D'après un relevé statistique on pourra voir les consommations suivantes

la dotation journalière pour les pays en voie de développement est arrêtée à 150 l/j/hab

Et dans notre cas c'est une dotation de 150 l/j/hab, Les besoin sont égale à le nombre des habitant dans l'horizon d'étude multipliant fois la dotation spécifiant la population [5]

$$\text{Besoins (m}^3\text{/j)} = \text{N}^\circ \text{ d'hab.} \cdot \text{dotation (150l/j/hab.)} \dots\dots\dots(\text{II.2})$$

Tableau II.2 : Besoins en eau domestique

Horizons	2008	Actuel 2011	Courte terme 2015	Moyen terme 2020	Long terme 2030
Population (hab)	8204	9096	10438	12397	17487
Dotation (l/j/hab.)	150	150	150	150	150
Besoins (m ³ /j).	1230.6	1364.4	1565.7	1859.55	2623

Les résultats précédents sont représentant dans le graphique suivant :

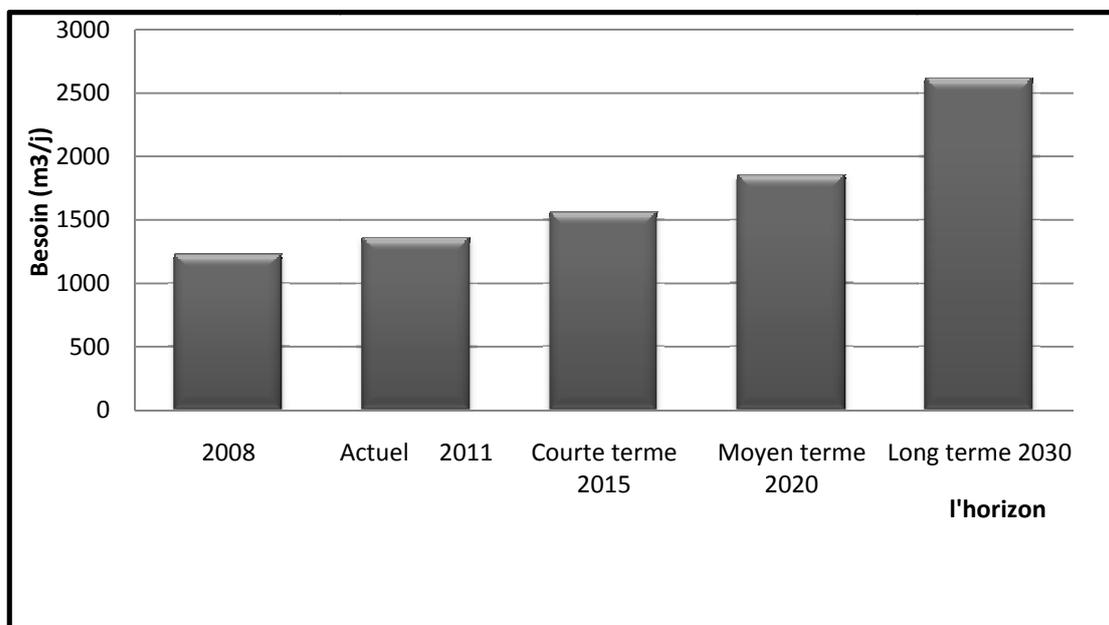


Figure II.2 : Besoins en eau domestique dans les differnts horizon

II.2-Besoins en eau des équipements à l'état actuel :

II.2.1-Besoins éducatif :

Les estimations des volumes consommés pour les besoins éducatif comme dans le tableau suivant

Tableau II.3 : Besoins en eau d'équipements éducatif

<i>Catégorie</i>	<i>Equipements</i>	<i>Nombre</i>	<i>Effectif</i>	<i>Dotation (l/j/h)</i>	<i>Besoins (m³/j).</i>
Equipements éducatif	Ecole	2	900	10	9
	CEM	1	1200	10	12

II.2.2 -Besoins administratif

Les estimations des volumes consommés pour les besoins d'équipements Administratif sont représentés dans le tableau II.4

Tableau II.4 : Besoins en eau d'équipements administratif

<i>Catégorie</i>	<i>Equipements</i>	<i>Nombre</i>	<i>Effectif</i>	<i>Dotation (l/j/h)</i>	<i>Besoins (m³/j).</i>
Equipements administratifs	APC	1	20	15	0,3
	Gendarmerie	1	20	15	0,3
	PTT	1	5	15	0,075

II.2.3 -Besoins culturels et sportifs

Les estimations des volumes consommés pour les besoins d'équipements Culturels et sportifs sont représentés dans le tableau II.5

Tableau II.5 : Besoins en eau d'équipements culturels et sportifs

<i>Catégorie</i>	<i>Equipements</i>	<i>Nombre</i>	<i>Effectif</i>	<i>Dotation (l/j/h)</i>	<i>Besoins (m³/j).</i>
Equipements culturels et sportifs	Mosquées	2	800	10	8
	Stade	1	10000	1	10
	Activité tertiaire	1	1	10%	153

II.3- Bilan des besoins moyens en eau

Les besoins précédents on peut représenter sur un bilan que donne une somme totale de toute les besoins avec la majoration c'est a dire (les fuites d'eau sur

Le réseau sot parfois importantes elles se produisent en grande partie sur le branchements particuliers .la recherche des fuites est un opération délicate elle permet de les ramener pour un réseau enciens à 30 environ débit totale) dans et aussi le débit moyen journalières son représentent dans le tableau suivant :

Tableau II.6 : Bilan des besoins moyens en eau

Dénomination	2008	actuel 2011	Courte terme 2015	Moyen terme 2020	Long terme 2030
Besoin en eau domestique (m ³ /j)	1230.6	1364.4	1565.7	1859.55	2623
Besoin en eau d'équipement (m ³ /j)	193	193	193	193	193
Besoins domestiques + équipements (m ³ /j)	1424	1557	1759	2053	2816
Majoration 25%	367	389.75	454	530	728
Besoin en eau total (m ³ /j)	1780	1946	2199	2566	3520
Q moy j (m ³ /jour)	1780	1946	2199	2566	3520

II.3.1 - Etudes des variations des débits

Au sein d'une agglomération, l'eau appelée à la consommation varie dans le temps. Cette variation peut être journalière, hebdomadaire mensuelle ou annuelle et dépend du mode de vie de la population.

Par ailleurs, il faut noter que l'existence des fuites et de gaspillage, occasionnées au niveau du réseau en fonction de l'état de ce dernier, est liée à tous ces facteurs. Pour tenir compte de l'irrégularité de la consommation, nous devons prendre en considération un certain nombre de coefficients d'irrégularité. [8]

A-Coefficient d'irrégularité journalier maximal

Ce coefficient est défini comme étant le rapport entre la consommation maximale journalier $[Q_{maxj}]$ et la consommation moyenne journalière $[Q_{moyj}]$.

$$K_{maxj} = \frac{Q_{maxj}}{Q_{moyj}} \dots\dots\dots(II.3)$$

$K_{maxj} := 1.1 - 1.3$ besoins domestiques

$K_{maxj} := 1$ autres besoins.

K_{maxj} : Coefficient de variation journalière

Nous avons $Q_{maxj} = K_{maxj} * Q_{moyj} \dots\dots\dots(II.4)$ [5]

B-Coefficient d'irrégularité journalier minimal

Ce coefficient est défini comme étant le rapport entre la consommation journalière minimale et la consommation moyenne journalière, il nous permet de connaître le débit minimum journalier, en envisageant une sous consommation en fonction de l'importance de l'agglomération. [5]

Il varie entre 0.7 et 0.9. Donc $K_{minj} = \frac{Q_{minj}}{Q_{moyj}} \dots\dots\dots(II.5)$

II.3.2-Evaluation des débits Max

L'étude des variations des débits et les connaissances des coefficients d'irrégularité journalière minimale on trouve ces résultats mentionnés dans ce tableau II.7 ;

Tableau II.7: Débits max journalières.

Horizons	2008	Actuel 2011	Courte terme 2015	Moyen terme 2020	Long terme 2030
Q moy j (m ³ /jour)	1780	1946	2199	2566	3520
K max j	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
Q max j (m ³ /j)	2136	2335	2639	3079	4224

✓ les résultats de tableau II.7, sont représentés dans le graphique ci-après

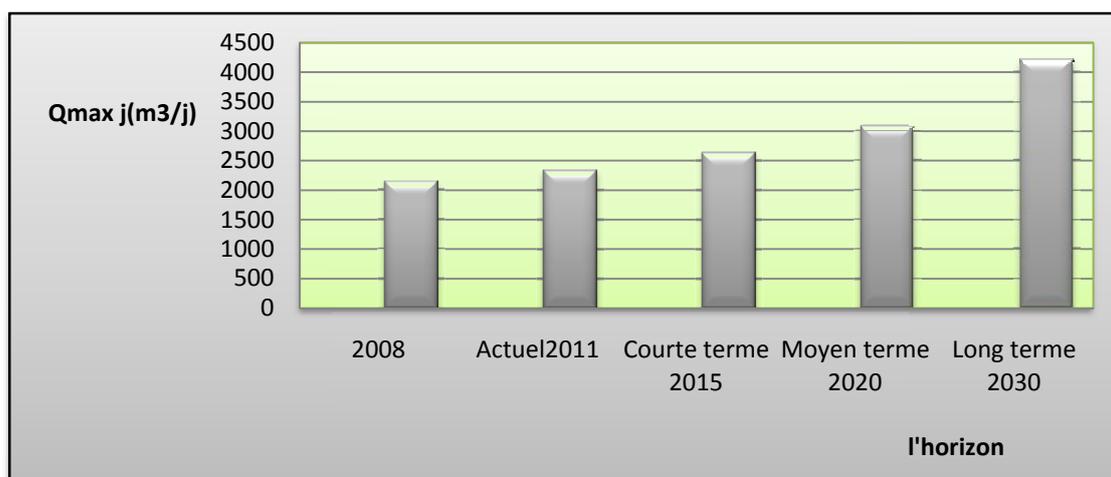


Figure II-3 : Evaluation des besoins max

A- Production

La production actuelle à partir de forage F1 est « 23,00 l/s = 1987 m³/j » une partie de ce débit est destinée aux agglomérations secondaires telles que les fractions avoisinantes, cette partie est estimée de 3 l/s.

Donc le débit de refoulement vers Ain Soltane ($Q_{\text{arrivé}}$)

$$\text{Telle que : } Q_{\text{arrivé}} = 23.00 - 3 = 20 \text{ l/s}$$

Le débit pendant 20 heures de son fonctionnement montre que :

Le volume donné pendant ces heures ($V_{/20h}$) est :

$$V_{/20h} = (Q_{arrivé} * N_{heures} * 3600) / 1000$$

$$AN: V_{/20h} = (20 * 20 * 3600) / 100 = 1440 m^3/j$$

$$Cad: V_{/24h} = (1440 * 1000) / 24 * 3600 = 16.66 l/s$$

B - Bilan de comparaison (Production – Besoins)

La détermination de déficit que il existe au niveau de l'alimentation et la production (l'offre) dans le village d'Ain soltan, a partir de 2008 jusqu' au 2030, ce déficit obtiens a partir de la comparaison de débit de production et $Q_{max J}$. Les résultats trouvés sont trouvées dans le tableau ci-après :

Tableau II.8: Bilan production-besoins.

Horizons	2008	actuel 2011	Courte terme 2015	Moyen terme 2020	Long terme 2030
Q max j (m3/j)	2136	2335	2639	3079	4224
Production m3/j	1440	1440	1440	1440	1440
Déficit (m3/j)	696	895	1199	1639	2784

La représentation graphique de tableau II.8 est la suivante :

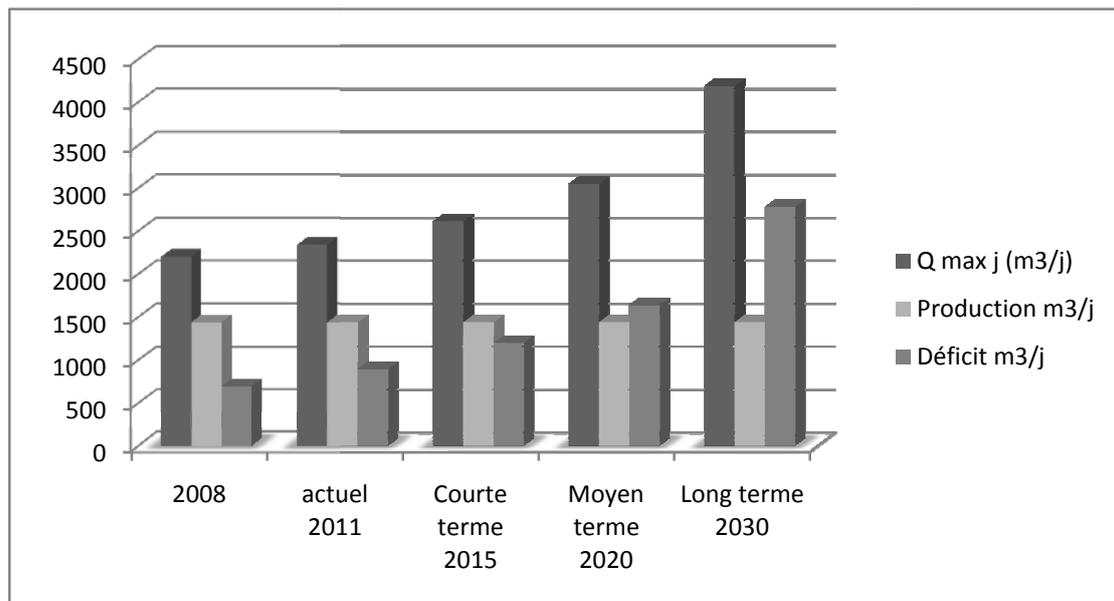


Figure II-4 : Bilan production besoins

C: Interprétation

D'après les résultats du bilan de comparaison ci-dessus on constate que l'actuelle production rend la situation déficitaire à court moyen et long terme.

Conclusion

Pour une bonne maîtrise des besoins en eau de l'agglomération d'Ain Soltane on recommande pour le renforcement d'AEP de Ain Soltane est la nécessité des choses à faire et autre n'est pas faire :

Un forage est un ouvrage d'art complexe dont la majeure partie n'est pas visible. Pour qu'un forage dure longtemps et qu'il préserve les eaux souterraines,

- tant du point de vue quantitatif que qualitatif, sa réalisation doit respecter certains principes et certaines règles.
- Ne pas mettre en péril les réserves en eaux
- Un forage ne doit pas mettre en péril la ressource qu'il est destiné à exploiter et les usages qui en sont faits, notamment par d'autres forages préexistants.
- Un forage ne doit en aucun cas permettre des échanges entre les eaux superficielles et celles de la nappe qu'il capte, ni entre les différentes nappes qu'il a pu traverser.

Introduction

Avant tout projet, il est nécessaire de connaître le régime de consommation de l'agglomération qui nous donnera un aperçu, non seulement sur le régime de travail de tous les éléments du système d'alimentation en eau potable, mais également sur leur dimensionnement.

Dans les lignes qui suivent nous essaierons de voir la variation des débits journaliers et horaires de la ville.

III.1- Variation de la consommation

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps, parmi ces variations nous avons :

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

III.2-Etude des variations des débits journaliers

Pour projeter un régime de travail d'un système d'alimentation en eau, il faut adopter le graphique de consommation probable. Au cours d'année, il existe une journée où la consommation est maximale ; de même il existe une journée où la consommation est minimale. [6]

Par rapport à la consommation moyenne déterminée, nous pouvons déterminer un rapport qui nous indique de combien de fois la consommation maximale est supérieure à la consommation moyenne. [6]

Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté $K_{\max j}$.

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

Ces débits sont donnés par les formules suivantes :

$$\rightarrow Q_{\max j} = Q_{\text{moy}} * K_{\max j} \quad (\text{m}^3/\text{j})$$

- $Q_{minj} = Q_{moyj} * K_{minj} \text{ (m}^3\text{/j)}$ Avec :
- Q_{moyj} : débit moyen journalier
- Q_{maxj} : débit maximum journalier
- Q_{minj} : débit minimum journalier
- K_{maxj} : coefficient d'irrégularité maximum ; et que ce coefficient varie entre 1.1 à 1.3

Pour notre cas nous prenons $K_{maxj} = 1,3$ pour les besoins domestiques et 1 pour les autres besoins[6]

- K_{minj} : coefficient d'irrégularité minimum et que ce coefficient varie entre 0,7 à 0,9

Pour notre cas nous prenons $K_{minj} = 0,9$ pour les besoins domestiques et 0,7 pour les autres besoins [6]

III.2.1-Récapitulation des besoins en eau maximale journalière de la ville

Les besoins en eau maximale journalière de la ville d'Ain Soltane sont représentés dans le tableau ci-après

Tableau III.1: les besoins en eau maximale journalière de la ville

Catégorie des besoins		$Q_{moyj} \text{ (m}^3\text{/j)}$	K_{maxj}	$Q_{maxj} \text{ (m}^3\text{/j)}$
Equipements éducatif	école	9	1,3	11.7
	CEM	12	1	12
Equipements administratif	APC	0.3	1	0.3
	Gendarmerie	0.3	1	0.3
	PTT	0.3	1	0.3
Equipement Culturels et sportifs	Mosquées	8	1	8
	Stade	10	1	10
	Activité tertiaire	153	1	153
Besoin en eau domestique		2623	1.3	3410
total		2816		3606

III.2.2-Récapitulation des besoins en eau minimale journalière de la ville :

Les besoins en eau minimale journalière de la ville d'Ain Soltane sont représentés dans le tableau ci-après

Tableau III.2 : des besoins en eau minimale journalière de la ville

Catégorie des besoins		Q_{moyj} (m ³ /j)	K_{minj}	Q_{minj} (m ³ /j)
Equipements éducatif	école	9	0.8	7.2
	CEM	12	0.7	8.4
Equipements administratif	APC	0.3	0.7	0.21
	Gendarmerie	0.3	0.7	0.21
	PTT	0.3	0.7	0.21
Equipement Culturels et sportifs	Mosquées	8	0.7	5.6
	Stade	10	0.7	7
	Activité tertiaire	153	0.7	107.1
Besoin en eau domestique		2623	0.9	2361
total		2816		2497

D'après ces deux tableaux, nous avons :

$$Q_{maxj}=3606 \text{ m}^3/\text{j} \text{ et } Q_{minj}=2497 \text{ m}^3/\text{j}$$

En partant de cette dotation de subsistance et en ajoutant les pertes (fuites dans les ouvrages et les réseaux, branchements illégaux, lavages des rues et irrigation des espaces verts etc....) qui sont estimées égale à 25% de la consommation pour un réseau moyennement entretenu, on aura le besoin domestique total de la ville pour les différents horizons. [4]

Si on ajoutant les pertes on obtient ces résultats

$$Q_{maxj}=4508 \text{ m}^3/\text{j} \text{ et } Q_{minj}=3121/\text{j}$$

Selon les recommandations de l'institut des ingénieurs hydrauliques et hommes de science du Royaume Uni, le minimum requis pour l'A.E.P dans les pays en voie de développement se situerait aux environs de 100 et 150 l/j/hab. [2]

III.3-Etude des variations des débits horaires

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

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moyh}} = Q_{\text{max,j}} / 24 \quad (\text{m}^3/\text{h})$$

Avec : Q_{moyh} : débit moyen horaire (m^3/h)

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

Pour notre projet, nous avons $Q_{\text{max,j}} = 4580 \text{m}^3/\text{j}$

AN: $Q_{\text{moyh}} = 4580 / 24 = 187.83 \text{ m}^3/\text{h} \rightarrow \mathbf{Q_{\text{moyh}} = 187.83 \text{ m}^3/\text{h}}$

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

III.3.1-Coefficients d'irrégularités horaires

Ces coefficients représentent l'augmentation de la consommation horaire pour la journée, ils sont fonction du nombre d'habitants, du degré de développement des installations sanitaires et du régime de consommation.

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

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

α_{max} et α_{min} - les coefficients qui tiennent compte du degré de confort des bâtiments, du régime des fonctionnements des entreprises et d'autres conditions locales, D'après les normes techniques ;[5]

α_{max} égal à 1.2-1.4 ;

α_{min} égal à 0.4-0.6.

Dans les calculs nous prendrons :

$$\alpha_{\text{max}} = 1.3 \text{ et } \alpha_{\text{min}} = 0.5$$

Les valeurs des coefficients β_{max} et β_{min} sont définies en fonction du nombre d'habitants dans la ville (d'après les normes techniques). Ces valeurs sont représentées dans le tableau ci après

Tableau III.3 : valeurs de coefficients β en fonction des habitants.

Nbre D'hab.	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15
β_{min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de 18122 hab. donc $\beta_{max} = 1,30$ d'où la valeur de $K_{max,h}$ et $K_{min,h}$:

[5]

- ❖ Le coefficient d'irrégularités horaires maximal $K_{max,h} = 1,3 \times 1,3 = 1,69$
- ❖ Le coefficient d'irrégularités horaires minimal $K_{min,h} = 0.5 \times 0.2 = 0.1$

III.3.2 : Calcul du débit maximum horaire :

La connaissance de ce débit est fondamentale dans un projet d'Alimentation en Eau Potable. Ceci nous permet de connaître les heures pendant les quelles la consommation est maximale (heures de pointe), a fin de dimensionner le réseau des distributions à l'intérieur de l'agglomération.

Le débit horaire de calcul, m^3/h est calculés par la formule :

$$Q_{max,h} = (K_{max,h} \cdot Q_{max,j}) / 24$$

Les résultats des calculs des débits horaires sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.4 : calcul de débit horaire max.

Horizon	Débit moy, j (m^3/j)	K_{maxj}	Débit max j (m^3/j)	$K_{max,h}$	$Q_{max,h}$ (m^3/h)	$Q_{max,h}$ (l/s)
2008	1780	1,2	2136	1,69	150	42
Actuel (2011)	1946	1,2	2335	1,69	164	46
Court terme (2015)	2199	1,2	2639	1,69	186	52
Moyen terme (2020)	2566	1,2	3079	1,69	217	60
Long terme (2030)	3520	1,2	4224	1,69	297	83

III.4 -Variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération

Débit moyen horaire est utile pour le dimensionnement des prises d'eau de station de pompage du première degré, des stations de traitement des conduites d'eau

Les graphiques de la répartition des débits horaire au jour de point sont obtenue à partir des statistiques sur des mesures des débits réels de quelque agglomération .déjà existantes les débits horaire sont donnée en % des débits maximum journalière $Q_{max j}$. en ordonnée et comme abscisse le temps en heures [5]

Tableau III.5 : la variation horaire en fonction du nombre de la population

heures	Nombres d'habitants				
	Moins de 10000	De 10001 à 50000	De 50001 à 100000	Plus de 100000	Agglo. de type rural
1	2	3	4	5	6
0_1	1	1,5	3	3,35	0,75
1_2	1	1,5	3,2	3,25	0,75
2_3	1	1,5	2,5	3,3	1
3_4	1	1,5	2,6	3,2	1
4_5	2	2,5	3,5	3,25	3
5_6	3	3,5	4,1	3,4	5,5
6_7	5	4,5	4,5	3,85	5,5
7_8	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
8_9	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
9_10	5,5	6,25	5,6	5,05	3,5
10_11	4,5	6,25	4,8	4,85	6
11_12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12_13	7	5	4,4	4,6	8,5
13-14	7	5	4,1	4,55	6
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	5
15-16	4,5	6	4,4	4,7	5
16-17	5	6	4,3	4,65	3,5
17-18	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
18-19	6,5	5	4,5	4,4	6
19-20	5	4,5	4,5	4,3	6
20-21	4,5	4	4,5	4,3	6
21-22	3	3	4,8	4,2	3
22-23	2	2	4,6	3,75	2
23-24	1	1,5	3,3	3,7	1

III.4.1-Calcul de Consommation horaire

Le calcul de consommation horaire basé sur le détermination de $Q_{\max,j}$ et débit cumulé[5]

Tableau III.6 : la répartition des débits horaire

Heures	agglomération		Le débit cumulé	
	$Q_{\max,j}=4508/j$		$Q_{\max,j} =4508m^3/j$	
(h)	(%)	m3/h	%cumulé	m3/h
0_1	1,5	67,62	1,5	67,62
1_2	1,5	67,62	3	135,24
2_3	1,5	67,62	4,5	202,86
3_4	1,5	67,62	6	270,48
4_5	2,5	112,7	8,5	383,18
5_6	3,5	157,78	12	540,96
6_7	4,5	202,86	16,5	743,82
7_8	5,5	247,94	22	991,76
8_9	6,25	281,75	28,25	1273,51
9_10	6,25	281,75	34,5	1555,26
10_11	6,25	281,75	40,75	1837,01
11_12	6,25	281,75	47	2118,76
12_13	5	225,4	52	2344,16
13-14	5	225,4	57	2569,56
14-15	5,5	247,94	62,5	2817,5
15-16	6	270,48	68,5	3087,98
16-17	6	270,48	74,5	3358,46
17-18	5,5	247,94	80	3606,4
18-19	5	225,4	85	3831,8
19-20	4,5	202,86	89,5	4034,66
20-21	4	180,32	93,5	4214,98
21-22	3	135,24	96,5	4350,22
22-23	2	90,16	98,5	4440,38
23-24	1,5	67,62	100	4508
Total	100	4508		

III.5. : Détermination du graphique de consommation en 2030 la représentation graphique de consommation de la ville d’Ain soltane est méprisante dans la figure ci-après

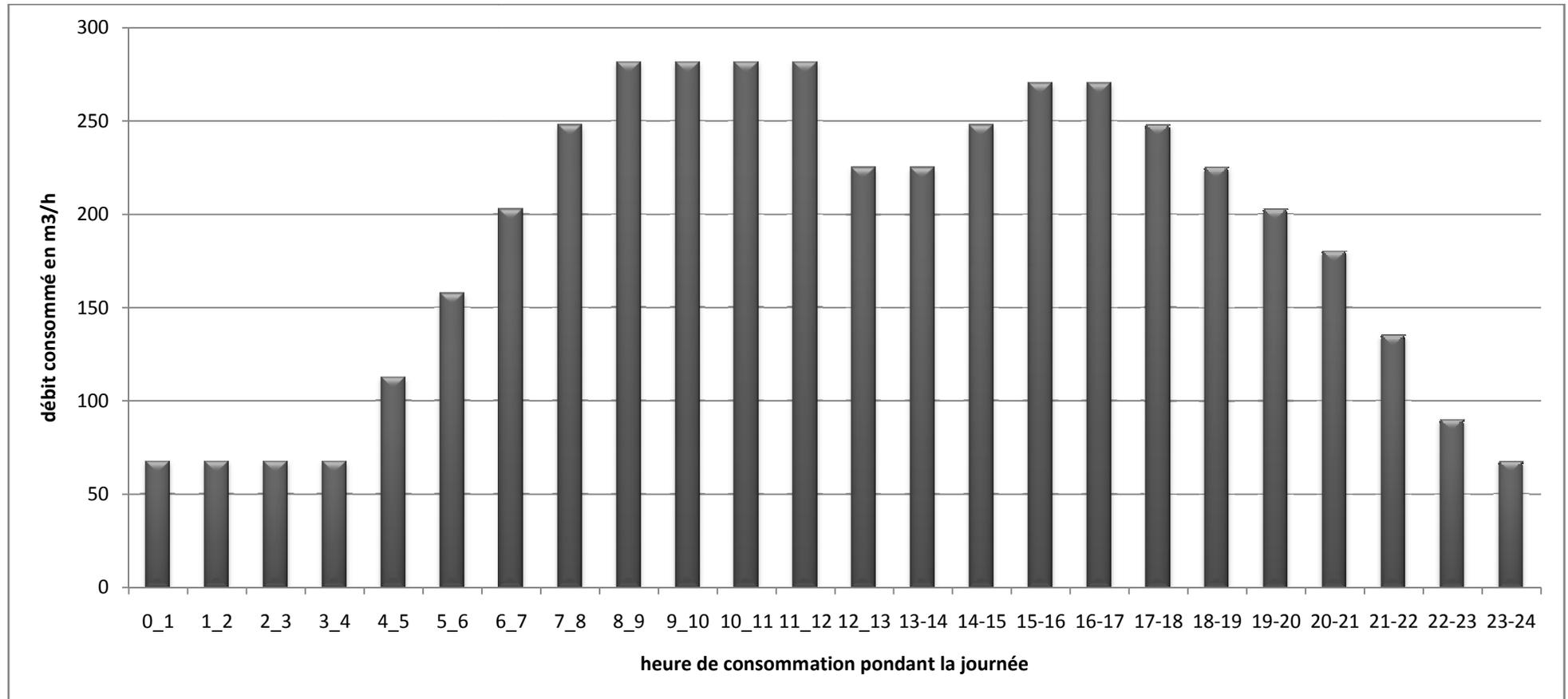


Figure III-1 : graphique de la consommation en eau de l’agglomération

III.5.1 : Graphique de consommation en 2030 la courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération est représentée dans la figure ci-après

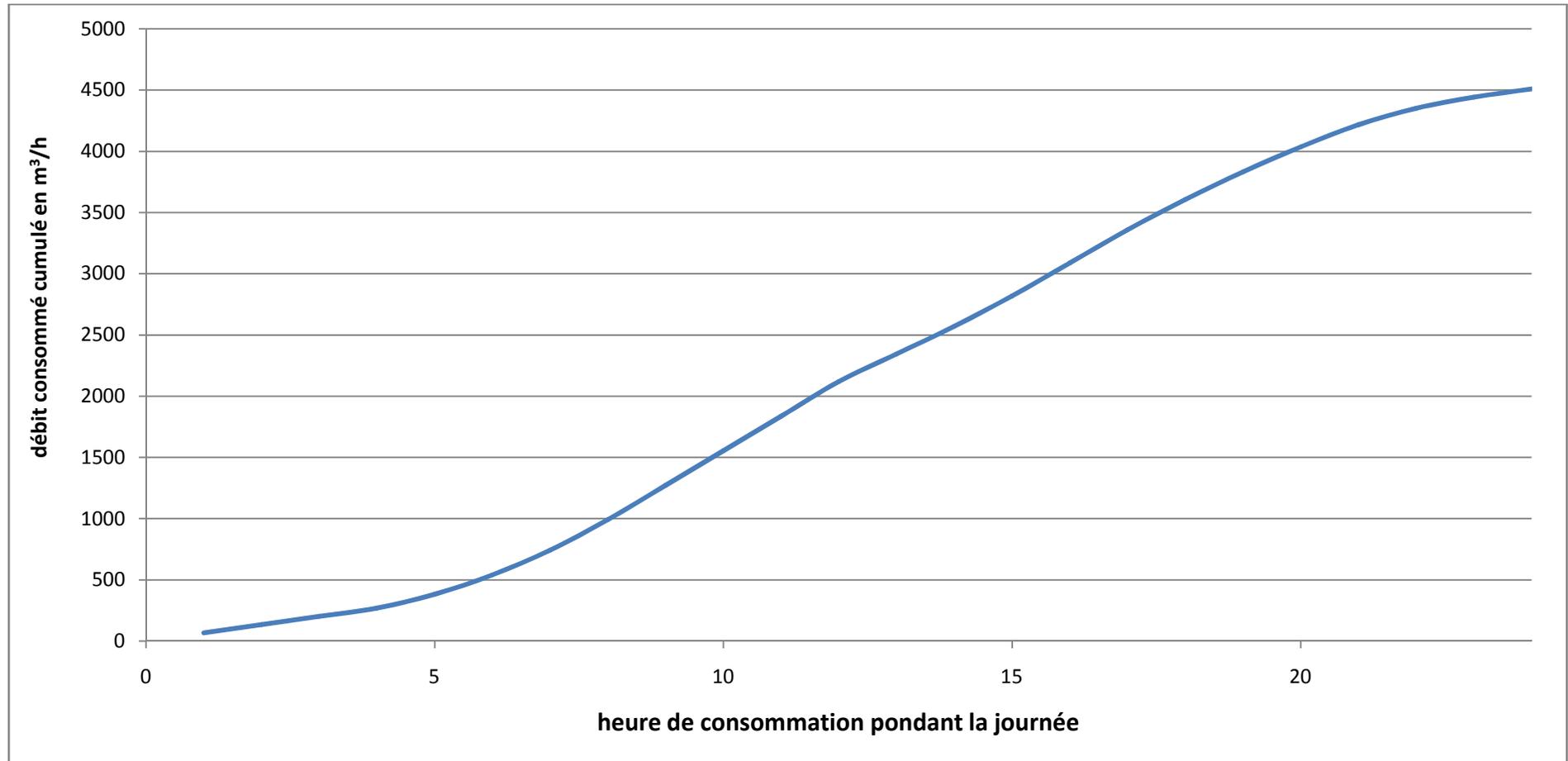


Figure III -2 : courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération

Conclusion

Le débit maximum journalier $Q_{\max,j}$ (m^3/j), nous permet de dimensionner la conduite d'adduction ainsi que le réservoir de stockage.

Le débit maximum horaire $Q_{\max,h}$ nous permet de dimensionner le réseau de distribution

Nous avons remarqué pratiquement que les ressources disponibles sont suffisantes. Il est donc nécessaire de revoir le dimensionnement de notre réseau, et son comportement hydraulique.

C'est ce la que nous allons voir dans les prochains chapitres.

Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages intermédiaires entre les réseaux d'adductions et les réseaux de distributions et qui jouent un rôle très important dans un réseau d'alimentation en eau potable et peuvent avoir plusieurs rôles.

Mais notre projet, nous allons utiliser les deux réservoirs jumelés existants qui sont implantés à une cote 498m du trop plein ayant chacun l'un de capacité de 400m³ et l'autre de capacité de 500m³.

Il convient de souligner que l'existence de ces réservoirs est une contrainte pour le projecteur du fait que les cotes sont imposées.

IV.1- Rôle des réservoirs

❖ Rôle de régulateur et accumulateur

Dans une agglomération le débit refoulé par la station de pompage n'est pas dans tout les cas égal au débit consommé. Donc un réservoir s'avère indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé. [6]

❖ Augmentation des pressions

Il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre. Le réservoir est placé à un point et à une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans des points très éloignés.

❖ Gain d'énergie au niveau de la station de pompage

Ce réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointe).

❖ Utilité pour briser la charge

Si le terrain présente un relief accidenté, en certains points du réseau, on peut avoir des pressions non admissibles, ce type de réservoir nous permet de briser la charge.

❖ Stockage de la réserve d'incendie

On peut avoir deux cas :

-un réservoir à part qui emmagasine la réserve d'incendie ; ceci est rare dans la pratique du fait du coût de réalisation de cette variante.

-la réserve d'incendie est accumulée dans le réservoir d'accumulation

IV.2-Emplacement des réservoirs

Malgré l'existence du réservoir, son site doit respecter les aspects suivants :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau.

- Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitaire ment, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.

- L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation.

- l'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés de point de vue pression.

IV.3-les types des réservoirs existant :

- C'est un réservoir soumi-en tiré ;
- Construit en béton armé ;
- Formes circulaires;
- Fonction stockage et alimentation ;

Ces réservoirs reçoivent l'eau à partir du champ de captage d'Ain soltane.

Le réservoir présente deux utilités (technique et économique) par les multiples fonctions qu'il remplit:

Fonctions techniques : il permet :

- ❖ La régulation du débit pour tous les ouvrages qui se situent en amont et en aval de lui.
- ❖ La régulation de la pression dans le réseau de distribution.
- ❖ L'assurance de la continuité de l'approvisionnement en cas de panne dans les ouvrages situés dans la partie amont.
- ❖ La participation au traitement (utilisation de réactifs).

Fonctions économiques : il permet :

- ❖ La réduction des investissements sur tous les autres ouvrages du réseau d'A.E.P.
- ❖ La réduction des coûts de l'énergie.

- ❖ La capacité d'un réservoir dépend du mode d'exploitation des ouvrages de la partie amont et de la variabilité de la demande.

Pour l'emplacement d'un réservoir, selon que l'agglomération est située en plaine ou en terrain accidenté, il peut être soit enterré, soit semi-enterré, soit surélevé.

IV.4-aménagements interne des réservoirs

Tout doit être fait pour éviter les zones mortes afin que le renouvellement de l'eau soit le plus homogène possible pour tout le volume. Pour les éviter il faut :

- éloigner les points d'arrivée et de départ.
- créer des chicanes (figures IV-1).
- casser les angles horizontaux et verticaux par des goussets (15 x 15), ce qui facilite de plus les opérations de nettoyage.

Les radiers doivent présenter une forme de pente (1 à 1,5 %) afin d'évacuer totalement les eaux lors des vidanges et des opérations de nettoyage via un puisard.

Note : de préférence il faut imposer une vidange et un nettoyage des réservoirs au moins une fois par an. Ces opérations doivent être suivies d'une désinfection de l'ouvrage et d'un contrôle de la qualité de l'eau après remise en eau. [7]

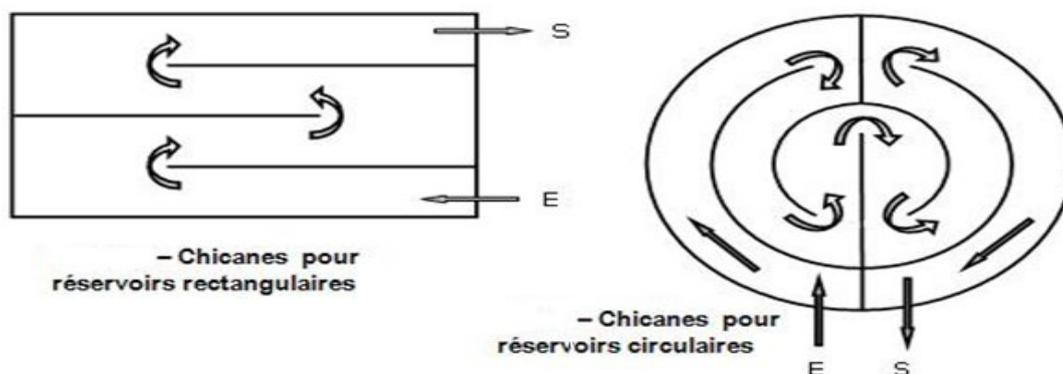


Figure IV-1 : Les chicanes dans le réservoir

IV.5-équipements des réservoirs

Les réservoirs doivent comporter les équipements suivants :

- O dispositifs d'alimentation et de départ.
- O trop-plein et vidange.
- O évent protégé.
- O trappes d'accès et échelles.
- O jauges et détecteurs de niveau.
- O dispositifs anti-intrusion et de contrôle d'accès.
- O robinets de prise d'échantillon en amont en en aval du réservoir.

- O crépine coudée
- O déversoir circulaire
- O Manchon à deux brides
- O Manchon à deux brides et à bout lisse
- O joint Gibault
- O robinet vanne à bride
- O Té à trois brides
- O Coudes à brides

Les équipements de réservoir sont schématisés dans la figure ci-après

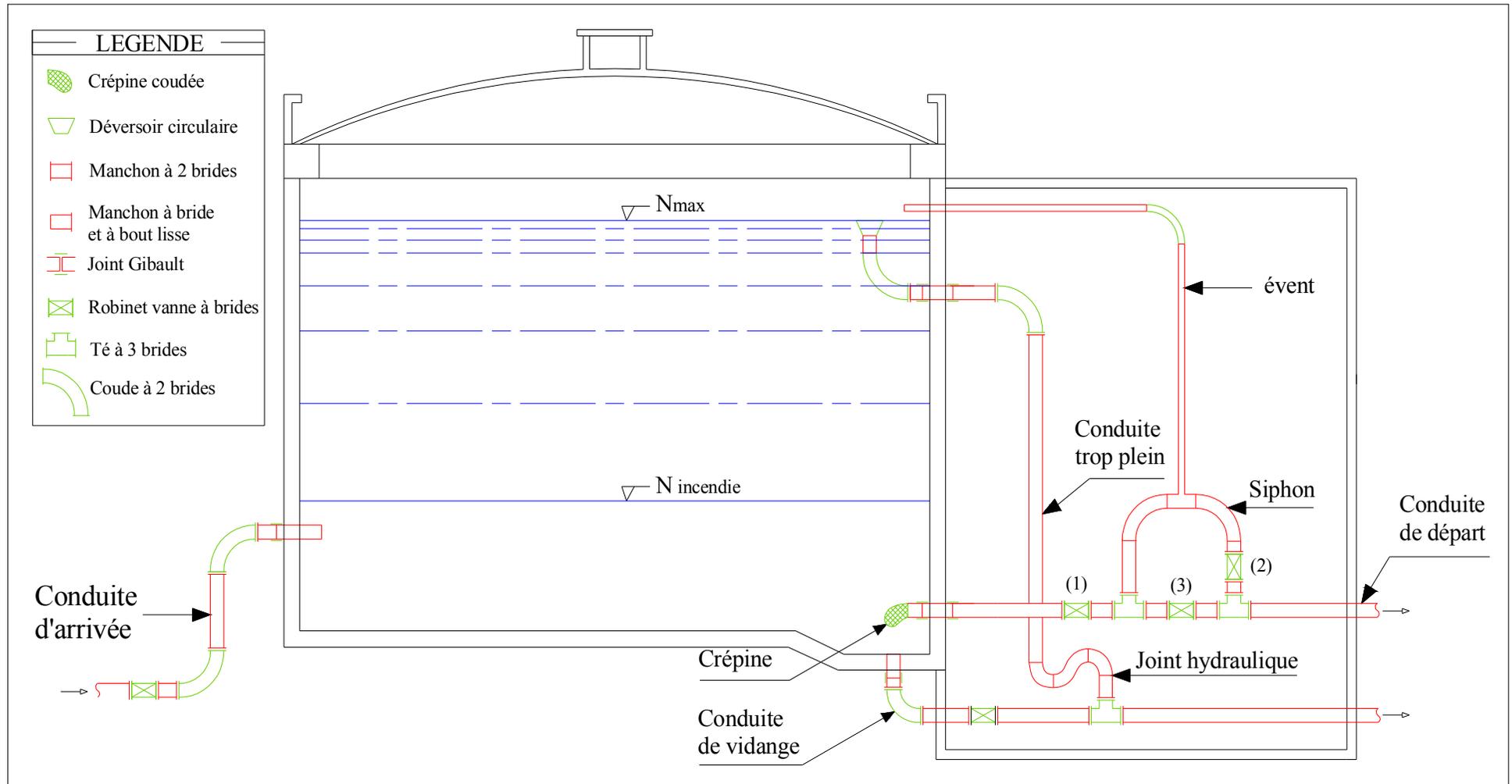


Figure IV.2 : Les équipements de réservoir

IV.6-recommandations diverses

- Limiter l'entrée de la lumière naturelle pour éviter les risques de prolifération d'algues.
- Éviter l'élévation de la température de l'eau par une bonne isolation thermique (talutage, pare-soleil), et ceci pour limiter l'activité biologique et protéger la structure contre les microfissurations.
- Aménager des évacuations pour les eaux pluviales.
- Prévoir des accès au réservoir empruntable par des véhicules en toute saison.
- le renouvellement de l'étanchéité extérieure afin de parer à toute infiltration d'eau pouvant contaminer l'eau stockée,
- la mise en œuvre d'une isolation thermique afin de maintenir à l'intérieur de l'ouvrage une température constante proche de celle de l'eau emmagasinée,
- la réfection du revêtement de la surface intérieure en contact avec l'eau potable,
- la séparation de la réserve d'eau et de la chambre à vannes,
- la modification du système d'aération de la cuve (élimination des chapeaux d'aération au-dessus du plan d'eau et mise en place d'un système d'aération avec bouche murale, filtres et gaines d'aération horizontales),
- la modification de l'accès aux cuves pour faciliter le travail du personnel en charge des travaux d'entretien,
- le renouvellement de la tuyauterie et de la robinetterie,

IV.7.Détermination de la capacité du réservoir

Pour satisfaire au rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité suffisante. Cette dernière doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part du

mode d'exploitation des ouvrages situé en amont et, d'autres part de la variation de la demande.

Le plus souvent, la capacité est calculée en tenant compte des variations journalières, du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie. [1]

IV.8.Principe de calcul

La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer:

- La méthode analytique.
- La méthode graphique

a)La méthode analytique

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir. Le volume de régulation sera :

$$V_r = \frac{a * Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{m}^3) \dots\dots\dots (\text{IV-1})$$

- V_r : capacité résiduelle (m^3),
- a: fraction horaire du débit maximum journalier (%).
- Q_{Max} : la consommation maximale journalière (m^3/j).

Le volume total détermine en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

- $V_T = V_r + V_{\text{inc}} \quad (\text{m}^3) \dots\dots\dots (\text{IV-2})$
- V_T : capacité totale du réservoir (m^3).
- V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m^3 . [7]

b) Méthode graphique

Cette méthode est visée sur le traçage des courbes de la consommation maximale journalière et celle caractérisant l'apport de la station de pompage; en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu

maximal journalier. La figure IV-1 représente les graphes de l'apport et la consommation. [7]

IV.9-Détermination de résidu maximum dans les réservoirs

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le résidu maximal. Souvent celui-ci peut être localisé aux environs des heures de pointe où la consommation est élevée. La variation entre le débit entrant et le débit à distribuer peut nous permettre sa localisation. Si la différence de débit entrant et sortant du réservoir est supérieure à celui qui sort de ce dernier cela indique qu'il y a un surplus ; et dans le cas contraire, on aura un déficit.

On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage. [7]

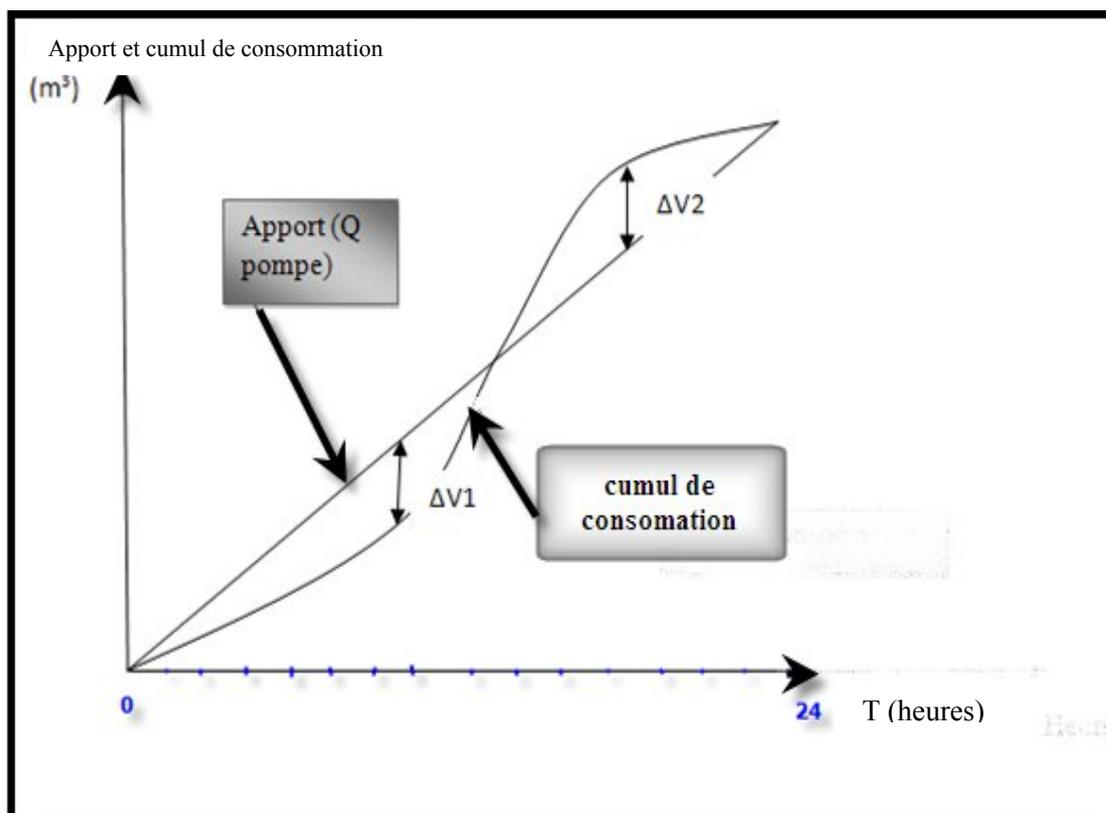


Figure IV-1 : graphe de consommation en fonction de l'apport.

$$R_{\max} = |V^+| + |V^-| \quad (\%)$$

Le volume de régulation V_r est calculé selon la formule suivante :

$$V_r = \frac{Q_{\text{moy.j}} * R_{\max}}{100} \quad (\text{m}^3) \quad \dots\dots\dots (IV-3)$$

Dont le volume total sera : $V_t = V_r + V_{\text{inc}}$.

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder à :

-Soit à la méthode graphique qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé.

-Soit à la méthode analytique qui tient aussi compte des débits d'apport et des débits de départ du réservoir. [1]

❖ Méthode graphique :

On suppose que le réservoir projeté sera alimenté 14/24 heures.

Le tableau suivant nous donne la capacité du réservoir sans prise en charge la réserve d'incendie

Tableau IV.11: Calcul de capacité de réservoir.

Heures	pourcentages consommation(%)	refoulement de forage F1(%)	arrivée d'eau au réservoir de stockage	départ d'eau au réservoir de stockage	reste
0_1	1.5	5	3.5	-	3.5
1_2	1.5	5	3.5	-	7
2_3	1.5	5	3.5	-	10.5
3_4	1.5	5	3.5	-	14
4_5	2.5	5	2.5	-	16.5
5_6	3.5	5	1.5	-	18
6_7	4.5	5	0.5	-	18.5
7_8	5.5	5	-	0.5	18
8_9	6.25	5	-	1.25	16.75
9_10	6.25	5	-	1.25	15.5
10_11	6.25	5	-	1.25	14.25
11_12	6.25	5	-	1.25	13
12_13	5	5	0	0	13

La suite du tableau IV.1

Heures	pourcentages consommation(%)	refoulement de forage F1(%)	arrivée d'eau au réservoir de stockage	départ d'eau au réservoir de stockage	reste
13-14	5	5	0	0	13
14-15	5.5	5	-	0.5	12.5
15-16	6	5	-	1	11.5
16-17	6	5	-	1	10.5
17-18	5.5	5	-	0.5	10
18-19	5	5	0	0	10
19-20	4.5	5	0.5	0	10.5
20-21	4	-	-	4	6.5
21-22	3	-	-	3	3.5
22-23	2	-	-	2	1.5
23-24	1.5	-	-	1.5	0

Ce tableau nous donne un résidu maximum égal à 18.5% sans prise en compte de la réserve d'incendie donc le volume du réservoir est donné par la relation suivante :

$$V_u = \frac{(P\%Q_{\text{moyj2011}})}{100} + V_{\text{inc}} = [(18.5*1946)/100] + 120 = 480\text{m}^3 \quad \dots \text{à l'horizon 2011}$$

$$V_u = \frac{(P\%Q_{\text{moyj2030}})}{100} + V_{\text{inc}} = [(18.5*3576)/100] + 120 = 782\text{m}^3 \quad \dots \text{à l'horizon 2030}$$

P% : représente le maximum des restes de Q_{maxj} en pourcentage.

$$R_{\text{max}} = |V^+| + |V^-| (\%) = |18.5| (\%)$$

V_{inc} : réserve d'incendie qui est égale à 120 m^3 .

- refoulement de forage $F1(\%) = 100/20 = 5\%$
- 20 c'est le nombre d'heures de fonctionnement de la pompe pendant la journée
- arrivée d'eau au réservoir de stockage est égale refoulement de forage $F1(\%)$ moins pourcentages de Consommation
- départ d'eau au réservoir de stockage est égale refoulement de forage $F1(\%)$ moins Pourcentages de consommation

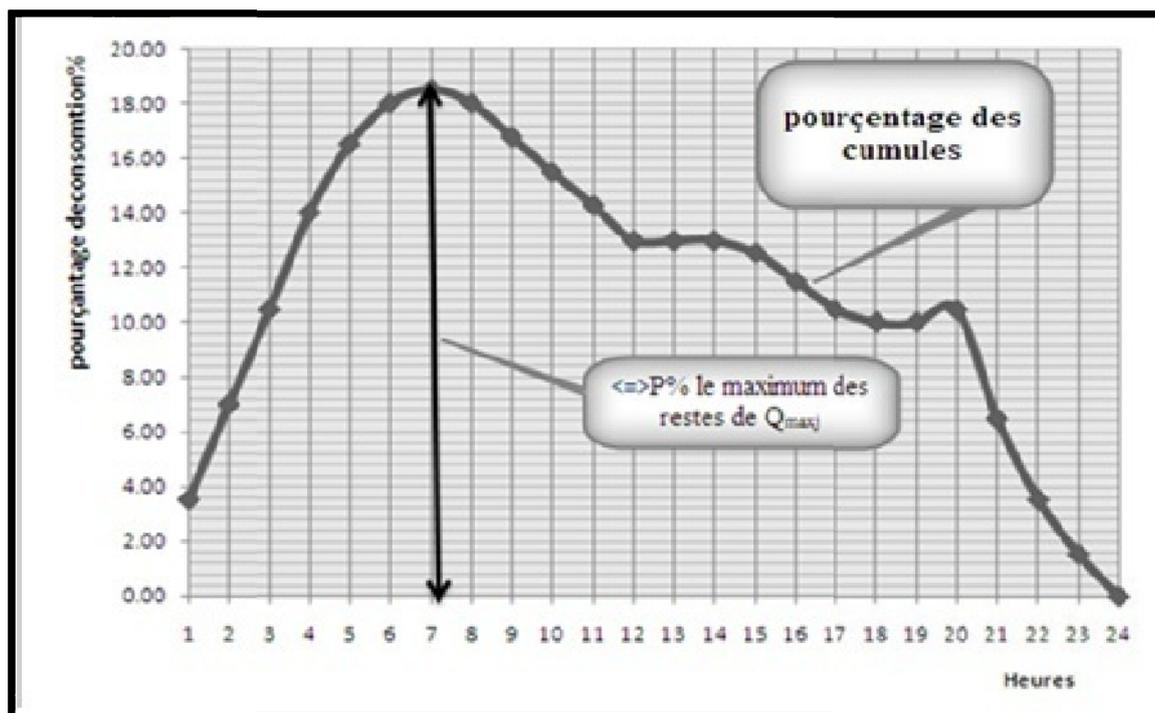


Figure IV.3 : courbe de détermination de volume de réservoir

A - Besoin en stockage :

Les résultats obtenus sur les besoins sont trouvés sur le tableau ci-après

Tableau 2 : besoin en stockage.

Horizons	2008	Actuel 2011	Courte terme 2015	Moyen terme 2020	Long terme 2030
$Q_{\text{moy } j}$ (m ³ /j).	1780	1946	2199	2566	3576
V_u (m ³).	329	360	407	475	662
V_{inc} (m ³).	120	120	120	120	120
Besoins en stockage (m ³).	449	480	527	595	782

B - Bilan de comparaison

Les résultats obtenus sur Bilan de comparaison sont trouvés sur le tableau ci-après

Tableau IV.3 : Bilan de comparaison de besoin en stockage

Horizons	2008	Actuel2011	Courte terme 2015	Moyen terme 2020	Long terme 2030
Stockage Actuel (m ³)	400	400	400	400	400
Besoin en stockage (m ³)	449	480	527	595	782
Déficit (m ³)	49	80	127	195	382

C - Graphe de besoins de stockage

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.2 .et dans le tableau IV.3 on peut schématiser graphiquement à partir la production et le déficit comme il apparait dans la figure ci-après

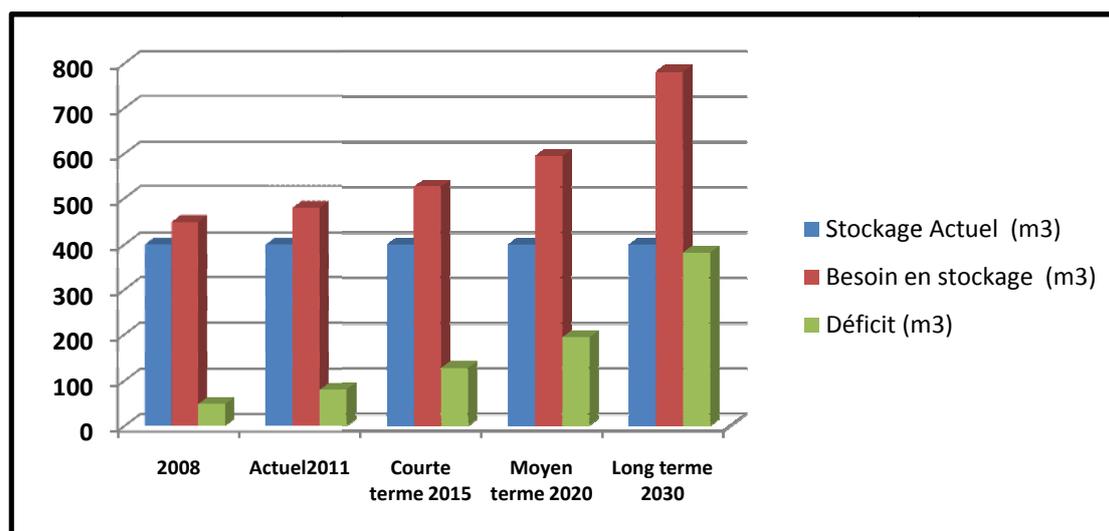


Figure IV.3 : Bilan de comparaison de besoin en stockage

Conclusion

Du point de vue capacité de stockage actuel le bilan de comparaison montre un déficit à tous les horizons de calcul (actuel, court, moyen et long terme).on conclue que les demandes à l'horizon actuelle et long termes n'est pas assurer par le réservoir présenté précédemment de capacité de 400m³ sa s'implique d'implanter un autre réservoir de capacité de 500m³ voisin de ce dernier

Introduction

L'objet de ce chapitre est d'établir un constat sur les conditions du fonctionnement du système d'alimentation en eau de la ville d'Ain -soltane à l'état actuel, et la détermination des défaillances du système d'adduction et du réseau de distribution.

V.1- L'état des la ressources en eau

V.1.1.Le forage F1 :

L'approvisionnement en eau potable de la ville d'AIN SOLTANE est assuré intégralement à partir de réserves souterraines. Elle est alimentée actuellement à partir d'un seul forage. [4]

Les caractéristiques techniques de ce forage sont données dans le tableau ci-après

Tableau V.1: Forages d'AEP d'AIN SOLTANE

nom de forage	lieu de forage	cordonnées Lambert			profondeur (m)	débit max (l/s)	débit d'exploit (l/s)	années de réalisation
		X	Y	Z				
F1	ain soltane	464.5	326.3	188	220	25	20	1978

Le débit d'exploitation de F1 est 20 l/s (1728 m³/j).

V.1.2- Production et Adductions

Le forage F1 alimente par refoulement un réservoir de 400 m³ (Réservoir EL AGUEUR) par une conduite d'adduction de diamètre 250 mm et de longueur 2020 m. cette dernier elle est constituée de deux conduite de même diamètre l'une en fonte de 600m de longueur, l'autre en acier 1420m. Cette même conduite alimente un autre réservoir de 500 m³ destiné à la fraction avoisinante en isolant la conduite vers le réservoir EL AGUEUR par une vanne. [4]

Le diagnostic effectuée sur terrain montre que la conduite d'adduction est en bon état sauf le problème de perte charge engendrée par le piquage directe sur elle ce qui est strictement interdit.

- ❖ Le pompage s'effectué par une pompe immergée de caractéristiques suivants :
[11]

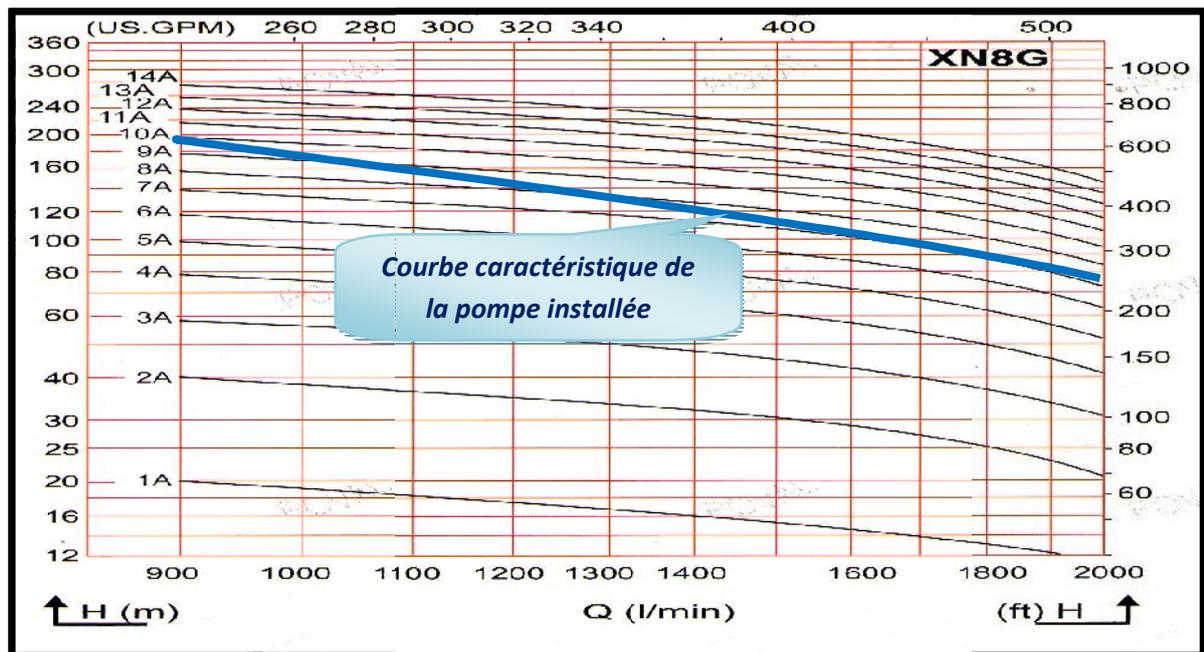


Figure V-1: représenté Courbe caractéristique de la pompe installée

Ces caractéristiques sont obtenues après la détermination de la hauteur manométrique de la pompe en fonction de la hauteur de réservoir implanté et la position des abonnés (topographie de village), on a favorisé le choix d'une pompe multicellulaire pour équiper le forage d'Ain Soltane,

La détermination exacte de ce choix est faite par la modélisation de POVAL ;

POVAL : est née de la transformation juridique de l'ex- Entreprise nationale de Production de Matériels Hydrauliques (E.N.P.M.H) ; ils ont créé une modélisation qui définit la pompe adéquate de son choix par rapport au type de pompe et ses caractéristiques [11]

Le catalogue définit l'électro pompe type avec ces caractéristiques (l'annexe I)

Le forage d'Ain Soltane est équipé comme montre le tableau ci-après

Tableau V.2 : Équipements de forage

Equipements	Nombre	Etat
Pompe immergée	01	Neuf
Tableau de commande	01	Mouvais
Clapie anti routeur	01	Moyenne
Vannes	01	Mouvais
Venteuse	01	Mouvais
Tête de forage	-----	Mouvais

- Le réseau d'adduction est en général en bon état, avec un linéaire total de **2.022 km**, composé de : 30% en fonte, 70% en Acier enrobé.
- Le réseau d'adduction est composé de 01 venteuse et deux vannes pour isoler la conduite vers EL AGEUR et alimente le réservoir R2 destiné à la fraction avoisinante.

Tableau V. 3 : Equipements accompagnent le réseau d'adduction

Equipements	Nombre	Etat
Vanne	02	Mouvais
Venteuse	01	Mouvais

V1.3-les ouvrages de stockage

Le stockage de l'eau potable d'Ain Soltane est assuré actuellement par un seul réservoir de 400 m³ semi-enterrés. Qui se trouve a l'est de la ville d'Ain Soltane à côté d'oued El Agueur [4]

Il existe également deux autres réservoirs de 2x500 m³ au centre ville d'Ain Soltane à cote de la mosquée. Ces derniers qui ne sont pas exploités à cause de problème technique dans leur Gini civil. [4]

Tableau V. 4 : Réservoir de stockage

Type d'ouvrage	Capacité (m ³)	Cote radié	Cote trop plein	Emplacement	Année de réalisation	Etat
Réservoir Semi enterré R1	400	498	502.5	Est de la commune à côté d'oued Lagueur	1988	Moyenne

La chambre de vanne se trouve dans un état de dégradation avancé, et inondée. Il convient donc de les réhabiliter et les doter de dispositif de drainage

Il est aussi recommandé de changer la conduite de vidange et de trop plein.

V.1.4-DISTRIBUTION:

Du réservoir de stockage R 400 m³ sort une conduite principale de diamètre Ø200. Celle-ci, en se prolongeant le long des rues de l'agglomération forme un ensemble de conduites maîtresses. Sur chacune de ces dernières, sont branchées des conduites de diamètres moindres dites conduites secondaires, tertiaires. L'ensemble de toutes ces différentes canalisations avec l'ensemble des équipements qui les accompagnent forment le réseau de distribution de la ville d'Ain Soltane.

Le réseau de distribution de la ville d'Ain Soltane couvre pratiquement la totalité de la ville et est de type ramifié avec quelque maille au centre ville. Le réseau qui a été réalisé au fur et à mesure du développement et de l'extension de la ville est constitué en grande partie en PVC de diamètre variant entre Ø40 et Ø200 mm et une partie en Acier galvanisé et en PEHD. [4]

- ❖ La longueur du réseau primaire et secondaire par diamètre et par matériau est donnée dans le tableau ci-joint :

Tableau V.5 : Caractéristiques du réseau d'Ain soltane

Matériaux	Diamètre (mm)	Longueur (m)	état
PVC	200	854.75	Mouvais
	160	185	Mouvais
	110	1671.81	Mouvais
	63	3183.16	Mouvais
	40	809.21	Mouvais
	75	1304.86	Mouvais
	90	1579.6	Mouvais
	50	250	Mouvais
PEHD	75	270.6	Etat moyen
ACIER G.	63	454	Etat moyen
	50/60	727.1	Etat moyen
TOTAL		11651.13	

- ✓ Maintenant en représentant ces caractéristiques sur cercle des pourcentages

Et représenté dans la figure ci-après

Pourcentage de PVC est de 85%

Pourcentage de PEHD est de 6%

Pourcentage d'ACIER galvanisé est de 9%

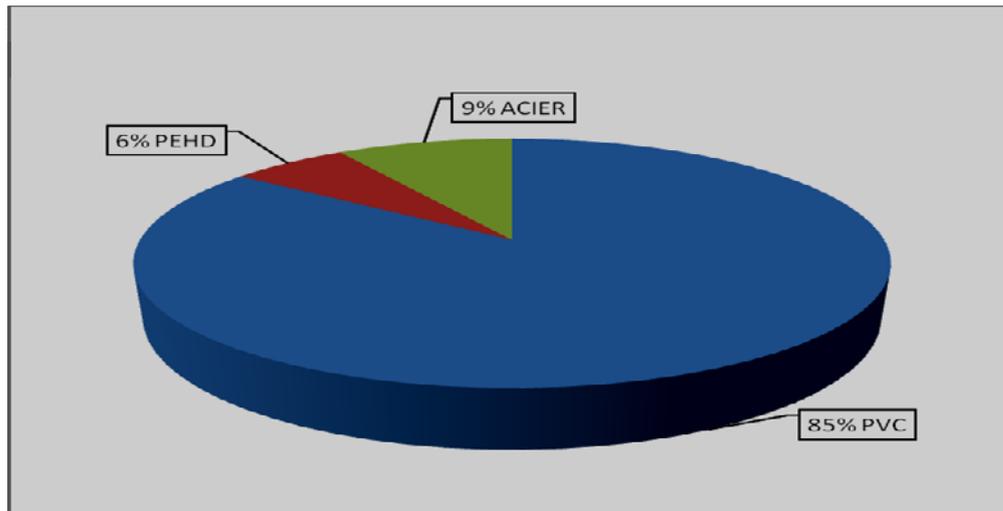


Figure V.3 : Caractéristique du réseau AEP d'AIN SOLTANE

Parmi les équipements qu'on a trouvé dans le réseau est les vannes qui jouent un rôle très important dans la gestion des écoulements dans le réseau, et assurer l'alimentation de la ville par sectorisation. Car le volume mis en distribution ne couvre pas la totalité de l'agglomération de la ville à la fois. Les différents secteurs de la ville sont :

- Z'MALA ;
- CENTRE VILLE ;
- Cité VSA ;
- CITE EL AGUEUR ;
- CITE STADE COMMUNALE ;
- Le réseau de distribution est menu de 42 vannes, Le type et l'état des vannes sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau V-5 : les vannes de réseau AEP d'AIN SOLTANE

VANNES	TYPE	NOMBRE	ETAT
	Sous regard	04	manœuvrée
	Sous bouche à clef	31	manœuvrée
	Enterrée	07	Ouverte

Etat du réseau :

- Le déboîtement des conduites en PVC est souvent l'origine des fuites recensées sur le réseau de distribution surtout au niveau de la conduite maîtresse Ø200, la profondeur de cette dernière est dépassée 2m, nous recommandons de la changer en PEHD
- des points noirs sur le réseau tel que le passage de réseau assainissement au dessus du réseau d'AEP, ce qui engendre une influence sur la santé.

V.2- Différentes zones sur le réseau d'Ain Soltane

Le réseau AEP de AIN SOLTANE est constitué en trois zones :

- ❖ La zone haute desservie Z'mala et une partie d'El Agueur
- ❖ La zone centre ville desservie le centre et cite 80 logts
- ❖ La zone bas (sud) desservie une partie d'El Agueur et la cite stade communal.

On trouve que le réseau des parties haute et bas de la ville est totalement ramifié par contre le réseau de centre ville est un réseau maillé et ramifié. (*Voir plan de réseau AEP existant*).

V.3-Détermination des débits de consommation Pour l'horizon actuel

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

1. On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé ;
2. On calcule le débit en route pendant l'heure de pointe ;
3. On détermine le débit spécifique en considérant le débit en route.

V.3.1.Cas de pointe**V.3.1.1.Débit en route**

Le débit en route est la différence entre le débit de pointe et le débit concentré ;

$$= \quad - \sum$$

: = = pas d'industrie dans le périmètre d'étude.

Donc : $Q_{rte} = Q_{pte} = 78 \text{ l/s}$ telle que : Q_{cc} si le débit concentré

V.3.1.2.Le débit spécifique

Pour le calcul on admet l'hypothèse selon laquelle les besoins sont répartis régulièrement sur la longueur des réseaux de distribution, pour cette raison on a calculé le débit spécifique Q_{sp} qui est égal à :

$$= \frac{78}{\Sigma} = \frac{78}{11723.33} = \dots \quad (/ /)$$

Avec :

Q_{sp} : Débit spécifique.

ΣL_i : Somme des longueurs du réseau de distribution.

V.3.1.3.Le débit route pour chaque tronçon

$$= \times$$

l_i : la longueur du tronçon i

V.3.1.4.Débits aux nœuds (nodaux)

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud alimentant la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, ils sont déterminés par la formule suivante

$$= \dots \quad \Sigma + \Sigma \quad / \quad \text{Avec} \quad Q_{ni} = \text{débit en nœud.}$$

ΣQ_{conc} : Somme des débits concentrés au niveau du nœud considéré :

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

Σq_r : somme des débits en route des tronçons relies deux nœuds.

A. Les débits tronçons

Le tableau que donnent les résultats des débits tronçons est ci-après

Tableau V.7 : les débits tronçons

tronçons	longueur de tronçons	débits tronçons
T1	474,78	3,32
T2	18,35	0,13
T3	383,04	2,68
T4	377,48	2,64
T5	139,25	0,97
T6	7,30	0,05
T7	75,79	0,53
T8	131,83	0,92
T9	82,08	0,57
T10	208,60	1,46
T11	90,93	0,64
T12	4,55	0,03
T13	188,86	1,32
T14	3,93	0,03
T15	106,03	0,74
T16	4,07	0,03
T17	153,11	1,07
T18	157,50	1,10
T19	3,89	0,03
T20	74,44	0,52
T21	131,33	0,92
T22	30,19	0,21
T23	68,54	0,48
T24	55,98	0,39
T25	154,53	1,08
T26	136,26	0,95
T27	14,79	0,10
T28	182,04	1,27
T29	41,05	0,29
T30	2,34	0,02

Suite du tableau V.7 ;

tronçons	longueur de tronçons	débits tronçons
T31	87,12	0,61
T32	2,23	0,02
T33	81,77	0,57
T34	14,62	0,10
T35	170,44	1,19
T36	360,27	2,52
T37	31,28	0,22
T38	22,70	0,16
T39	228,81	1,60
T40	124,88	0,87
T41	3,31	0,02
T42	61,62	0,43
T43	88,20	0,62
T44	2,27	0,02
T45	60,90	0,43
T46	98,85	0,69
T47	104,89	0,73
T48	77,86	0,55
T49	8,54	0,06
T50	67,48	0,47
T51	95,98	0,67
T52	112,78	0,79
T53	56,74	0,40
T54	65,42	0,46
T55	156,64	1,10
T56	63,70	0,45
T57	30,61	0,21
T58	5,21	0,04
T59	10,35	0,07
T60	63,65	0,45

Suite du tableau V.7 ;

tronçons	longueur de tronçons	débites tronçons
T61	71,28	0,49896
T62	63,67	0,44569
T63	92,18	0,64526
T64	58,26	0,40782
T65	179,85	1,25895
T66	80,65	0,56455
T67	80,78	0,56546
T68	81,72	0,57204
T69	3,41	0,02387
T70	38,68	0,27076
T71	69,91	0,48937
T72	83,4	0,5838
T73	4,21	0,02947
T74	59,79	0,41853
T75	145,41	1,01787
T76	5,62	0,03934
T77	43,51	0,30457
T78	5,73	0,04011
T79	102,05	0,71435
T80	9,41	0,06587
T81	3,81	0,02667
T82	181,6	1,2712
T83	3,2	0,0224
T84	39,98	0,27986
T85	73,84	0,51688
T86	57,4	0,4018
T87	101,31	0,70917
T88	229,64	1,60748
T89	94,74	0,66318
T90	207,71	1,45397

Suite du tableau V.7 ;

tronçons	longueur de tronçons	débits tronçons
T91	49,26	0,34
T92	178,11	1,25
T93	86,75	0,61
T94	31,79	0,22
T95	3,54	0,02
T96	109,91	0,77
T97	77,76	0,54
T98	33,01	0,23
T99	3,18	0,02
T100	94,64	0,66
T101	185,02	1,30
T102	100,99	0,71
T103	43,63	0,31
T104	47,09	0,33
T105	46,00	0,32
T106	164,42	1,15
T107	4,01	0,03
T108	15,79	0,11
T109	38,43	0,27
T110	52,18	0,37
T111	37,69	0,26
T112	36,11	0,25
T113	38,23	0,27
T114	78,68	0,55
T115	72,56	0,51
T116	98,68	0,69
T117	61,19	0,43
T118	273,15	1,91
T119	142,43	1,00
T120	50,83	0,36

Suite du tableau V.7 ;

tronçons	longueur de tronçons	débits tronçons
T121	4,49	0,03
T122	96,15	0,67
T123	200,55	1,40
T124	82,29	0,58
T125	51,60	0,36
T126	24,84	0,17
T127	53,33	0,37
T128	58,77	0,41
T129	139,42	0,98
T130	242,76	1,70
T131	30,33	0,21
T132	59,19	0,41
T133	72,40	0,51
T134	4,00	0,03
T135	62,07	0,43
T136	76,18	0,53
T137	6,70	0,05
T138	68,47	0,48

B. Les débits aux nœuds

Les résultats pour les débits aux nœuds sont donnés dans les tableaux ci-après

Tableau V.8 ; Les débits aux nœuds

nœuds	Altitudes (m)	tronçons voisins	sommes Q tran(l/s)	débits nodaux (l/s)
n1	479,7	T1.T17.T2.T3.T16	7,23	3,62
n2	476,44	T122.T82.T3.T2.T121.T123.T137.T136	6,77	3,38
n3	480,85	T4.T5	3,62	1,81
n4	480,79	T8	0,92	0,46
n5	476,17	T10	1,46	0,73
n6	486,44	T9	0,05	0,03
n7	475,53	T11.T79.T10.T14.T15.T80	3,65	1,82
n8	455	T13	1,32	0,66
n9	483,44	T15.T14	0,77	0,38
n10	475,44	T17.T20.T18	2,70	1,35
n11	458,55	T18	1,10	0,55
n12	469,89	T20.T21.T22	1,65	0,83
n13	459,77	T21	0,92	0,46
n14	466	T22.T23.T24	1,08	0,54
n15	466,64	T23	0,48	0,24
n16	461,24	T24	0,39	0,20
n17	469,51	T25.T26.T27	2,14	1,07
n18	490,72	T27.T7.T26.T25	3,84	1,92
n19	459,89	T28	1,27	0,64
n20	461,89	T77.T28.T53.T29	2,26	1,13
n21	461,61	T29.T31.T45	1,32	0,66
n22	459,58	T31.T33.T42	1,61	0,81
n23	457,63	T33.T38.T34.T37.T35	2,25	1,12
n24	440,53	T34.T37.T35.T36	4,04	2,02
n25	438,96	T36	2,52	1,26
n26	450,1	T34.T37.T35	1,51	0,76
n27	458,2	T40.T38.T39	2,63	1,32
n28	450	T39	1,60	0,80
n29	463,2	T43.T42.T40	1,92	0,96
n30	463,61	T46.T45.T43	1,74	0,87

Suite du tableau V.8 ;

nœuds	altitudes(m)	tronçons voisins	sommes Q tran(l/s)	débits nodaux (l/s)
n31	465,4	T47.T54.T46	1,88	0,94
n32	466,28	T48.T55.T50.T47	2,85	1,42
n33	464,55	T52.T50.T51	1,93	0,97
n34	470,33	T51	0,67	0,34
n35	463,15	T53.T52.T54	1,64	0,82
n36	466,6	T57.T56.T55.T48	2,30	1,15
n37	464,2	T56	0,45	0,22
n38	466,5	T58.T59.T57.T76.T75	1,31	0,65
n39	465,8	T58.T59.T60.T61	1,05	0,53
n40	463,94	T60	0,45	0,22
n41	463,98	T61.T62.T63	1,59	0,79
n42	463,27	T62	0,45	0,22
n43	461,27	T63.T64.T71	1,54	0,77
n44	461	T64.T65.T66	2,23	1,12
n45	448,5	T65.T66.T67.T69	2,41	1,21
n46	448	T67	0,57	0,28
n47	493,34	T68	0,57	0,29
n48	448,6	T68.T69	0,60	0,30
n49	448,8	T70	0,27	0,14
n50	456,8	T71	0,49	0,24
n51	456,46	T72	0,58	0,29
n52	460,97	T72.T74.T75	2,02	1,01
n53	463,98	T74	0,42	0,21
n54	460,21	T77	0,30	0,15
n55	464,97	T81.T82.T83.T84.T95.T96.T97.T98	3,17	1,58
n56	460,67	T83.T84.T86.T94.T87	1,41	0,71
n57	454,45	T85	0,52	0,26
n58	429,95	T88.T89	2,27	1,14
n59	434,68	T90.T91	1,80	0,90
n60	449,62	T92	1,25	0,62

Suite du tableau V.8 ;

nœuds	altitudes(m)	tronçons voisins	sommes Q tran(l/s)	débits nodaux (l/s)
n61	455,45	T92.T93.T94	2,08	1,04
n62	452,47	T93	0,61	0,30
n63	454,85	T95.T96.T97.T98	1,57	0,78
n64	450,21	T99.T100.T107.T108.T95.T98	0,42	0,21
n65	455,85	T101.T99.T100	1,98	0,99
n66	429,14	T101.T102	2,00	1,00
n67	431,2	T102.T103.T104	1,34	0,67
n68	432,49	T103	0,31	0,15
n69	422,01	T104.T105.T106	1,80	0,90
n70	429,14	T105	0,32	0,16
n71	420,36	T106	1,15	0,58
n72	459,67	T107.T108.T109.T114	0,96	0,48
n73	450,59	T109.T110.T111	1,19	0,59
n74	465,4	T110	0,37	0,18
n75	462,29	T111.T112.T113	0,78	0,39
n76	465,46	T112	0,25	0,13
n77	464,36	T113	0,27	0,13
n78	464,34	T114.T115.T116	1,75	0,87
n79	467,22	T115	0,51	0,25
n80	465,29	T116.T117.T118	3,03	1,52
n81	467,62	T117	0,43	0,21
n82	421,42	T119.T120	1,35	0,68
n83	419,64	T119.T118	2,91	1,45
n84	418,85	T120	0,36	0,18
n85	457,02	T123.T137.T121.T122.T136	2,69	1,34
n86	417,25	T124	0,58	0,29
n87	418,45	T124.T125.T126	1,11	0,56
n88	417,2	T125	0,36	0,18
n89	418,89	T127.T126.T128	0,96	0,48
n90	418,31	T127	0,37	0,19

Suite du tableau V.8 ;

nœuds	Altitudes (m)	tronçons voisins	sommes Q tran(l/s)	débits nodaux (l/s)
n91	420,21	T130.T129.T128	3,09	1,54
n92	423,27	T129	0,98	0,49
n93	466	T131.T132.T135.T138.T130	3,24	1,62
n94	467,85	T132.T135.T131	1,06	0,53
n95	466,93	T133	0,51	0,25
n96	467,67	T121.T122.T123.T136.T137.T135.T133.T131.T132	4,26	2,13
n97	465,29	T138	0,48	0,24

V.4-SIMULATION HYDRAULIQUE DE RESEAU EXISTANT

Après les calculs des besoins et les débits aux nœuds, et débits tronçons, nous allons dans ce chapitre faire la présentation du logiciel de calcul que nous allons utiliser pour la simulation hydraulique du réseau, ainsi que les différents principes sur lesquels le logiciel se base pour calculer les paramètres hydrauliques qui sont demandés par le réseau de la ville.

Plusieurs logiciels sont utilisés pour la simulation du comportement des réseaux d'AEP dont nous citons :

- ❖ Piccolo
- ❖ Porteau
- ❖ Zomayet
- ❖ Epanet
- ❖ Water CAD

V.4.1:Description du logiciel WATER CAD

Water CAD® est un logiciel de modélisation hydraulique créé par la société Bentley qui fournit des solutions qui gèrent le cycle de vie complet des infrastructures, répondant aux besoins de divers métiers –architectes, ingénieurs, urbanistes,

entrepreneurs en construction, fabricants, responsables informatiques, opérateurs et techniciens de maintenance.

Le logiciel Water CAD peut déterminer la qualité de l'eau pour les systèmes de distribution d'eau potable, il intègre des outils avancés de modélisation, d'optimisation et de gestion parfaite du réseau. Il aide les ingénieurs et les services publics dans l'analyse, la conception et l'optimisation des systèmes de distribution d'eau, notamment pour l'analyse de la quantité de flux disponible pour la lutte contre l'incendie, l'analyse de la concentration des constituants et la gestion de la consommation d'énergie et des coûts d'infrastructure.

Dans cette étude nous avons travaillé avec La dernière version du logiciel

(La version 8XM). [8]

V.4.2 - Fonction et application

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

Voici quelques exemples :

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

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

V.5 - Simulation du réseau

Une fois le dimensionnement des conduites fait il faut trouver les débits réels des tronçons avec leurs sens et les pressions aux niveaux des nœuds.

La méthode de HARDY-CROSS est la plus ancienne et encore la plus utilisée des méthodes de calcul des réseaux de distribution, devenue aujourd'hui plus malléable avec l'outil informatique.

La méthode de HARDY-CROSS repose sur deux principes qui sont :

- ❖ Premier principe : Pour le même nœud la somme des débits entrants est égale à celle des débits sortants.
- ❖ Deuxième principe : La somme algébrique des pertes de charge dans la même maille est nulle.

Nous allons résumer cette méthode en quelques étapes :

- Compte tenu des consommations à chaque nœud la somme algébrique des débits doit être nulle.
- Calcul des pertes de charge pour chaque conduite.
- Calcul de la somme algébrique des pertes de charge relatives aux conduites d'une première boucle dont on aura au moins d'un hasard

$$\sum H_i \neq 0.$$

- Calculer la valeur de $(\sum H_i / Q_i)$ pour la première boucle sans tenir compte des signes puisque on aura le même signe pour (H_i) et (Q_i)
- Calcul de la correction ΔQ à apporter aux débits relatifs aux conduites de la première boucle.
- Correction algébrique des débits relatifs aux conduites de la première boucle :

$$Q_i = Q_i + \Delta Q.$$

- Reprise des étapes (3) et (6) pour les autres boucles.
- Reprise des étapes (7) et (3) jusqu'à l'obtention de la précision fixée au préalable. La précision peut se faire par rapport à une valeur minimale de (ΔQ) ou de $(\sum H_i)$
- Calcul des pressions inconnues à partir de celles des nœuds connus en progressant d'un nœud (A) à un autre (B) en appliquant le théorème de BERNOULLI :

$$- + - + \quad - - + - + \quad =$$

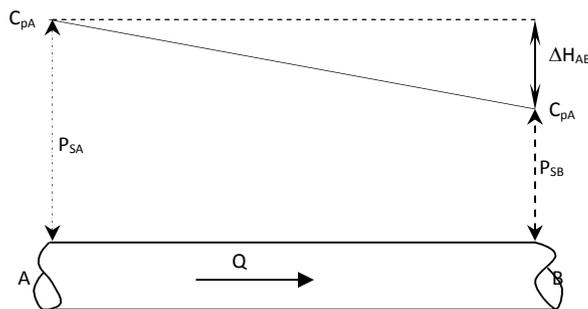
L'inconvénient de cette méthode est sa lente convergence vers les résultats, ou les solutions finales, ce qui a incité les ingénieurs à développer de nouvelles méthodes qui s'adaptent mieux avec l'outil informatique tel que :

- La méthode de NEWTON-RAPHSON.
- La méthode WOOD-CHARLES.

V.5.1 : calcul de la perte de charge

V.5.1.1 : Définitions

La perte de charge entre deux points A et B d'une canalisation est la différence de



côte piézométrique entre ces deux points.

Figure V-4 : Pertes de charges entre deux points A et B d'une canalisation

$$\Delta H_{AB} = C_{pA} - C_{pB} \quad \text{Avec :}$$

ΔH_{AB} : perte de charge entre A et B

C_{pA} : côte piézométrique en A

C_{pB} : côte piézométrique en B

Par définition, la côte piézométrique en un point i (C_{pi}) est égale à la côte du terrain naturel en ce point (CT_{Ni}) plus la colonne d'eau libre en ce même point (H) libre.

$$C_{pi} = CT_{Ni} + (H)_{\text{libre}}$$

On distingue deux types de pertes de charge :

- perte de charge linéaire
- perte de charge singulière.

V.5.1.2 : Perte de charge linéaire

Elle est provoquée par la viscosité du liquide. Les expériences ont montré qu'elle est proportionnelle à Q^α .

Avec :

Q : débit donné par la formule $Q = Q_t + 0,55Q_r$;

Q_t : débit transité ;

Q_r : débit consommé en route ;

α : Exposant qui varie d'un auteur à un autre. Certains auteurs le considèrent variable selon le régime d'écoulement.

Ces pertes de charges ont lieu sur toute la longueur de la conduite. Il existe plusieurs formules pour leur calcul, parmi lesquelles on cite :

❖ Formule de DARCY-WEISBACH

La perte de charge linéaire (ΔH_l) selon ces deux chercheurs est donnée par la formule suivante :

$$= \lambda \frac{L}{D} \frac{Q^2}{g} \quad (\text{ . .}). \quad \text{Avec :}$$

L : Longueur de la conduite ;

D : Diamètre de la conduite ;

g : accélération de la pesanteur [m/s^2] ;

λ : Coefficient de frottement linéaire.

Plusieurs formules permettent de calculer λ . Celles-ci se distinguent selon le régime d'écoulement qui est souvent turbulent. On peut aussi obtenir la valeur de ce coefficient à partir du diagramme de MOODY.

❖ **Formule de LECHAPT et CALMON [10]**

Cette formule est la suivante :
$$h_f = \alpha \frac{L}{D^5} \frac{Q^3}{C^3} \left(\frac{1}{\beta} + \frac{\gamma}{C} \right)$$

L : Longueur de la conduite

Les constantes α , β et γ sont données par le tableau suivant :

Tableau V.9 : Les constantes α , β et γ en fonction de la rugosité absolue ϵ

	$\epsilon = 2 \text{ mm}$	$\epsilon = 1 \text{ mm}$	$\epsilon = 0,1 \text{ mm}$
γ	1,863	1,601	1,1
α	2	1,975	1,89
β	5,32	5,25	5,01

❖ **Formule de HAZEN WILLIAMS [10]**

Cette équation est donnée par :

$$h_f = \frac{10,67 L Q^{1,854}}{C_{HW}^{1,486} D^{4,973}} \left(\frac{1}{\beta} + \frac{\gamma}{C} \right)$$

Avec :

$\alpha = 1,8 \text{ à } 2$: dépend du régime d'écoulement.

$\beta = 4,871$: dépend du matériau de la conduite

C_{HW} : Coefficient de HAZEN WILLIAMS qui dépend de la rugosité

Tableau V.10 : Valeurs du Coefficient de HAZEN WILLIAMS C_{HW} en fonction de matériaux des conduites.

matériaux	PVC	acier	PEHD	Amiante	fonte
C_{HW}	150	100	160	140	130

V.5.1.3-perte de charge singulière

Elle est provoquée par la perturbation de l'écoulement due aux différentes singularités rencontrées (vannes, élargissement,...etc.)

Pour avoir de bons résultats, on doit tenir compte de la perte de charge singulière, qui est prise en pratique entre 10% et 15% des pertes de charge linéaire pour les réseaux de distribution. Et suivant la densité de la singularité

$$\Delta H_s = (10 \div 15) \% \Delta H_l$$

La perte de charge totale est la somme de la perte de charge linéaire et de la perte de charge singulière.

$$\Delta H = \Delta H_l + \Delta H_s \Rightarrow \text{en pratique } \Delta H = (1,1 \div 1,15) \Delta H_l$$

ΔH : perte de charge totale (m) ;

$\Delta H_s, \Delta H_l$: sont respectivement les pertes de charge singulière et linéaire en (m).

Et on a aussi l'utilisation aussi dans quelque schéma et simulations des quelque calculs hydrauliques de EPANET 2.0. qui utilise HAZEN WILLIAMS

Pour analyser le fonctionnement du réseau de la ville d'AIN SOLTANE dans le cas normal, de crise et d'augmentation de la consommation nous avons opté pour le logiciel EPANET 2.0.

V.6 - Présentation de logiciel EPANET 2.0 [10]

EPANET 2.0 est un logiciel développé par l'agence pour la protection de l'environnement des Etats-Unis (U.S. Environmental Protection Agency, U.S.E.P.A.) pour la simulation du comportement des systèmes de distribution d'eau d'un point de vue hydraulique et également d'un point de vue qualité de l'eau.

Le modèle hydraulique de simulation d'EPANET 2.0 calcule l'évolution des charges hydrauliques dans les nœuds et l'écoulement dans les arcs, en fonction des niveaux initiaux des réservoirs, des variations dans le temps des niveaux des baches et des demandes en eau aux nœuds de demande. La détermination des charges et des

débits à un instant donné implique de résoudre simultanément les équilibres de masse dans les nœuds et les pertes de charges dans chaque arc du réseau.

Le système d'équation est donné comme suit :

$$\sum_j Q_{ij} - C_i = 0 \quad \text{avec } i=1, \dots, N.$$

$$\Delta H_{ij} = H_i - H_j = h_{ij} = rQ_{ij}^n + mQ_{ij}^2$$

Pour les pompes, la perte de charge est représentée par :

$$h_{ij} = -w^2 (h_0 - r(Q_{ij}/w)^n)$$

C_i = consommation au nœud i .

Q_{ij} = débit entre les nœuds i et j .

H = charge hydraulique.

n = exposant du débit.

r = coefficient de frottement.

m = coefficient de perte singulière.

w = vitesse de rotation de la pompe.

Ce procédé, appelé équilibre hydraulique du réseau, utilise une technique itérative pour résoudre les équations non linéaires en jeux, EPANET utilise l'« Algorithme du Gradient » à cette fin.

EPANET a pour objectif une meilleure compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse des systèmes de distribution.

EPANET contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes:

- ✓ La taille du réseau étudié est illimitée.

- ✓ Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy-Manning.
- ✓ Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés, etc.
- ✓ Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- ✓ Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût.

V.7 - Courbe caractéristique de la pompe utilisée (voir annexe I)

Plusieurs modèles de courbe sont présentés dans Epanet, mais nous avons choisi le modèle à plusieurs points. Le modèle de courbe est basé sur deux hypothèses :
 $H = aQ^2 + b$;

Avec a et b des constantes à déterminer.

$$H(Q=0) = 4/3 H_p.$$

H_p et Q_p sont respectivement la hauteur manométrique et le débit du point de fonctionnement.

L'équation finale est donnée par :

$$\frac{4}{3} \left(1 - \frac{Q^2}{4Q_p^2}\right) H_p$$

V.8 : Simulation de réseau a l'état actuel

Cas de pointe:

Les résultats obtenus par cette modélisation avec l'estimation des tronçons et les jonctions de réseau avec les paramètres hydraulique débit et vitesses et pressions ces résultats pour le accepter il faut de superposer sur des normes acceptables pour les gestions de réseau et les performances avec une confiance de long terme, pour voire les paramètres inacceptables ou bien non fiable ou le contraire on propose un légende que définie les quelles

- La simulation pour Les débits réels aux nœuds dans le tableau V.11.1 ;
- La simulation pour les tronçons dans le tableau V.11.2 ;

Tableau V.11.1 : Les débits réels aux nœuds

jonction	Élévation(m)	Demande (L/s)	Charge piézométrique (mce)	Pression (bars)
J-1	479,7	3,62	487,54	0,8
J-2	476,44	3,38	481,3	0,5
J-3	480,85	1,81	489,92	0,9
J-4	480,79	0,46	493,07	1,2
J-5	476,17	0,73	493,15	1,7
J-6	486,44	0,03	493,15	0,7
J-7	475,53	1,82	493,82	1,8
J-8	480	0,66	493,59	1,3
J-9	483,44	0,38	493,66	1
J-10	475,44	1,35	487,17	1,1
J-11	458,55	0,55	485,95	2,7
J-12	469,89	0,83	487,01	1,7
J-13	459,79	0,46	486,99	2,7
J-14	466	0,54	486,99	2,1
J-15	466,64	0,24	486,99	2
J-17	469,51	1,07	494,04	2,4
J-18	490,72	1,92	493,99	0,3
J-19	459,89	0,64	470,38	1
J-20	461,89	1,13	470,58	0,9
J-21	461,61	0,66	469,79	0,8
J-22	459,58	0,81	468,26	0,8
J-23	457,63	1,12	467,01	0,9
J-24	440,53	2,02	462,89	2,2
J-25	438,96	1,26	462,64	2,3
J-26	450,1	0,76	466,75	1,6
J-27	458,2	1,32	467,04	0,9
J-28	450	0,8	466,65	1,6
J-29	463,2	0,96	468,26	0,5
J-30	463,61	0,87	469,81	0,6

Suite du tableau V.11.1 ;

jonction	Élévation(m)	Demande (L/s)	Charge piézométrique (mce)	Pression (bars)
J-31	465,4	0,94	472,66	0,7
J-32	466,28	1,42	477,41	1,1
J-33	464,55	0,97	476,87	1,2
J-34	470,3	0,34	476,87	0,6
J-35	463,15	0,82	472,63	0,9
J-36	466,6	1,15	475,77	0,9
J-37	464,24	0,22	475,68	1,1
J-38	466,5	0,65	475,13	0,8
J-39	465,8	0,53	474,95	0,9
J-40	463,94	0,22	474,86	1,1
J-41	463,98	0,79	474,31	1
J-42	463,27	0,22	474,22	1,1
J-43	461	0,77	473,76	1,2
J-44	448,5	1,12	473,56	2,5
J-45	448	1,21	471,33	2,3
J-46	447	0,28	471,16	2,4
J-47	448,6	0,29	471,13	2,2
J-49	456,8	0,14	471,31	1,4
J-50	456,46	0,24	473,76	1,7
J-51	460,97	0,29	474,98	1,4
J-52	463,98	1,01	474,99	1,1
J-53	460,21	0,21	474,91	1,4
J-54	464,97	0,15	470,58	0,5
J-55	460,67	1,58	480,15	1,9
J-56	454,45	0,71	479,68	2,5
J-57	429,95	0,26	479,68	4,9
J-58	434,68	1,14	477,07	4,1
J-59	449,62	0,9	477,85	2,8
J-60	455,45	0,62	479,27	2,3

Suite du tableau V.11.1 ;

jonction	Élévation(m)	Demande (L/s)	Charge piézométrique(mce)	Pression (bars)
J-61	452,47	1,04	479,3	2,6
J-62	454,85	0,3	479,08	2,4
J-63	450,21	0,78	478,11	2,7
J-64	455,85	0,21	477,61	2,1
J-65	429,14	0,99	477,35	4,7
J-66	431,2	1	472,65	4,1
J-67	432,49	0,67	470,92	3,8
J-68	422,01	0,15	470,91	4,8
J-69	429,14	0,9	470	4
J-70	420,36	0,16	469,99	4,9
J-71	459,67	0,58	469,54	1
J-72	450,59	0,48	477,47	2,6
J-73	465,4	0,59	477,28	1,2
J-74	462,29	0,18	477,23	1,5
J-75	465,46	0,39	477,28	1,2
J-76	464,36	0,13	477,26	1,3
J-77	464,34	0,13	477,28	1,3
J-78	467,22	0,87	477,2	1
J-79	465,29	0,25	477,2	1,2
J-80	467,62	1,52	476,61	0,9
J-81	421,42	0,21	476,61	5,4
J-82	419,64	0,68	475,21	5,4
J-83	418,85	1,45	474,49	5,4
J-84	457,02	0,18	475,21	1,8
J-85	463	1,34	479,24	1,6
J-86	418,45	0,29	474,81	5,5
J-87	417,2	0,56	474,87	5,6
J-88	418,89	0,18	474,86	5,5
J-89	418,31	0,48	474,94	5,5

Suite du tableau V.11.1 ;

jonction	Élévation(m)	Demande (L/s)	Charge piézométrique (mce)	Pression (bars)
J-90	420,21	0,19	474,92	5,4
J-91	423,27	1,54	475,33	5,1
J-92	466	0,49	475,24	0,9
J-93	467,85	1,62	478,34	1
J-94	466,93	0,53	479,14	1,2
J-95	467,67	0,25	479,43	1,2
J-96	466	2,13	479,44	1,3
J-97	465,29	0,24	478,33	1,3
J-139	461,24	0,2	486,99	2,5
J-141	474	0,5	481,67	0,8

Tableau V.11.2 : les débits, diamètres, matériaux, vitesses et longueurs des tronçons

Tronçon	longueur (m)	du Nœud	au Nœud	Diamètre (mm)	Matière	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)
T-1	17,67	J-1	PBV-79	200	PVC	59,13	1,88
T-2	377,48	J-3	PBV-81	63	PVC	1,81	0,58
T-3	191,62	PBV-81	PBV-46	63	PVC	1,81	0,58
T-4	45,97	PBV-46	PBV-47	110	PVC	2,99	0,31
T-5	80,56	PBV-47	PBV-77	110	PVC	2,99	0,31
T-6	131,83	J-4	J-5	63	PVC	0,46	0,15
T-7	82,08	J-5	J-6	63	PVC	0,03	0,01
T-8	210,29	J-5	PBV-45	63	PVC	1,22	0,39
T-9	87,37	PBV-45	J-7	110	PVC	2,87	0,3
T-10	7,15	J-7	PBV-44	63	PVC	0,66	0,21
T-11	188,86	PBV-44	J-8	63	PVC	0,66	0,21
T-12	10,7	J-7	PBV-43	50	PVC	0,38	0,2
T-13	107,3	PBV-43	J-9	50	PVC	0,38	0,2
T-14	6,61	J-1	PBV-80	110	PVC	4,16	0,44
T-15	150,04	PBV-80	J-10	110	PVC	4,16	0,44
T-16	157,49	J-10	J-11	40	PVC	0,55	0,44
T-17	11,27	J-10	PBV-42	90	PVC	2,26	0,36
T-18	67,08	PBV-42	J-12	90	PVC	2,26	0,36
T-19	131,33	J-12	J-13	90	PVC	0,46	0,07
T-20	30,19	J-12	J-14	90	PVC	0,98	0,15
T-21	68,54	J-14	J-15	90	PVC	0,24	0,04
T-22	55,27	J-14	n-139	90	PVC	0,2	0,03
T-23	154,53	J-17	PBV-72	110	PVC	1,07	0,11
T-24	139,6	PBV-72	PBV-77	110	PVC	1,07	0,11
T-25	11,83	PBV-77	J-18	63	PVC	1,92	0,62
T-26	182,04	J-19	J-20	63	PVC	-0,64	0,2
T-27	41,05	J-20	J-21	75	PVC	4,71	1,07
T-28	6,34	J-21	PBV-49	75	PEHD	4,55	1,03
T-29	78,9	PBV-49	J-22	75	PVC	4,55	1,03

Suite du tableau V.11.2 ;

Tronçon	longueur (m)	du Nœud	au Nœud	Diamètre (mm)	Matière	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)
T-31	81,77	PBV-50	J-23	75	PVC	4	0,91
T-32	14,62	J-23	PBV-52	75	PVC	4,04	0,91
T-33	170,44	PBV-52	J-24	63	PVC	3,28	1,05
T-34	360,27	J-24	J-25	90	PVC	1,26	0,2
T-35	31,28	PBV-52	J-26	63	PEHD	0,76	0,24
T-36	22,7	J-23	J-27	75	PEHD	1,16	0,26
T-37	228,81	J-27	J-28	63	A-G	0,8	0,26
T-38	124,88	J-27	J-29	75	PVC	3,28	0,74
T-39	3,31	J-29	PBV-54	75	PVC	0,25	0,06
T-40	61,55	PBV-54	J-22	75	PVC	0,25	0,06
T-41	88,2	J-29	J-30	75	PVC	4,49	1,02
T-42	2,27	J-30	PBV-53	75	PVC	0,51	0,12
T-43	60,9	PBV-53	J-21	75	PVC	0,51	0,12
T-44	98,85	J-30	J-31	75	PVC	5,87	1,33
T-45	104,89	J-31	J-32	75	PVC	7,49	1,69
T-46	77,86	J-32	PBV-41	110	PVC	16,99	1,79
T-47	8,54	PBV-41	PBV-40	110	PVC	16,99	1,79
T-48	67,48	J-32	J-33	110	PVC	8,08	0,85
T-49	95,98	J-33	J-34	110	PVC	0,34	0,04
T-50	112,78	J-33	J-35	75	PVC	6,77	1,53
T-51	56,74	J-35	J-20	75	PVC	6,63	1,5
T-52	65,42	J-35	J-31	75	PVC	0,68	0,15
T-53	156,64	PBV-40	J-36	90	PVC	9,35	1,47
T-54	63,7	J-36	J-37	40	PVC	0,22	0,18
T-55	30,61	J-36	J-38	90	PVC	7,97	1,25
T-56	7,75	J-38	PBV-55	90	PVC	5,81	0,91
T-57	7,82	PBV-55	J-39	90	PVC	5,81	0,91
T-58	63,65	J-39	J-40	40	PVC	0,22	0,18
T-59	71,28	J-39	J-41	90	PVC	5,06	0,8
T-60	63,67	J-41	J-42	40	PVC	0,22	0,18

Suite du tableau V.11.2 ;

Tronçon	longueur (m)	du Nœud	au Nœud	Diamètre (mm)	Matière	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)
T-61	92,18	J-41	J-43	90	PVC	4,04	0,64
T-62	58,26	J-43	J-44	90	PVC	3,03	0,48
T-63	179,85	J-44	PBV-61	63	PVC	1,91	0,61
T-64	83,82	PBV-61	J-45	63	PVC	1,91	0,61
T-65	78,02	J-45	J-46	40	PVC	0,28	0,22
T-66	78,49	J-47	PBV-62	40	PVC	0,29	0,23
T-67	8,47	PBV-62	J-45	40	PVC	0,29	0,23
T-68	41,78	J-45	J-49	40	PVC	0,14	0,11
T-69	69,91	J-43	J-50	90	PVC	0,24	0,04
T-70	83,4	J-51	PBV-57	90	PVC	0,29	0,05
T-71	4,21	PBV-57	J-52	152,4	PVC	0,29	0,02
T-72	59,79	J-52	J-53	40	PVC	0,21	0,17
T-73	145,41	J-52	PBV-56	90	PVC	1,51	0,24
T-74	5,62	PBV-56	J-38	90	PVC	1,51	0,24
T-75	38,8	J-54	PBV-51	75	PVC	0,15	0,03
T-76	11,52	PBV-51	J-20	75	PVC	0,15	0,03
T-77	102,53	PBV-45	PBV-48	110	PVC	4,09	0,43
T-78	43,85	PBV-48	PBV-46	110	PVC	4,09	0,43
T-79	3,81	J-2	PBV-67	160	PVC	19,07	0,95
T-80	176,39	PBV-67	J-55	160	PVC	19,07	0,95
T-81	9,43	J-55	PBV-59	90	PVC	4,97	0,78
T-82	43,62	PBV-59	J-56	90	PVC	4,97	0,78
T-83	73,84	J-56	J-57	152,4	PVC	0,26	0,01
T-84	57,4	J-56	PBV-83	90	PVC	4	0,63
T-85	101,31	PBV-83	PBV-60	63	PVC	2,03	0,65
T-86	229,64	PBV-60	PBV-29	60	PVC	1,14	0,4
T-87	94,74	PBV-29	J-58	60	PVC	1,14	0,4
T-88	207,71	J-59	PBV-82	63	A-G	0,9	0,29
T-89	49,26	PBV-82	PBV-60	63	A-G	0,9	0,29
T-90	178,11	J-60	J-61	90	PVC	-0,62	0,1

Suite du tableau V.11.2 ;

Tronçon	longueur (m)	du Nœud	au Nœud	Diamètre (mm)	Matiere	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)
T-121	200,55	PBV-69	J-85	63	PVC	1,34	0,43
T-122	82,29	J-86	J-87	50	PVC	0,29	0,15
T-123	51,6	J-87	J-88	50	PVC	0,18	0,09
T-124	24,84	J-87	J-89	63	PVC	1,02	0,33
T-125	53,33	J-89	J-90	50	PVC	0,19	0,1
T-126	58,77	J-89	J-91	63	PVC	1,69	0,54
T-127	139,42	J-91	J-92	63	PVC	0,49	0,16
T-128	242,76	J-91	J-93	75	PVC	3,72	0,84
T-129	30,33	J-93	PBV-71	75	PVC	5,58	1,26
T-130	59,19	PBV-71	J-94	110	PVC	0,53	0,06
T-131	72,4	J-95	PBV-70	63	PVC	0,25	0,08
T-132	4	PBV-70	J-96	63	PVC	0,25	0,08
T-133	62,07	J-96	PBV-71	110	PVC	6,11	0,64
T-134	76,18	J-96	PBV-68	110	PVC	8,49	0,89
T-135	6,7	PBV-68	PBV-69	152,4	PVC	8,49	0,47
T-136	68,47	J-97	J-93	63	PVC	0,24	0,08
T-139	155,28	T-1	PBV-85	200	PVC	75,79	2,41
T-140	325,44	PBV-85	J-1	200	PVC	66,91	2,13
T-141	45,83	PBV-85	PBV-46	110	PVC	8,88	0,93
T-143	17,57	R-1	PMP-1	1 000.0	PVC	86,1	0,11
T-144	19,96	PMP-1	T-1	152,4	PVC	86,1	4,72
T-148	317,47	PBV-79	n-141	200	PVC	59,13	1,88
T-149	65,57	n-141	J-2	200	PVC	32,29	1,03
T-150	7,82	PBV-40	n-141	90	PVC	26,34	4,14

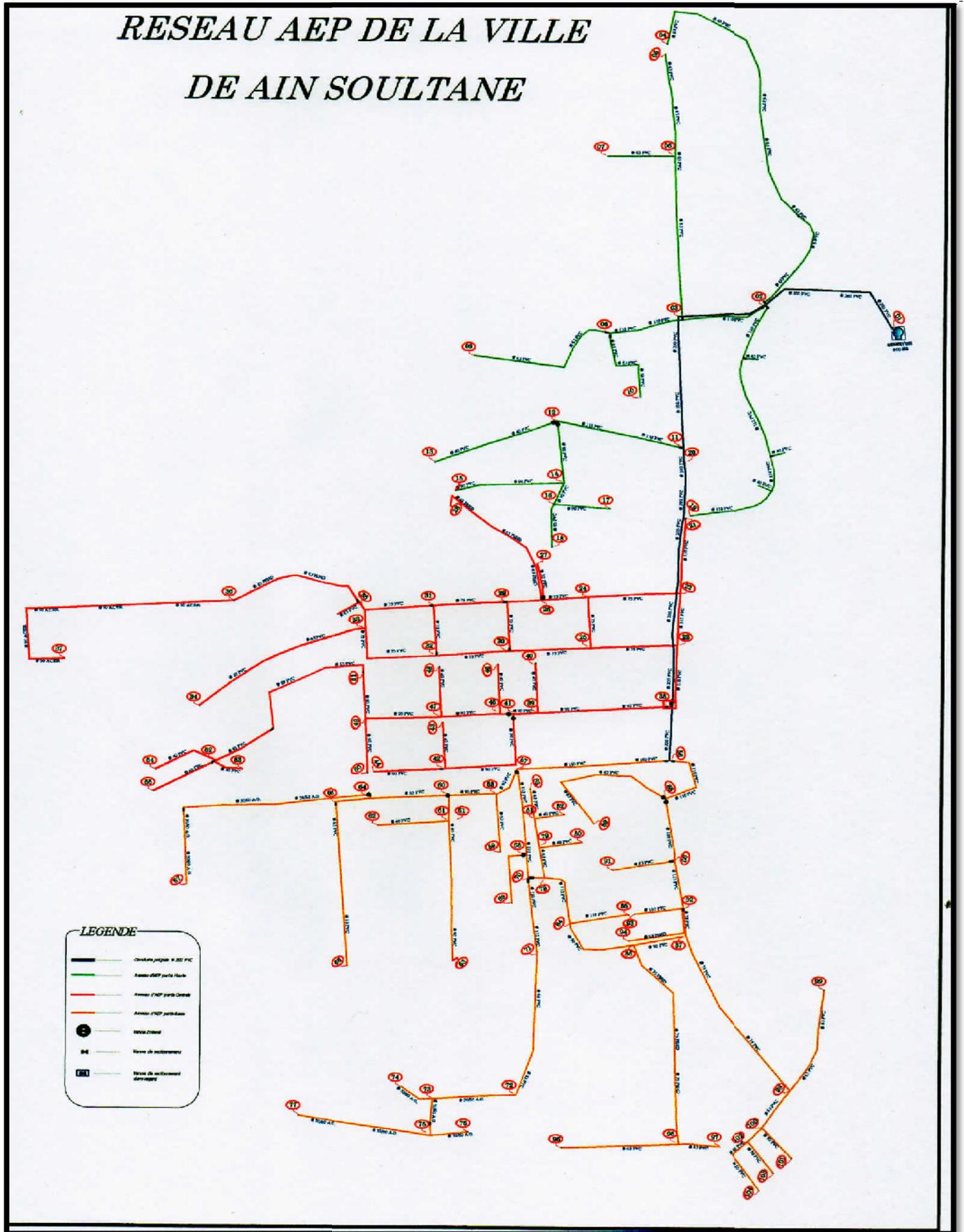


Figure V.5 : réseau d'AEP de village d'Ain Soltane

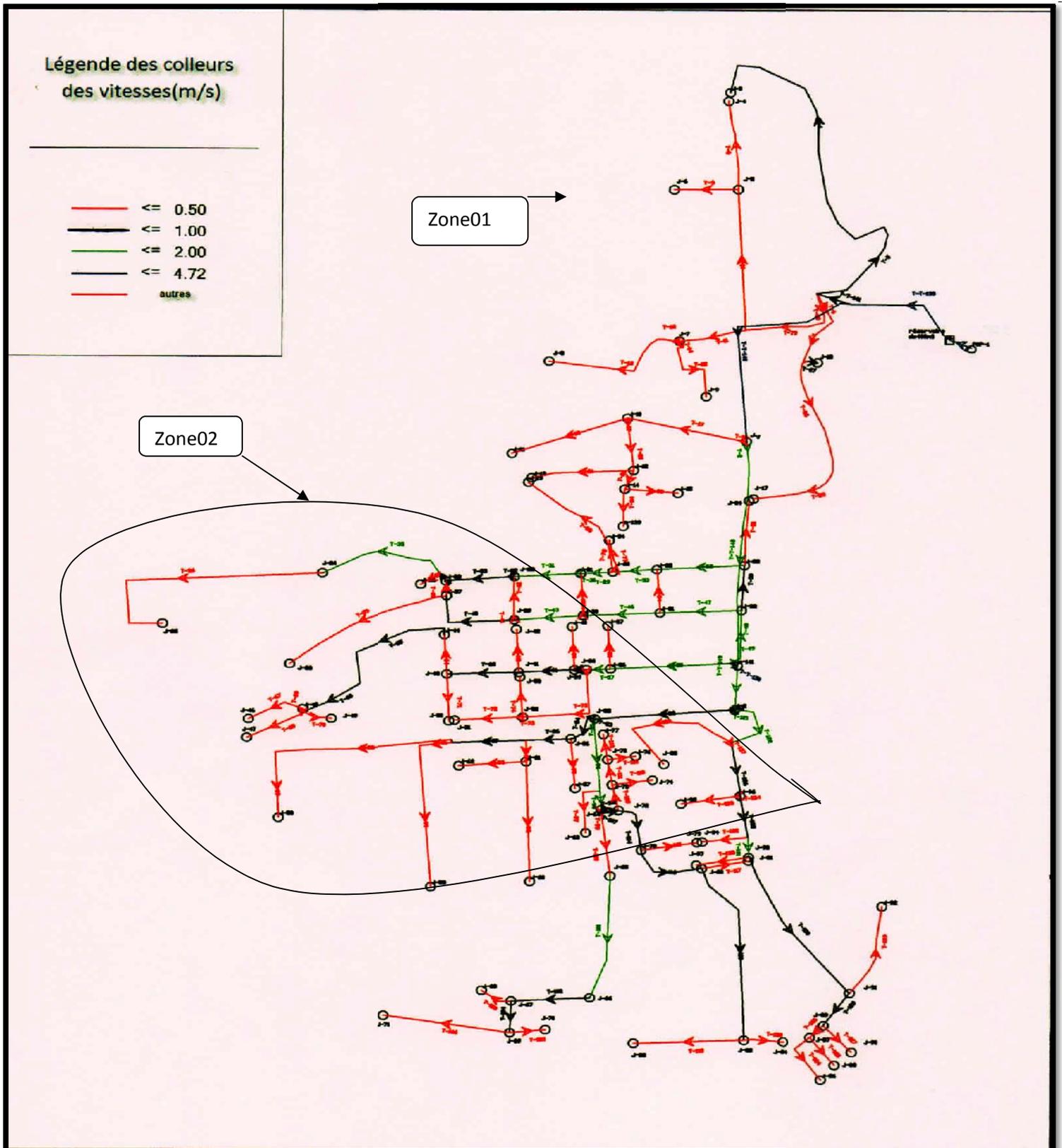


Figure V-5 : distribution des vitesses avec légende dans les déférentes zones de village

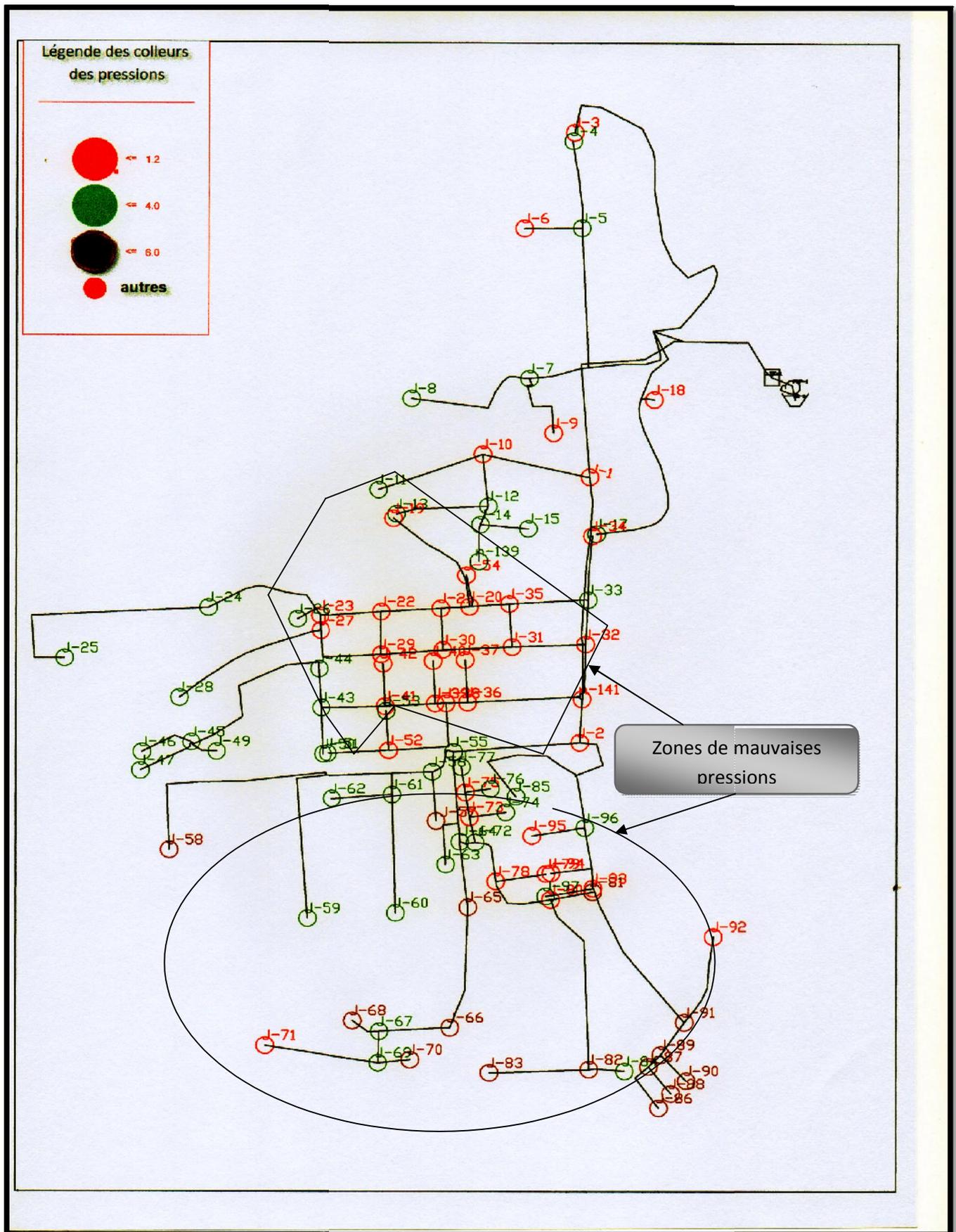


Figure : représenté la simulation de réseau d'AEP d'AIN soltane et le zonage:

Conclusion :

D'après les légendes de calcul précédent soit des vitesses ou des pressions on peut faire un zonage des faibles pressions et des faibles vitesses sur le côté sud-est et le milieu de réseau de la ville et on voit que le réseau est en état critique et les défaillances existantes sont les suivantes :

- Le réseau de distribution ne possède aucun système de comptage.
- Il existe de nouvelles zones urbaines qui ne disposent de réseau d'AEP.
- Manque d'entretien.
- Les fuites importantes au niveau des branchements et cassures des conduites
- Les bouches d'incendie et les robinets vanne sont corrodés et le nombre est très limité.

D'après la collection des données que nous avons entrepris nous avons constaté que le réseau actuel de la ville d'Ain Soltane présente des points négatifs et positifs.

Du point de vue physique, le réseau d'AEP est considéré en moyenne état à et quelque détérioration dans les forages, la station de pompage et les ouvrages de stockage qui peut être réglés facilement par des travaux de génie civil et des accessoires de rechange.

Introduction

Après avoir vue l'état actuel du réseau d'AEP de village d'Ain soltan, les problèmes qui perturbent son bon fonctionnement et les remèdes proposé à ces problèmes.

Nous allons dans se chapitre faire la projection de ce réseau et voir sont comportement hydraulique au cours des années à venir jusqu'à 2030.

VI.1-Calcule des débits aux nœuds pour 2030

Nous avons vue déjà dans le chapitre III (caractérisation de la consommation) les calcules de nombre d'habitant, la dotation et les différents débits de consommation pour l'horizon 2030.

Donc nous avons :

- Le débit moyen journalier $Q_{moy,j} = 0.041 m^3/s$;
- Le débit maximal journalier $Q_{max,j} = 0.05 m^3/s$;
- Le débit minimal journalier $Q_{min,j} = 0.052 m^3/s$;
- Le débit maximal horaire $Q_{max,h} = 297 m^3/h$;
- Le débit minimal horaire $Q_{min,h} = 13 m^3/h$;
- Le débit de pointe a 8 heur $Q_{pnt} = 281.75 m^3/h$.

VI.1.1-Cas de pointe

VI.1.1.1-Débit en route

Est donnée par la relation $Q_{rte} = Q_{pnt} - \sum Q_i$ (V-1)

Avec : $Q_i = 0$ pas d'industrie dans le périmètre d'étude.

Donc : $Q_{rte} = Q_{pnt} = 281.75 m^3/h$

VI.1.1.2-Le débit spécifique :

$$Q_{sp} = \frac{Q_{rte}}{\sum L_i} = \frac{281.75}{14435} = 0.0195 \text{ (/ /)}$$

Avec :

Q_{sp} : Débit spécifique.

$\sum L_i$: Somme des longueurs du réseau de distribution.

VI.1.1.3 - Le débit route pour chaque tronçon :

Est donnée par la relation $Q_i = \frac{Q}{L} \times l_i$ (V-2)

Avec l_i : la longueur du tronçon i

VI.1.1.4 - Débits aux nœuds (nodaux)

Est donnée par la relation suivante

$$Q_n = \sum Q_{in} - \sum Q_{outn} + Q_{extn}$$

Les débits du réseau de distribution de la ville de d'Ain soltane pour l'horizon 2030 sont donnés dans le tableau VI.1 suivant :

VI.2 -Calcul des débits aux tronçons a l'horizon 2030

VI.2.1 : Définition des tronçons [9]

Un tronçon est délimité par deux nœuds d'extrémité il est caractérisé par sa longueur, sa diamètre, sa rugosité et par son débit(Q).

Un tronçon peut supporter une singularité .trois types de sévices sont possible sur un tronçon de distribution

- Service d'extrémité
- Service de route
- Service mixte

Le calcule et son résultats de déferlantes caractéristiques des tronçons sont donnée dans le tableau ci-après :

Tableau VI.1 : calcul des débits aux tronçons à l'horizon 2030

Débit spécifique (l/s/ml)	Tronçons	Longueurs (m)	débits tronçons (l/s)
0.006	T-1	100.2	0.60
	T-2	207.36	1.24
	T-3	144.77	0.87
	T-4	478.56	2.87
	T-5	116.07	0.70
	T-6	253.09	1.52
	T-7	219.9	1.32
	T-8	400.3	2.40
	T-9	124.89	0.75
	T-10	155.71	0.93
	T-11	170.02	1.02
	T-12	58.96	0.35
	T-13	226.76	1.36
	T-14	303.61	1.82
	T-15	151.5	0.91
	T-16	81.56	0.49
	T-17	138.08	0.83
	T-18	209.12	1.25
	T-19	37.5	0.23
	T-20	144.44	0.87
	T-21	88.5	0.53
	T-22	147.55	0.89
	T-23	603.92	3.62
	T-24	233.32	1.40
	T-25	11.44	0.07
	T-26	73.68	0.44
	T-27	75.31	0.45
	T-28	105.62	0.63
	T-29	92.26	0.55
	T-30	28.87	0.17

Suite du Tableau VI.1

débit spécifique (l/s/ml)	Tronçons	Longueurs (m)	débits tronçons (l/s)
0.006	T-31	682.82	4.10
	T-32	92.15	0.55
	T-33	75.98	0.46
	T-34	110.99	0.67
	T-35	87.48	0.52
	T-36	73.51	0.44
	T-37	70.64	0.42
	T-38	87.69	0.53
	T-39	93.94	0.56
	T-40	96.32	0.58
	T-41	93.11	0.56
	T-42	92.67	0.56
	T-43	88.55	0.53
	T-44	73.25	0.44
	T-45	73.33	0.44
	T-46	89.28	0.54
	T-47	71.49	0.43
	T-48	69.4	0.42
	T-49	75.04	0.45
	T-50	234	1.40
	T-51	153.55	0.92
	T-52	69.97	0.42
	T-53	75.95	0.46
	T-54	98.51	0.59
	T-55	276.09	1.66
	T-56	66.7	0.40
	T-57	87.71	0.53
	T-58	85.01	0.51
	T-59	99.82	0.60
	T-60	67.2	0.40

Suite du Tableau VI.1

débit spécifique (l/s/ml)	Tronçons	Longueurs (m)	débits tronçons (l/s)
0.006	T-61	87.03	0.52
	T-62	67.59	0.41
	T-63	60.77	0.36
	T-64	192.03	1.15
	T-65	39.78	0.24
	T-66	234.99	1.41
	T-67	146.19	0.88
	T-68	142.39	0.85
	T-69	217.98	1.31
	T-70	256.43	1.54
	T-71	209.59	1.26
	T-72	96.53	0.58
	T-73	104.13	0.62
	T-74	66.62	0.40
	T-75	175.7	1.05
	T-76	57.43	0.34
	T-77	32.95	0.20
	T-78	71.45	0.43
	T-79	142.18	0.85
	T-80	235.7	1.41
	T-81	110.62	0.66
	T-82	195.57	1.17
	T-83	201.16	1.21
	T-84	105.94	0.64
	T-85	114.22	0.69
	T-86	56.52	0.34
	T-87	245.27	1.47
	T-88	38.26	0.23
	T-89	75.08	0.45
	T-90	219.83	1.32

Suite du Tableau VI.1 ;

débit spécifique (l/s/ml)	Tronçons	Longueurs (m)	débites tronçons (l/s)
0.006	T-91	243.67	1.46
	T-92	178.61	1.07
	T-93	178.01	1.07
	T-94	99.23	0.60
	T-95	228.69	1.37
	T-96	82.21	0.49
	T-97	74.39	0.45
	T-98	36.53	0.22
	T-99	25.29	0.15
	T-100	154.54	0.93
	T-101	77.16	0.46
	T-102	127.8	0.77
	T-103	118.52	0.71
	T-104	115.88	0.70

VI.2 : CALCULE DES DEBITS AUX NŒUDS A L'HORIZON 2030

VI.2.1- Définition des nœuds

Les nœuds appartiennent à un est un seul des deux types suivants

a- Les nœuds à débit fixe

C'est nœuds ce caractérisent par la connaissance de leur cote au sol et du débit sortant au nœud l'inconnue est la pression réunion au nœud que fera précisément l'objet de calcul

b- les nœuds à charge fixe

L'inconnue est cette fois ces le débit entrant ou sortant ils sont déterminés par la Pression qui est parfaitement connue.[9]

Les résultats pour les cotes des nœuds et leurs débits sont trouvées au tableau VI.2

Tableau VI.2 : calcul des débits aux nœuds à l'horizon 2030

jonctions	altitudes(m)	tronçons voisins	somme des débits tronçons (l/s)	débits aux nœuds (l/s)
j-1	482.04	T [1.4.24.23.12]	8.85	4.42
j-2	480.11	T [1.2.5.11]	3.56	1.78
j-3	476.17	T [2.3.8]	4.51	2.26
j-4	487.57	T [3.4]	3.74	1.87
j-5	471.41	T [5.6.9]	2.96	1.48
j-6	454.49	T [6.7.18]	4.09	2.05
j-7	462.71	T [7.8]	3.72	1.86
j-8	480.08	T [10.11+I15]	2.86	1.43
j-9	475.39	T [9.1016]	2.17	1.09
j-10	470.33	T [14.15.19]	2.96	1.48
j-11	470.12	T [12.15.16.17]	2.58	1.29
j-12	459.77	T [17.18.22]	2.97	1.48
j-13	461.92	T [20.21.22]	2.28	1.14
j-14	467.11	T [19.20]	1.09	0.55
j-15	481.54	T [12.13.14]	3.54	1.77
j-16	470.78	T [13]	1.36	0.68
j-17	474.86	T [23.25.63]	4.06	2.03
j-18	473.45	T [25.26.32]	1.06	0.53
j-19	467.33	T [26.27.40]	1.47	0.74
j-20	464.62	T [27.28]	1.09	0.54
j-21	463.09	T [28.29.44]	1.63	0.81
j-22	461.26	T [29.30.39]	1.29	0.65
j-23	450.57	T [38.39.48]	1.51	0.75
j-24	457.01	T [37.38]	0.95	0.47
j-25	465.52	T [40.41.44.45]	2.02	1.01
j-26	463.61	T [41.41.46.47]	2.08	1.04
j-27	463.22	T [42.43.48.49]	1.95	0.98
j-28	460.82	T[36.37.4350.103]	3.51	1.76
j-29	470.82	T [32.36.45.60]	1.84	0.92
j-30	466.28	T [33.34.46.61]	2.18	1.09

Suite du Tableau VI.2 ;

jonctions	altitudes(m)	tronçons voisins	somme des débits tronçons (l/s)	débits aux nœuds (l/s)
j-31	463.98	T [34.35.49.62]	2.05	1.02
j-32	461.45	T [35.36.55.56]	3.02	1.51
j-33	472.53	T [59.60]	1.00	0.50
j-34	464.52	T [58.59.61]	1.63	0.82
j-35	460.85	T [57.58.62]	1.44	0.72
j-36	456.46	T [56.57]	0.93	0.46
j-37	459.37	T [30.31]	4.27	2.14
j-38	482.24	T [31]	4.10	2.05
j-39	452.23	T [103]	0.71	0.36
j-40	451.35	T [50.51]	2.33	1.16
j-41	431.19	T [51.52]	1.34	0.67
j-42	432.34	T [52.53]	0.88	0.44
j-43	436.61	T [53.54]	1.05	0.52
j-44	447	T [54.55]	2.25	1.12
j-45	476.68	T [63.64.94]	2.11	1.06
j-46	464.97	T [64.65.80]	2.81	1.40
j-47	461.17	T [65.66.77]	1.85	0.92
j-48	446.52	T [66.67.71]	3.54	1.77
j-49	436.85	T [67.72.68]	2.31	1.16
j-50	430.52	T [68.69]	2.16	1.08
j-51	425.41	T [69.70]	2.85	1.42
j-52	435.41	T [70.71.73]	3.42	1.71
j-53	443.64	T [73.74.84]	1.66	0.83
j-54	449.38	T [74.75.81]	2.12	1.06
j-55	455.82	T [80.81.82]	3.25	1.63
j-56	457.39	T [76.77.104]	1.24	0.62
j-57	454.86	T [76.78.75]	1.83	0.91
j-58	455.07	T [78.79]	1.28	0.64
j-59	451.99	T [104]	0.70	0.35
j-60	441.67	T [79]	0.85	0.43

Suite du Tableau VI.1 ;

jonctions	altitudes(m)	tronçons voisins	somme des débits tronçons (l/s)	débits aux nœuds (l/s)
j-61	429.95	T [72]	0.58	0.29
j-62	471.18	T [93.94.95.96]	3.53	1.76
j-63	466.82	T [95]	1.37	0.69
j-64	467.67	T [96.97.98]	1.16	0.58
j-65	467.43	T [98.99.100]	1.30	0.65
j-66	467.62	T [99.100.102]	1.85	0.92
j-67	465.41	T [100]	0.93	0.46
j-68	466.93	T [97]	0.45	0.22
j-69	467.11	T [101]	0.46	0.23
j-70	464.58	T [102]	0.77	0.38
j-71	467.62	T [92.93]	2.14	1.07
j-72	423.27	T [91.92]	2.53	1.27
j-73	418.01	T [90.91]	2.78	1.39
j-74	419.64	T [89.90]	1.77	0.88
j-75	423.32	T [87.88.89]	2.15	1.08
j-76	431.25	T [82.83.88]	2.61	1.30
j-77	441.76	T [83.84.85]	2.53	1.26
j-78	420.78	T [86.87]	1.81	0.91
j-80	430	T [85.86]	1.02	0.51

VI.2.Cas de pointe+incendie

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie donné par la le réservoir (17 l/s) se trouve au point le plus défavorable qui est dans notre cas le nœud N° 1.

Donc la demande au niveau des nœuds reste inchangé (la même que celle dans le cas de pointe) sauf au nœud N°1 qui devient :

$$Q_{N^{\circ} 1} = 4.42 + 17 = \mathbf{21.42 \text{ (L/S)}}$$

VI.3: Simulation de réseau pour d'année 2030

VI.3.1: Cas de pointe

Après les modifications réalisées au cours des années nous allons voir le comportement hydraulique de réseau en 2030 :

Les résultats de la simulation pour les conduites (vitesse et perte de charge) sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Les résultats de la simulation pour les nœuds (pression et demande) sont résumés dans le tableau ci-dessous :

VI.3.2 : Cas de pointe+incendie

Les résultats de la simulation pour les conduites (vitesse et perte de charge) sont représentés dans le tableau VI.4.1,

Les résultats de la simulation pour les nœuds (pression et demande) sont représentés dans le tableau VI.4.2,

Remarque

Nous rappelons que pour le cas de pointe+incendie il faut au minimum garder une pression de 6 m.c.e et voir même une vitesse dans les conduites alimentant le point le plus défavorable qui peut attendre une vitesse de 2 m/s.

L'évolution des pressions aux nœuds et des débits dans les canalisations en donnant un photographie, heure par heure, de l'état des réseaux, les sont de véritable simulation de leur fonctionnement ils permettent ainsi leur conception et leur gestion automatique

V.4.1 : les résultats de la simulation pour les conduites en 2030 (pointe)

La simulation donnée les résultats apparaitre dans le tableau VI.4.1,

Tableau VI.4.1 : Les résultats de la simulation pour les conduites en 2030 (pointe)

tronçons	longueur(m)	de nœud	au nœud	diamètres (mm)	matériaux	débits (L/s)	vitesse (m/s)
T-1	100.2	J-1	J-2	125	PEHD	16.6	1.35
T-2	207.36	J-2	J-3	75	PEHD	6.31	1.43
T-3	144.77	J-3	J-4	63	PEHD	1.22	0.39
T-4	478.56	J-4	J-1	40	PEHD	0.87	0.69
T-5	116.07	J-2	J-5	75	PEHD	4.93	1.12
T-6	253.09	J-5	J-6	40	PEHD	1.36	1.08
T-7	219.9	J-6	J-7	63	PEHD	0.49	0.16
T-8	400.3	J-7	J-3	63	PEHD	2.57	0.83
T-9	124.89	J-5	J-9	40	PEHD	1.92	1.53
T-10	155.71	J-9	J-8	40	PEHD	1.77	1.41
T-11	170.02	J-8	J-2	75	PEHD	3.36	0.76
T-12	58.96	J-1	J-15	110	PEHD	7.33	0.77
T-13	226.76	J-15	J-16	75	PEHD	0.76	0.17
T-14	303.61	J-15	J-10	63	PEHD	4.59	1.47
T-15	151.5	J-10	J-11	150	PEHD	1.59	0.4
T-16	81.56	J-11	J-9	150	PEHD	2.47	0.14
T-17	138.08	J-11	J-12	63	PEHD	1.32	0.42
T-18	209.12	J-12	J-6	63	PEHD	0.43	0.14
T-19	37.5	J-10	J-14	63	PEHD	1.35	0.43
T-20	144.44	J-14	J-13	63	PEHD	0.74	0.24
T-21	88.5	J-13	J-11	63	PEHD	1.3	0.42
T-22	147.55	J-13	J-12	63	PEHD	0.76	0.24
T-23	603.92	J-17	J-1	250	PEHD	66.62	1.36
T-24	11.44	J-17	J-18	200	PEHD	27.67	0.88
T-25	73.68	J-18	J-19	110	PEHD	8.85	0.93
T-26	75.31	J-19	J-20	75	PEHD	4.09	0.92
T-27	105.62	J-20	J-21	63	PEHD	3.48	1.12
T-28	92.26	J-21	J-22	63	PEHD	4.63	1.49
T-29	28.87	J-22	J-37	75	PEHD	4.67	1.06
T-30	682.82	J-37	J-38	50	PEHD	2.29	1.16

Suite du Tableau VI.4.1 ;

tronçons	longueur(m)	de nœud	au nœud	diamètres (mm)	matériaux	débits (L/s)	vitesse (m/s)
T-31	92.15	J-18	J-29	125	PEHD	18.23	1.49
T-32	75.98	J-29	J-30	150	PEHD	10.71	0.59
T-33	110.99	J-30	J-31	63	PEHD	4.98	1.6
T-34	87.48	J-31	J-32	63	PEHD	3.33	1.07
T-35	73.51	J-32	J-28	40	PEHD	0.53	0.42
T-36	70.64	J-28	J-24	63	PEHD	1.17	0.38
T-37	87.69	J-24	J-23	63	PEHD	1.7	0.55
T-38	93.94	J-23	J-22	63	PEHD	1.86	0.6
T-39	96.32	J-19	J-25	63	PEHD	3.94	1.26
T-40	93.11	J-25	J-26	63	PEHD	4.37	1.4
T-41	92.67	J-26	J-27	63	PEHD	2.26	0.72
T-42	88.55	J-27	J-28	63	PEHD	2.9	0.93
T-43	73.25	J-21	J-25	63	PEHD	2.06	0.66
T-44	73.33	J-25	J-29	63	PEHD	3.61	1.16
T-45	89.28	J-30	J-26	40	PEHD	1.68	1.34
T-46	71.49	J-26	J-22	63	PEHD	2.63	0.84
T-47	69.4	J-23	J-27	40	PEHD	0.68	0.54
T-48	75.04	J-27	J-31	63	PEHD	2.41	0.77
T-49	234	J-28	J-40	50	PEHD	2.24	1.14
T-50	153.55	J-40	J-41	63	PEHD	0.94	0.3
T-51	69.97	J-41	J-42	63	PEHD	0.19	0.4
T-52	75.95	J-42	J-43	63	PEHD	0.3	0.1
T-53	98.51	J-43	J-44	63	PEHD	0.88	0.28
T-54	276.09	J-44	J-32	63	PEHD	2.14	1.09
T-55	66.7	J-32	J-36	63	PEHD	1.02	0.52
T-56	87.71	J-36	J-35	63	PEHD	1.54	0.78
T-57	85.01	J-35	J-34	60	PEHD	4.25	1.5
T-58	99.82	J-34	J-33	63	PEHD	2.33	0.75
T-59	67.2	J-33	J-29	75	PEHD	2.88	0.65
T-60	87.03	J-34	J-30	63	PEHD	2.83	0.91

Suite de Tableau VI.4.1 ;

tronçons	longueurs(m)	de nœud	au nœud	diamètres (mm)	matériaux	débits (L/s)	vitesses (m/s)
T-61	67.59	J-35	J-31	150	PEHD	1.9	0.2
T-62	60.77	J-17	J-45	200	PEHD	36.69	1.17
T-63	192.03	J-45	J-46	150	PEHD	24.4	1.38
T-64	39.78	J-46	J-47	110	PEHD	11.98	1.26
T-65	234.99	J-47	J-48	75	PEHD	6.57	1.49
T-66	146.19	J-48	J-49	63	PEHD	2.83	0.91
T-67	142.39	J-49	J-50	63	PEHD	1.21	0.39
T-68	217.98	J-50	J-51	63	PEHD	0.01	0.5
T-69	256.43	J-51	J-52	63	PEHD	1.58	0.51
T-70	209.59	J-52	J-48	63	PEHD	1.77	0.57
T-71	96.53	J-49	J-61	63	PEHD	0.32	0.5
T-72	104.13	J-52	J-53	50	PEHD	1.72	0.88
T-73	66.62	J-53	J-54	75	PEHD	4.12	0.93
T-74	175.7	J-54	J-57	40	PEHD	1.09	0.87
T-75	57.43	J-57	J-56	63	PEHD	3.3	1.06
T-76	32.95	J-56	J-47	75	PEHD	4.38	0.99
T-77	71.45	J-57	J-58	63	PEHD	1.19	0.38
T-78	142.18	J-58	J-60	63	PEHD	0.48	0.15
T-79	235.7	J-46	J-55	110	PEHD	10.85	1.14
T-80	110.62	J-55	J-54	63	PEHD	4.22	1.35
T-81	195.57	J-55	J-76	63	PEHD	4.82	1.55
T-82	201.16	J-76	J-77	63	PEHD	1.37	0.44
T-83	105.94	J-77	J-53	40	PEHD	1.47	1.17
T-84	114.22	J-77	J-80	63	PEHD	1.43	0.46
T-85	56.52	J-80	J-78	63	PEHD	0.86	0.28
T-86	245.27	J-78	J-75	63	PEHD	0.15	0.31
T-87	38.26	J-75	J-76	150	PEHD	1.99	0.11
T-88	75.08	J-75	J-74	63	PEHD	0.64	0.5
T-89	219.83	J-74	J-73	63	PEHD	0.35	0.11
T-90	243.67	J-73	J-72	50	PEHD	1.9	0.97

Suite de Tableau VI.4.1 ;

tronçons	longueur(m)	de nœud	au nœud	diamètres (mm)	Matériau	débites (L/s)	vitesses (m/s)
T-91	178.61	J-72	J-71	63	PEHD	3.32	1.06
T-92	178.01	J-71	J-62	75	PEHD	4.51	1.02
T-93	99.23	J-62	J-45	110	PEHD	11.11	1.17
T-94	228.69	J-62	J-63	63	PEHD	0.77	0.75
T-95	82.21	J-62	J-64	63	PEHD	3.86	1.24
T-96	74.39	J-64	J-68	63	PEHD	0.25	0.8
T-97	36.53	J-64	J-65	150	PEHD	2.96	0.61
T-98	25.29	J-65	J-66	150	PEHD	1.98	0.77
T-99	154.54	J-66	J-67	63	PEHD	0.52	0.52
T-100	77.16	J-65	J-69	63	PEHD	0.26	0.8
T-101	127.8	J-66	J-70	63	PEHD	0.43	0.99
T-102	118.52	J-28	J-39	75	PEHD	0.4	0.89
T-103	115.88	J-56	J-59	63	PEHD	0.39	0.62
T-104	224.68	J-1	J-81	300	PEHD	96.36	1.36
T-105	8.64	J-81	T-1	150	PEHD	29.81	1.63
T-106	7.34	J-81	T-2	200	PEHD	66.54	2.12

VI.4.2 - LES RESULTATS DE LA SIMULATION POUR LES NŒUDS EN 2030 (POINTE)

Le tableau ci-après donne les résultats de simulation pour les nœuds

Tableau VI.4.2 : Les résultats de la simulation pour les nœuds en 2030 (pointe)

jonctions	Elévation (m)	Demande (L/s)	pression piézométrique (m.c.e)	Pressions (bars)
J-1	482.04	4.94	497.49	1.5
J-2	480.11	1.99	496.23	1.6
J-3	476.17	2.52	489.39	1.3
J-4	476.57	2.09	488.86	1.2
J-5	471.41	1.66	493.8	2.2
J-6	454.49	2.29	483.39	2.8
J-7	462.71	2.08	483.54	2
J-8	480.08	1.6	494.48	1.4
J-9	475.39	1.21	484.1	0.9
J-10	470.33	1.65	484.1	1.3
J-11	470.12	1.44	484.09	1.4
J-12	459.77	1.66	483.5	2.3
J-13	461.92	1.27	483.72	2.1
J-14	467.11	0.61	483.94	1.6
J-15	481.54	1.97	497.1	1.5
J-16	470.78	0.76	496.95	2.6
J-17	474.86	2.27	493.05	1.8
J-18	473.45	0.59	493	1.9
J-19	467.33	0.82	492.29	2.4
J-20	464.62	0.61	491.18	2.6
J-21	463.09	0.91	488.48	2.5
J-22	461.26	0.72	484.47	2.3
J-23	450.57	0.84	483.71	3.2
J-24	457.01	0.53	483.12	2.6
J-25	465.52	1.13	489.19	2.3
J-26	463.61	1.16	485.56	2.1
J-27	463.22	1.09	484.49	2.1
J-28	460.82	1.96	482.88	2.2
J-29	470.82	1.03	491.2	2
J-30	466.28	1.22	490.99	2.4

Suite du Tableau VI.4.2 ;

jonctions	Elévation (m)	Demande (L/s)	pression piézométrique (m.c.e)	Pressions (bars)
J-31	463.98	1.14	485.47	2.1
J-32	461.45	1.69	483.4	2.1
J-33	472.53	0.56	490.68	1.8
J-34	464.52	0.91	489.47	2.4
J-35	460.85	0.81	485.47	2.4
J-36	456.46	0.52	483.95	2.7
J-37	459.37	2.38	483.92	2.4
J-38	445	2.29	459.14	1.4
J-39	452.23	0.4	482.85	3
J-40	451.35	1.3	474.71	2.3
J-41	431.19	0.75	474.36	4.2
J-42	432.34	0.49	474.36	4.1
J-43	436.61	0.58	474.38	3.7
J-44	447	1.25	474.57	2.7
J-45	476.68	1.18	492.61	1.6
J-46	464.97	1.57	489.96	2.4
J-47	461.17	1.03	489.29	2.8
J-48	446.52	1.98	480.93	3.4
J-49	436.85	1.29	478.38	4.1
J-50	430.52	1.21	477.87	4.6
J-51	425.41	1.59	477.87	5.1
J-52	435.41	1.91	479.39	4.3
J-53	443.64	0.93	481.63	3.7
J-54	449.38	1.18	482.63	3.3
J-55	455.82	1.82	486.67	3
J-56	457.39	0.69	488.74	3.1
J-57	454.86	1.02	487.41	3.2
J-58	455.07	0.72	487.15	3.1
J-59	451.99	0.39	488.69	3.6
J-60	441.67	0.48	487.06	4.4

Suite de Tableau VI.4.2;

jonctions	Elévation (m)	Demande (L/s)	pression piézométrique (m.c.e)	Pressions (bars)
J-61	429.95	0.32	478.35	4.7
J-62	471.18	1.97	491.16	2
J-63	466.82	0.77	490.81	2.3
J-64	467.67	0.65	488.62	2.1
J-65	467.43	0.72	488.61	2.1
J-66	467.62	1.03	488.61	2.1
J-67	465.41	0.52	488.49	2.3
J-68	466.93	0.25	488.6	2.1
J-69	467.11	0.26	488.59	2.1
J-70	464.58	0.43	488.54	2.3
J-71	467.62	1.19	488.01	2
J-72	423.27	1.41	483.82	5.9
J-73	418.01	1.55	477.52	5.8
J-74	419.64	0.99	477.43	5.7
J-75	423.32	1.2	477.52	5.3
J-76	431.25	1.46	477.52	4.5
J-77	441.76	1.41	476.6	3.4
J-78	420.78	1.01	475.93	5.4
J-80	430	0.57	476.04	4.5
J-81	498.4	0	498.84	3.7

Remarque

Après la modification sur le réseau de l'état actuel jusqu'à 2030 que nous avons proposé nous remarquons que :

- La pression dans le réseau est dans une plage entre (9 et 59) dans le cas de pointe et même le cas de consommation minimal comme la figure le montre.
- Une faible variation de la pression dans tous les heures de consommation journalière,
- On remarque que quelque tronçons dont la vitesse faible a cause de terrain plat

De village se problème on peut éliminer par le vannage de tronçons de forte vitesse par la distribution par zone dans le village

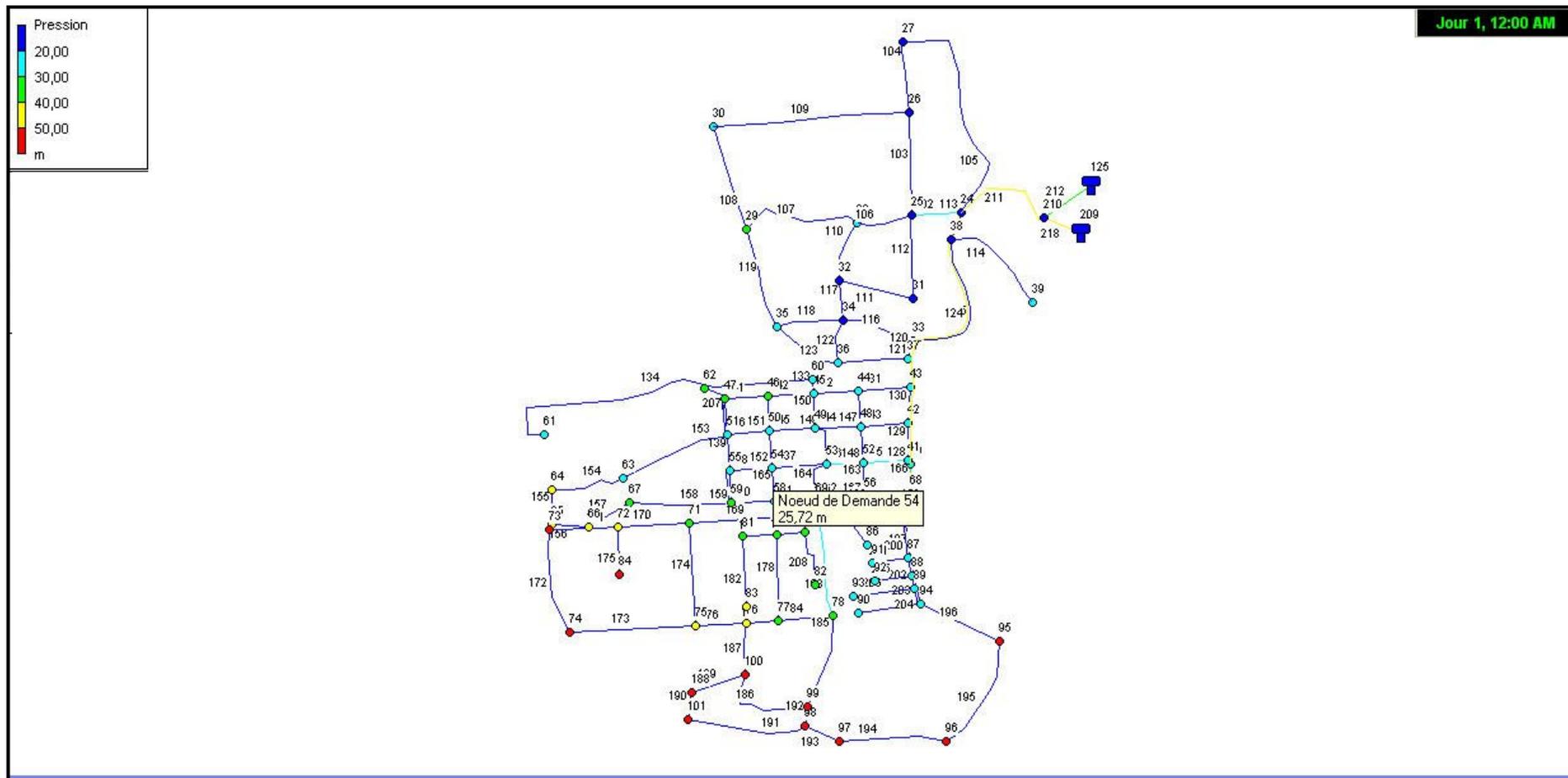


Figure VI.2 : Simulation de réseau AEP de Ain soltane Etat actuel « 0:00 Heure »

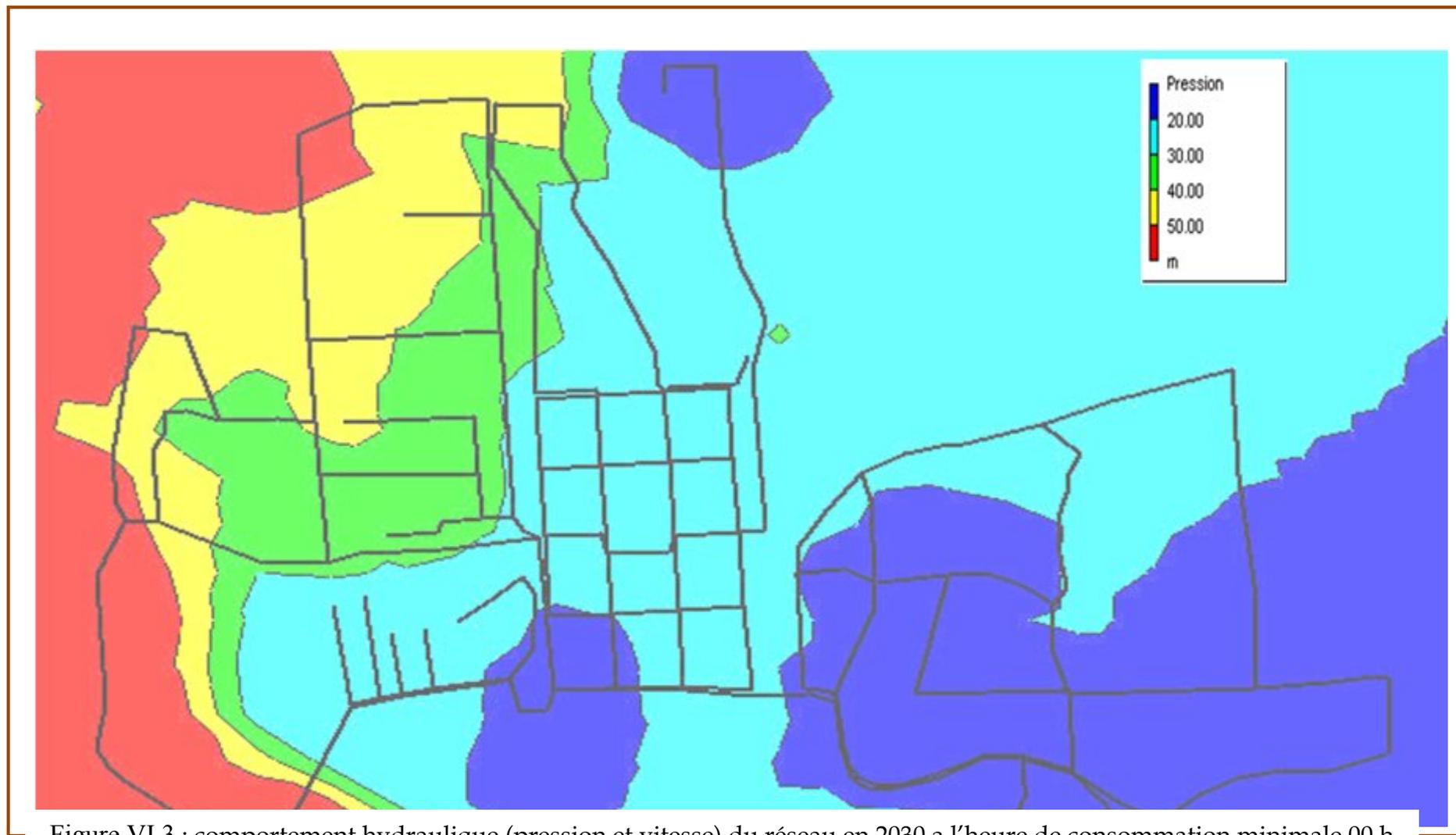


Figure VI.3 : comportement hydraulique (pression et vitesse) du réseau en 2030 a l'heure de consommation minimale 00 h

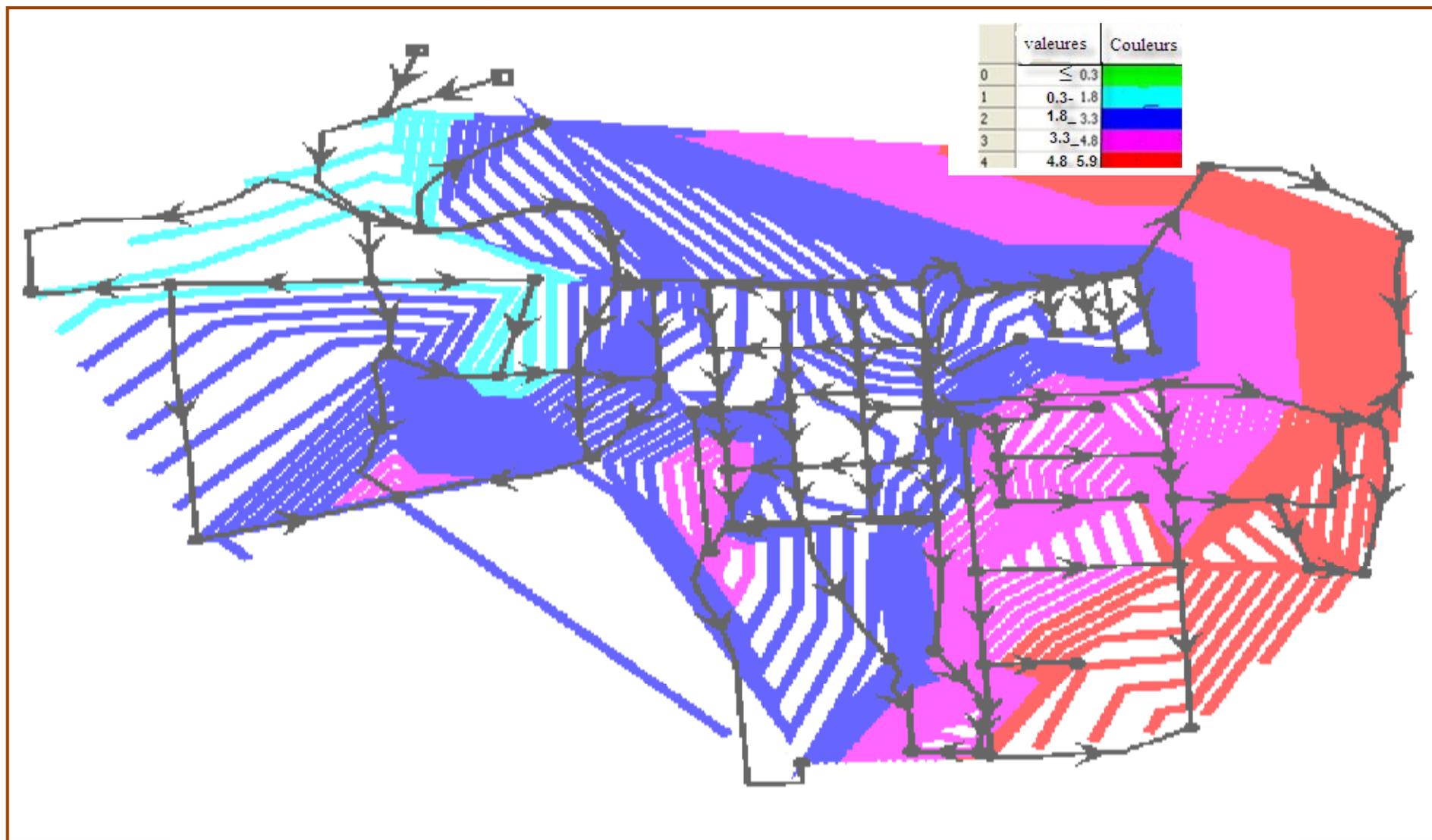


Figure VI.5:contour de pression de réseau de la ville d’Ain Soltan à l’heure de consommation minimale

Maintenant la simulation des conduites en cas de point+incendie représentée dans le tableau ci-après

Tableau VI.5.1: résultats de la simulation des conduites en 2030 (pointe+incendie)

tronçons	longueur(m)	de nœud	au nœud	diamètres (mm)	matériels	débites (L/s)	vitesses (m/s)
T-1	100.2	J-1	J-2	125	PEHD	16.6	1.35
T-2	207.36	J-2	J-3	75	PEHD	6.38	1.44
T-3	144.77	J-3	J-4	63	PEHD	1.19	0.38
T-4	478.56	J-4	J-1	40	PEHD	0.9	0.72
T-5	116.07	J-2	J-5	75	PEHD	4.93	1.12
T-6	253.09	J-5	J-6	40	PEHD	1.4	1.12
T-7	219.9	J-6	J-7	63	PEHD	0.59	0.19
T-8	400.3	J-7	J-3	63	PEHD	2.67	0.86
T-9	124.89	J-5	J-9	40	PEHD	1.87	1.49
T-10	155.71	J-9	J-8	40	PEHD	1.73	1.37
T-11	170.02	J-8	J-2	75	PEHD	3.32	0.75
T-12	58.96	J-1	J-15	110	PEHD	7.28	0.77
T-13	226.76	J-15	J-16	75	PEHD	0.76	0.27
T-14	303.61	J-15	J-10	63	PEHD	4.55	1.46
T-15	151.5	J-10	J-11	150	PEHD	2.01	0.46
T-16	81.56	J-11	J-9	150	PEHD	2.38	0.54
T-17	138.08	J-11	J-12	63	PEHD	1.61	0.52
T-18	209.12	J-12	J-6	63	PEHD	0.29	0.23
T-19	37.5	J-10	J-14	63	PEHD	0.88	0.7
T-20	144.44	J-14	J-13	63	PEHD	0.27	0.22
T-21	88.5	J-13	J-11	63	PEHD	1.34	0.43
T-22	147.55	J-13	J-12	63	PEHD	0.34	0.27
T-23	603.92	J-17	J-1	250	PEHD	66.6	1.36
T-24	11.44	J-17	J-18	200	PEHD	27.7	0.88
T-25	73.68	J-18	J-19	110	PEHD	8.83	0.93
T-26	75.31	J-19	J-20	75	PEHD	4.07	0.92
T-27	105.62	J-20	J-21	63	PEHD	3.47	1.11
T-28	92.26	J-21	J-22	63	PEHD	4.61	1.48
T-29	28.87	J-22	J-37	75	PEHD	4.67	1.06
T-30	682.82	J-37	J-38	50	PEHD	2.29	1.16

Suite du Tableau VI.5.1

tronçons	longueur(m)	de nœud	au nœud	diamètres (mm)	matériels	débits (L/s)	vitesses (m/s)
T-31	92.15	J-18	J-29	125	PEHD	18.25	1.49
T-32	75.98	J-29	J-30	150	PEHD	10.7	0.59
T-33	110.99	J-30	J-31	63	PEHD	5	1.61
T-34	87.48	J-31	J-32	63	PEHD	3.46	1.11
T-35	73.51	J-32	J-28	40	PEHD	0.28	0.22
T-36	70.64	J-28	J-24	63	PEHD	1.1	0.35
T-37	87.69	J-24	J-23	63	PEHD	1.63	0.52
T-38	93.94	J-23	J-22	63	PEHD	1.82	0.58
T-39	96.32	J-19	J-25	63	PEHD	3.93	1.26
T-40	93.11	J-25	J-26	63	PEHD	4.35	1.4
T-41	92.67	J-26	J-27	63	PEHD	2.26	0.72
T-42	88.55	J-27	J-28	63	PEHD	2.78	0.89
T-43	73.25	J-21	J-25	63	PEHD	2.05	0.66
T-44	73.33	J-25	J-29	63	PEHD	3.59	1.15
T-45	89.28	J-30	J-26	40	PEHD	1.67	1.33
T-46	71.49	J-26	J-22	63	PEHD	2.61	0.84
T-47	69.4	J-23	J-27	40	PEHD	0.65	0.52
T-48	75.04	J-27	J-31	63	PEHD	2.27	0.73
T-49	234	J-28	J-40	50	PEHD	1.8	1.44
T-50	153.55	J-40	J-41	63	PEHD	0.51	0.4
T-51	69.97	J-41	J-42	63	PEHD	0.24	0.19
T-52	75.95	J-42	J-43	63	PEHD	0.73	0.58
T-53	98.51	J-43	J-44	63	PEHD	1.32	1.05
T-54	276.09	J-44	J-32	50	PEHD	2.57	1.31
T-55	66.7	J-32	J-36	50	PEHD	1.07	0.55
T-56	87.71	J-36	J-35	50	PEHD	1.59	0.81
T-57	85.01	J-35	J-34	60	PEHD	4.27	1.51
T-58	99.82	J-34	J-33	63	PEHD	2.34	0.75
T-59	67.2	J-33	J-29	75	PEHD	2.9	0.66
T-60	87.03	J-34	J-30	63	PEHD	2.84	0.91

Suite du Tableau VI.5.1

tronçons	longueurs(m)	de nœud	au nœud	diamètres (mm)	matériels	débits (L/s)	vitesses (m/s)
T-61	67.59	J-35	J-31	150	PEHD	1.87	0.2
T-62	60.77	J-17	J-45	200	PEHD	36.69	1.17
T-63	192.03	J-45	J-46	150	PEHD	24.56	1.39
T-64	39.78	J-46	J-47	110	PEHD	12.2	1.29
T-65	234.99	J-47	J-48	75	PEHD	6.76	1.53
T-66	146.19	J-48	J-49	63	PEHD	2.88	0.92
T-67	142.39	J-49	J-50	63	PEHD	1.26	0.41
T-68	217.98	J-50	J-51	63	PEHD	0.06	0.02
T-69	256.43	J-51	J-52	63	PEHD	1.53	0.49
T-70	209.59	J-52	J-48	63	PEHD	1.9	0.61
T-71	96.53	J-49	J-61	63	PEHD	0.32	0.1
T-72	104.13	J-52	J-53	50	PEHD	1.54	0.79
T-73	66.62	J-53	J-54	75	PEHD	4.68	1.06
T-74	175.7	J-54	J-57	40	PEHD	1.17	0.93
T-75	57.43	J-57	J-56	63	PEHD	3.39	1.09
T-76	32.95	J-56	J-47	75	PEHD	4.46	1.01
T-77	71.45	J-57	J-58	63	PEHD	1.19	0.38
T-78	142.18	J-58	J-60	63	PEHD	0.48	0.15
T-79	235.7	J-46	J-55	110	PEHD	10.74	1.13
T-80	110.62	J-55	J-54	63	PEHD	4.69	1.51
T-81	195.57	J-55	J-76	63	PEHD	4.23	1.36
T-82	201.16	J-76	J-77	63	PEHD	0.17	0.13
T-83	105.94	J-77	J-53	40	PEHD	2.21	0.71
T-84	114.22	J-77	J-80	63	PEHD	0.97	0.77
T-85	56.52	J-80	J-78	63	PEHD	0.39	0.31
T-86	245.27	J-78	J-75	63	PEHD	0.62	0.49
T-87	38.26	J-75	J-76	150	PEHD	2.61	0.84
T-88	75.08	J-75	J-74	63	PEHD	0.79	0.25
T-89	219.83	J-74	J-73	63	PEHD	0.19	0.15
T-90	243.67	J-73	J-72	50	PEHD	1.75	0.89

Suite du Tableau VI.5.1

tronçons	longueur(m)	de nœud	au nœud	diamètres (mm)	matériels	débits (L/s)	vitesses (m/s)
T-91	178.61	J-72	J-71	63	PEHD	3.16	1.01
T-92	178.01	J-71	J-62	75	PEHD	4.36	0.99
T-93	99.23	J-62	J-45	110	PEHD	10.95	1.15
T-94	228.69	J-62	J-63	63	PEHD	0.77	0.25
T-95	82.21	J-62	J-64	63	PEHD	3.86	1.24
T-96	74.39	J-64	J-68	63	PEHD	0.25	0.08
T-97	36.53	J-64	J-65	150	PEHD	2.96	0.38
T-98	25.29	J-65	J-66	150	PEHD	1.98	0.45
T-99	154.54	J-66	J-67	63	PEHD	0.52	0.17
T-100	77.16	J-65	J-69	63	PEHD	0.26	0.08
T-101	127.8	J-66	J-70	63	PEHD	0.43	0.14
T-102	118.52	J-28	J-39	75	PEHD	0.4	0.09
T-103	115.88	J-56	J-59	63	PEHD	0.39	0.12
T-104	224.68	J-1	J-81	300	PEHD	112.83	1.6
T-105	8.64	J-81	T-1	150	PEHD	34.91	1.91
T-106	7.34	J-81	T-2	200	PEHD	77.92	2.48

Le tableau ci-après est donne la simulation pour les nœuds de nouveau réseau avec les différents paramètres hydrauliques dans le cas de pointe + incendie

Tableau VI.5.2 : résultats de la simulation des nœuds en 2030 (pointe+incendie)

jonctions	Elévation (m)	Demande (L/s)	pression piézométrique (m.c.e)	Pressions (bars)
J-1	482.04	21.42	497.62	1.5
J-2	480.11	1.99	496.5	1.6
J-3	476.17	2.52	491.76	1.5
J-4	476.57	2.09	491.41	1.5
J-5	471.41	1.66	494.85	2.3
J-6	454.49	2.29	487.35	3.7
J-7	462.71	2.08	487.49	2.4
J-8	480.08	1.6	495.34	1.5
J-9	475.39	1.21	488.57	1.3
J-10	470.33	1.65	488.68	1.8
J-11	470.12	1.44	488.27	1.8
J-12	459.77	1.66	487.69	2.7
J-13	461.92	1.27	488	2.7
J-14	467.11	0.61	488.21	2.3
J-15	481.54	1.97	497.36	1.5
J-16	470.78	0.76	497.06	2.6
J-17	474.86	2.27	494.6	1.9
J-18	473.45	0.59	494.57	2.1
J-19	467.33	0.82	494.09	2.6
J-20	464.62	0.61	493.34	2.8
J-21	463.09	0.91	491.51	2.8
J-22	461.26	0.72	488.8	2.7
J-23	450.57	0.84	488.31	3.7
J-24	457.01	0.53	487.93	3
J-25	465.52	1.13	491.98	2.6
J-26	463.61	1.16	489.53	2.5
J-27	463.22	1.09	488.81	2.5
J-28	460.82	1.96	487.78	2.6
J-29	470.82	1.03	493.34	2.2
J-30	466.28	1.22	493.19	2.6

Suite du Tableau VI.5.2

jonctions	Elévation (m)	Demande (L/s)	pression piézométrique (m.c.e)	Pressions (bars)
J-31	463.98	1.14	489.4	2.5
J-32	461.45	1.69	487.89	2.6
J-33	472.53	0.56	492.98	2
J-34	464.52	0.91	492.15	2.7
J-35	460.85	0.81	489.41	2.8
J-36	456.46	0.52	488.3	3.1
J-37	459.37	2.38	488.43	2.8
J-38	445	2.29	471.56	2.6
J-39	452.23	0.4	487.77	3.5
J-40	451.35	1.3	476.75	2.5
J-41	431.19	0.75	476.06	4.4
J-42	432.34	0.49	476.14	4.3
J-43	436.61	0.58	476.82	3.9
J-44	447	1.25	479.42	3.2
J-45	476.68	1.18	494.3	1.7
J-46	464.97	1.57	492.47	2.7
J-47	461.17	1.03	492	3
J-48	446.52	1.98	486.01	3.9
J-49	436.85	1.29	484.22	4.6
J-50	430.52	1.21	483.84	5.2
J-51	425.41	1.59	483.84	5.7
J-52	435.41	1.91	484.82	4.8
J-53	443.64	0.93	486.06	4.2
J-54	449.38	1.18	486.92	3.7
J-55	455.82	1.82	490.28	3.4
J-56	457.39	0.69	491.61	3.3
J-57	454.86	1.02	490.66	3.5
J-58	455.07	0.72	490.49	3.5
J-59	451.99	0.39	491.58	3.9
J-60	441.67	0.48	490.43	4.8

Suite du Tableau VI.5.2

jonctions	Elévation (m)	Demande (L/s)	pression piézométrique (m.c.e)	Pressions (bars)
J-61	429.95	0.32	484.2	5.3
J-62	471.18	1.97	493.34	2.2
J-63	466.82	0.77	493.1	2.6
J-64	467.67	0.65	491.61	2.3
J-65	467.43	0.72	491.56	2.4
J-66	467.62	1.03	491.49	2.3
J-67	465.41	0.52	491.41	2.5
J-68	466.93	0.25	491.6	2.4
J-69	467.11	0.26	491.55	2.4
J-70	464.58	0.43	491.45	2.6
J-71	467.62	1.19	491.33	2.3
J-72	423.27	1.41	488.72	5.5
J-73	418.01	1.55	485.07	5.5
J-74	419.64	0.99	484.9	5.5
J-75	423.32	1.2	484.99	6
J-76	431.25	1.46	485.38	5.3
J-77	441.76	1.41	485.26	5.4
J-78	420.78	1.01	483.4	5.8
J-80	430	0.57	483.56	5.2
J-81	498.4	1	498.85	3.75

Remarque

Nous constatons que les vitesses dans les conduites ne dépassent pas les 2 m/s et la pression dans le cas le plus défavorable (nœud J-2) est de 13m.c.e.

Conclusion

Dans ce chapitre on a fait un simulation du comportement hydraulique à l'état actuel et à l'horizon 2030, on a constaté que le réseau actuel ne satisfait pas beaucoup de critères de bon fonctionnement en plus de son état dégradé ,car la majorité est en PVC, ce matériau à été éliminé des réseaux d'AEP par circulaire ministérielle il y'a quelques années ,

Donc, on a préféré changé vers un réseau en PEHD

la simulation du nouveau réseau présente des bonne pression mais des vitesses assez faibles dans quelques tronçons

Introduction

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moindres nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter, ces travaux sont les opérations concourantes à la construction, la réparation, l'entretien ou la démolition d'un édifice (construction, bâtisse) de nature hydraulique ou génie civil.

Les terrassements forment la partie principale d'un grand nombre de travaux. Notamment la construction des voies de communication, des travaux des ports, en plus l'exécution des ouvrages d'art et des bâtiments.

Actuellement, les tendances principales du développement des machines de construction et de terrassement sont le changement de la transmission hydraulique et l'augmentation de la puissance ou de la capacité des machines, et leur mécanique est plus en plus complexe.

Avant d'aller sur chantier et commencer la réalisation de travaux il faut toujours commencer par une étude donnant les meilleurs outils de travail (engins) la stratégie des travaux et leur organisation et cherche constamment la meilleure façon la plus économique d'utilisation des moyens fournis

VII.1- Les sollicitations exercées sur les conduites

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

- La pression verticale due au remblai
- La pression résultant des charges roulantes
- La pression résultant des charges permanentes de surface
- La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique
- Le poids propre de l'eau véhiculée
- Le tassement différentiel du terrain
- Les chocs lors de la mise en œuvre
- Action des racines des arbres

VII.2- Exécution des travaux

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

- Vérification, manutention des conduites
- Décapage de la couche du goudron (si elle existe)
- Emplacement des jalons des piquets
- Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards
- Aménagement du lit de pose
- La mise en place des canalisations en tranchée
- Assemblage des tuyaux
- Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints
- Remblai des tranchées

VII.2.1- Vérification, manutention des canalisations

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

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

VII.2.2 -Décapage de la couche de terre végétale ou goudron

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, on doit tout d'abord commencer par l'opération de décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs,

Le volume de la couche à décaper est :

$$V = B.h.L \text{ (m}^3\text{)}$$

Avec :

B : largeur de la couche végétale (m)

h : hauteur de la couche (h=0.1m)

L : longueur totale des tranchées (m)

VII.2.3 -Excavation des tranchées

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement la profondeur minimale de la tranchée à excaver atteint 1 m pour :

Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.

Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).

Protéger la canalisation contre le gel.

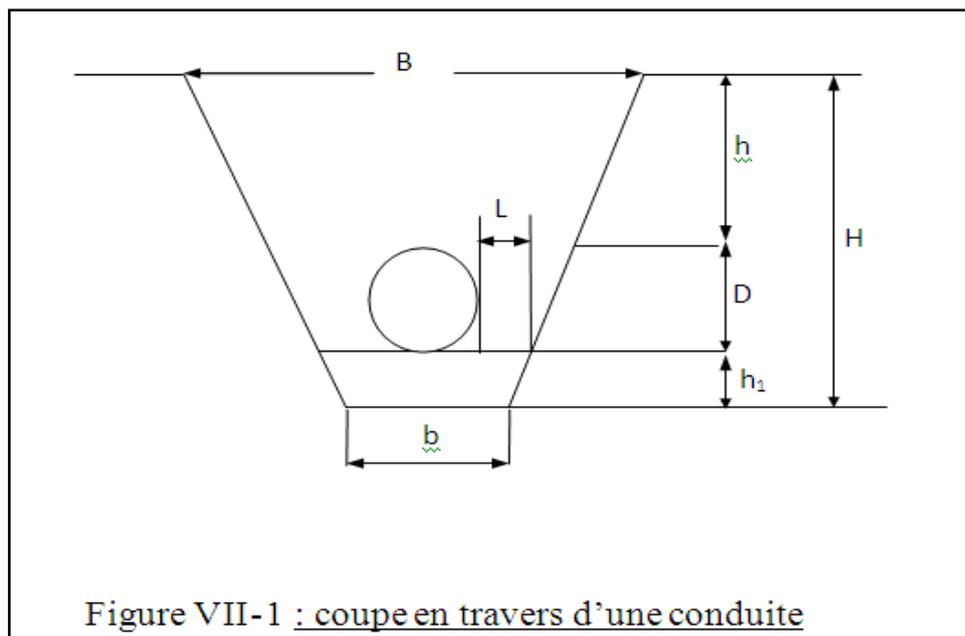
L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer s'il y lieu l'écoulement naturel des eau d'infiltrations.

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- La profondeur de la tranchée (H) ;
- La longueur de la tranchée (b) ;
- Distance de la cavalière.

VII.2.3.1 -calcul de la profondeur de tranchée

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite .Elle est donnée par la relation suivante :



$$H = D + h + h_1$$

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

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite

On prend : $h=1$ m.

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,1$ m.

D'où : $H = 1,1 + D$. (m).

VII.2.3.2- calcul de la largeur de tranchée

La largeur du fond de tranchée est obtenue par la formule :

$$b = (L * 2) + \varnothing$$

Où : b : Largeur de la tranchée (m);

\varnothing : Diamètre de la conduite (m).

L : la distance entre la conduite et le fruit de talus = 0.5m

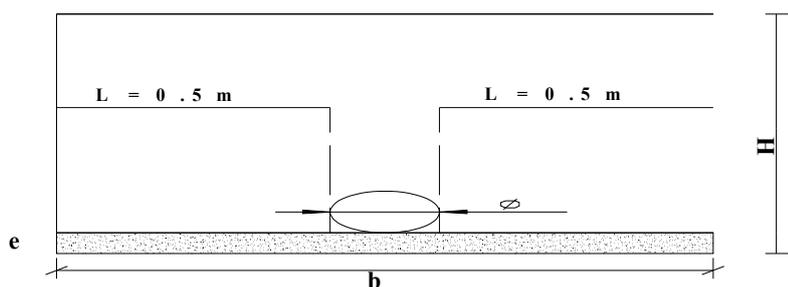


Figure VII-2 : coupe en travers d'une conduite

Avec H : la profondeur de la tranchée

e : l'épaisseur du lit de sable

VII.2.3.3-Choix du coefficient du talus [15]

Pour garder la stabilité du talus de la tranchée durant les travaux de pose des conduites on définit le coefficient du talus qui est en fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol.

Tableau VII-1 : choix du coefficient du talus:

sols	profondeur de la tranchée	
	jusqu'à 1.5 m	jusqu'à 3m
sable	$m=0,5$	$m=1$
limon sableux	$m=0,25$	$m=0,67$
limon argileux	$m=0$	$m=0,5$

Dans notre cas le sol est limon argileux d'où le coefficient de talus $m = 0$.

VII.2.4 -Aménagement du lit de sable

Le fond de la tranchée est, normalement, arasé avec une couche du sable de 10cm d'épaisseur.

Le lit de pose doit être constitué de sable contenant au moins 12%de particules inférieures à 0,1mm

Si le terrain est instable, des travaux spéciaux se révèlent nécessaire :
Exécution d'un béton de propreté, de berceaux ou même de dalles de répétition.

VII.2.5 - Accessoires

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

- Assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.
- Protéger les canalisations. [10]

VII.2.5.1 -Les robinets vannes

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

Généralement ce robinet vanne est court-circuité pour faciliter l'ouverture si celui-ci trouve entre deux biefs (amont sous pression aval vide)

VII.2.5.2 -Robinet d'arrêt ou de prise sont utilisés dans le réseau (petite diamètre) au niveau de branchement ($\varnothing < 100$ mm), sont à quatre tours.

VII.2.5.3- Les vanne papillons

Ce sont des vannes à survitesses utilisées surtout au niveau des réservoirs d'eau (sortie de la conduite), c'est une vanne se fermant sous la pression de l'eau, à ne pas utiliser à l'aval d'une conduite. Elle occasionne une faible perte de charge et présente une rangeabilité importante. Pour la régulation ; la manœuvre de l'obturateur est limitée à 60°, car au-delà le gain de débit est faible et le couple de manœuvre augmente rapidement à partir de 60° et présente un maximum vers 80° ; ce qui est préjudiciable à la stabilité de fonctionnement.

VII.2.5.4 -Les ventouses

On trouve sur le marché deux types de ventouses :

2-1 : Ventouse simple : elle assure le dégazage des conduites à haute pression.

2-2 : Ventouse à deux orifices : elle est formée d'une enceinte en communication avec la conduite, dans laquelle un flotteur vient obturer l'orifice calibré. Le flotteur est cylindrique ou sphérique. Il peut être couvert d'une enveloppe en caoutchouc. Les appareils se placent au niveau des points hauts des conduites ou se rassemble l'air, soit au moment de remplissage soit en cours de fonctionnement. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission de l'air lors des vidanges.

Le choix de l'appareil dépend du mode de remplissage choisi, généralement on admet un remplissage à débit réduit avoisinant 1/10 du débit nominal. La vitesse de l'eau est alors faible ce qui entraîne une surpression faible au niveau de la ventouse.

On distingue :

Les ventouses manuelles qui sont constituées d'une prise verticale montée sur le génératrice supérieure d'un tuyau et d'un robinet à commande manuelle ; et les ventouses automatiques comportant un flotteur sphérique logé dans un corps en fonte mis à la pression atmosphérique par un orifice placé à la partie supérieure du couvercle.

En fonctionnement normal, la ventouse est pleine d'eau, le flotteur est plaqué sur l'orifice ce qui rend le dispositif étanche. Lorsqu'une poche d'air se produit, le niveau baisse dans le corps de l'appareil, le flotteur descend et libère l'orifice par lequel l'air peut s'échapper.

VII.2.6-Essai sur la canalisation en place

Après la pose de la conduite et avant remblaiement de la tranchée il faut effectuer par tronçon des essais à la pression d'épreuve

La conduite est alors remplie d'eau pour l'éprouver à la pression.

La pression d'essai sera égale à la pression à laquelle sera soumise réellement la conduite (+50%)

La durée d'essai est d'au moins 30 min

La variation de pression devra être supérieure à 0.2 bar

VII.2.6.1-L'épreuve des joints et canalisations principales

Dans le but de s'assurer l'étanchéité des joints en essai à la poussée hydraulique est effectué sur la canalisation quant elle est mise en place pour y procéder, l'aval de la

canalisation est clôturé par une plaque d'extrémité sur laquelle une pompe est branchée. Quand les joints sont d'un type tel qu'ils cessent d'être visibles sous un revêtement ne permettant plus d'avoir les fuites, un premier essai est fait avant l'application du lit de revêtement cet essai peut avoir lieu à l'air sous une pression de 6 bars.

VII.2.7-Remblaiement des tranchées

Jusqu'à la hauteur du diamètre horizontal pour les tuyaux circulaires, le matériau de remblai doit être poussé sous les flancs de la canalisation.

Au-dessus de l'assise et après les essais, le remblaiement et le damage doivent être poursuivis par couches successives jusqu'à une hauteur de 0.10m, au-dessus de la génératrice supérieure de l'assemblage.

L'exécution de l'assis et de l'enrobage doit être effectuée avec des matériaux purgés des éléments supérieurs à 30mm.

La seconde fraction du remblai peut être effectuée à l'aide d'engins mécaniques étant précisé que cette terre, qui doit être ré pondue par couches successives et légèrement damée, ne doit contenir ni blocs de roche, ni débris végétaux ou animaux.

$$V_r = V_d - [V_{cdt} + V_{cv} + V_{ls}]$$

V_r : Volume du remblai en (m³).

V_d : Volume du déblai en (m³)

V_{cdt} : Volume occupée par la conduite

V_{cv} : Volume de la couche végétale

V_{ls} : Volume du lit de sable

VII.2.8-Volume excédentaire

$$V_{exc} = V_f - V_r$$

V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m³).

V_f : Volume du sol foisonné en (m³).

Avec : $V_f = V_d \cdot K_f$

V_d : Volume du déblai en (m^3)

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol

Tableau VII.2 : Coefficient de foisonnement

Type de sol	k_f
sable, matériaux fins	1,08-1,17
Limon argileux	1,14-1,28
Argileux	1,25-1,3

Pour notre cas on a : $K_f = 1,24$.

VII.3-Choix des engins

VII.3.1-l'engin Pour l'excavation des tranchées

On utilise une pelle équipée en rétro

Les pelles sont des engins de terrassement conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est à dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

- 1- Temps de fouille ;
- 2- Temps de transport ;
- 3- Temps de déchargement ;
- 4- Temps de remise en position de déblais.

Ce des engins très réponsus et utilisés à grande échelle grâce à leur bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir.



Figure VII.3: Pelle équipée en rétro

VII.3.2- l'engin Pour le remblaiement des tranchées

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur.

Les chargeurs : ce sont des tracteur sur les quels monte à l'avant deux bras articulés, actionnées par des vérins et porte un godet.

Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur.



Figure VII-4 : Chargeur

VII-4 : Calcul du volume de terrassements :

VII-4-1- : Décapage de la couche végétale ou la couche du goudron

Le volume de la couche à décaper est : $V = B.h.L$ (m³)

B : largeur de la couche végétale (m)

h : hauteur de la couche (h=0.1m)

L : longueur totale des tranchées (m)

Tableau VII-3 : calcul du volume de la couche végétale ou le goudron pour le réseau

Diamètre (mm)	longueur de la conduite (m)	largeur d'une tranchée b :(m)	Volume de la couche végétale (m ³)
315	216	1.315	28.3
250	648	1.25	81
200	291	1.2	34.92
160	378	1.16	43.84
110	3593	1.1	395.23
90	7884	1.09	859.35
75	577	1.075	62
63	489	1.063	52
40	160	1.04	16.64

Donc le volume total de la couche végétale : $V_s = 1609.3$ m³

VII-4-2 : Calcul du volume de déblai :

La surface à calculer est la surface rectangulaire

$$S = b * H$$

$$b = 0.3 * (N-1) + (0.5 * 2) + (\emptyset * N) \quad N = \text{nombre de conduite} = 1$$

Donc $b = 1 + \emptyset$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau VIII-4

Tableau VII-4 : calcul du volume de déblai pour le réseau

Diamètre (mm)	longueur de la conduite (m)	largueur d'une tranchée b (m)	Profondeur d'une tranchée H (m)	Surface d'une tranchée S(m ²)	Volume de déblai (m ³)
315	216	1,315	1,41	1,85	399,6
250	648	1,25	1,35	1,68	1088,64
200	291	1,2	1,3	0,36	104,76
160	378	1,16	1,26	1,46	551,88
110	3593	1,1	1,2	1,32	4742,76
90	7884	1,09	1,19	1,3	10249,2
75	577	1,075	1,175	1,26	727,02
63	489	1,063	1,136	1,2	586,8
40	160	1,04	1,14	1,18	188,8

Donc le volume total de déblai : $Vd = 18639.26m^3$

VII.4.3- CALCULE DU VOLUME DE LIT DE SABLE

Ce lit correspond a une couche de sable de 10 cm sur le fond de la tranché, donc c'est une surface constante le long de la tranché, on calcul cette surface en utilisant la formule suivante

$$S = e * b * L$$

Tableau VII.5 : calcul du volume de sable pour le réseau

Diamètre (mm)	longueur de la conduite (m)	largueur d'une tranchée b :(m)	Volume de la couche végétale (m ³)
315	216	1.315	28.3
250	648	1.25	81
200	291	1.2	34.92
160	378	1.16	43.84
110	3593	1.1	395.23
90	7884	1.09	859.35
75	577	1.075	62
63	489	1.063	52
40	160	1.04	16.64

Donc le volume total du lit de sable : $V_s=3290,17 \text{ m}^3$

VII.4.4-Calcul du volume de remblai

Ce volume est déduit a partir du volume du déblai est le volume qu'occupe la conduite et le volume occuper par lit de sable

$$V_r = V_d - (V + V_s)$$

V_r : Volume du remblai compacté (m^3) ;

V_d : Volume du déblai (m^3) ;

V_s : Volume du sable

V : Volume occuper par la conduite (m^3) ; $V = L * \frac{\pi * \theta^2}{4}$

L : Longueur de la conduite

θ : Diamètre de la conduite.

Tableau VII.6: calcul du volume de remblai pour le réseau

Diamètres (mm)	Volume de déblai (m^3)	Volume du lit de sable (m^3)	Volume de la conduite (m^3)	Volume de remblai (m^3)
315	399,6	28,3	16,82	354,48
250	1088,64	81	31,79	975,85
200	104,76	34,92	9,13	60,71
160	551,88	43,84	3,21	504,83
110	4742,76	395,23	34,12	4313,41
90	10249,2	859,35	50,13	9339,72
75	727,02	62	2,54	662,48
63	586,8	52	1,52	533,28
40	188,8	16,64	0,2	171,96
TOTAL	18639,46	1573,28	149,64	16916,72

Donc le volume total du remblai : $V_r=16916.72 \text{ m}^3$

VII.4.5 - Volume excédentaire

$$V_{exc} = V_f - V_r$$

V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m³).

V_f : Volume du sol foisonné en (m³).

Avec : $V_f = V_d \cdot K_f$

V_d : Volume du déblai en (m³)

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a : $K_f=1,24$.

Tableau VII.7: calcul du volume excédentaire pour le réseau

Volume de déblai (m ³)	Volume du sol foisonné (m ³)	Volume du remblai (m ³)	Volume excédentaire (m ³)
399,6	354,48	495,504	141,024
1088,64	975,85	1349,9136	374,0636
104,76	60,71	129,9024	69,1924
551,88	504,83	684,3312	179,5012
4742,76	4313,41	5881,0224	1567,6124
10249,2	9339,72	12709,008	3369,288
727,02	662,48	901,5048	239,0248
586,8	533,28	727,632	194,352
188,8	171,96	234,112	62,152

Donc le volume total excédentaire : **$V_r=6196.21m^3$**

Tableau VII.8- Le volume Total des travaux pour le réseau de distribution

Diamètre (mm)	longueur de la conduite	Volume de la couche végétale (m ³)	Volume de déblai (m ³)	Volume de sable (m ³)	Volume du remblai (m ³)	Volume excédentaire (m ³)
315	216	28.3	399,6	28,3	354,48	141,024
250	648	81	1088,64	81	975,85	374,0636
200	291	34.92	104,76	34,92	60,71	69,1924
160	378	43.84	551,88	43,84	504,83	179,5012
110	3593	395.23	4742,76	395,23	4313,41	1567,612
90	7884	859.35	10249,2	859,35	9339,72	3369,288
75	577	62	727,02	62	662,48	239,0248
63	489	52	586,8	52	533,28	194,352
40	160	16.64	188,8	16,64	171,96	62,152
TOTAL	14236	3290,17	18639,46	1573,28	16916,72	6196.21

Tableau VII.9- prix Total estimative de projet d'AEP d'Ain Soltane

N° de ARTICL	Désignation	Unité	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Prix Total (DA)
	F/P Robinet vanne en fonte PN 10 bars				
A-1	DN 315 mm.	U	5	60000	300000
	DN 250 mm.	U	4	48000	192000
	DN 200 mm.	U	4	44000	176000
	DN 160 mm.	U	4	40000	160000
	DN 110 mm.	U	34	36000	1224000
	DN 90 mm.	U	32	34000	1088000
A-2	regards de vannes de dimensions (1.00 x 1,00 x Hvariable) en béton armé avec tampon en fonte de dimension	U	42	42000	1764000
A-3	Déblai en terrain ordinaire y compris toutes sujétions de bonne exécution.	M3	18639,46	400	7455784
A-4	Remblai mécanique y compris toutes sujétions de bonne exécution	M3	16916,72	400	6766688
A-5	Lit de sable ép.=10cm en dessus et au dessous, enrobage de la conduite y compris toutes sujétions de bonne exécution	M3	1573,28	1400	2202592
	Conduites				
A-6	315mm	ML	216	5241,0267	1132062,48
	250mm	ML	648	3381,7797	2191393,44
	200mm	ML	291	2140,9011	622740
	160mm	ML	378	1409,4405	532768
	110mm	ML	3593	675,4176	2426784,06
	90mm	ML	7884	453,375	3574447,92
	75mm	ML	577	386,8956	222773,93
	63mm	ML	489	273,6513	133814,85
	40mm	ML	160	113,2443	18118,4
	Fourniture, transport et pose de Tés électrosoudable ou bout à bout en P.E PN 10 bars				
A-7	DN 160/160 mm.	U	4	6000	24000
	DN 125/125 mm.	U	2	5000	10000
	DN 110/110mm.	U	4	4800	19200
	DN 90/90mm.	U	4	3500	14000
	Prix estimative de projet				32251167,08

VII.6 -Planification des travaux

Les principales opérations à exécuter sont :

- A. Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de la végétation.
- B. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- C. Aménagement du lit de pose.
- D. La mise en place des canalisations en tranchée.
- E. Assemblage des tuyaux.
- F. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- G. Remblai des tranchées.
- H. Travaux de finition.

Tableau VII.10-détermination de chemin critique

OPERATION	TR	DP	DFP	DPP	DFPP	MT
A	15	0	15	0	15	0
B	75	15	90	15	90	0
C	25	90	115	90	115	0
D	25	90	115	90	115	0
E	20	90	110	95	115	5
F	20	115	135	115	135	0
G	30	135	165	135	165	0
H	20	165	185	165	185	0

Avec : TR: temps de réalisation.

DP : date de commencement au plutôt.

DFP : date de finissement au plutôt.

DPP: date de commencement au plu tard

DFPP : date de finissement au plu tard

MT : marge totale.

Le chemin critique

A-B-C-F-G-H $\sum TR = 185$ jours

A-B-C-D-G-H

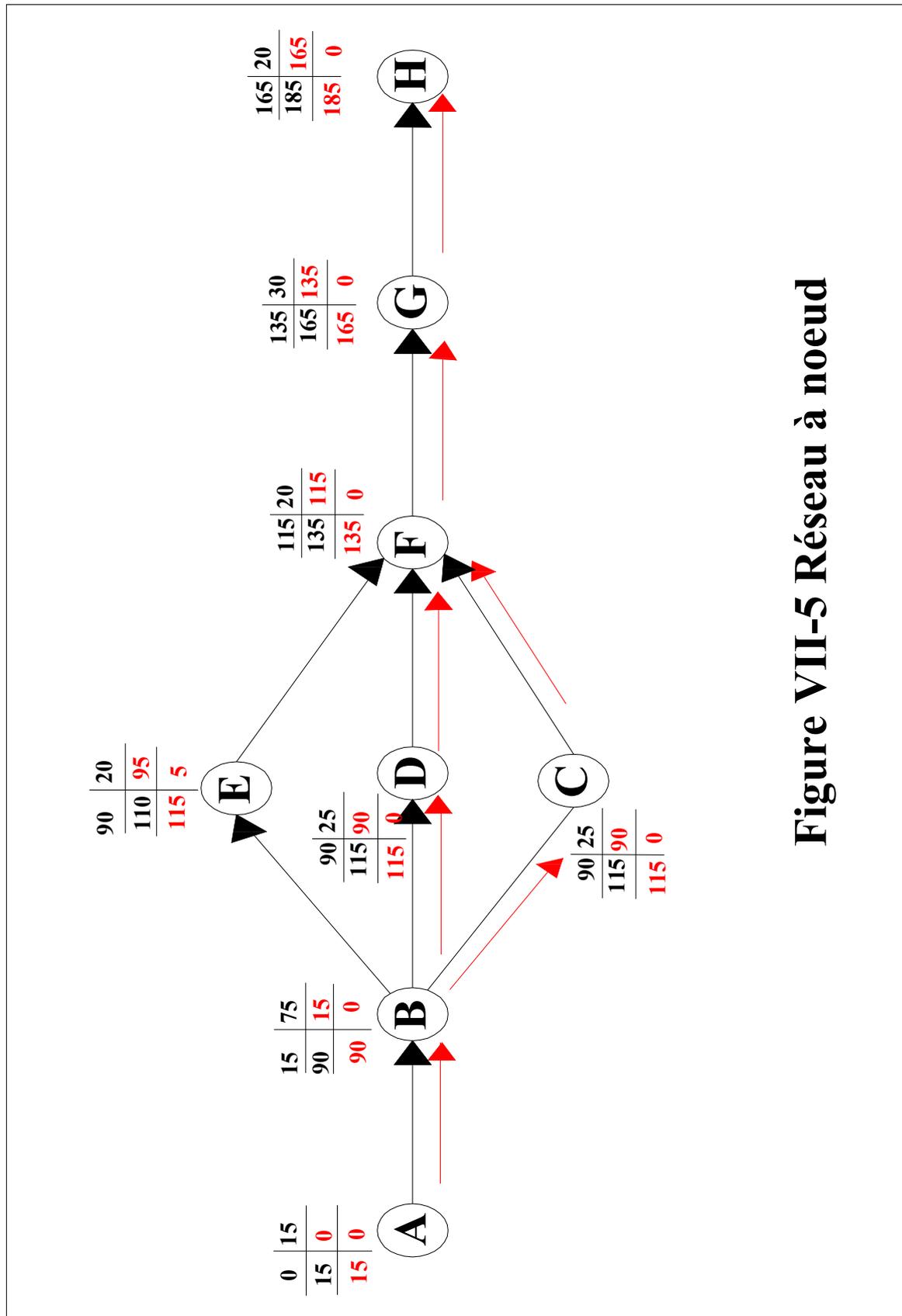


Figure VII-5 Réseau à noeud

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de consolider les connaissances acquises dans les cours de l'organisation des chantiers, surtout ce qui concerne le choix des engins nécessaires pour les divers travaux à entreprendre.

En premier lieu, nous avons fait une étude estimatif des volumes de travaux (terrassements et pose des conduites), après en fait une approximation global de l'ensemble des travaux envisagés (volumes des travaux), enfin le choix des engins les plus appropriés pour le bon déroulement des différentes étapes du projet.

Sur le terrain l'ingénieur doit trouver une stratégie pour le bon déroulement des diverses opérations c'est la planification.

Introduction :

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

Dans notre projet, nous avons procédé à l'étude d'un réseau de distribution. Cependant pour compléter cette dernière, nous ne devons pas négliger les accessoires à utiliser sur nos conduites.

VIII.1. Pose de canalisation :**VIII.1.1. Principe de pose de canalisations**

Le levage et la manutention de tuyaux, les travaux dans les tranchées, sont des opérations dangereuses. Grâce aux instructions suivantes, la qualité des tuyaux et raccords ne sera pas détériorée lors de la pose et l'emboîtement et la procédure d'emboîtement ne sera pas compromise. Il est essentiel que ces opérations soient réalisées par un professionnel maîtrisant les procédures.

Les tuyaux doivent être manipulés avec soin, selon les recommandations du fabricant. Ils doivent être placés dans la tranchée avec un plan adapté à leur poids. Une grue mobile ou un ensemble bien conçu de chèvres à haubans peut être utilisé. Le positionnement des élingues doit être vérifié lorsque le tuyau se trouve juste au-dessus de la tranchée pour garantir un bon équilibre.

Toutes les personnes doivent libérer la section de tranchée dans laquelle le tuyau est posé.

Tous les débris liés à la pose doivent être retirés de l'intérieur du tuyau avant ou juste après la réalisation d'un emboîtement. Ceci peut être effectué en faisant passer un goupillon le long du tuyau ou à la main, selon le diamètre. En dehors des opérations de pose, un bouchon temporaire doit être solidement appliqué sur l'extrémité ouverte de la canalisation. Cela peut faire flotter les tuyaux en cas d'inondation de la tranchée, auquel cas les tuyaux doivent être maintenus au sol par un remplissage partiel de la tranchée ou par étayage temporaire. Dans le cas où les tuyaux sont livrés avec des bouchons aux extrémités, ces derniers devront être récupérés par le maître d'œuvre pour recyclage après pose. [7]

Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tout les 200 à 400 m.

Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dure d'environ 10 m, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

VIII.1.2. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

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

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 min environ, la diminution de la pression ne doit pas excéder 0,2 Bars. [7]

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempts de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins (figure VIII.1.a).



Figure VIII.1.a: Pose de conduite dans un terrain ordinaire.

VIII.1.3 : Pose de canalisation dans un mauvais terrain

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

a) Cas d'un terrain peu consistant :

Pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol. Dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol (figure VIII.1.b). [7]

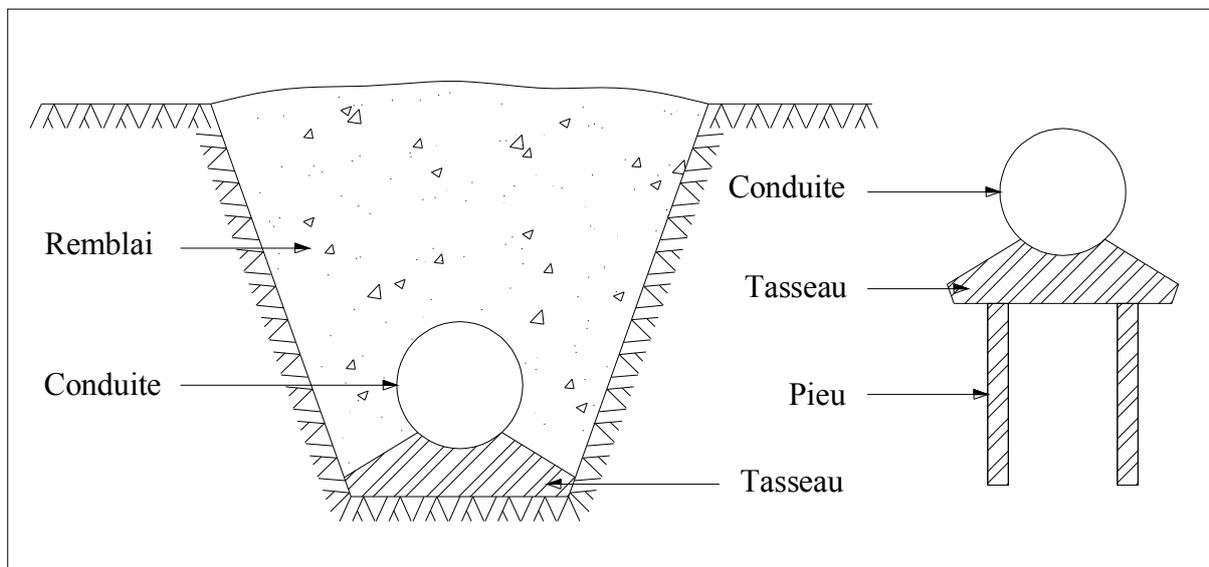


Figure VIII.1.b: Pose de conduites dans un terrain peu consistant.

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit une pose de canalisation sur les tasseaux et ceci dans les terrains de nature argileuse

b) Cas d'un terrain agressif

La protection des conduites enterrées en fonte, contre les phénomènes de corrosion, est à réaliser par une manche en film de polyéthylène (figure VIII.1.c) lorsque le terrain présente une résistivité inférieure à $1500 \Omega \cdot \text{cm}$ ou lorsqu'il y a présence de sulfures, de sulfates ou de chlorures.

La manche en polyéthylène d'une certaine ampleur drapé la canalisation et doit la plaquer au maximum. La totalité du pli, dont l'extrémité est toujours dirigée vers le

bas, se situe dans la partie supérieure de la canalisation. La manche est maintenue par des bandes adhésives ou des colliers souples à agrafage automatique à raison de 4 par tuyau. Les manches successives sont posées avec un recouvrement minimal de 0,30 m (figure VIII.1.c).



Figure VIII.1.c: Pose de conduites dans un terrain agressif.

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit une manche en polyéthylène sur des longueurs de part où la résistivité du sol est inférieure à 1500 Ω .cm.

VIII.1.4. Pose de canalisation en galerie :

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

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

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés de par et d'autre de la route (figure VIII.1.d). [7]

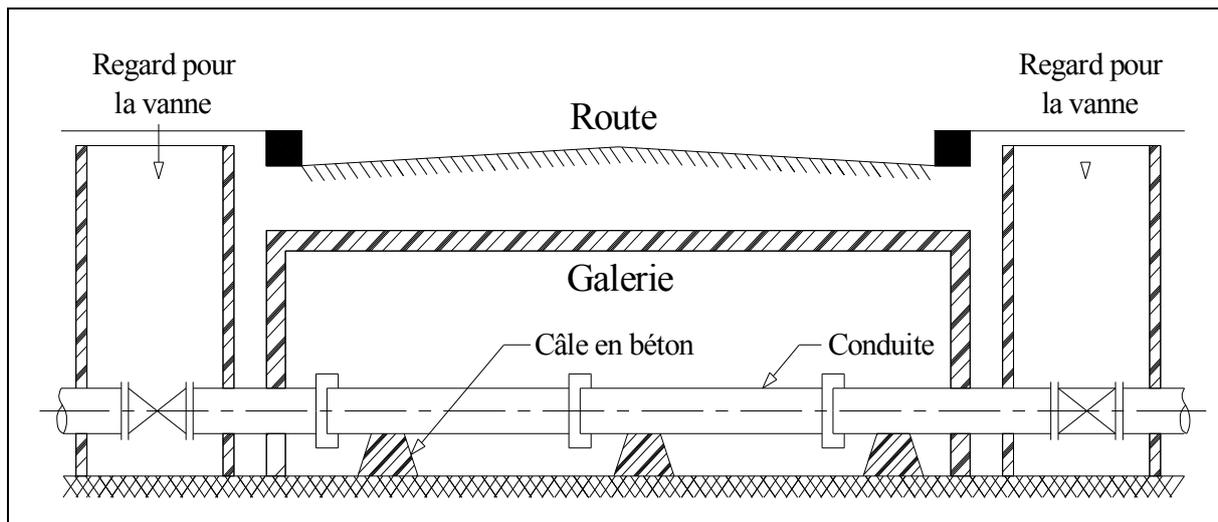


Figure VIII.1.d : Pose de canalisation en galerie

VIII.1.5. Traversée d'une rivière :

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

Dans le cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs (Dus à la navigation par exemple). [14]

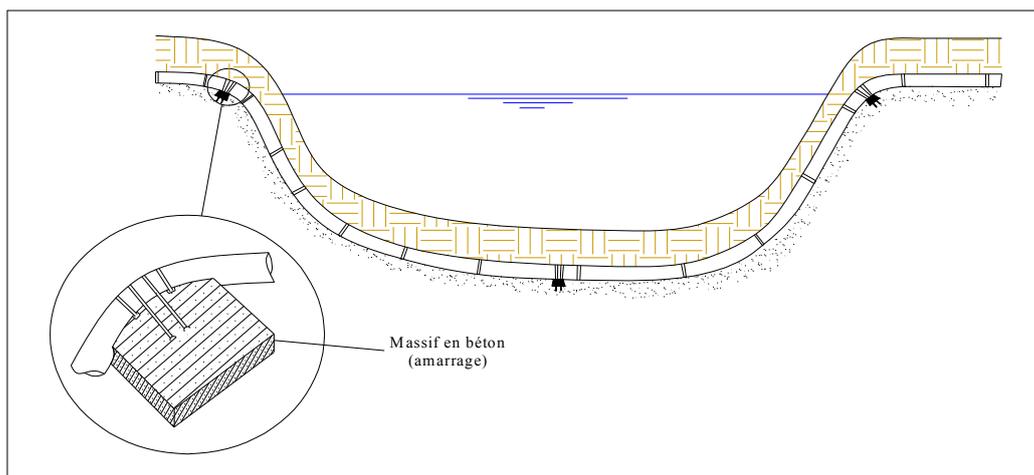


Figure VIII.1.e: traversée d'une rivière

VIII.1.6. Assemblage par emboîtement :

Avant l'assemblage, l'extérieur du bout uni et l'intérieur de l'emboîtement des deux éléments à raccorder devront être soigneusement nettoyés. Lorsque les distances

d'insertion minimale et maximale ne sont pas précisées sur le tuyau, elles doivent être prises dans le tableau VIII.2. [7]

La mise en place des joints d'étanchéité sera facilitée par l'application préalable d'une mince couche de lubrifiant sur l'embase du renflement à l'intérieur de l'emboîture et selon les conseils du tableau VIII.1.

Tableau VIII.1: Nombre de tuyaux par kilogramme de pâte lubrifiante

DN	80/100/12	150/20	25	300/35	400/450	500	600	700
	5	0	0	0				
Nbre de tuyaux par kg de pâte lubrifiant	59	40	30	24	20	17	13	9

Il est important de ne pas appliquer de lubrifiant sur la surface d'encrage du joint.

Tableau VIII.2: Profondeur d'insertion des tuyaux et des raccords

DN	Profondeur d'insertion des tuyaux		Déviation maximale de l'emboîtement (°)	Profondeur d'insertion des raccords	
	Max. (mm)	Min. (mm)		Max. (mm)	Min. (mm)
80	80	53	5	73	49
100	80	53	5	74	50
125	80	53	5	74	50
150	80	53	5	74	51
200	87	60	4	81	58
250	94	66	4	89	61
300	101	68	4	97	66
350	98	68	3	96	68
400	109	75	3	106	74
450	103	76	3	102	75
500	113	81	3	112	82
600	121	83	3	120	87
700	140	94	2	140	94
800	145	89	2	145	89
900	155	89	1°30'	155	89
1000	155	89	1°30'	155	89

Le joint d'étanchéité en caoutchouc doit être inspecté pour vérifier qu'il n'est ni déformé ni endommagé. Il doit être nettoyé, fléchi puis placé au fond de l'emboîture, contre le renflement. Il faut vérifier que la rainure sur le joint est bien située sur le bourrelet de maintien dans l'emboîture, et que le talon du joint est solidement niché dans son embase. Il faut également s'assurer que le joint circulaire épouse de manière uniforme la totalité de la circonférence et qu'il est lisse de tout renflement qui pourrait empêcher l'entrée du bout uni.

Sur les tuyaux de grands diamètres, cette opération peut être réalisée en formant deux ou trois boucles dans le joint, puis en plaquant ces boucles l'une après l'autre contre l'emboîture du tuyau.

Une mince couche de lubrifiant est appliquée sur la face intérieure du joint circulaire, aux endroits où il viendra en contact avec le bout uni, lequel peut recevoir le même traitement sur une distance de 75 mm depuis son extrémité. Le bout uni à emboîter doit être aligné et poussé avec précaution dans l'emboîture, jusqu'à ce qu'il vienne en contact avec le joint d'étanchéité. L'assemblage final est réalisé partir de cette position.

L'emboîtement est ensuite effectué en forçant le bout mâle à traverser le joint circulaire du tuyau récepteur, comprimant ainsi le joint, jusqu'à ce que la surface d'emboîture soit positionnée entre les distances d'insertion minimale et maximale (voir tableau VIII.2)

VIII.2. Accessoires

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- ✓ Assurer un bon écoulement ;
- ✓ Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- ✓ Protéger les canalisations ;
- ✓ Changer la direction ;
- ✓ Raccorder deux conduites ;
- ✓ Changer le diamètre ;
- ✓ Soutirer les débits.

VIII.2.1. Robinets vannes :Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvres lentes pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue pour une rotation de 90° de la partie tronconique.

On distingue les robinets vannes à coin (à opercule) et les robinets vannes papillon :

a) Robinet vanne à coin (à opercule) [7]

Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin.

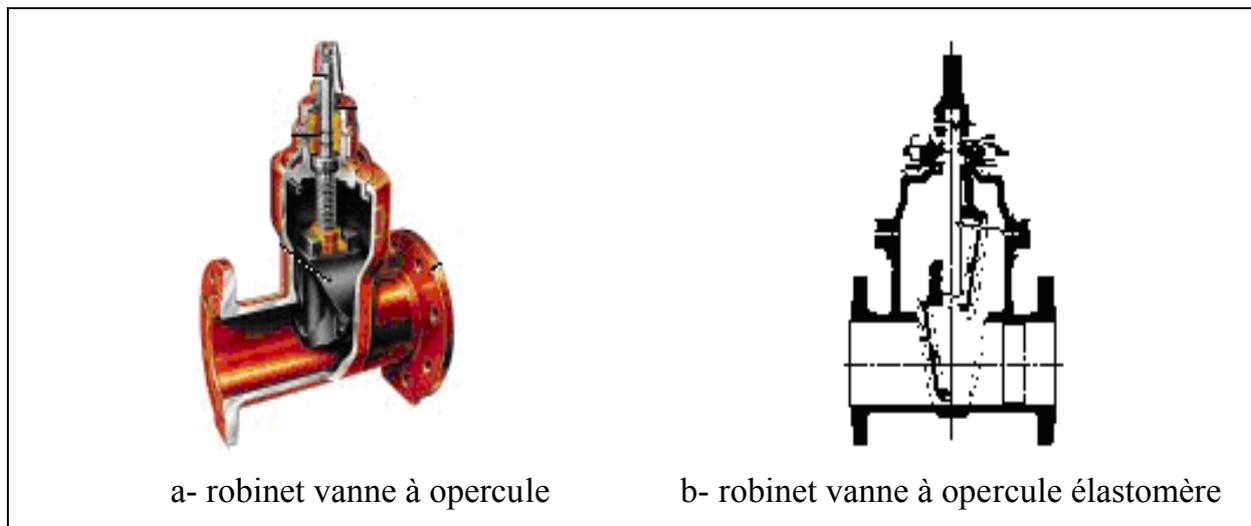


Figure VIII-2.a: Robinets vanne à opercule (D'après document Pont-à-Mousson)

b) Vannes papillons

Les vannes papillon peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manœuvre est faible. Elle occasionne une faible perte de charge. [7]

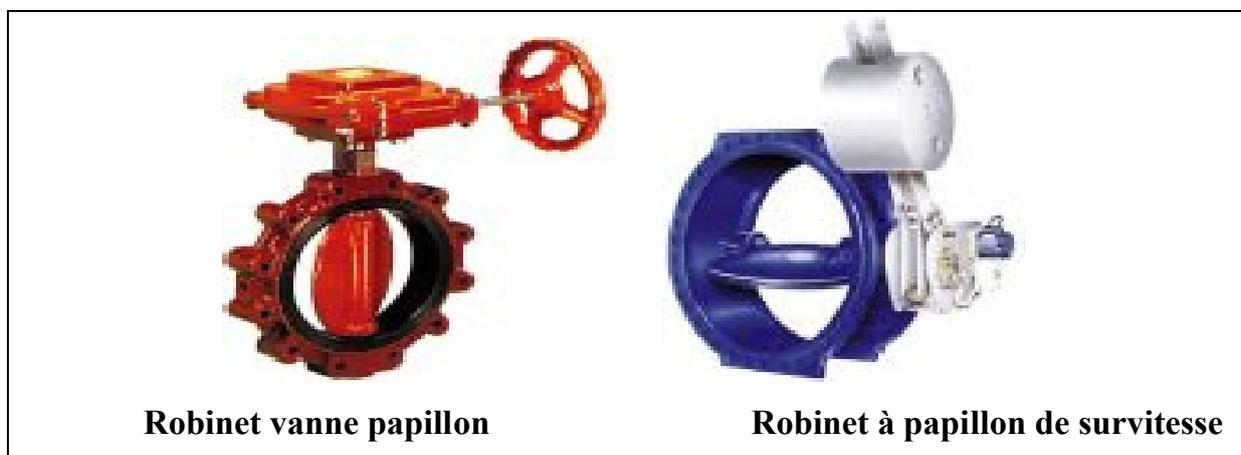


Figure VIII-2.b : Robinets vanne papillon (D'après document Pont-à-Mousson)

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit l'installation:

- Des robinets vanne à opercule à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivées et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe et au maximum chaque 400m de la conduite gravitaire et de refoulement.
- Des robinets vanne papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.

VIII.2.2. Clapets anti retour

Le clapet anti retour est, en apparence, un appareil simple. Schématiquement, il fonctionne comme une porte. C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

Dans la réalité, le clapet doit s'adapter à de nombreux fluides, à des installations très variées présentant à chaque fois des contraintes mécaniques, hydrauliques, physiques ou chimiques différentes. [7]

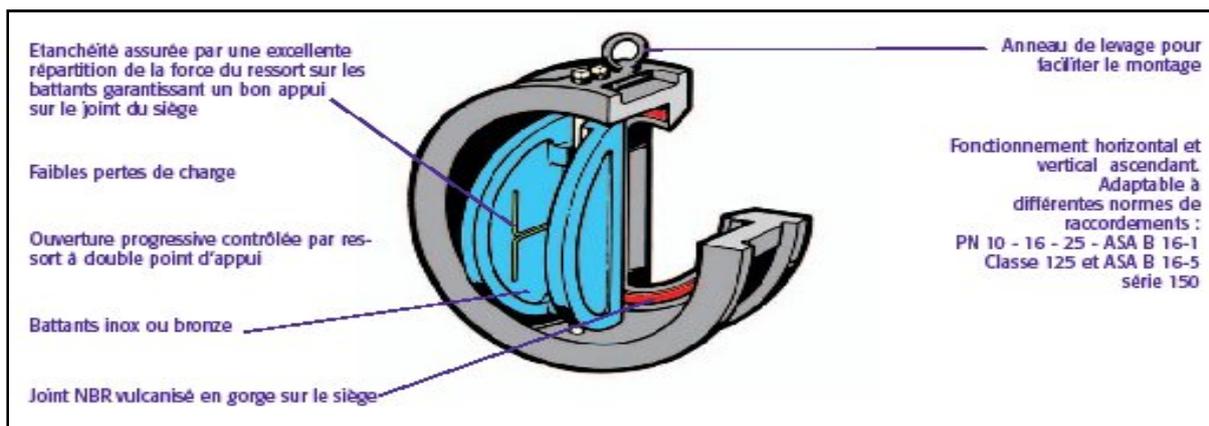


Figure VIII-3.a : Clapet à double battant (D'après document Danfoss Socla)

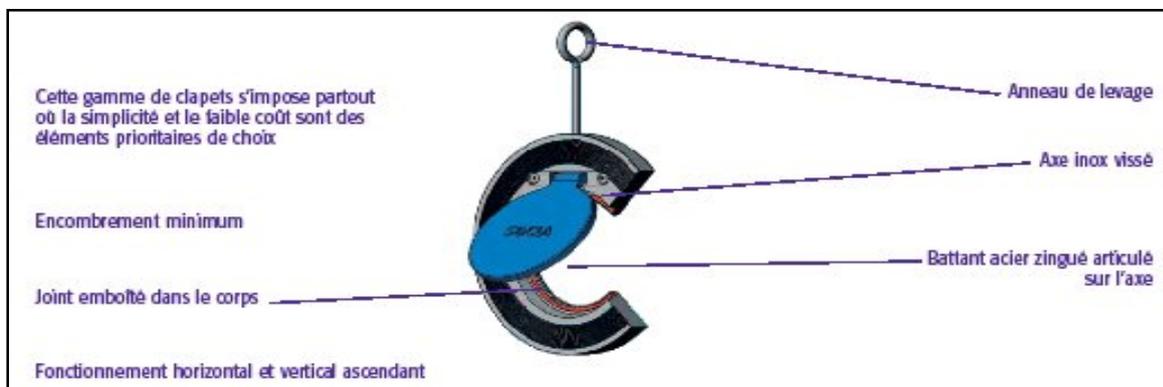


Figure VIII-3.b : Clapet à simple battant (D'après document Danfoss Socla)

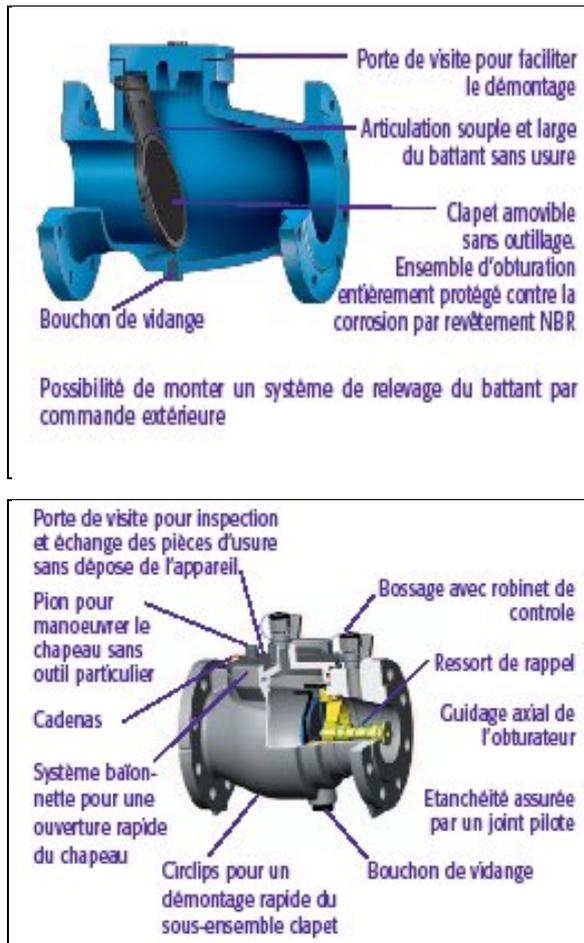


Figure VIII-3.c : Clapet à simple battant (à brides) (D'après document Danfoss Socla)

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit l'installation d'un clapet anti retour à la sortie de chaque pompe.

VIII.2.3. Ventouses

Une accumulation d'air peut se faire aux points hauts d'une conduite. La poche d'air provoque des perturbations qu'il s'agit d'éviter : diminution de la section, arrêt complet des débits diminution de la pression, coups de bélier.

L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique

Une ventouse manuelle est un simple robinet que l'on manœuvre périodiquement.

Les ventouses automatiques sont des pièces évacuant l'air dès qu'il se forme une poche notable (figure VIII.4).

Toutes ces ventouses sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement. [7]

Ces ventouses automatiques, en dehors de la suppression des poches d'air en fonctionnement normal, permettent également l'évacuation de l'air lors de la mise en eau de la canalisation et, réciproquement, l'admission de l'air lors de la vidange provoquée de la canalisation, ce qui permet d'éviter la mise en dépression de cette dernière.

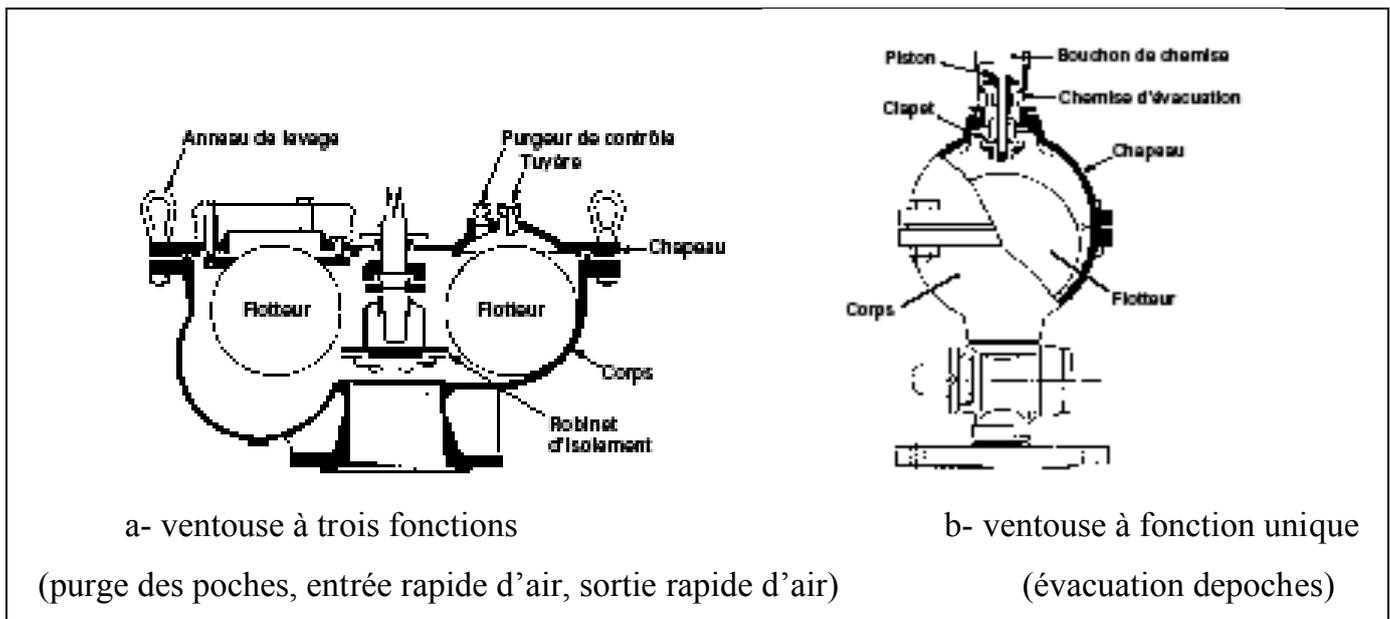


Figure VIII.4 : Ventouse (D'après document Pont-à-Mousson)

Remarque :

Dans notre projet, on opte pour les ventouses à trois fonctions

VIII.2.4. Vannes de décharge

C'est un robinet disposé au point bas du tracé en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans un fossé ou en plein air (cas d'une conduite compagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible. [7]

VIII.2.5. Moyens anti-bélier

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

a) Cheminée d'équilibre : elle protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, elle ne peut l'établir économiquement que si la hauteur géométrique est faible. A cause de son encombrement, elle est déconseillée en AEP.

b) Volant d'inertie : couplé au moteur, il constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et cela protège les installations contre les dépressions.

c) Soupape de décharge : Elle ne lutte que contre les surpressions, elle est munie d'un ressort qui avec le temps devient raide et n'accomplit pas son rôle. La protection des installations contre les surpressions est accompagnée de perte d'eau par éjection en cas de gonflement.

d) Réservoirs d'air : il protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, il est le meilleur remède contre le coup de bélier (figure VIII.5).

[7]

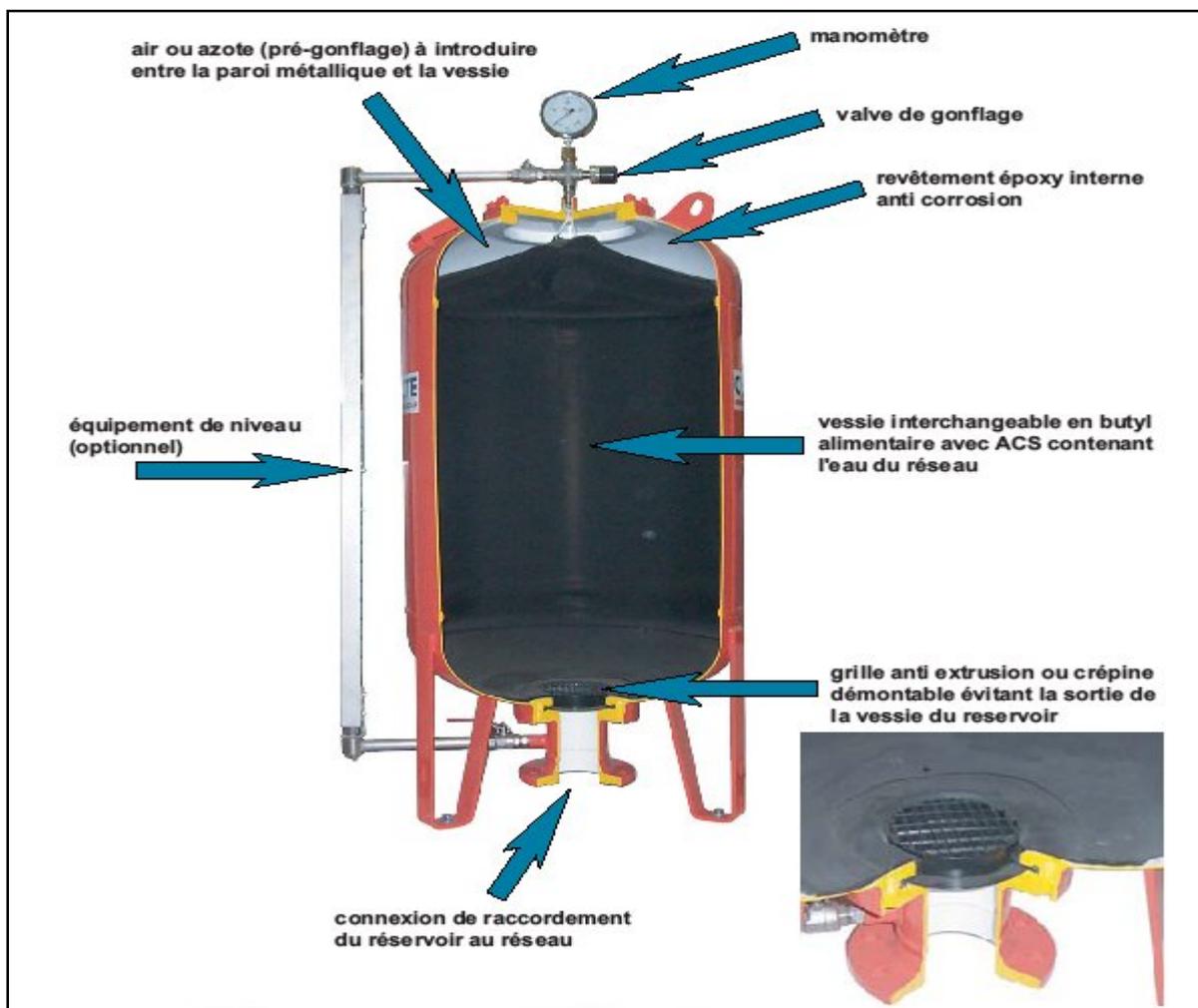


Figure VIII.5 : Réservoir anti bélier à vessie butyle (d'après document CHARLATTE)

Remarque :

Dans notre projet, les réservoirs d'air s'imposent comme moyen anti bélier grâce à leurs avantages et feront l'objet de la deuxième partie du chapitre VIII.

VIII.2.6. By-pass

Le by pass est utilisé pour :

- ✓ Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ;
- ✓ Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- ✓ Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

Dans notre cas, les by pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de chambre de vannes pour remplir le troisième rôle. [4]

VIII.2.7. Poteaux d'incendie

Les poteaux d'incendie sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés. Les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65mm de diamètre auxquelles on ajoute une prise frontale de 100 mm si le débit d'incendie dépasse 500 l/min ou si la pression de l'eau est faible.

Dans notre cas, on prévoit l'installation de deux poteaux d'incendie au niveau de chaque station de pompage. [7]

VIII.2.8. Crépines

La crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets.

Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0,5 m du fond du puisard. [7]

Remarque :

Dans notre cas, les crépines seront installées sur la conduite de départ (collecteur d'aspiration) à l'intérieur des réservoirs.

VIII.2.9. Déversoirs de trop plein

Dans certains cas lorsque le débit d'apport est important, on a intérêt à transformer l'extrémité supérieur de la conduite de trop plein en forme d'entonnoir dimensionné.

VIII.2.10. Joints de raccordement

Les longueurs de tuyaux sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une auto-butée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser. Les joints les plus couramment utilisés sont (figure VIII.6.a) :

- ✓ le joint express (verrouillé ou non) ;
- ✓ le joint standard (verrouillé ou non) ;
- ✓ les joints automatiques verrouillés ;
- ✓ le joint à brides (fixe ou orientable).

Les joints modernes sont verrouillés grâce à des bagues de joint en élastomère comportant des inserts métalliques. De même, le joint proprement dit, qui se place entre les brides, est actuellement en élastomère garni d'inserts métalliques pour éviter le fluage à la compression lors du serrage. [7]

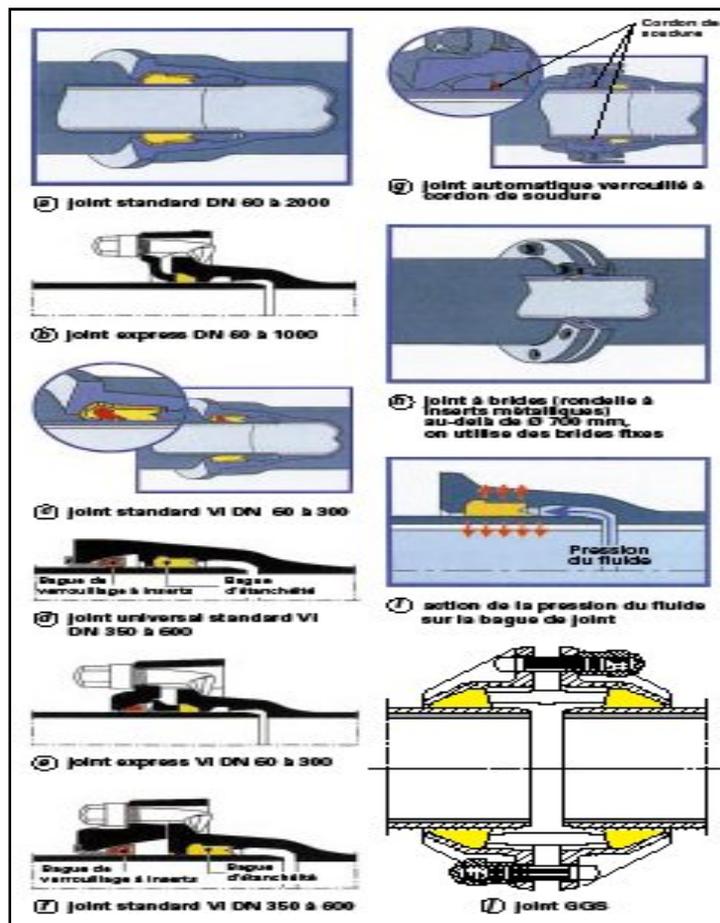


Figure VIII-6.a: joints pour canalisations en fonte

Selon les diamètres et les types de joints, une certaine déviation est admise à la pose variant de 1 à 5° (figure VIII-6.b).



Figure VIII-6.b : Déviation angulaire

VIII.2.11. Organes de mesure

a) Mesure de débit

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme ;
- Le venturi ;
- La tuyère.

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression (figure VIII.7). La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle. [7]

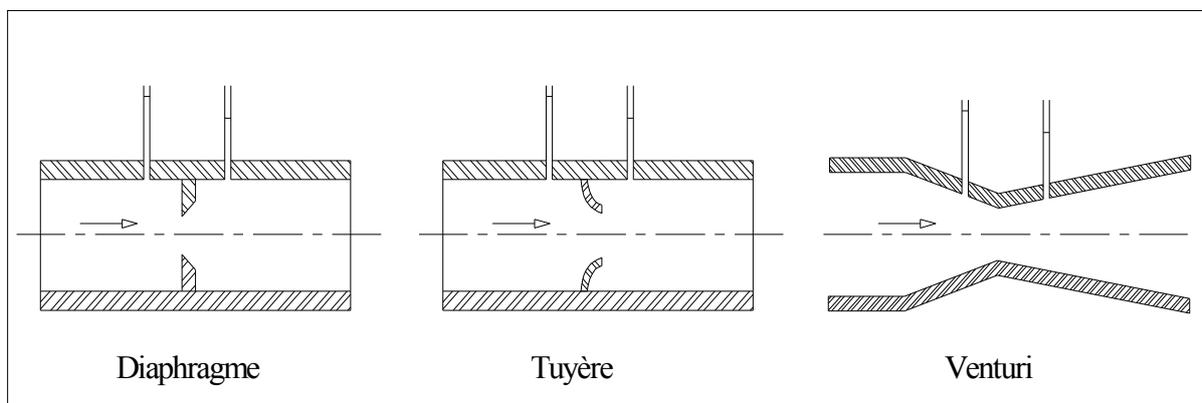


Figure VIII.7 : Débitmètres déprimogènes

b) Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

➤ *manomètres à aiguilles*

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations (figure VIII.8).

➤ *manomètres à soufflet*

Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au sur chauffage.



Figure VII.8 : Manomètre (d'après document BAMO)

Remarque :

Dans notre cas, où l'installation est immergée, on prévoit un manomètre à la sortie de la pompe.

VII.3. Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- ✓ La déviation d'une partie d'écoulement ;
- ✓ L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage ;
- ✓ Le changement de diamètre de la conduite ;
- ✓ Le montage et le démontage des accessoires ;
- ✓ Le changement de direction de la conduite. [7]

VII.3.1. Coudes

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillé et ramifié, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle α de : $\frac{1}{4}$ (90°), $\frac{1}{8}$ (45°), $\frac{1}{16}$ ($22^\circ 30'$), $\frac{1}{32}$ ($11^\circ 15'$).

VII.3.2. Cônes

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :

- ✓ Les cônes à deux emboîtements ;
- ✓ Les cônes à deux brides ;
- ✓ Les cônes à emboîtement et bride.

VII.3.3. Tés

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides.

VII.3.4. Joints de démontage

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.

Conclusion

Après avoir étudié soigneusement la zone d'étude, et vu la nature du terrain ordinaire, nous optons pour une pose de canalisation classique (voir figure V.1.a), étant donné que nous avons un réseau des diamètres variables et petite, la largeur et la profondeur de la tranchée seront variables le long du tracé.

Afin d'assurer un bon fonctionnement du réseau, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes. D'après les profils effectués pour chaque tronçon d'adduction, les accessoires à utilisés seront :

- ✓ Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites;
- ✓ Les vannes de décharge pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites;
- ✓ Les robinets vannes pour isoler le tronçon à entretenir;
- ✓ Les vannes papillons à la sortie des réservoirs pour interrompre l'écoulement dans le cas ou les conduites éclatent.
- ✓ Les clapets anti-retour ;
- ✓ Les manchons pour le montage et le démontage des différents accessoires.

Introduction

La gestion d'un système d'alimentation en eau potable nécessite d'accomplir avec rigueur un ensemble de tâches et de mettre l'accent sur les procédés à respecter afin d'assurer le bon fonctionnement du réseau d'alimentation en eau potable et de garantir l'ensemble des besoins, en tenant compte de tous les usagers, dans les bonnes conditions de quantité, de pression et de qualité.

Donc gérer c'est d'effectuer des opérations qui permettent de conserver le potentiel du matériel et d'assurer la continuité et la qualité de la production telle que la maintenance, l'entretien et la bonne exploitation des ouvrages et des équipements, bien gérer c'est rassuré cette opération au coût global minimum.

IX.1-But de la gestion :

La gestion des réseaux d'alimentation en eau potable à pour objet d'assurer :

- La pérennité des ouvrages par des options de conservation.
- L'entretien courant des réseaux et des ouvrages mécaniques par des interventions de nettoyage, de dépannage et de maintenance.
- L'exploitation par la régulation des débits et la synchronisation, relevage, traitement, stockage et distribution. [10]

IX.2-Gestion et exploitation des ouvrages de stockage :

Les réservoirs sont des ouvrages de stockage dont la durée de vie est généralement longue (50 ans au minimum).

Les problèmes d'exploitation ou d'entretien qui concernent les réservoirs trouvent le plus souvent leur origine dans les insuffisances au niveau de la construction et d'équipements. [10]

IX.2.1- Equipements du réservoir

Le tableau N° VIII.1 dans la page suivante fournit une liste des équipements susceptibles d'être installés dans un réservoir :

Tableau IX.1: Equipements du réservoir

Fonction	Equipements
Hydraulique	<ul style="list-style-type: none"> - Clapet - Equipements de trop plein - Vidange - Siphon pour réserve incendie - Canalisation de liaison - Compteur - Clapet à rentrée d'air - Purgeur d'air
Exploitation	<ul style="list-style-type: none"> - Niveau - Poste de livraison électrique - Débit - Télécommande - Equipements de télétransmission
Nettoyage	<ul style="list-style-type: none"> - Trappes de visite pour les personnels et le matériel - Equipements spéciaux pour le nettoyage - Pompe d'alimentation en eau
Entretien	<ul style="list-style-type: none"> - Appareils de manutention - Joints de montage - Eclairage

IX.2.2 .Aspects liés à l'exploitation des réservoirs :

Les réservoirs sont des ouvrages qui nécessitent des interventions régulières (opérations courante de surveillance, entretien et nettoyage) où occasionnelle (réparation).

Ils doivent être conçus pour permettre ces interventions avec le maximum de facilité et de sécurité.

Parmi les opérations de contrôle et d'inspection sur les ouvrages de stockage on cite : [10]

IX.2.2.1. Contrôle hebdomadaire :

- État de propreté, porte, fenêtre et accès, étanchéité de la fermeture.
- Aération, obstruction et détérioration des grilles de protection.
- Turbidité de l'eau.

IX.2.2.2. Contrôle semestriel :

- État de l'ouvrage, fissuration.
- Trop plein et vidange, fonctionnement des clapets, nettoyage et écoulement d'eau dans la conduite de drainage.
- Contrôle de l'appareillage de mesure.

IX.2.2.3. Nettoyage :

Les opérations de nettoyage et de désinfection des réservoirs comportent des diverses phases, comme le décapage des dépôts et rinçage des parois des poteaux et du radier avec un jet sous pression, on prend soin de ne pas détériorer les revêtements éventuels.

IX.3 .Gestion et exploitation des réseaux :

Afin d'assurer une bonne gestion du réseau de distribution, il faut que ce dernier soit bien conçu en respectant les diverses normes et les conditions de pose des conduites, et d'équiper le réseau de différentes organes et accessoires en adaptant les matériaux aux appropriés qui facilitera sa gestion et son entretien.

IX.3.1. Prévention, contrôle et surveillance de la qualité d'eau :

Le maintien de la qualité de l'eau pendant sa distribution nécessite un suivie de contrôle et de prévention ; il est indispensable de procéder à des analyses périodiques sur la majorité du réseau pour obtenir une cartographie de la qualité sur les paramètres tels que : le chlore, la bactériologie, la turbidité.

IX.3.2. La surveillance et l'entretien courant :

La garantie d'une maintenance contenue comporte les activités d'inspection, d'entretiens et de remise en état, est l'une des tâches les plus importantes dans le cadre de la gestion d'un réseau.

Pour l'exploitation, la première tâche est de suivre le fonctionnement des adductions et de réseau ; cette surveillance systématique s'appuiera sur les observations faites lors de l'entretien courant des ouvrages et sur l'interprétation des opérations faites à l'occasion des travaux de réparations.

IX.3.3. Les actions de réduction des pertes d'eau :

Elles portent généralement en priorité sur la recherche de fuite du réseau et sur le comptage.

IX.3.3.1. La recherche systématique des fuites :

La fuite engendre des vibrations acoustiques, ces dernières ont une fréquence audible variable de 100 à 3500 Hz, et se propagent avec une atténuation plus ou moins rapide le long de la conduite et dans le sol.

Les méthodes employées depuis très longtemps pour rechercher des fuites consistent à écouter et analyser les bruits captés au niveau de la conduite ou du sol.

a) Les amplificateurs mécaniques :

Ils sont composés d'une tige métallique servant de capteur d'une membrane vibrante et d'une cloche métallique formant caisse de résonance reliée à une paire d'écouteurs, ces écouteurs isolant partiellement des bruits transmis par l'air.

b) Les amplificateurs électriques :

ces appareils sont identiques aux précédents dans leur principe, mais le capteur est constitué d'un microphone. Ce sont les appareils les plus utilisés actuellement.

IX.3.3.2. Le comptage :

Pour l'exploitation rationnelle d'un système d'AEP, il est impératif de connaître avec précision les volumes d'eau en différents point des installations (au prélèvement, de traitement et de distribution...).

Le choix du compteur est basé sur les critères suivants : le débit, le diamètre, la précision, la fiabilité et la pression de service. [10]

IX.3.4. Rendement du réseau :

Le rendement du réseau de distribution d'eau potable mesure l'écart entre le volume entrant dans le réseau et les volumes consommés ou facturé.

Donc c'est un élément important pour le gestionnaire de service et il doit lui porter une attention constante.

IX.3.5 La lutte contre le vieillissement des conduites :

Le vieillissement d'une conduite correspond à sa dégradation dans le temps, celui-ci est due, soit au mauvais fonctionnement hydraulique du réseau (chute de pression, chute de rendement du réseau et coupure), soit à d'autres dommages (dégradation de la qualité de l'eau, déstabilisation et inondation des lits de pose).

IX. 4. Rendement d'un réseau**IX. 4.1. Définitions**

Il n'y a pas de terminologie officielle. Nous nous appuierons donc sur un vocabulaire logique. Pour mesurer l'étanchéité d'un réseau, on compare le volume introduit dans le réseau à la sortie des usines de production (désinfection seule ou avec pompage, traitement plus ou moins complet) ou des livraisons en gros des services extérieurs, au volume utilisé de façon connue – et généralement mesuré – pendant la même période. La différence représente les pertes en distribution, et on utilise différents ratios généralement appelés et définis comme suit.

Rendement du réseau :

$$R = \frac{\sum \dot{e}}{\Sigma} * 100$$

IX.4.2. Détermination du rendement

IX. 4.2.1. Comptage à l'amont

Plus les débits sont élevés et plus les ouvrages d'admission sont de grande dimension, plus les erreurs peuvent être importantes, en valeur absolue bien sûr, mais également en pourcentage. Lorsque l'on quitte le domaine de la métrologie par comptage, c'est-à-dire au delà des plus gros compteurs, on entre dans le domaine du débitmètre élevé.

On fait alors appel aux organes d'éprimogènes, aux débitmètres à ultrasons ou électromagnétiques. Ces appareils ont à présent une grande précision (erreur inférieure à $\pm 5\%$) et une bonne fiabilité ; ils nécessitent toutefois plus de vérifications et de réétalonnages que les compteurs classiques.

IX.4.2.2 .Comptage à l'aval

Les volumes livrés aux clients munis de compteurs sont les volumes comptabilisés, c'est-à-dire le total des volumes relevés au compteur, des volumes évalués lorsque le compteur est trouvé bloqué ou est déposé.

Mais les volumes comptabilisés doivent être corrigés des défauts de comptage : défaut de précision, erreur de lecture, oubli de relevés. L'importance de la correction à apporter dépend du type et de l'état des compteurs, etc., ainsi que de l'attention des releveurs (elle peut atteindre de 5 à 10 % si le parc est mal entretenu), 3 à 5 % de sous-évaluation moyenne n'ont rien de critiquable.

IX.4.2.3. Volumes gaspillés

On classe parmi les volumes gaspillés ceux qui résultent de défauts d'exploitation et essentiellement les passages au trop-plein des réservoirs et les purges laissées ouvertes ou mal fermées. Parmi les volumes détournés, il faut mettre surtout les branchements clandestins ou les puisages sans autorisation sur les bouches de lavage ou d'incendie.

IX.4.2.4. Fuites

C'est seulement lorsque l'on a évalué l'ensemble des utilisations (maîtrisées ou clandestines) qu'on peut, par différence avec les volumes mis en distribution, calculer les pertes dues à l'état du réseau, etc., c'est-à-dire les fuites. Les fuites sont de différents types et peuvent affecter les différents éléments du réseau de distribution :

— **les réservoirs** : mauvaise étanchéité de la maçonnerie (mais en général ça se voit et ça se répare) ; mauvaise étanchéité des vidanges ;

— **la robinetterie** : essentiellement les presse-étoupes de vannes ou les raccordements des branchements ;

— surtout **les canalisations** : il s'agit soit des ruptures franches, les plus faciles à détecter car elles se manifestent extérieurement, soit des fentes, soit de la corrosion, soit, plus sournoises, des fuites aux joints. Ce sont celles-là, parce que nombreuses et difficiles à détecter, qui conduisent aux plus mauvais rendements de réseau.

Cette méthode de calcul global, qui se base sur la vie du réseau pendant une longue période, n'est finalement pas très précise en tant que telle ; elle n'éclaire cependant pas seulement sur l'état du réseau mais aussi sur la façon dont il est géré : imprécision des compteurs, déficiences du comptage, utilisations clandestines. Elle mesure les pertes du réseau et non les fuites proprement dites.

Par ailleurs, elle ne rend compte que de façon atténuée des résultats des campagnes de recherche de fuites en cours d'année.

Elle permet cependant de comparer des réseaux présentant des similitudes de taille, de matériaux, de qualité d'eau et permet surtout de suivre l'évolution des fuites, d'une année à l'autre ou d'un semestre à l'autre pour un même réseau. Enfin, elle permet de comparer les secteurs d'un réseau qui peut être subdivisé.

IX.4.3. Paramètres agissant sur le rendement

Les plus fréquemment cités sont :

- l'âge moyen du réseau ;
- la nature des canalisations et de leurs joints ;
- les conditions d'exploitation (pression, coups de bélier) ;
- la nature des terrains ;
- la longueur du réseau ;
- le nombre de branchements.

L'amélioration du rendement s'obtient par un affinage des comptages amont et aval, par une recherche et une détermination précise des volumes utilisés non comptés et par une recherche systématique des fuites.

Les différents calculs de rentabilité effectués dans de nombreux services ont montré que les bénéfices induits couvrent largement les frais d'amélioration et qu'il faut

continuer l'effort de maintien d'un haut rendement même lorsque ce dernier est finalement obtenu.

Une retombée appréciable réside dans l'excellente connaissance, mise à jour en permanence grâce à la continuité de cet effort, des différentes composantes du réseau et dans la possibilité offerte ainsi à l'exploitant d'intervenir à bon escient.

IX.4.4 Recherche des fuites

IX .4.4.1. Surveillance du réseau

Elle comprend :

- le constat visuel des anomalies (affleurements d'eau, affaissements de terrain, présence d'eau aux bouches à clé, débits importants dans les égouts) ;
- le contrôle des débits et pressions sur le réseau et aux stations de pompage.

IX.4.4.2 Méthodes acoustiques traditionnelles

Elles consistent à déceler les bruits provoqués par la fuite à l'aide d'appareils mécaniques ou électroniques. Elles sont lentes et elles sont perturbées par les bruits ambiants.

L'écoute au sol est gênée par l'affaiblissement du bruit avec la profondeur (ou l'écart latéral par rapport à la conduite) ; l'écoute sur conduite est plus efficace sur les petits diamètres et sur les conduites métalliques.

Les appareils mécaniques dérivent du principe du stéthoscope.

Les appareils électroniques comportent un capteur, un amplificateur réglable, un filtre de fréquences, un casque d'écoute et un microampèremètre. À présent, le capteur est devenu microphone puis accéléromètre ; l'amplification est à réglage de la bande d'écoute par filtres.

IX.4.4.3 Méthodes nouvelles

▪ Corrélation acoustique

On procède à une écoute à deux microphones ; un dispositif analyse les bruits captés en deux points éloignés de moins de 100 m de la même conduite; la courbe de corrélation de ces bruits est relativement plate s'il n'y a pas de génération de bruit entre les deux points d'écoute. Dans le cas contraire, la courbe de corrélation présente un maximum très net. Connaissant la vitesse de propagation (qui est celle de la vitesse du son dans l'eau), on peut localiser la fuite.

Les **bruits dans les conduites** sont soumis aux phénomènes suivants :

- les hautes fréquences s'atténuent plus vite que les basses ;
- les basses fréquences sont mieux véhiculées par l'eau que par les conduites ;
- les conduites en plastique amortissent beaucoup plus rapidement les vibrations que les conduites métalliques ;
- plus le diamètre est important, plus les bruits sont atténués.

C'est cette faculté de bonne localisation de la fuite qui rend cette méthode particulièrement intéressante, car elle tend à des économies de temps et de terrassement.

Son avantage principal réside dans la neutralisation des bruits de l'environnement ; elle permet par conséquent un travail de jour.

Combinée avec les méthodes précédentes, qui déterminent une zone où peut se trouver la fuite, elle permet une localisation rapide et précise. Elle exige deux accès à la conduite séparés au plus de 100 m.

- **Injection de SF6**

Quand on a la certitude d'une fuite dans une zone déterminée et que sa localisation précise est difficile à obtenir, on peut faire appel à une injection d'hexafluorure de soufre (SF6), produit inodore, insipide et sans danger. SF6 s'échappe par la fuite, pénètre dans le sol et la verticale de la fuite se détermine au moyen d'un son introduit dans de petits trous percés le long du tracé de la conduite.

Cette méthode est longue et coûteuse ; elle peut s'utiliser quand la corrélation acoustique est en défaut (conduites en matière plastique ou impossibilité d'avoir deux accès à la conduite séparés de moins de 100 m).

Une variante consiste à utiliser des traceurs radioactifs.

- **Thermographie infrarouge**

On détecte les fuites par mesure du gradient de température provoqué par la remontée de l'eau par capillarité du sous-sol. Cette technique est bien adaptée aux canalisations passant à travers champs. On obtient ainsi une cartographie rapide des zones potentielles de fuites par survol en hélicoptère, puis traitement différé des images infrarouges sur ordinateur.

- **Oreilles acoustiques**

Le principe est de détecter le bruit de l'eau qui s'échappe des canalisations sous pression. La sensibilité de « l'oreille » s'étend sur une gamme de fréquences très large, et la période d'écoute est de l'ordre de 3 heures, ce qui permet de détecter des fuites faisant très peu de bruit.

- **Géo radar**

Issu de la recherche militaire pour la détection de mines, son principe repose sur la vitesse de propagation d'ondes électromagnétiques dans le sol, variable en fonction des matériaux rencontrés et de la profondeur de l'objet détecté. Une poche d'eau se traduit par un ralentissement des ondes. L'interprétation des données fournies par le géo radar permet la double détection des conduites et des fuites.

- **Radio magnétotellurique**

Cette technique vient de la géophysique et est basée sur la mesure de la résistivité apparente des terrains. Une zone de fuite est humide et s'exprime par une faible résistivité.

- **Bouchon de mousse dure en plastique envoyé dans le tuyau et véhiculé par l'eau**
- La pression varie au passage des joints, des appareils, des coudes, etc. Elle croît brutalement quand le bouchon atteint la fuite et donne une indication sur le débit de fuite

Conclusion

Les premières dispositions sont bien entendu à prendre en amont de la conception et de l'adaptation des équipements nécessaires pour chaque système (captage, adduction, stockage et distribution) ainsi, les mesures et les actions portant en priorité sur la détection des fuites et la maîtrise de captage.

La remise en œuvre d'une organisation d'exploitation et de maintenance efficace tout en assurant l'amélioration du niveau de formation et de compétence du personnel est conseillée pour toutes les structures de gestion. Elle permet l'amélioration de la sécurité et le fonctionnement du système, la réduction des pertes d'eau, l'amélioration de la qualité d'exécution des travaux, le prolongement de la durée de vie des équipements et des installations, la réduction voir même l'élimination des risque de contamination

CONCLUSION GENERALE

Arrivé au terme de notre travail, nous disons tous simplement que le problème de réseau d'alimentation de la ville d'Ain Soltane ce situe dans sont mauvais dimensionnement, car on a remarqué que :

- n'on pas prit en considération la grande pression dans le réseau qui due a l'implantation arbitraire des deux réservoirs de 500m³ que ils ont abandonne après;
- la nature de la topographie de la région qu'est dans le terrain il est plat ce problème provoque la réduction au niveau de vitesses et provoque aussi les sédimentations et les dépôts de calcaire, et aussi l'augmentation de pression au niveau des jonctions ;
- présence de nouvelle habitation urbaine qui n'on pas accès au réseau d'AEP

Pour remédier a ces problèmes nous proposé de :

- projeter de nouvelles conduites en PEHD au niveau de ces nouvelles habitations pour assurer leurs alimentation ;
- changer quelle tronçons qui représentent des défiances de point de vue hydraulique et physique ;
- implanter des vannes réductrices de pression dans les tronçons qui présente une grande pression pour assurer une bonne stabilisation de la pression dans le réseau ;
- procéder à l'implantation et aménagement de réseau et ces infrastructures (réparer les réservoirs ; le forage ; implantation de nouveau réseau de distribution)
- Pour la ressource nous avons remarquez que elle suffisante actuellement et dans le futur mais le problème se résolus dans l'origine de ce source, on a constaté que 80% de ce source sont a l'origine de forage, avec les problèmes que la nappe de la nappe Telliennes mise en place sur du train Gypseux qui

affleure en quelques points sur quelques dizaines de Km².rencontre ces dernières années (le rabattement de la nappe, invasion maritime) il faut trouver d'autre ressource à épuiser en appliquant la nouvelle politique adopter par l'Algérie sur le dessalement d'eau de mer pour diminuer le débit pompé de ces forages.

BIBLIOGRAPHIE

- [1]-service technique de la subdivision d'hydraulique de Djendel de l'APC et de DHW d'Ain- Defla _ cartographie existant
- [2]-Bilan ANRH de Blida(2010)
- [3]-Hugues CODART ; « 1993 » ; « technique de l'ingénierie /traité construction C 4 190_1 » Edition I
- [4]-APC d'Ain-Defla- en 2008 (5^{eme} RGPH) par L' APC d'Ain Soltane
- [5]- Dr : **BOUALEM S** (1993) « Alimentation en eau potable» Edition I
- [6]-Prof. Jacques Bonvin ; «2005 » ; « Hydraulique urbaine I /Captage/Réseau d'adduction/Réservoirs/Réseau de distributions/Equipements-Pompes/Petites centrales hydrauliques ».Edition II
- [7]- DANFOSS SOCLA ; « 2010 » ; « accessoires hydraulique » ; Edition I

SITOGRAPHIE :

- [8]- **Site web de logiciel / WATER CAD ®/www. WATER CAD. com / à 01/07/2011/** La version 8XM
- [9]-Site web .GOOGLE EARTH –image ©2011GEO EYE ©SPOT IMAGE- à le 01/07/2011
- [10]-site web de logiciel / EPANET 2.0/www. EPANET 2.0.com/à 20/06/2011
- [11]- Www. POVAL.Com.dz

SOFTWARE:

- [12]-Encarta 2011
- [13]-water cad version X.8
- [14]- EPANET 2.0 v. Française

Annexe I



Electropompes immergés série XN 8G/H

pour puits de 8" ☆ pour puits de 10"



Fonctionnement :

Hz 50
Tours/min : 2900
Volts 220 + 500

Matériaux :

(exécution standard série)

Pompe

Roue : Fonte ou bronze
Corps d'étage : Fonte
Pièce de refoulement (seulement pour Xn8) : Fonte
Arbre : Acier chrome (AISI 420)

Moteur

Carcasse : Acier inox
Supports moteur : Fonte
Arbre : Acier chrome (AISI 420)
Butée à patins oscillants

Sur demande en peut fournir des électropompes avec matériaux différents.

Sens de rotation :

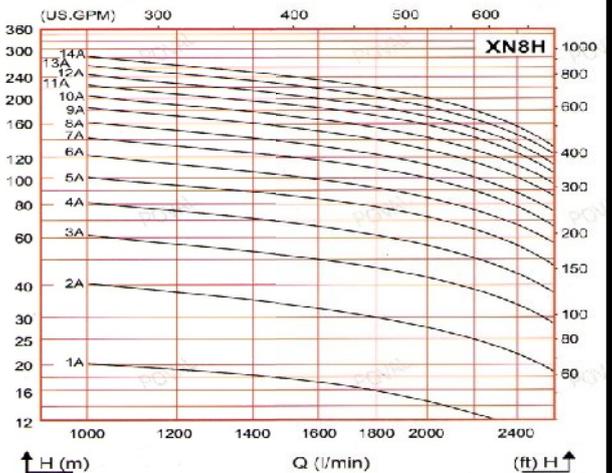
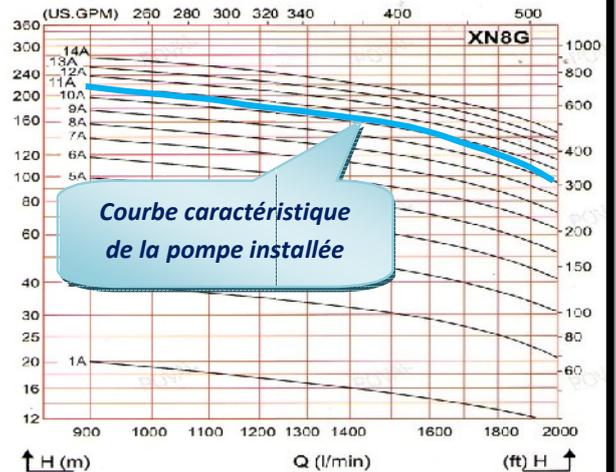
Anti-horaire (vu par la goulotte d'évacuation)

Limites d'utilisation

Température du liquide pompé : 25°C
Pression : 40 Kg/cm²
Variation de tension acceptée aux bornes de l'appareil de commande : ± 5% Vn

N.B.

POVAL vous proposera des adaptations pour les liquides dont la température est supérieure à 25°C.



Fabrication : POVAL.Algerie

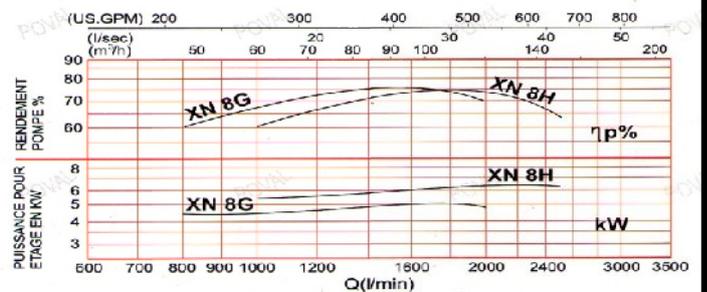


Figure V-2 : catalogue d'identification de pompe choisi

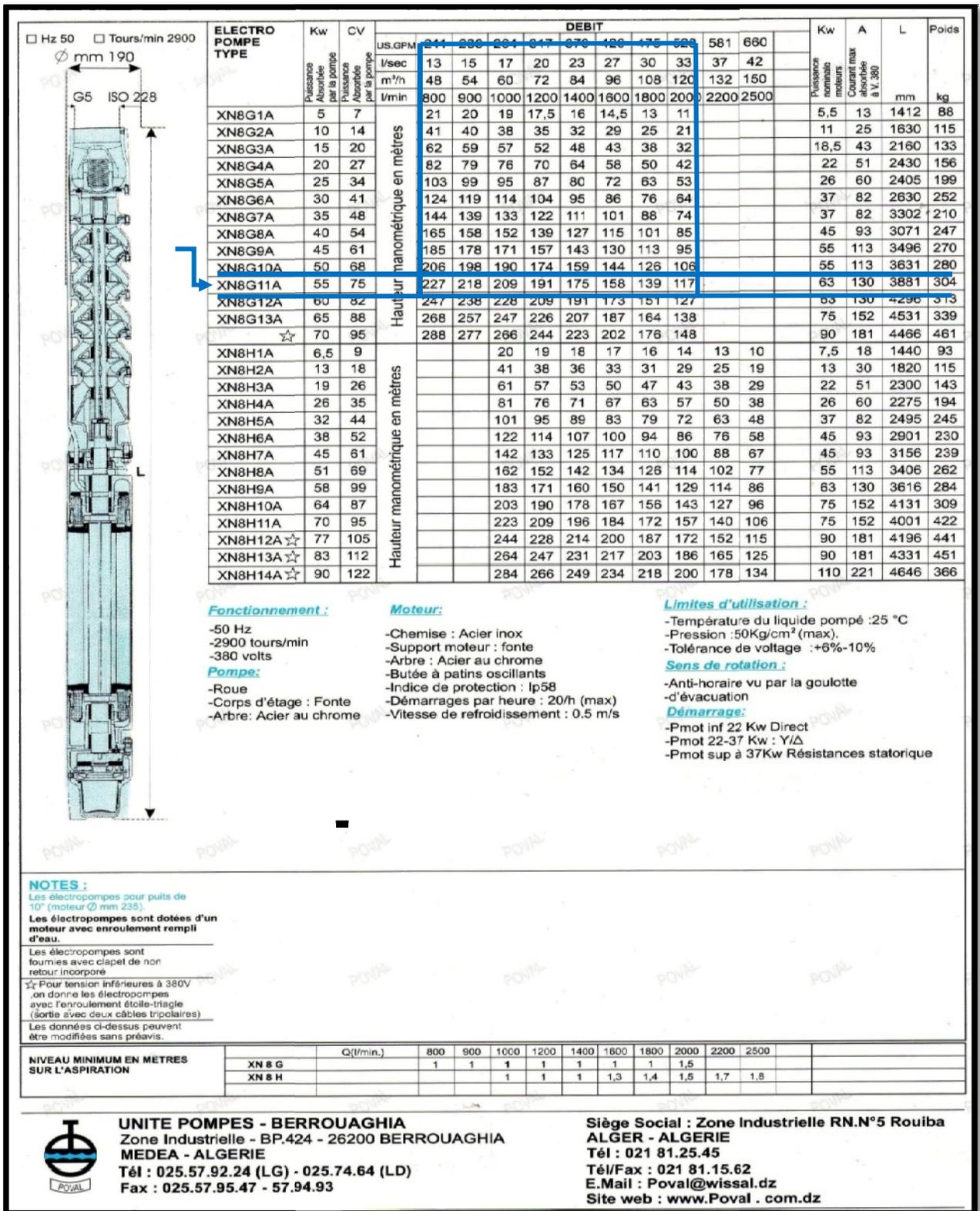


Figure V-3: caractéristique e de la pompe utilisé dans le forage d'Ain soltane

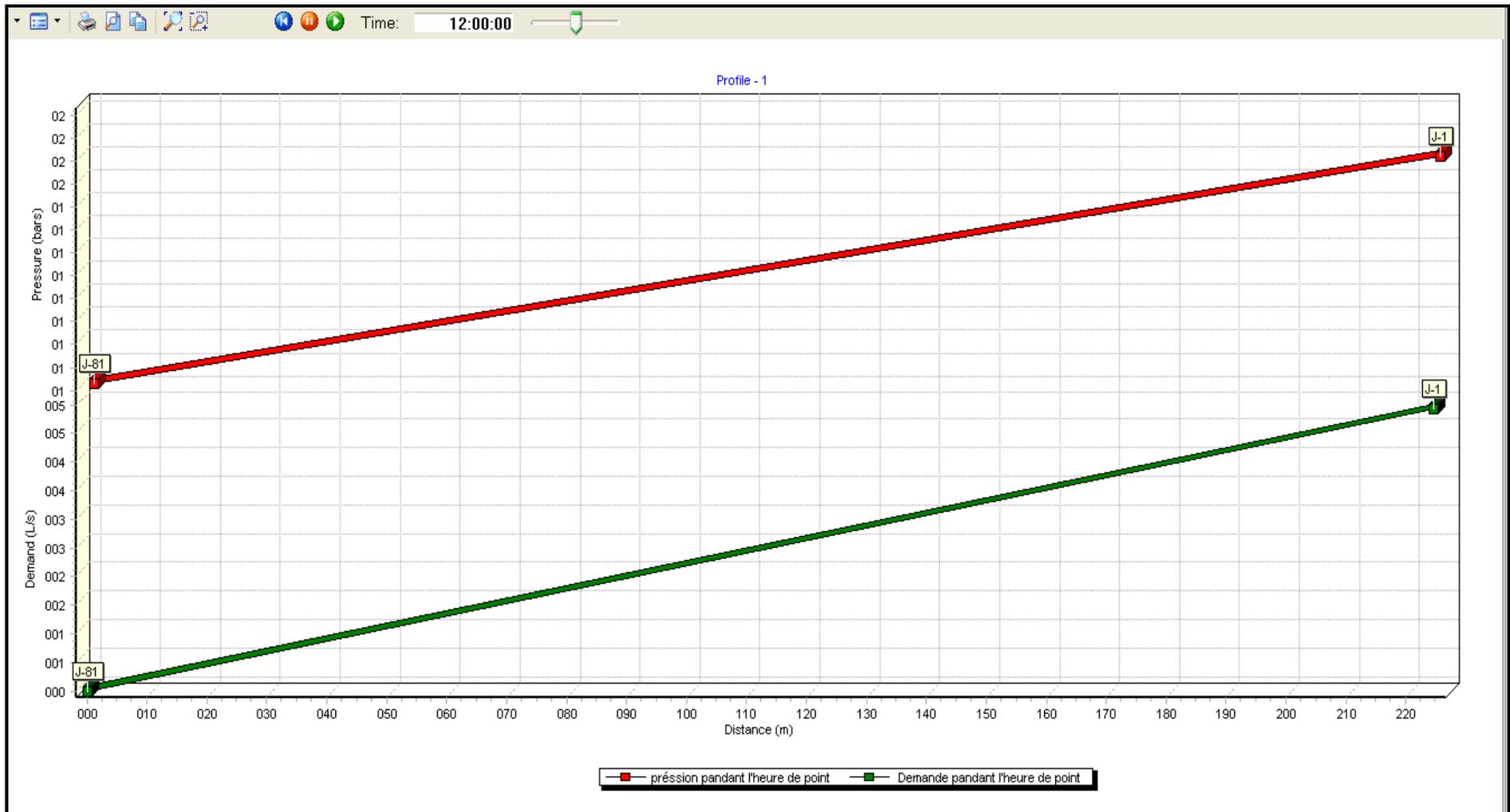


Figure VI.1 : graph de pression et demande pendant l'heure de point pour le tronçon (T124)