

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne Démocratique et Populaire  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

**Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila**  
**Institut des Sciences et de Technologie**  
**Département des sciences et Techniques**



N° Ref :.....

Mémoire préparé en vue de l'obtention du diplôme de

**MASTER**

Spécialité : Sciences Hydrauliques

**Diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable  
de la commune de Benyahia Abderrahmane la  
wilaya de Mila**

Réalisé par :

- Achioune Fatma
- Latreche Amira

Soutenu devant le jury :

Mr. Khelalfa .M	M.C	CUAB MILA	Président
Mr. Moussouni.A	M.C	CUAB MILA	Examineur
Mme.Boumsenegh.A	M.C	CUAB MILA	Promoteur

Année universitaire : 2015/2016

# REMERCIEMENTS

*J'aimerais en premier lieu remercier mon dieu **Allah** qui m'a donné la volonté et le courage pour la réalisation de se travail.*

*Je remercie également mon promoteur **M<sup>me</sup> Boumesseneghe.A** pour le privilège qu'elle m'a fait en acceptant de diriger ce travail. sa gentillesse, sa modestie, sa qualités humaines m'ont profondément touchée ,sa riche expérience et l'accueil cordial qu'elle m'a toujours réservé m'ont inspiré une grande admiration à son égard.*

*Nous tenons à témoigner notre profonde gratitude à **Mr. Abde el Malek** (Bureau de la réalisation et programmation des projets de D'Hydraulique W.Mila) pour ses explications et informations.*

*Nos remerciements s'adressent également à tous les enseignants de département d'Hydraulique qui ont contribué à notre formation, sans oublier **Mr.Moussouni.A** pour ses conseils et orientations.*

*Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre recherche en acceptant d'examiner notre travail et de l'enrichir par leurs propositions.*

*Et enfin nous tenons à remercier chaleureusement Toute personne ayant collaboré à l'élaboration de ce travail de près ou de loin avec des conseils précieux et de soutien moral, et plus particulièrement nos collègues de la promotion de l'Hydraulique et à nos amis.*

**Fatima  
Amira**

# إهداء

## بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

أول من يشكر ويحمد أثناء الليل وأطراف النهار هو العلي القهار الأول الآخر، الظاهر الباطن الذي أغرقنا بنعمه التي لا تحصى وأنار دروبنا فله جزيل الحمد والثناء العظيم، هو الذي أنعم علينا إذ أرسل فينا عبده ورسوله محمد عليه أزي الصلوات وأظهر التسليم، أرسله بالقرآن المبين فعلمنا ما لم نعلم وحثنا على طلب العلم.

فبدأنا بأكثر من يد وقاسينا أكثر من هم وعانينا الكثير من الصعوبات وها نحن اليوم والحمد لله نطوي سهر الليالي وتعب الأيام و خلاصة مشوارنا بين دفتر هذا العمل المتواضع الذي نهديه لكل قريب كان أو بعيد.

إلى من ربياني صغيراً:

إلى من هد الصخر من أجل أن أنعم بالراحة مطمئنة النفس، ومن مشى حافياً على الشوك في الليالي الحالكة لأمشي مرفوعة الرأس، إلى من منحني الثقة والقوة لأتأبر وأصل إلى هدي الأسمى، إلى من علمني النجاح والصبر إلى من أفتقده في هذه الدنيا التي لم تمهله لأرتوي من حنانه، وأفتقده أكثر في لحظات تمنيت أن أعيشها معه كي يرى ثمرة جهده وتربيته لكن القدر شاء أن يأخذه عنا، إلى

«روح أبي الغالي "السعيد"».

إلى نور العيون ورمش الجفون والحب المجنون في القلب المفتون والعقل الموزون والصدر الحنون، إلى البلسم الشافي والقلب الدافئ والحنان الكافي، إلى من صقلت ذاتي بأخلاقها، وذكرتي في دعائها إليك

«حبيبتي أمي "نادية"».

إلى سندي وقوتي وملاذي بعد الله، إلى من آثروني على أنفسهم، إلى من علموني علم الحياة، إلى ما أصدق ما

أعطاني القدر: «أختي آخر العنقود وشمعة البيت شهرة» إلى «أخي سامي وزوجته صبرينة».

إلى شريك حياتي وزوجي المستقبلي الذي سأعيش معه الحياة بحلوها ومرها إن شاء الله، إلى من تطلع لنجاحي بنظرات الأمل «خطيبي خالد»، وإلى جميع أفراد أسرتي الثانية وأخص بالذكر

«أمي فاطمة».

إلى من كانت ملاذي وملجئي وتدوقت معها أجمل اللحظات إلى صديقتي التي شاركتني في إتمام هذا العمل

«أميرة».

وكذلك أشكر كل من قدم لنا العون ومد لنا يد المساعدة ونخص بالذكر الأستاذة المشرفة

«بومسنع آمال».

وإلى الذين وقفوا معي ولم يبخلوا علياً بمساعدتهم جميع أحوالي وأعمامي وأبنائهم.

إلى من زرعو التفاؤل في دربنا وقدموا لنا المساعدة والمعلومات وأخص بالذكر منهم

«رندة، لبنى، كريمة».

إلى الأخوات التي لم تلدن أمي، إلى من تحلوا بالإخاء وتميزوا بالوفاء

«جهيدة، إيمان، منال، أمينة، نصيرة، أميرة، صفية، كثر»

وإلى جميع زميلاتي وزملائي في الدراسة وأخص بالذكر طلاب شعبة الري

إلى كل من تسعهم ذاكرتي ولم تسعهم مذكرتي

فاطمة

# إهداء

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

« قل اعملوا فسيرى الله عملكم ورسوله و المؤمنون »

صدق الله العظيم.

إلهي لا يطيب الليل إلا بشكرك و لا يطيب النهار إلا بطاعتك و لا تطيب اللحظات إلا بذكرك و لا تطيب الآخرة إلا بعفوك و لا تطيب الجنة إلا برويتك إلهي جل جلالك.

إلى من بلغ الرسالة و أدى الأمانة إلى نبي الرحمة و نور العالمين سيدنا محمد صلى الله عليه و سلم.

إلى التي حملتني و هنا على و هن , و قاست و تألمت لألمي , إلى من رعتني بعطفها و حنانها و سمعت طرب الليل من أجلي , إلى أول كلمة نطقت بها شفطاي أُمي الحبيبة "نادية".

إلى من سهر الليالي و نسي الغالي و ظل سيد الموالى و حمل همي غير مبالي و باع شبابه و أشعل سنين عمره ليضيء لي الطريق نحو النجاح و الذي العزيز "العيد".

أرجو من الله أن يمد في عمرهم ليروا ثمارا قد حان قطافها بعد طول انتظار .

إلى القلوب الطاهرة الرقيقة و النفوس البرينة إلى رياحين حياتي و أعز ما وهبني الله تعالى أخوتي : سارة , يحيى , كنزة , أيوب , لقمان.

إلى الذين وقفوا معي و لم يبخلوا عليا بمساعدتهم جميع أقربائي.

إلى من سرت معها و نحن نشق الطريق معا نحو النجاح و الإبداع إلى من تكاتفت معها يدا بيد و نحن نقطف زهرة تعلمنا إلى من تحملت طيشي و شاركتني في هذا العمل "فاطمة"

إلى كل الأساتذة الذين كانوا منارة لي و خاصة الأستاذة "بومسنگ آمال".

إلى أعز من لقاني بهم القدر و كانوا سندا لي صديقاتي زملاني و زميلاتي في الدراسة

إلى كل من نسيه قلبي و لم ينسه قلبي

إلى كل من فتح هذه الوريقات و تصفحها

و أخيرا الحمد لله الذي جعل العلم نور و جعلني أقتبس من نوره و أفتح هذا العمل حصيلة تعبتي طيلة هذه السنوات.

أميرة

# Sommaire

**REMERCIEMENTS**

**DEDICACE**

**LISTE DES TABLEAUX.**

**LISTE DES FIGURES**

**LISTE DES CARTES**

**NOMENCLATURE DES SYMBOLES**

**RÉSUMÉ**

**INTRODUCTION GENERALE**

1

## Chapitre I : présentation de la ville

Introduction	2
I.1 Situation géographique et administrative	2
I.2 Relief	5
I.3 Situation Climatique	5
I.4 Situation géologique	6
I.4.1 Les bons terrains (favorables à la construction)	6
I.4.2 Les terrains conditionnellement constructibles	7
I.4.3 Les mauvais terrains	7
I.5 Situation hydrologie	8
I.5.1 Ressources en eau superficielles	8
I.5.2 Ressources en eau souterraines	8
I.6 Description géomorphologique	9
I.7 Occupation des sols	9
I.8 Situation démographique	9
I.8.1 Population actuelle	9
I.8.2 Population future	9
I.9 Evaluation des besoins en eau	11
I.9.1 Besoin domestique	11
I.9.1.1 Choix de la dotation	11
I.9.2 Besoin publique	12
I.9.3 Besoins totaux	13
I.9.4 Etudes des variations des besoins	14
I.9.5 Evaluation des débits moyens journaliers ( $Q_{moyj}$ )	14
I.9.6 Evaluation des débits maximal journaliers ( $Q_{maxj}$ )	15
I.9.7 Evaluation de Débits horaires	16
I.9.8 Evaluation de Débit de pointes $Q_p$	18

Conclusion	20
<b>Chapitre II : termes descriptifs des éléments du réseau d'eau</b>	
Introduction	22
II.1 Présentation des installations existantes	22
II.1.1 Ressources existantes	22
II.1.1.1 Captage	22
II.1.1.2 Forages	25
II.1.1.2.1 Forage Ain Akdaine	25
II.1.1.2.2 Forage BIR MERGHAD (GANTRA)	27
II.1.1.3 Puits	27
II.2 Ouvrages de stockage	28
II.2.1 Réservoir semi enterré 200m <sup>3</sup>	28
II.2.2 Réservoir semi enterré 250m <sup>3</sup>	30
II.2.3 Réservoir surélevé 35m <sup>3</sup>	30
II.3 Diagnostic et analyses des adductions	31
II.3.1 Adduction captage – réservoir 200m <sup>3</sup>	31
II.3.2 Adduction forage Ain Akdaine – réservoir 200m <sup>3</sup>	31
II.3.3 Adduction forage Bir Merghade – réservoir 250m <sup>3</sup>	31
II.4 Diagnostic et analyses des distributions	32
II.5 Dysfonctionnement des réseaux d'eau et problématique des fuites	35
II.5.1 Vieillissement d'un réseau d'eau	35
II.5.1.1 Définition du vieillissement d'une conduite d'eau potable	35
II.5.1.2 Mauvais fonctionnement hydraulique du réseau engendré par le vieillissement d'une conduite	36
II.5.1.3 Dommages divers engendrés par le vieillissement d'une conduite	36
II.5.1.4 Évaluation du vieillissement d'une conduite	37
II.5.1.4.1 Qualité de l'eau	37
II.5.1.4.2 Diminution de la capacité de transport	37
II.5.1.4.2 Diminution de la capacité de transport	37
II.6 Problématique des fuites	38
II.6.1 Types des fuites	38
II.6.1.1 Les fuites diffuses	39
II.6.1.2 Les ruptures (défaillances) ou les fuites apparentes	39
II.7 Causes des fuites	42
II.7.1 Les différentes contraintes qui agissent sur une canalisation	42
II.7.2 Les éléments influençant l'apparition des fuites	44
II.7.2.1 Les éléments propres à la canalisation	44
II.7.3 Les éléments extérieurs aux réseaux	46
II.7.4 Les éléments liés à l'exploitation des réseaux	47
II.8 Les manifestations des fuites	47
Conclusion	48

## Chapitre III : Calcul hydraulique du réseau d'AEP

Introduction	50
III.1 Réseaux de distribution	50
III.2 Structure des réseaux	50
III.2.1 Réseau maillé	50
III.2.2 Les réseaux ramifiés	51
III.2.3 Réseaux mixte	51
III.2.4 Les réseaux étagés	51
III.2.5 Les réseaux distincts	52
III.3 Conception d'un réseau	52
III.3.1 Choix de type de réseaux	52
III.3.2 Choix de type de matériaux	53
III.3.2.1 Conduites en PVC (Polychlorure de vinyle non plastifié)	53
III.3.2.2 Conduites en PEHD (Polyéthylène haut densité)	53
III.3.3 Les paramètres du réseau	53
III.4 Dimensionnement de réseau	54
III.4.1 Détermination du débit spécifique (Qsp)	55
III.4.2 Détermination du débit en route	55
III.4.3 Détermination des débits tronçons	55
III.4.4 Calcul de débit en nœud	59
Conclusion	65

## Chapitre IV : Simulation hydraulique du réseau de distribution

Introduction	67
IV.1 Modélisation du réseau sur le logiciel Epanet	67
IV.1.1 Logiciel Epanet ( Fonctionnement et spécificités)	67
IV.1.2 Potentialités du logiciel	67
IV.1.3 Spécificités du logiciel	68
IV.2 LDonnées nécessaires à la modélisation du réseau	68
IV.2.1 Caractéristiques des tronçons	68
IV.2.2 Caractéristiques des ouvrages spéciaux	69
IV.2.3 Caractéristiques des nœuds de demande	69
IV.3 Calcul hydraulique de réseau	70
IV.3.1. Détermination du diamètre	70
IV.3.2. Détermination de vitesse	70
IV.3.3. Détermination les pertes de charge	70
a- Pertes de charge linéaires	71
b- Pertes de charge singulières	71
c- Pertes de charge totales	71
d- IV.3.4. Détermination des pressions au sol	71
IV.4 Simulation Epanet de réseaux	71
IV.4 Remarque et solution	77

# Chapitre V : les réservoirs

Introduction	89
V.1 Rôle du réservoir	89
V.2 Emplacement des réservoirs	89
V.3 Principe de fonctionnement	89
V.4 Classification des réservoirs	90
V.5 Construction des réservoirs	90
V.6 Détermination de la capacité	90
a) Calcul du volume d'incendie	91
b) Calcul de la capacité du réservoir	91
V.7 Dimensionnement du réservoir	92
a) Surface de radier du réservoir	92
b) La hauteur de la réserve d'incendie	92
V.8 Détermination de la cote du radier	93
V.9 Equipements des réservoirs	93
V.9.1 Conduite d'adduction	93
V.9.2 Robinet – flotteur	94
V.9.3 Conduite du trop plein	94
V.9.4 Conduite by-pass	94
V.9.5 Conduite de vidange	95
V.9.6 La réserve d'incendie	95
V.9.7 Départ de la conduite de distribution	95
Conclusion	96

# Chapitre VI : Adduction

Introduction	98
VI.1 Types d'adduction	98
a. <i>Adduction gravitaire</i>	98
b. Adduction par refoulement	98
c. Adduction mixte	99
VI.2 Conditions d'établissement du tracé de la conduite d'adduction	99
a. Conditions techniques	100
b. Critères économiques	100
VI.3 Choix du matériau des conduites	100
VI.4 Dimensionnement des conduites d'adduction	100
VI.4.1 calcul le diamètre des tronçons	100
VI.4.1.a. Calcul des pertes de charges	101
VI.4.1.b. Calcul de la hauteur manométrique total Hmt	102
VI.4.1.c. Puissance absorbée par la pompe	102
VI.4.1.d. Energie consommée par la pompe	103
VI.4.1.e. Frais d'exploitation	103

VI.4.1.f. Frais d'amortissement	103
VI.4.2. Calcul des diamètres économiques	104
VI.4.2.a. Conduites gravitaire	104
VI.4.2.b. Conduites de refoulement	105
Conclusion	109

## Chapitre VII : Protection des conduites

Introduction	111
VII.1 Notions générales	111
VII.2 Les risque dus aux coups de bélier	111
VII.2.1. Risque de forte pression	112
VII.2.2 Pression négative	112
VII.2.3 Fatigues des conduites	112
VII.3 Moyens de protection contre le coup de bélier	112
a) Réservoirs d'air	112
b) Cheminée d'équilibre	112
c) Soupape de décharge	112
d) Volant d'inertie	113
VII.4 Etude du coup de bélier	114
VII.4.1. Cas de fermeture brusque	114
VII.4.2. Cas de fermeture lente	115
VII.5 Calcul du coup de bélier	115
Conclusion	116

## Chapitre VIII : Solutions et gestion du réseau

Introduction	118
VIII.1 But de la gestion	118
VIII.2 Méthodes et techniques de détection des fuites dans les réseaux d'eau potable	118
VIII.2.1 Les appareils d'auscultation	118
VIII.2.2 Les corrélateurs de bruits de fuites	120
VIII.2.3 La technique du gaz traceur	120
VIII.2.4 La thermographie	120
VIII.2.5 Le géo radar	121
VIII.3 Importance de l'entretien et de la maintenance	121
VIII.3.1 Maintenance	121
VIII.3.2 La Maintenance Préventive	121
VIII.3.3 Maintenances curatives	121
VIII.3.4 L'entretien courant	122
VIII.3.5 L'entretien préventif systématique	122
VIII.3.6 L'entretien préventif exceptionnel	122
VIII.4 Gestion technique et suivi générale des installations	122
VIII.4.1 Vieillessement et traitement des installations	123

VIII.4.2 Protection active	123
VIII.4.3 Protection passive	123
VIII.4.4 Protection anticorrosive	123
VIII.5 Gestion des ouvrages de stockages	124
VIII.5.1 Nettoyage des ouvrages de stockage	125
VIII.6 Contrôle de qualité de l'eau	125
VIII.7 La surveillance et l'entretien courant des adductions et des réseaux	125
Conclusion	126
<b>CONCLUSION GENERALE</b>	<b>128</b>
<b>RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES</b>	

# Liste des tableaux

<b>Tableau(I.1)</b> : Humidité relative mensuelle de l'année 2005.	6
<b>Tableau(I.2)</b> : Evolution de la population a long terme.	10
<b>Tableau(I.3)</b> :Calcul de besoin domestique.	12
<b>Tableau(I.4)</b> :Les besoins actuels.	12
<b>Tableau(I.5)</b> :Les besoins futures.	13
<b>Tableau (I.6)</b> : tableaux récapitulatif des différente besoins.	14
<b>Tableau (I.7)</b> : Débits moyens journaliers à différents horizons.	15
<b>Tableau (I.8)</b> : Détermination des débits maximaux journaliers.	16
<b>Tableau(I.9)</b> : les valeurs de $\beta_{max}$ .	17
<b>Tableau(I.10)</b> : Evaluation de $Q_h$ et $Q_p$ .	19
<b>Tableau (I.11)</b> : Détermination des différents débits	20
<b>Tableau (III.1)</b> : Calcul les débits en route, transitant et en tronçon de chaque tronçon du réseau d'AEP du BENYAHIA ABDERRAHMANE.	55
<b>Tableau (III.2)</b> : Calcul les débits en route, transitant et en tronçon de chaque tronçon du réseau d'AEP du BENYAHIA ABDERRAHMANE	57
<b>Tableau (III.3)</b> : Calcul des débits aux nœuds.	59
<b>Tableau (III.4)</b> : Calcul des débits aux nœuds.	61
<b>Tableau(IV.1)</b> : Calcul des paramètres hydrauliques.	71
<b>Tableau(IV.2)</b> : Calcul de pression.	73
<b>Tableau(IV.3)</b> : Calcul des paramètres hydrauliques.	74
<b>Tableau(IV.4)</b> : Calcul de pression.	76
<b>Tableau(IV.5)</b> : Calcul de paramètres hydrauliques.	78
<b>Tableau(IV.6)</b> : Calcul de pression.	79
<b>Tableau(IV.7)</b> : Calcul de paramètres hydrauliques.	81
<b>Tableau(IV.8)</b> : Calcul de pression.	82
<b>Tableau (V.1)</b> : Variations de débit d'incendie en fonction de nombre d'habitant.	91
<b>Tableau (V.2)</b> : Tableau récapitulatif des calcules de réservoir.	93
<b>Tableau (VI.1)</b> : Calcul des diamètres de chaque tronçon.	104
<b>Tableau (VI.2)</b> : Calcul des pertes de charge de chaque tronçon.	104
<b>Tableau (VI.3)</b> : Calcul des diamètres de chaque tronçon.	105
<b>Tableau (VI.4)</b> : Calcul de la $H_{mt}$ de chaque tronçon.	105
<b>Tableau (VI.5)</b> : Calcul des frais d'exploitations de chaque tronçon.	106
<b>Tableau (VI.6)</b> : Calcul des frais d'amortissement de chaque tronçon.	106
<b>Tableau (VI.7)</b> : Calcul du Bilan de chaque tronçon.	107
<b>Tableau (VII.1)</b> : les avantages et les inconvénients des moyens de protection contre le coup de bélier.	113
<b>Tableau (VII.2)</b> : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier.	115
<b>Tableau (VIII.1)</b> : Equipements des réseaux de distribution.	125

# Liste des figures

<b>Figure(I.1)</b> : communes limitrophes de Benyahia Abderrahmane.	2
<b>Figure(I.2)</b> : Humidité relatives mensuelles de l'année 2005.	6
<b>Figure(I.3)</b> : Evolution de la population de Benyahia Abderrahmane.	10
<b>Figure(I.4)</b> : Variation des débits moyens journaliers à différents horizons.	15
<b>Figure(I.5)</b> : Variation des débits maximaux journaliers à différents horizons.	16
<b>Figure(I.6)</b> : Variation des débits horaire à différents horizons.	19
<b>Figure(I.7)</b> : Variation des débits de pointe à différents horizons.	19
<b>Figure(II.1)</b> : Aménagement actuel de la source (Mûr de clôture- chambre de manœuvre – captage).	22
<b>Figure(II.2)</b> : Equipements de la chambre de manœuvre (pompage)- Rénovation (2003 source A.P.C).	23
<b>Figure(II.3)</b> : Photo prise à l'intérieur du captage.	23
<b>Figure(II.4)</b> : captage.	24
<b>Figure(II.5)</b> : Armoire de commande.	24
<b>Figure(II.6)</b> : Enceinte du forage de AIN AKDAINE.	25
<b>Figure(II.7)</b> : Equipements du forage de AIN AKDAINE.	26
<b>Figure(II.8)</b> : Equipements du forage de AIN AKDAINE.	26
<b>Figure(II.9)</b> : Forage GANTRA (BIR MERGHADÉ).	27
<b>Figure(II.10)</b> : Puit situé au centre du chef lieu de la commune.	28
<b>Figure(II.11)</b> : Réservoir semi enterré 200m <sup>3</sup> .	29
<b>Figure(II.12)</b> : Regard de vannes du réservoir semi enterré 200m <sup>3</sup> .	29
<b>Figure(II.13)</b> : Le nouveau réservoir semi enterré 250m <sup>3</sup> réalisé en 2006.	30
<b>Figure(II.14)</b> : Le réservoir surélevé 35m <sup>3</sup> situé au sein de l'ancienne ferme.	31
<b>Figure(II.15)</b> : Habitation construite sur la conduite d'adduction captage – réservoir 200m <sup>3</sup> .	33
<b>Figure(II.16)</b> : Constructions illicites réalisées au dessus du réseau de distribution.	33
<b>Figure(II.17)</b> : Construction réalisée au dessus de la conduite en P.V.C Ø75mm alimentant le réservoir surélevé.	34
<b>Figure(II.18)</b> : Construction réalisée au dessus de la conduite en P.V.C Ø160mm.	34
<b>Figure(II.19)</b> : Le sondage démontre l'état de vétusté de la conduite de distribution (présence de fuites).	35
<b>Figure(II.20)</b> : Vieillesse des canalisations.	36
<b>Figure (II.21)</b> : Une conduite ayant subi une rupture.	40
<b>Figure(II.22)</b> : Différents types de ruptures des conduites d'eau potable(Eclatement).	40
<b>Figure (II.23)</b> : Différents types de ruptures des conduites d'eau potable (Fissure transversale).	41
<b>Figure (II.24)</b> : Différents types de ruptures des conduites d'eau potable	41

(Fissure longitudinale).	
<b>Figure (II.25)</b> : Différents types de ruptures des conduites d'eau potable (Fissure autour de la tulipe et joint).	41
<b>Figure (II.26)</b> : Fréquence des types de ruptures en fonction du diamètre	42
<b>Figure (II.27)</b> : Répartition des fuites sur tuyau et sur joint en fonction du diamètre	42
<b>Figure (II.28)</b> : Causes de l'affaiblissement d'une conduite d'eau potable.	43
<b>Figure (II.29)</b> : Contraintes subis par une conduite d'eau potable.	43
<b>Figure (II.30)</b> : Conduite subi une corrosion interne.	45
<b>Figure (II.31)</b> : Conduite subi une corrosion externe par courant vagabonds.	46
<b>Figure(III.1)</b> : Réseaux maillés.	51
<b>Figure(III.2)</b> : Réseaux ramifiés.	51
<b>Figure(III.3)</b> : Schéma du réseau distribution (pression-vitesse).	64
<b>Figure(IV.1)</b> : Schéma du réseau de distribution en cas normal (Répartition initiale).	84
<b>Figure(IV.2)</b> : Schéma du réseau de distribution en cas d'incendie (Répartition initiale).	85
<b>Figure(IV.3)</b> : Schéma du réseau de distribution en cas normal (Répartition finale).	86
<b>Figure(IV.4)</b> : Schéma du réseau de distribution en cas d'incendie (Répartition finale).	87
<b>Figure (V.1)</b> : conduite d'adduction.	94
<b>Figure (V.2)</b> : Conduit by-pass.	95
<b>Figure (V.3)</b> : Matérialisation de la réserve d'incendie.	95
<b>Figure (V.4)</b> : conduite de distribution.	96
<b>Figure (VI.1)</b> : adduction gravitaire.	98
<b>Figure (VI.2)</b> : adduction par refoulement.	99
<b>Figure (VI.3)</b> : Schéma d'adduction de Benyahia Abderrahmane.	108
<b>Figure(VIII.1)</b> : Parmi les appareils d'auscultation typiques se trouvent les tiges d'écoute et les microphones au sol . Photo : Palmer Environnemental Ltd.	120
<b>Figure (VIII.2)</b> : Un corrélateur de bruits de fuites est un appareil portatif à microprocesseurs qui repère précisément et automatiquement les fuites. Photo : Dantec Measurement Technology.	120

## Liste des cartes

<b>Carte N°1</b> : LIMITES ADMINISTRATIVES DE LA COMMUNE DEBENYAHIA ABDERRAHMANNE CARTE E.M1/50000.	3
<b>Carte N°2</b> : Situation géographique de la commune de Benyahia Abderrahmane.	4

# NOMENCLATUR

**AEP:** Alimentation en eau potable.

**APC:** Assemblée populaire et communal.

**DPAT:** Direction de la planification et Aménagement du territoire.

**EPA:** Environmental Protection Agency.

**PDAU :** Plans directeurs de l'aménagement et de l'urbanisme.

**PEHD:** polyéthylène haute densité.

**PH :** Le potentiel hydrogène.

**PN :** Pression nominale.

**P.V.C :** polychlorure de vinyle.

# Résumé

Le diagnostic des systèmes d'alimentation en eau potable a pour but de présenter l'état des lieux des services d'alimentation en eau potable et de proposer des solutions techniques appropriées qui répondent aux préoccupations de l'agglomération, et lui permettant de faire un choix justifié quant aux orientations futures de la gestion de l'alimentation en eau.

L'alimentation en eau potable des collectivités est le résultat d'addition de composantes disparates qui concourent toutes à des échelles variables à la satisfaction de ce besoin primordial. Une étude de diagnostic du système d'AEP devra aborder toutes les composantes de ce système qui peuvent faire appel à plusieurs disciplines différentes.

Dans ce mémoire nous avons tenté de présenter des armatures générales de la commune de Benyahia Abderrahmane, sur lesquels pourront se greffer des options à retenir au cas par cas, selon les besoins exprimés. Il aborde successivement les différents aspects répertoriés et regroupe selon un plan, qui pourra être repris dans les dossiers d'études de diagnostic, ou des schémas directeurs. Il décrit pour chaque chapitre les points suivants :

- ✓ Description et contexte ;
- ✓ Contenu étendu de l'étude, avec travaux et investigations complémentaires éventuellement nécessaires, et illustrations souhaitables ;
- ✓ c'est-à-dire la description complète du système d'Alimentation en Eau Potable qui permet de mettre en lumière les dysfonctionnements du réseau et les améliorations à effectuer ;
- ✓ Calcul du réseau d'alimentation en eau potables...
- ✓ Eléments pour améliorer le système d'Alimentation en Eau Potable. ...

**MOTS-CLES :**

Système AEP, Diagnostic, Dysfonctionnements du réseau, investigations, les améliorations.

# ABSTRACT

The diagnosis of the systems of the drinkable water supply in for purpose to present the current situation(inventory of fixtures) of the services(departments) of the drinkable water supply and to propose appropriate technical solutions which answer the concerns of the urban area(conglomeration), and allowing him(her) to make a choice prove as for the future orientations of the management of the water supply. The drinkable water supply of communities is the result(profit) of addition(bill) of ill-assorted components which contribute(competite) all to variable scales(ladders) to the satisfaction of this need primordial.une study diagnosis of the system of AEP will have to approach all the components of this system which can call on(appeal) to several different disciplines.

In this report we tried to present general armatures of the municipality of Benyahia Abderrahmane, on whom can be transplanted options to be individually held(retained), according to the expressed needs. He(it) approaches successively the various listed aspects and to group(include) according to a plan, which can be resumed(taken back) in the files(cases) of studies of diagnosis, or master plans. He(it) describes for every chapter the following points:

- ✓ Description and context :
- ✓ Vast contents of the study, with works and complementary investigations possibly necessary, and desirable illustrations;
- ✓ That is the description completes of the system of The drinkable Water supply which allows to highlight the dysfunctions of the network and the improvements to be made;
- ✓ Drinkable calculation of the network of the water supply ...
- ✓ Elements to improve the system of The drinkable Water supply. ...

**KEYWORDS:**

system AEP, Diagnosis, Dysfunctions of the network, the investigations, the improvements.

# ملخص

تشخيص أنظمة التزويد بالمياه الصالحة للشرب هدفه تقديم حالة أماكن خدمات التزويد بالمياه الصالحة للشرب و اقتراح الحلول التقنية المناسبة التي تلبى احتياجات التجمعات السكنية , و أيضا يسمح باختيار التوجهات المستقبلية لإدارة امدادات المياه.

التزويد بالمياه الصالحة للشرب في التجمعات السكنية هو نتيجة اضافات مكونات مختلفة التي تساهم كلها في مختلف المستويات بما يرضي الاحتياجات الأساسية , دراسة لتشخيص نظام التزويد بالماء تجمع كل مكونات النظام التي تتصل مع عدة أنظمة مختلفة.

في هذه المذكرة حاولنا تقديم تعزيزات عامة لمنطقة بن يحي عبد الرحمن , و التي يمكن أن تنظم الخيارات لتكون كل حالة على حدى و هذا يتوقف على الاحتياجات المعبر عنها , و هو يتناول تباعا الجوانب المختلفة المذكورة و تجميعها وفقا لهذا المخطط الذي يمكن ادراجه في سجلات الدراسة التشخيصية أو المخططات و هو يصف كل فصل كمايلي

- الوصف و السياق
- المحتوى الموسع للدراسة مع العمل و التحقيقات الكاملة و الاضافات المهمة و الرسوم المرغوبة
- يعني وصف كامل لنظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب التي تسمح بتسليط الضوء على أعطال الشبكة و ادخال التحسينات
- حساب شبكة امدادات مياه الشرب
- عناصر لتحسين نظام تزويد بالمياه الصالحة للشرب

## الكلمات الرئيسية:

نظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب , التشخيص , أعطال الشبكة , التحقيقات , الامدادات.

# Introduction générale

L'eau source de la vie et de développement compte parmi les richesses naturelles les plus précieuses, ayant une importance considérable pour le développement sociale et économique du pays.

Dans ce contexte même l'homme conscient du caractère vital de cette durée précieuse, n'a cessé de s'organiser depuis des millénaires pour maîtriser la science relative à l'eau, ainsi des méthodes empiriques d'approvisionnement, on assiste actuellement à des complexes systèmes de captage, d'adduction et de distribution d'eau à des degrés de potabilité constamment améliorés.

Cadrant ces nouveaux systèmes, le thème de ce projet de fin d'étude est **«DIAGNOSTIC D'UN RESEAU d'AEP DE LA COMMUNE DE BENYAHIA ABDERRAHMANE WILAYA DE MILA »**.

Ce travail est réalisé pour voir l'état des ouvrages, des infrastructures existantes et le réseau d'eau potable dans la région de Benyahia Abderrahmane et estimer quantitativement les besoins actuels et futures de cette population.

Ce travail est composé par les chapitres suivants :

- Chapitre I : Présentation de la commune de Benyahia Abderrahmane.
- Chapitre II : termes descriptifs des éléments du réseau d'eau potable de la commune de Benyahia Abderrahmane.
- Chapitre III : calcul hydraulique du réseau d'AEP de la commune de Benyahia Abderrahmane.
- Chapitre IV : Simulation hydraulique du réseau de distribution.
- Chapitre V : les réservoirs.
- Chapitre VI : Adduction.
- Chapitre VII : Protection des conduites.
- Chapitre VIII : solutions et Gestion du réseau.

# CHAPITRE I

## PRESENTATION DE LA COMMUNE DE BENYAHIA ABDERRAHMANE



## Introduction :

Les projets d'alimentation en eau potable nécessitent toujours l'étude du site, pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception de ce projet.

En effet, chaque site présente des spécificités touchant en particulier l'AEP que ce soit :

- Les données relatives à l'agglomération.
- Les données naturelles du site.
- Les données relatives au développement futur de l'agglomération.
- Les données propres à l'assainissement.

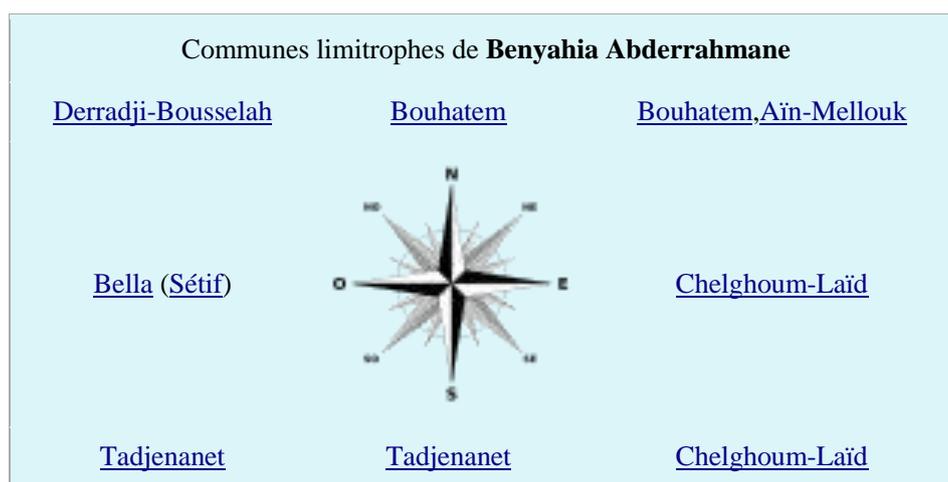
Donc la présentation de l'agglomération est une phase importante pour procéder à l'élaboration de l'étude du diagnostic de la commune de Benyahia Abderrahmane.

### I.1 Situation géographique et administrative :

La commune de Benyahia-Abderrahmane est située à l'ouest de la wilaya de Mila, et fait partie des hautes plaines constantinoises elle est limitée :

- Au nord par les communes de Bouslah et Bouhatem
- A l'est par la commune de Chelghoum-laid.
- A l'ouest par la commune de Bella wilaya de Setif.
- Au sud par le commune de Tadjenanet.

Ces communes représentent dans la figure suivant **Figure(I.1)** :



**Figure(I.1)** : Communes limitrophes de Benyahia Abderrahmane.

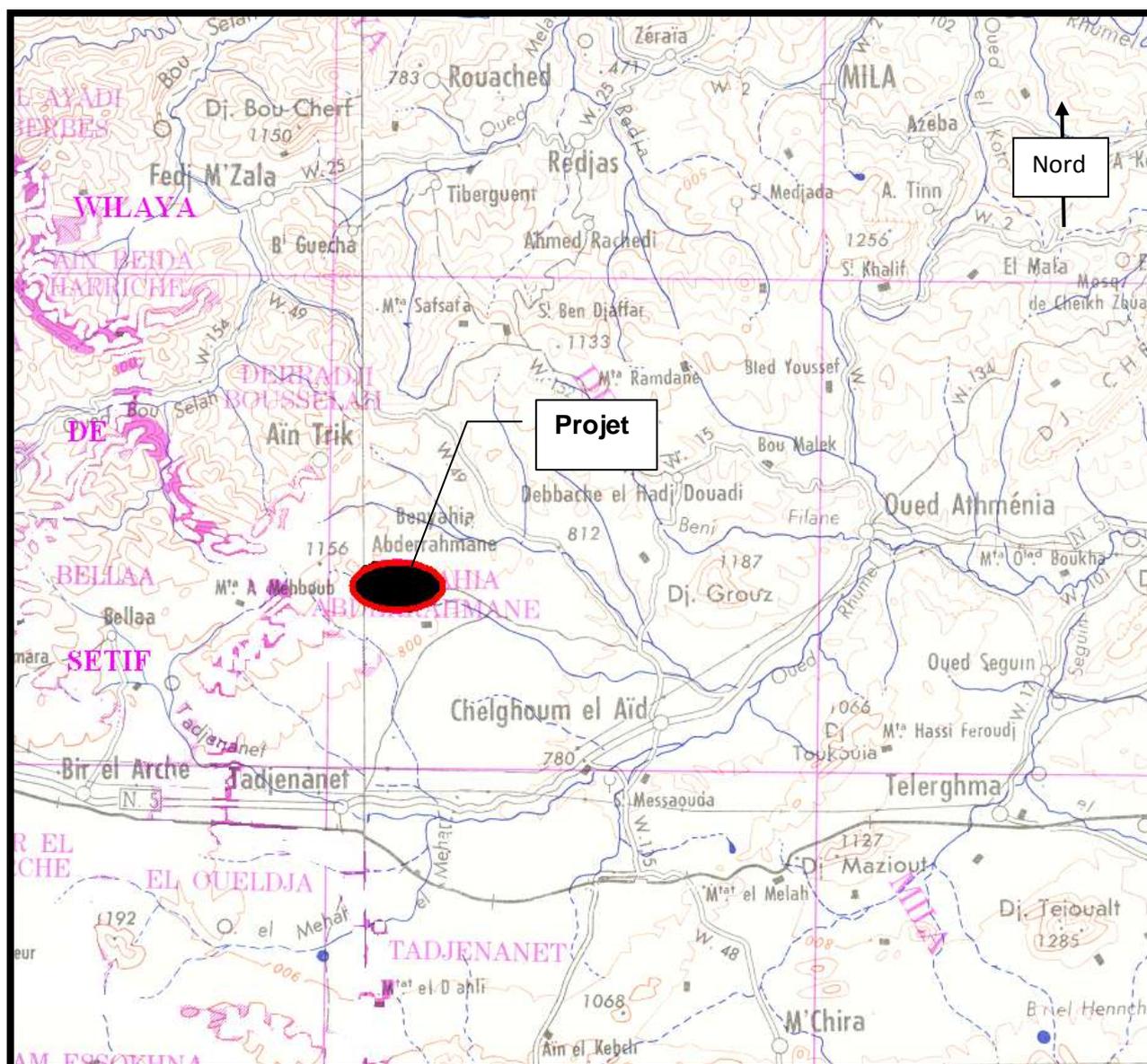


**Carte N°1 : Limites administratives de la commune de BENYAHIA  
ABDERRAHMANNE.**

Le centre objet de cette étude est le chef lieu de la commune de BEN YAHIA ABDERRAHMANE. Il se situe au sud-ouest et à 40km du chef lieu de la wilaya de MILA.

Sa situation géographique est définie par les coordonnées suivantes :

- X = 798.000,00
- Y = 331.000,00
- Z = 950,00



**Carte N°2 :** Situation géographique de la commune de Benyahia Abderrahmane.

#### Sur le plan administratif :

La commune de Benyahia-Abderrahmane était rattachée administrativement à la daïra de Chelghoum-laid depuis le découpage administratif de 1984, en 1991 elle fut rattachée à la nouvelle daïra de Tadjenamet, son chef lieu est situé à :

- 15 km, au nord de Tadjenamet, chef lieu de daïra.
- 70 km, au sud de Mila, chef lieu de la wilaya.
- 18 km, à l'est de Chelghoum-laid.

La commune se compose d'une seule agglomération de service : Khellouta distante du chef lieu de commune de 8 km environ et quelques petits

hameaux de faibles importance créés autour des fermes agricoles mais suffisamment nombreux pour représenter 73% de la population totale lors du recensement 1987 d'où le cachet rural qui caractérise cette commune [1].

## **I.2 Relief :**

D'une manière générale la commune de Benyahia présente un relief diversifié du point de vue morphologique ou l'on distingue 05 unités morphologiques qui sont les suivants :

- ❖ Les terrasses

Ces zones correspondent à l'apport alluvial d'oued –Tourit et qui couvrent la partie nord-est de la commune.

- ❖ Les plaines

IL s'agit de la plaine de Bled-Uom-Doueb, cette dernière occupe la partie sud de la commune et des plaines situées au nord –ouest depuis mechta Ain-Mokhnache à mechta El-Madjene.

- ❖ Les glacis

La zone des glacis de Djbel Djahalia et Kef Tabbakh situées au nord et à l'ouest de la commune, ainsi que les glacis de Ghdir – Safia et Draa-Denzaid, qui occupent la partie Est, et ceux de la zone centrale (ouled-larbi) de la commune.

- ❖ Les bas piémonts

La zone des bas-piémonts de Djbel Djhala et Kef Tabbakh situées au nord –est et à l'ouest de la commune ainsi que les bas-piémonts de Kef-Ben-Draa dans la partie centrale.

- ❖ Les versants

La zone des versants au terrain situé du côté Nord-est de la commune versant de Guergour-Ez-Zaouia

## **I.3 Situation Climatique :**

- **Climat :**

Le climat de la région est de type continental, caractérisé par une saison froide et humide en hiver et une saison sèche et chaude en été.

- **Précipitation :**

La moyenne annuelle des précipitations est de l'ordre de 480mm.

Le niveau des précipitations est généralement inférieur à 500 mm par an.

- **Température :**

Les températures de la région sont élevées, elles atteignent en moyenne 40°C en été, et descendent en dessous de 0°C en hiver.

- **Les vents :**

La dominance des vents en hiver est Nord-Ouest et Sud-est en été ; le siroco souffle surtout au mois de Juillet et Août.

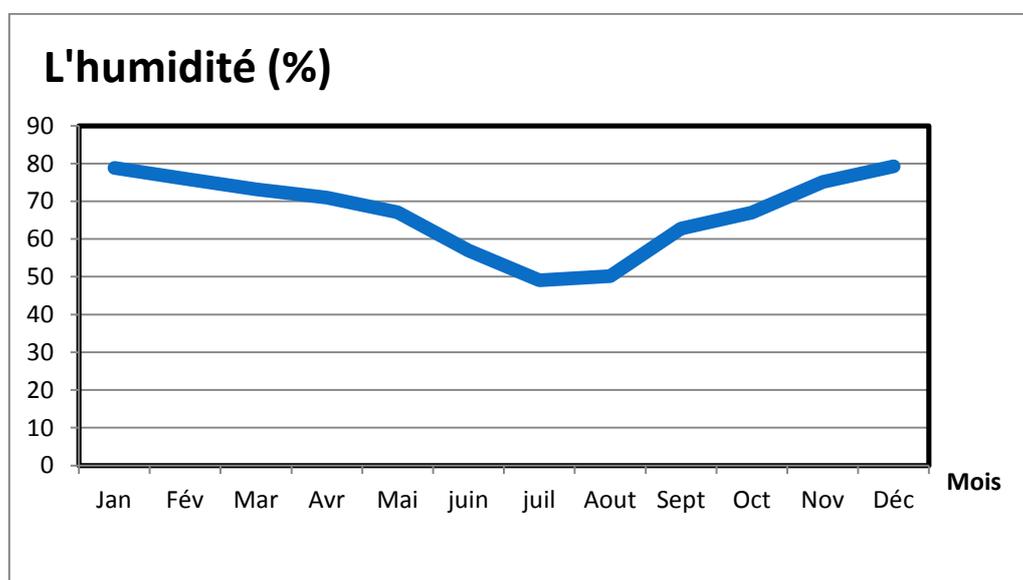
- **L'humidité**

Elle représente le rapport exprimé en % de la tension de vapeur d'eau observée à la tension de saturation pour une température donnée, les valeurs de l'humidité mensuelle moyenne interannuelle relevée à la station d'Ain El Bey sont mentionnées dans le **Tableau(I.1)**.

**Tableau(I.1) :** Humidité relative mensuelle de l'année 2005.

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	juin	juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
H <sub>r</sub> (%)	78,85	76	73,2	70,95	67,1	56,95	49,1	50,2	62,75	67	75,15	79,25

Source : ANRH.



**Figure(I.2) :** Humidité relatives mensuelles de l'année 2005.

#### **I.4 Situation géologique :**

Les alentours de l'agglomération de Benyahia-Abderrahmane présentent des différences quant aux possibilités de leurs utilisations pour la construction, ceci nous amène à les départager comme suite [1] :

##### **I.4.1 Les bons terrains (favorables à la construction)**

➤ **La croute calcaire :**

Elle constitue les terrains situés à l'est du parc communal et qui s'étendent jusqu'au cimetière des chouhadas .de teinte clair blanchâtre .elle est surmontée par une couche de terre végétale d'une épaisseur variable, une nappe phréatique existe à une profondeur moyenne de 2,25m .cette croute calcaire forme des surfaces régulières avec des pentes très faibles favorables pour les constructions ;

➤ **Les sols grenus :**

Elles occupent de grandes et sont recouvertes par une couche de terre végétale d'épaisseur variable :

- Des sables limoneux rouges brique plus ou moins durs et relativement humides
- Des gris rouge micacés ?avec des faibles horizons marneux.
- Des sables fins rouges granuleux.

➤ **Les terrains faiblement humides :**

Situées à l'entrée sud du village, ces sols présentent une pseudo-croute constituée d'un mélange de sable calcaire et de marne limoneuse jaunes ainsi que quelques graviers .

#### **1.4.2 Les terrains conditionnellement constructibles**

➤ **Terrains humides :**

Situé à proximité du CEM, au sud-est du village, ce terrain correspond à un petit vallon à fond plat ,la mauvaise infiltration des eaux et l'irrégularité de leur écoulement ainsi que la présence d'une nappe phréatique pas profonde nécessitant des mesures de protection et de fondations adéquates pour utilisation de ce sol pour la construction .

➤ **Terrains vaseux et tourbeux :**

Ils sont situés à l'entrée et presque au milieu de village et sont constitués de haut en bas par :

- ❖ Une couche de terre végétale de 20 à 30 cm d'épaisseur
- ❖ Une couche de grès et de sable fin
- ❖ Une couche de gravier et de cailloux
- ❖ Une couche de tourbe et de vase de plus de 3 m d'épaisseur

#### **1.4.3 Les mauvais terrains :**

➤ **Glissements de terrains**

À l'ouest du village se développe une bande étroite de reptation locale ce sont des détachement et de faibles glissements très lents des sols et des formations superficielles .présentant de gros risque ,ils sont défavorables pour la construction

➤ **Terrains inondables**

Situé à l'ouest et au sud du village ,ils laissent apparaitre une structure de couche lenticulaire dans un ordre sous des épaisseurs quelconque .il s'agit d'intercalations d'argile limoneux rouge brique avec des niveaux clairs de graviers et de Caillaux et parfois de sables limoneux avec des lentilles de calcaires fin l'ensemble est recouvert par une terre végétale d'épaisseur variable, la nappe phréatique est peu profonde ,par conséquent l'eau recouvre ces terrains et les rend inutilisables pour la construction .

Les meilleurs terrains favorables pour l'urbanisation et l'extension se trouvent à l'est du village.

### **I.5 Situation hydrologique :**

Le réseau hydrologique de la commune de Benyahia-Abderrahmane est représenté par :

- Oued Khallouta
- Oued Kareb
- Oued Boumrah
- Oued Dahs et ses affluents

Ces Oueds atteignent leurs maximum pendant la période pluviale en hiver, pendant la saison sèche, ils connaissent leurs plus bas sans pour autant tarir. Ils jouent un rôle très important dans l'agriculture de la région.

L'hydrologie n'est pas représenté uniquement par les eaux de surface, la présence de nappes d'eau souterraines est attesté par l'existence de nombreux puits profonds utilisés dans l'agriculture et l'alimentation en eau pour la population [1].

#### **I.5.1 Ressources en eau superficielles :**

L'écoulement des eaux superficielles de la commune de Benyahia-Abderrahmane est orienté vers le sud en drainant les grands versants expose au sud à travers un réseau dense.

Deux cours d'eau permanents se trouvent sur le territoire communale de Benyahia, il s'agit de oued Tihaloufine, qui prend source au niveau des contrebas de djbel Ahalia et oued Boumrah qui est forme par la confluence de oued Merdj-Benhamouche et chaabet Saba-ayoune, qui déversent leurs eaux.

Dans le bassin versant du barrage Beni-haroune, il existe une retenue collinaire en construction sur l'oued tourit.

#### **I.5.2 Ressources en eau souterraines :**

Il existe trois forages destinés à l'AEP, le premier est situé à Ain-Ekdain et le second restitué à Bir-Morghad et la troisième à Mechta Dahs

- **Forage Ain-Akdain** : Q=12l/s pendant 10 heures

X=794,800

Y=332,600

Z=786

- **Forage Bir-Merghad** : Q=13l/s pendant 12 heures  
X=801,200  
Y=329,800  
Z=878
- **Forage Mechta-Dahs** : Q=12l/s pendant 10 heures.  
X=800,453  
Y=329,409  
Z=795

## **I.6 Description géomorphologique :**

Le site du centre de BenYahia Abderrahmane s'étend sur une assiette foncière s'élevant à environ 100 hectares appartenant au versant Ouest de Oued Rhumel.

- Le site se caractérise par des terrains ondulés.
- La direction générale des pentes prend généralement le Nord-Ouest et Sud-Est.

## **I.7 Occupation des sols :**

Selon les termes de références édictés dans le cadre de l'étude du P.D.A.U. de la commune de BEN YAHIA ABDERRAHMANE, la typologie de l'habitat du centre est constituée en majorité de maisons traditionnelles (environ 60% du parc logement) [1].

nous avons constaté que l'occupation au sol se caractérise par la diversité des formes d'utilisation des sols.

- ❖ Equipements
- ❖ Constructions à usage d'habitation
- ❖ Espace boisé et espace libre
- ❖ En plus les occupations linéaires.

## **I.8 Situation démographique :**

### **I.8.1 Population actuelle :**

La collecte des données auprès de l'APC de Benyahia Abderrahmane a pour but la détermination de la population actuelle à alimenter et son évolution dans le temps.

la population actuelle du chef lieu de la commune de BEN YAHIA ABDERRAHMANE est estimée à 2641 habitants, et le taux d'accroissement qui sera pris en considération dans notre étude est **2,4%** à l'année 2015 (source : DPAT).

### **I.8.2 Population future :**

La population future sera estimée par la formule des intérêts composée :

$$P = P_0(1 + t)^n \dots\dots\dots(I.1)$$

**P** : population future

**P<sub>0</sub>** : population actuelle

**t** : taux d'accroissement est 2,4%(source : DPSB).

Exemple de calcul :

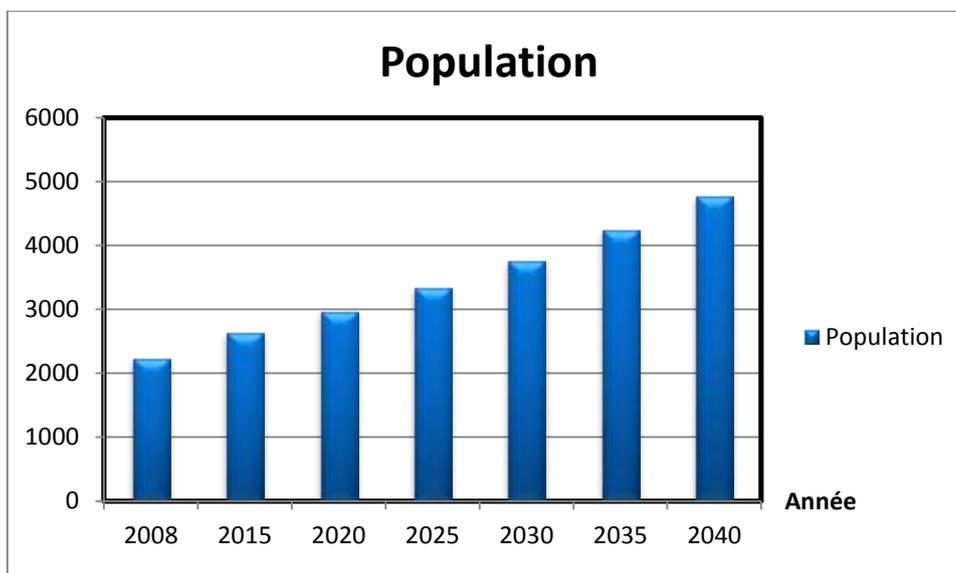
$$P_{2020} = P_{2015}(1 + 0.024)^5$$

$$P_{2020} = 2974 \text{ hab.}$$

Le tableau suivant représente l'évolution de la population :

**Tableau(I.2)** : l'évolution de la population a long terme.

<b>ANNEES</b>	<b>2008</b>	<b>2015</b>	<b>2020</b>	<b>2025</b>	<b>2030</b>	<b>2035</b>	<b>2040</b>
<b>POPULATION</b>	2235	2641	2974	3348	3770	4245	4779



**Figure(I.3)** : Evolution de la population de Benyahia Abderrahmane.

## 1.9 Evaluation des besoins en eau :

La quantification des besoins en eau est fonction de plusieurs paramètres à savoir :

- L'importance des centres urbains à desservir du point de vue économique et social.
- L'accroissement de la population.
- L'extension du tissu urbain.

La consommation d'eau d'une agglomération n'est constante, ni uniforme, elle diffère d'une agglomération à une autre, d'une période à une autre et d'une catégorie à une autre.

Dans notre étude on distingue deux types de consommateurs :

- **Besoins domestiques.**

- **Besoins publics .**

**I.9.1 Besoin domestique :** La consommation journalière moyenne domestique est obtenue par la formule suivante

$$Q_{\text{moyj}} = q_i \times N_i / 1000 \dots\dots\dots(1.2)$$

Ou :

$Q_{\text{moyj}}$  : débit moyenne journalière en  $\text{m}^3/\text{j}$ .

$q_i$  : dotation journalier en  $\text{l}/\text{j}/\text{hab}$ .

$N_i$  : nombre d'habitants.

### I.9.1.1 Choix de la dotation :

- **Commune rurale :**

une agglomération de moins de 2000 hab :125  $\text{l}/\text{j}/\text{hab}$ . (200  $\text{l}/\text{j}/\text{hab}$ .si l'élevage est intensif).

- **Commune dont la population est supérieure à 2000 hab :**

- Ville de moins de 20000 hab : 150 à 200  $\text{l}/\text{j}/\text{hab}$ .

- Ville de 20000 à 100000 hab : 200 à 300  $\text{l}/\text{j}/\text{hab}$ .

- Ville de plus de 100000 hab : 300 à 350  $\text{l}/\text{j}/\text{hab}$ .

Donc pour le calcul des besoins domestiques futurs du Benyahia Abderrahmane on recommande de prendre 150  $\text{l}/\text{j}/\text{hab}$ .

Exemple pour l'année 2040 :

$$Q_{\text{moyj}} = q_i \times \frac{N_i}{1000} = 150 \times \frac{4779}{1000} = 716,85 \frac{\text{m}^3}{\text{j}} = 8,301/\text{s} \dots\dots\dots(1.3)$$

Le calcul des besoins domestiques représentés dans le **Tableau (I.3)**.

**Tableau(I.3) : Calcul de besoin domestique.**

Horizons	2008	2015	2020	2025	2030	2035	2040
Population	2235	2641	2974	3348	3770	4245	4779
Taux d'accroissement(%)	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4
Dotation	150	150	150	150	150	150	150
Besoin domestique(m <sup>3</sup> /j)	335.25	396.15	446.1	502.2	565.5	636.75	716.85
Besoin domestique(l/s)	3.88	4.59	5.16	5.81	6.55	7.37	8.30

**I.9.2 Besoin publique :**

❖ **Besoin actuelle :**

Les différents équipements présents dans la zone d'étude sont représentés dans le **Tableau(I.4)**:

**Tableau(I.4) : Les besoins actuels.**

Equipement	Nbr	Quantité	Paramètre	Besoins (jour)
C.E.M	2	700 élèves	100 l/élève/j	70000 litres= 70 m <sup>3</sup>
Ecole primaire	1	350 élèves	100 l/élève/j	35000 litres= 35.10 m <sup>3</sup>
Mosquée	1	700 fidèles	50 l/fidèle/j	35000 litres= 35 m <sup>3</sup>
Centre de santé	1	02 agents	100l/agent /j	200 litres = 0,20 m <sup>3</sup>
Antenne P.T.T	1	02 agents	100l/agent /j	200 litres = 0,20 m <sup>3</sup>
Gendarmerie nationale	1	40 agents	100l/agent/j	4000 litres = 4 m <sup>3</sup>
Garde communale	1	40 agents	100l/agent/j	4000 litres = 4 m <sup>3</sup>
Siège de l'A.P.C	1	50 agents	100l/agent/j	5000 litres = 5 m <sup>3</sup>
Parc de l'A.P.C	1	04 agents	100l/agent/j	400 litres = 0,40 m <sup>3</sup>

Commerces tertiaires (30)	1	120 agents	50l/agent/j	6000 litres = 6,00 m <sup>3</sup>
Locaux commercial	1	150 agents	50l/agent/j	7500 litres= 7,5m <sup>3</sup>
Polyclinique	1	100 agents	50 l/agent/j	5000 litres=5m <sup>3</sup>
Maison de jeune	1	300 jeunes	50 l/agent/j	15000 litres=15m <sup>3</sup>
TOTAL majoré à 10% :				<b>187400litres = 187,4 m<sup>3</sup></b>

❖ **Besoins futurs :**

**Tableau(I.5) : Les besoins futures.**

Désignation	Quantité	Paramètre	Besoins (jour)
Bibliothèque	100	100 l/j	10000 litres= 10 m <sup>3</sup>
Mosquée	600 fidèles	50 l/j	30000 litres =30 m <sup>3</sup>
Ecole primaire	430 élèves	100 l/élève/j	43000 litres= 43 m <sup>3</sup>
Lycée	700 élèves	100 l/élève/j	70000 litres= 70 m <sup>3</sup>
C.F.P.A	300 élèves	100 l/élève/j	30000 litres= 30 m <sup>3</sup>
Stade communale	50	50l/agent /j	2500 litres = 2,5 m <sup>3</sup>
Centre administratif	40 agents	100l/agent/j	4000 litres = 4 m <sup>3</sup>
Commerces tertiaires (40)	80	50l/agent/j	4000 litres = 4,00 m <sup>3</sup>
Crèche	50 enfants	100l/enfant/j	5000 litres=5,00m <sup>3</sup>
TOTAL majoré à 10% :			<b>198500litres=198,5 m<sup>3</sup></b>

La zone d'activité proposée à long terme dans le P.D.A.U de la commune de Benyahia Abderrahmane s'étend sur une surface de 2,50 hectares, donc les besoins en eau de cette zone sont de l'ordre de : 198,5m<sup>3</sup>/j

**I.9.3 Besoins totaux :**

Les besoins en eau potable sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (I.6): tableaux récapitulatif des différents besoins.

Année	2015	2040
Besoins domestique (m <sup>3</sup> /j)	396,15	716,85
Besoins publique (m <sup>3</sup> /j)	187,4	198,5
Total (m <sup>3</sup> /j)	583,55	915,35

#### I.9.4 Etudes des variations des besoins :

Généralement le débit consommé par les habitants n'est pas constant, il varie selon la consommation due aux variations :

- Annuelles : suivant le développement de l'agglomération.
- Mensuelles : sont dues à l'importance de la vie (villas touristiques, grande ville...).
- Horaire : représente la variation la plus importante à l'heure de pointe de la journée.
- Journalière : variées suivant les jours de la semaine.

Par ailleurs, il faut voir les pertes (fuites et gaspillages) au niveau du réseau.

#### I.9.5 Evaluation des débits moyens journaliers (Q<sub>moyj</sub>) :

Le débit moyen journalier est défini comme étant le produit des pertes d'eau par les besoins en eau.

$$Q_{moyj} = \text{besoins totaux} + \text{pertes d'eau} \dots (I.4)$$

- Les Pertes d'eau :

Les pertes d'eau peuvent être calculées, annuellement, mensuellement ou par jour suivant la nature du réseau de distribution. Il y a deux types de pertes : les pertes techniques durant le traitement et sur le réseau de distribution, et les pertes commerciales dues à l'eau consommée et non facturée comme les erreurs de comptage, les branchements clandestins et les prélèvements aux bouches d'incendies.

- Les pertes sur ce réseau sont estimées à 20% parce que le risque de branchement illicites est grand.

On a :

$$\text{Perte} = \text{CT} \times 20\% \dots (I.5)$$

CT : consommation total (m<sup>3</sup>/j)

- Pour l'année 2015 :

Perte= CT × 20% Perte= 583,55× 0.2                      **Perte =116,71m<sup>3</sup>/j**

Q<sub>moyj</sub> =583,55+116,71=**700,26m<sup>3</sup>/j**

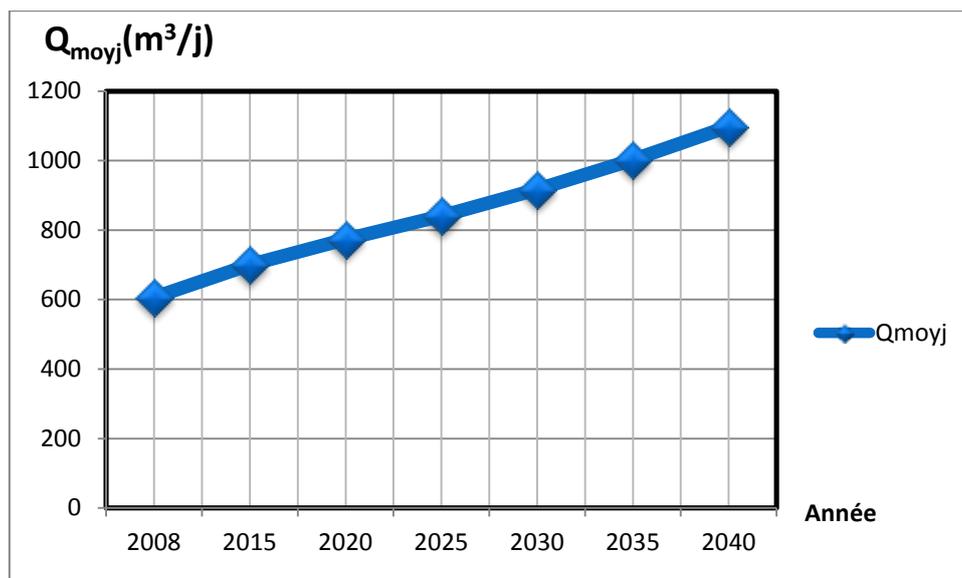
- Pour l'année 2040 :

Perte= CT × 20% Perte=915,35 × 0.2                      **Perte=183,07m<sup>3</sup>/j**

Q<sub>moyj</sub> =915,35+183,07=**1098,42m<sup>3</sup>/j**

**Tableau (I.7) : Débits moyens journaliers à différents horizons**

Année	2015	2040
Q <sub>moyj</sub> (m <sup>3</sup> /j)	700,26	1098,42



**Figure(I.4) : Variation des débits moyens journaliers à différents horizons.**

**I.9.6 Evaluation des débits maximal journaliers Q<sub>maxj</sub> :**

Représente la demande maximale en eau pour une agglomération donnée par :

$$Q_{maxj} = K_{maxj} * Q_{moyj} \dots\dots(I.6)$$

Avec :

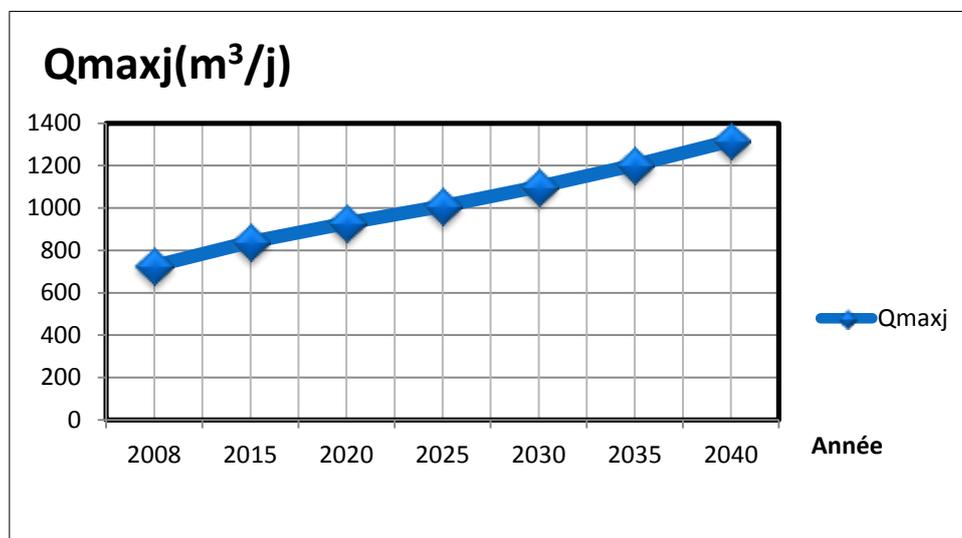
$Q_{maxj}$  : débit maximal journalier en  $m^3/j$  .

$Q_{moyj}$  : débit moyen journalier en  $m^3/j$  .

$K_{maxj}$  : coefficient d'irrégularité maximal. Ce coefficient nous permet de savoir combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier ; il varie entre [1.10 ,1.30] on prend  $K_{maxj} = 1.2$ .

**Tableau (I.8) : Détermination des débits maximaux journaliers.**

Année	2015	2040
$Q_{maxj}(m^3/j)$	840,31	1318,10



**Figure(I.6):** Variation des débits maximaux journaliers à différents horizons.

**I.9.7 Evaluation de Débits horaires :**

Il est calculé par la formule suivante :

$$Q_h = \frac{Q_{moyj} K_h}{24} \dots\dots\dots(I.7)$$

$Q_h$  : Débit horaire ( $m^3/h$ ).

$Q_{moyj}$  : Débit moyen journalier ( $m^3/j$ ).

$K_h$  : Coefficient de variation horaire.

Coefficient de variation horaire  $K_h$ , il exprime l'irrégularité de la consommation pendant les heures de la journée, il est donné par la formule :

$$K_h = \alpha_{max} \times \beta_{max} \dots\dots\dots(I.8)$$

$\alpha_{max}$ : coefficient qui dépend du niveau de confort de la population ainsi que le régime de travail 1,  $2 < \alpha_{max} < 1,4$ . (En prend  $\alpha_{max}=1,3$ ).

$B_{max}$  : Coefficient qui dépend du nombre d'habitants.

**Tableau(1.9) : les valeurs de  $\beta_{max}$**

Population (10 <sup>3</sup> )	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	<1000
$B_{max}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1

**Pour l'année 2015 :**

Pour Population 2641hab  $\beta_{max} \{1,5 -1,6\}$

$$K_{maxj}=1,2$$

$$\alpha_{max} =1,3$$

$$\beta_{max} = ?$$

Dans ce cas on applique l'interpolation

$$1,6 - 1,5 \rightarrow (2,5 \times 10^3) - (4 \times 10^3)$$

$$1,6 - X \rightarrow (2,5 \times 10^3) - (2641)$$

$$X = 1,59$$

$$\beta_{max}=1,59$$

$$K_h = \alpha_{max} \times \beta_{max}=1,3 \times 1,59=2,07$$

Donc le débit horaire est égale à

$$Q_h = \frac{700,26 \times 2,07}{24} = 60,40m^3/h$$

**Pour l'année 2040 :**

Pour Population 4779hab  $\beta_{max} \{1,5 -1,4\}$

On applique l'interpolation

$$1,5 - 1,4 \rightarrow (4 \times 10^3) - (6 \times 10^3)$$

$$1,5 - X \rightarrow (4 \times 10^3) - (4779)$$

$$X = 1,46$$

$$\beta_{\max}=1,46$$

$$K_h = \alpha_{\max} \times \beta_{\max}=1,3 \times 1,46=1,9$$

Donc le débit horaire est égale à

$$Q_h = \frac{1098,42 \times 1,9}{24} = 86,96 \text{ m}^3/\text{h}$$

### I.9.8 Evaluation de Débit de pointe $Q_p$ :

Il représente la demande en eau dans les heures de pointes

$$Q_p = Q_{\text{moyh}} \times K_p \dots\dots\dots(\text{I.9})$$

Avec :

$Q_{\text{ph}}$  : débit de point horaire ( $\text{m}^3/\text{h}$ ) ;

$Q_{\text{moyh}}$  : débit moyen horaire ( $\text{m}^3/\text{h}$ ) ;

$K_p$  : coefficient de point horaire.

$$K_p = K_j \times K_h \dots\dots\dots(\text{I.10})$$

**Pour l'année 2015 :**

$K_j$  : coefficient de variation journalière  $K_j=1,2$ .

$K_h$  : Coefficient de variation horaire  $K_h=2,07$ .

Donc :  $K_p=1,2 \times 2,07=2,48$ .

Débit de pointe égale à :

$$Q_p = 700,26 \times 2,48 = 1739,45 \text{ m}^3/\text{j}$$

**Pour l'année 2040 :**

$K_j$  : coefficient de variation journalière  $K_j=1,2$ .

$K_h$  : Coefficient de variation horaire  $K_h=1,9$ .

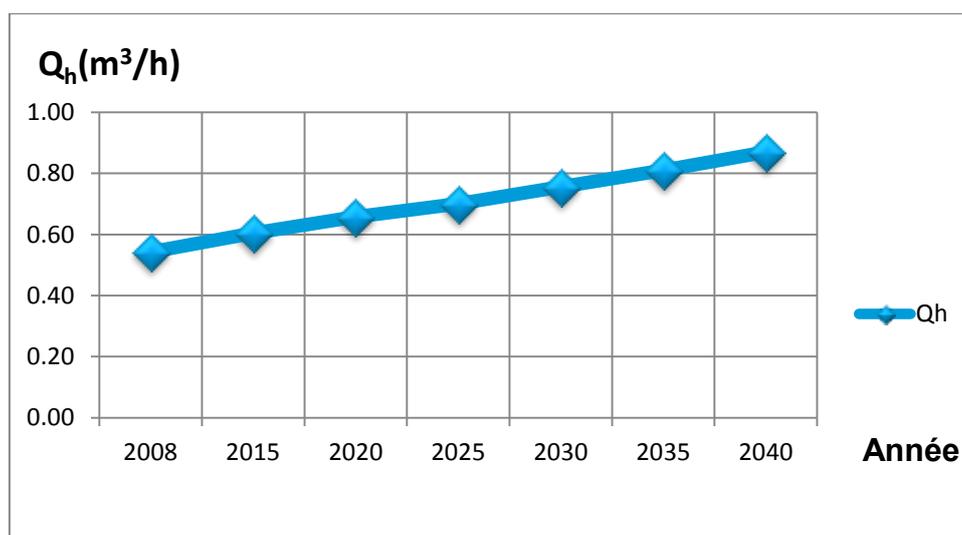
Donc :  $K_p=1,2 \times 1,9=2,28$ .

Débit de pointe égal à :

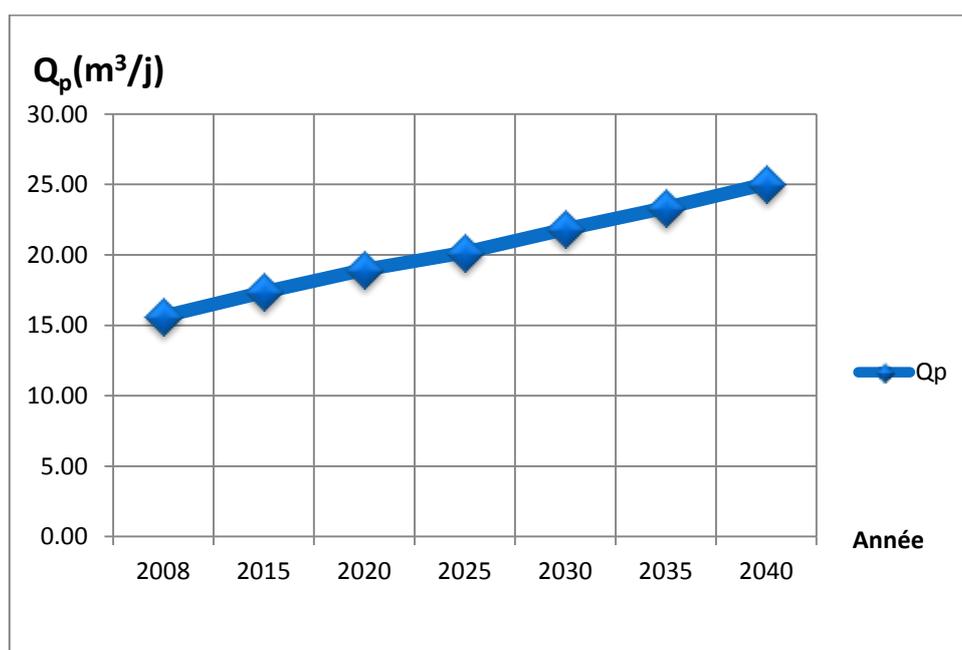
$$Q_p = 1098,42 \times 2,28 = 2504,4 \text{ m}^3/\text{j}$$

Tableau(I.10) : Evaluation de  $Q_h$  et  $Q_p$ .

Année	$K_h$	$K_p$	$Q_h(m^3/h)$	$Q_p(m^3/j)$
2015	2,07	2,48	60,40	1739,45
2040	1,9	2,28	86,96	2504,4



Figure(I.6) : Variation des débits horaire à différents horizons.



Figure(I.7): Variation des débits de pointe à différents horizons.

Tableau récapitulatif :

**Tableau (I.11) : Détermination des différents débits.**

<b>Année</b>	<b>2008</b>	<b>2015</b>	<b>2020</b>	<b>2025</b>	<b>2030</b>	<b>2035</b>	<b>2040</b>
<b>Q<sub>moyj</sub>(m<sup>3</sup>/j)</b>	606,3	700,26	773,52	840,84	916,80	1002,30	1098,42
<b>Q<sub>maxj</sub>(m<sup>3</sup>/j)</b>	727,56	840,31	928,22	1009,01	1100,16	1202,76	1318,10
<b>K<sub>h</sub></b>	2,15	2,07	2,04	2	1,98	1,94	1,9
<b>Q<sub>h</sub>(m<sup>3</sup>/h)</b>	54,31	60,40	65,75	70,07	75,64	81,02	86,96
<b>K<sub>p</sub></b>	2,58	2,48	2,45	2,40	2,38	2,33	2,28
<b>Q<sub>p</sub>(m<sup>3</sup>/j)</b>	1564,25	1736,64	1895,12	2018,02	2181,98	2335,36	2504,40

**Conclusion :**

- ❖ La commune de Benyahia-Abderrahmane est située à l'ouest de la wilaya de Mila, s'étend sur une superficie totale de 112.5 km<sup>2</sup>, soit 11250 hectares.
- ❖ Le climat de la région est de type continental, caractérisé par une saison froide et humide en hiver et une saison sèche et chaude en été.
- ❖ La moyenne annuelle des précipitations est de l'ordre de 480mm.
- ❖ Les températures de la région sont élevées, elles atteignent en moyenne 45°C en été et descendent en dessous de 1°C en hiver.
- ❖ La dominance des vents en hiver est Nord-Ouest et Sud-est en été ; le siroco souffle surtout au mois de Juillet et Août.
- ❖ \* Les ressources d'eau de l'horizon actuel et futur peuvent satisfaire les besoins du chef lieu de la commune de Benyahia Abderrahmane en eau potable à long terme (horizon 2040).



# CHAPITRE II

## TERMES DESCRIPTIF DES ELEMENTS DU RESEAUX ET DIAGNOSTIQUE



### Introduction :

L'objet de ce chapitre est de présenter les infrastructures du réseau d'AEP actuel à savoir :

- Les ressources en eau ;
- Les réservoirs de stockages ;
- Les stations de pompage ;
- Les conduites d'adduction et de distribution ;

Et en fait le diagnostic de ces infrastructures, Investigations, mesures et recherches de fuites.

### II.1 Présentation des installations existantes :

#### II.1.1 Ressources existantes :

##### II.1.1.1 captage :

Il comprend :

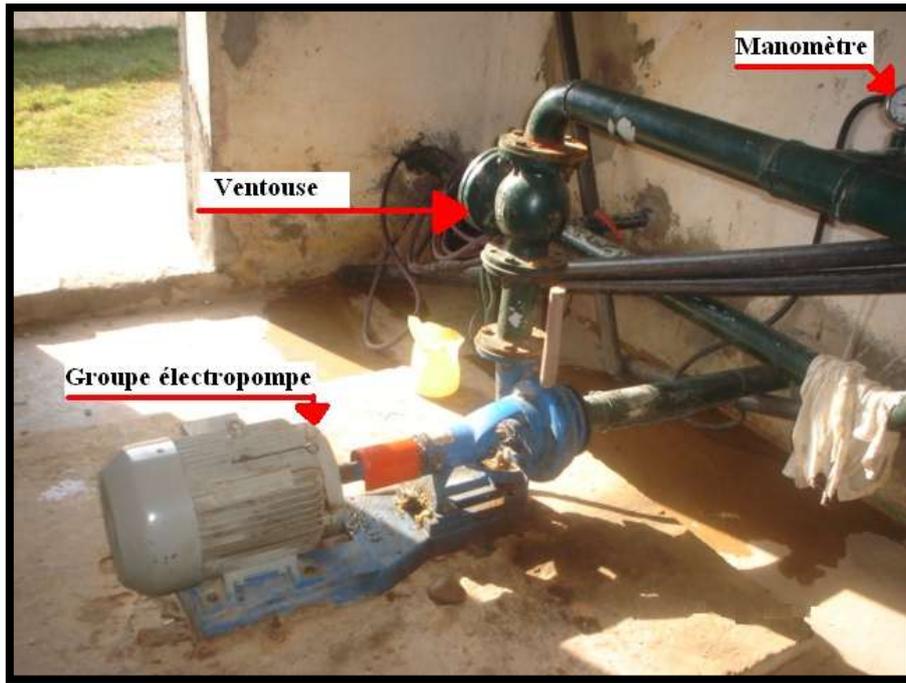
- Une station de pompage sur captage existant est équipée de deux (02) groupes électropompes à axe horizontal (dont un servira de secours) munies de deux (02) armoires de commande, tous ces équipements sont à l'état neuf dont les travaux de rénovation ont été achevés en 2003.

Les caractéristiques des groupes électropompes :

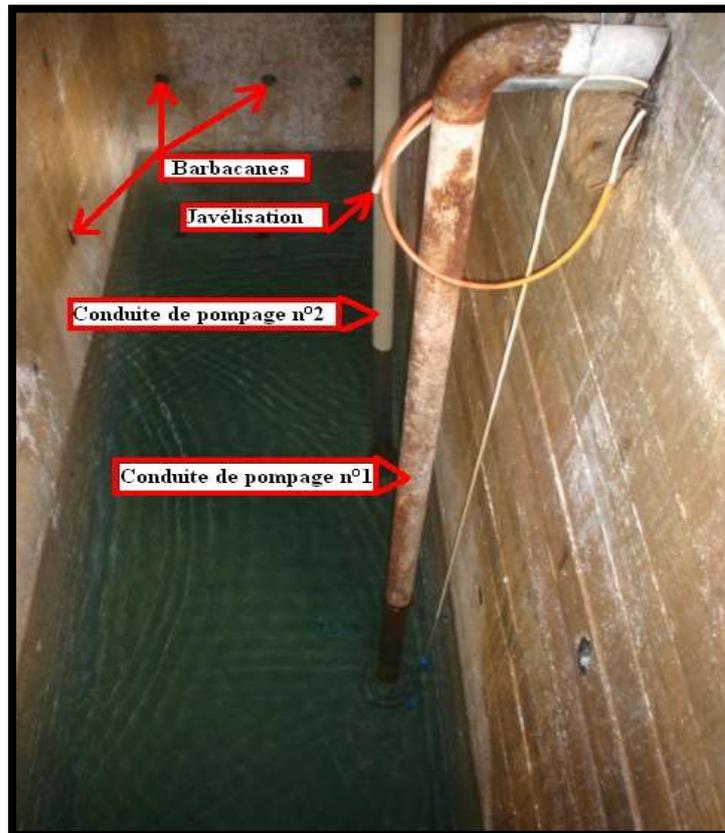
Le pompage s'effectue pendant une heure et demis par jour (données A.P.C).



**Figure(II.1) :** Aménagement actuel de la source (Mûr de clôture- chambre de manœuvre – captage).



Figure(II.2) : Equipements de la chambre de manœuvre (pompage)-  
Rénovation (2003 source A.P.C)



Figure(II.3) : Photo prise à l'intérieur du captage.

➤ Diagnostic de captage :



**Figure(II.4) : captage.**

- Le mur de clôture et la chambre de manœuvre nécessitent une rénovation



**Figure(II.5) : Armoire de commande.**

- Les fils électriques nécessitent une protection.

### II.1.1.2 Les forages :

#### II.1.1.2.1 Forage Ain Akdaine :

Le forage de Ain Akdaine est situé à quatre (04) kilomètres à l'Ouest du chef lieux de la commune de Benyahia Abderrahmane.

Le forage est réalisé en 1991 ; Avec un abri de forage et un mur de clôture réalisé en maçonnerie.

La mise en service du forage d'Ain Akdaine était en 1992.

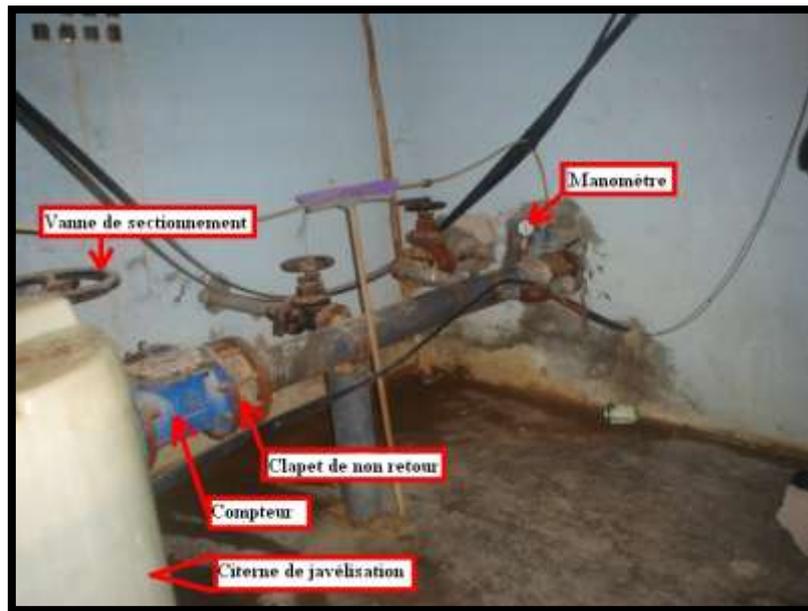
Ces équipements sont à l'état neuf.

Les caractéristiques du forage d'Ain Akdaine et de ses équipements sont :

- Profondeur = 150ml.
- Niveau de calage de la pompe = 120ml.
- Débit = 20l/s (source P.D.A.U).
- Le débit moyen enregistré pendant 24 heures de pointage est égale à  $25,52\text{m}^3/\text{h}$  c'est-à-dire 7,09l/s.



**Figure(II.6) :** Enceinte du forage d'Ain Akdaine.



Figure(II.7) : Equipements du forage d'Ain Akdaine.

➤ **Diagnostic de forage Ain Akdaine :**

- L'état de la maçonnerie intérieure est moyen.
- La porte métallique de l'abri est ancienne et corrodée.



Figure(II.8) : Equipements du forage d'Ain Akdaine.

- Les fils électriques nécessitent une protection

### II.1.1.2.2 Forage Bir Merghade (Gantra) :

Le forage de Bir Merghade est situé à trois (03) kilomètres à l'Est du chef lieu de la commune de Benyahia Abderrahmane [1].

#### ➤ Diagnostic de forage Bir Merghade :

Le forage est réalisé en Septembre 2006 ; Avec un abri de forage. Le mur de clôture n'est pas encore réalisé, (le projet accuse une réception provisoire).

- La cote du calage du groupe électropompe=802 m.
- Le débit moyen enregistré pendant 12 heures de pointage est égale à  $Q=18l/s$ .



Figure(II.9) : Forage Gantra (Bir merghade).

- Le mur d'enceinte n'est pas encore réalisé.

### II.1.1.3 Puits :

Le puits est situé au centre du chef lieu de la commune de Benyahia Abderrahmane.

Il est situé à l'intérieur d'une enceinte réalisée en maçonnerie avec une chambre de manœuvre.

Profondeur du puits = 10m.

Débit d'exploitation = 1l/s (source P.D.A.U).

### ➤ Diagnostic de puits :

Ce puits n'est pas exploité, parce que les résultats de l'analyse chimique de son eau démontrent qu'il n'est pas potable, selon les informations recueillies auprès des services techniques de l'A.P.C de Benyahia Abderrahmane.



**Figure(II.10) :** Puits situé au centre du chef lieu de la commune.

Cette photo montre la dégradation de l'environnement immédiat du puits.

## II.2 Ouvrage de stockage :

### II.2.1 Réservoir semi enterré 200m<sup>3</sup> :

Le réservoir semi enterré d'une capacité de 200m<sup>3</sup> est situé à la côte 963m, au Sud-ouest du chef lieu de la commune.

Il est réalisé en 1984. Il est alimenté par une conduite de refoulement  $\Phi 90\text{mm}$  – P.V.C provenant du captage et une autre conduite gravitaire  $\Phi 160\text{mm}$  – P.V.C provenant du réservoir brise charge semi enterré 50m<sup>3</sup> (adduction forage Ain Akedaine).



Figure(II.11) : Réservoir semi enterré 200m<sup>3</sup>.

➤ **Diagnostic de réservoir semi enterré 200m<sup>3</sup> :**

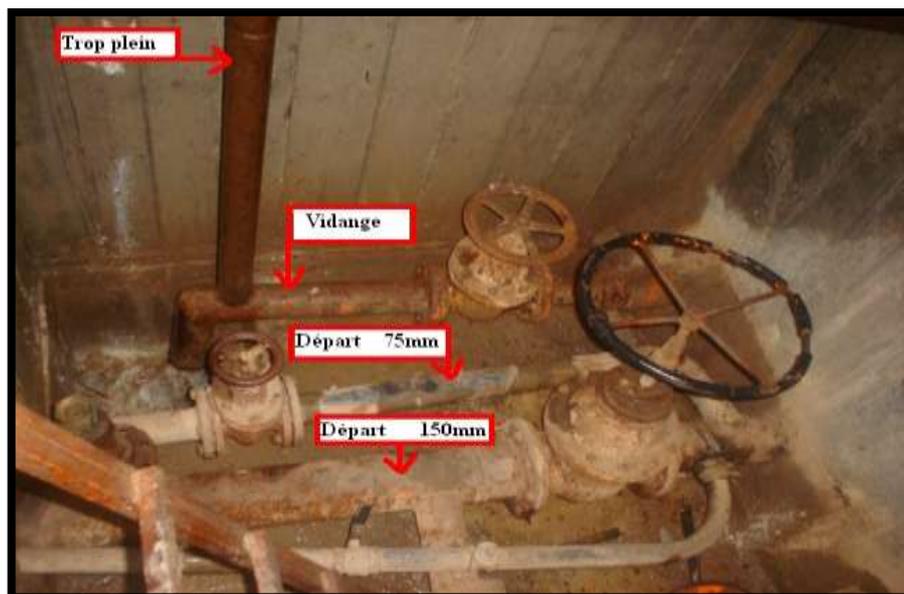
Le réservoir est doté uniquement d'un regard de vannes.

Ces équipements sont anciens et corrodés.

Le réservoir est dégradé et présente des fuites au niveau du radier.

D'où la nécessité de prévoir des équipements neufs pour ce réservoir ; quant à sa stabilité et la qualité du béton il est subtil de faire une expertise approfondie qui peut définir la durée de vie du réservoir.

- La dégradation du réservoir et de son environnement.



Figure(II.12) : Regard de vannes du réservoir semi enterré 200m<sup>3</sup>.

- L'ensemble des équipements sont anciens et corrodés.
- La vidange déverse directement dans le réseau d'assainissement, ce qui explique l'odeur insupportable au sein du regard de vannes du réservoir.

### II.2.2 Réservoir semi enterré 250m<sup>3</sup> :

Le réservoir semi enterré d'une capacité de 250m<sup>3</sup> est situé à la côte 1028m, à l'Ouest du chef lieu de la commune.

Ce réservoir est réalisé en 2006. Il se compose d'une cuve de 250m<sup>3</sup> et une chambre de manœuvre.

Les équipements de ce réservoir ne sont pas encor installés.

Ce réservoir est réalisé dans le but de renforcer l'alimentation en eau potable du chef lieu de la commune et ce à partir du forage de Bir Merghade.



**Figure(II.13)** : Le nouveau réservoir semi enterré 250m<sup>3</sup> réalisé en 2006.

### II.2.3 Réservoir surélevé 35m<sup>3</sup> :

Le réservoir sur élevé d'une capacité de 35m<sup>3</sup> est situé à la côte 970m, à 100m du côté Ouest du réservoir existant 200m<sup>3</sup>.

Il est alimenté en P.V.C -  $\Phi$ 75mm ; à partir de la conduite d'adduction (captage - réservoir 200m<sup>3</sup>).

Son état est vétuste, il est à déclasser.



Figure(II.14) : Le réservoir surélevé 35m<sup>3</sup> situé au sein de l'ancienne ferme.

## II.3 Diagnostic et analyses des adductions :

### II.3.1 Adduction captage – réservoir 200m<sup>3</sup> :

Une conduite ancienne, réalisée en 1986, en P.V.C  $\Phi 90\text{mm}$  – PN10bars reliant la station de pompage du captage et le réservoir 200m<sup>3</sup>.

Cette adduction présente plusieurs fuites. Elle est à reprendre.

### II.3.2 Adduction forage Ain Akdaine – réservoir 200m<sup>3</sup> :

Une conduite en amiante ciment - $\Phi 150\text{ mm}$ , sur une longueur totale de 1400m, reliant le forage d'Ain Akdaine et le réservoir Djahlia (semi enterré d'une capacité de 200 m<sup>3</sup>).

Une conduite en P.V.C - $\Phi 160\text{ mm}$ , sur une longueur totale de 3024m, reliant réservoir Djahlia et le réservoir surélevé d'une capacité de stockage de 50m<sup>3</sup> situé à Ain Amar.

Une conduite en P.V.C - $\Phi 160\text{mm}$ , sur une longueur totale de 1000m, reliant le réservoir (brise charge) semi enterré de 50m<sup>3</sup> et le réservoir semi enterré de 200m<sup>3</sup> du chef lieux de Ben Yahia Abderrahmane.

### II.3.3 Adduction forage Bir Merghad – réservoir 250m<sup>3</sup> :

Une conduite en P.V.C - $\Phi 160\text{mm}$ - PN16bars, Réalisé en 2006 ; Cette conduite sert à alimenter le nouveau réservoir 500m<sup>3</sup> destiné à l'alimentation en eau potable de sept (07) mechtat située au sud-est de la commune de

Benyahia Abderrahmane, d'une part et à alimenter le nouveau réservoir 250m<sup>3</sup>.

La première tranche de cette Adduction est réalisée en P.V.C -  $\Phi$ 160mm- avec une pression nominale de 16 bars, sur une longueur totale de 2200,00m.

### II.4 Diagnostic et analyses des distributions :

La plus grande partie du centre de Benyahia Abderrahmane est alimenté en eau potable à partir du réservoir d'une capacité de stockage de 200m<sup>3</sup> ; le reste des habitations situées au Sud – Ouest du centre (au environ de l'ancienne ferme coloniale) sont alimentées à partir du réservoir surélevé d'une capacité de stockage de 35m<sup>3</sup>.

D'après le P.D.A.U, environ 87% du parc logement est branché au réseau d'A.E.P.

L'ancien réseau de distribution est réalisé en 1986, il sert à desservir l'ancien noyau du centre de Benyahia Abderrahmane.

Le réseau doit être repris et ce pour plusieurs raisons :

- L'état de vétusté de ce réseau
- Plusieurs constructions ont été réalisées sur ce réseau ;
- Les branchements illicites et anarchiques.

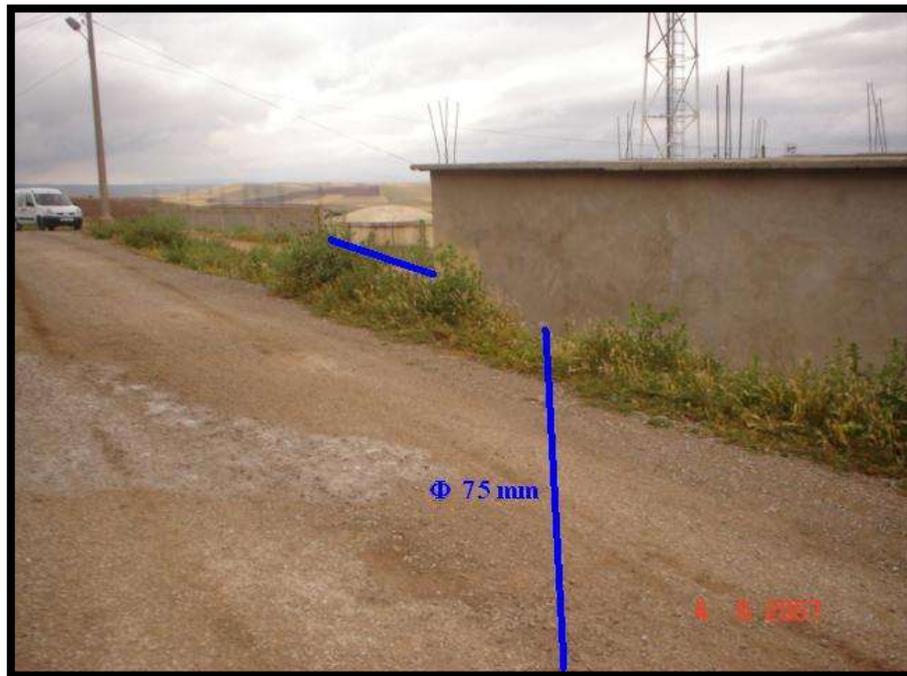
Un autre réseau de distribution est réalisé en 2002. Ce réseau est constitué d'une conduite principale en P.V.C -  $\Phi$ 160mm, desservant une conduite en P.V.C - $\Phi$ 125mm ; qui sert à alimenter la partie Est du centre (Logements, Habitation de l'auto - construction, la garde communale...), d'une part ; et l'autre conduite sert à renforcer l'alimentation en eau potable de l'ancien noyau du centre [1].



Figure(II.15) : Habitation construite sur la conduite d'adduction captage – réservoir 200m<sup>3</sup>.



Figure(II.16) : Constructions illicites réalisées au dessus du réseau de distribution.



**Figure(II.17)** : Construction réalisée au dessus de la conduite en P.V.C  $\Phi 75\text{mm}$  alimentant le réservoir surélevé.



**Figure(II.18)** : Construction réalisée au dessus de la conduite en P.V.C  $\Phi 160\text{mm}$ .



**Figure(II.19)** : Le sondage démontre l'état de vétusté de la conduite de distribution (présence de fuites).

### **II.5 Dysfonctionnement des réseaux d'eau et problématique des fuites :**

Le rôle d'un gestionnaire du réseau d'eau potable est de fournir aux usagers l'eau en quantité suffisante et de meilleure qualité possible ; pour cela il dispose d'installations visible en surface ; comme les stations de traitement, les réservoirs ainsi que les réseaux de canalisations qui sont enfouis dans le sol. Ces installations, une fois construites font l'objet de dégradations dues au temps ou à la corrosion et doivent être surveillées, contrôlées, et entretenues. Le temps et l'action des différents phénomènes (le sol corrosif, contrainte mécaniques, surpression, etc.) contribuent à la dégradation des canalisations d'un réseau et de ces accessoires. Une combinaison de ces phénomènes va accélérer la détérioration des conduites. L'augmentation du nombre des interventions, des casses observées sur le réseau, ainsi qu'une dégradation de la qualité de l'eau transportée représente des indicateurs du vieillissement du réseau [3] .

#### **II.5.1. Vieillessement d'un réseau d'eau :**

##### **II.5.1.1. Définition du vieillissement d'une conduite d'eau potable :**

Le vieillissement d'une conduite correspond à sa dégradation dans le temps, celle-ci donnant lieu, soit à certains dommages, soit au mauvais fonctionnement hydraulique du réseau [5].



**Figure II.20 :** Vieillesse des canalisations [10].

### **II.5.1.2 Mauvais fonctionnement hydraulique du réseau engendré par le vieillissement d'une conduite :**

- **Chute de pression :** Une conduite en service aura un diamètre diminué à cause de l'entartrage ou des protubérances dues à la corrosion.
- **Fuites diffuses :** Dues aux détériorations des joints ou à la corrosion des tuyaux. Une forte augmentation de leur nombre peut avoir une incidence directe sur le réseau et diminuer le rendement.
- **Ruptures :** Dues à l'action combinées de la corrosion sur la conduite et du mouvement de sol (vibration, séisme, travaux divers). Une rupture peut entraîner une intervention sur le réseau de plusieurs heures, pendant laquelle les abonnés sont éventuellement privés d'eau ou bien subissent une chute de pression [4].

Chacune de ces détériorations engendre en outre certains dommages qui sont

- Des pertes d'eau, d'où une augmentation de la production ;
- Des pertes en énergie (augmentation du temps de pompage) ;
- Des interventions sur le réseau.

### **II.5.1.3 Dommages divers engendrés par le vieillissement d'une conduite**

- **Détérioration de la qualité d'eau :**

On peut distinguer deux types de dommages liés à la dégradation de la qualité de l'eau. Le premier est celui qui engendre la non potabilité de l'eau. Il faut alors élaborer un nouveau traitement rendant cette eau potable. Le deuxième concerne l'augmentation du nombre de plaintes des abonnés dû à une apparence négative de l'eau (odeur, couleur, goût). Ceci entraîne alors une baisse d'image de marque de service exploitant.

- **Fuites diffuses :**

Ces fuites peuvent déstabiliser la conduite en érodant le lit de pose, d'où rupture au niveau des points fragiles du tuyau.

- **Ruptures**

Elles peuvent avoir des incidences indirectes :

- **Inondation** : D'où coupure de trafic sur la chaussée concernée, ou dommage chez un particulier.
- **Coupure d'eau** : Donc dommages causés notamment aux industries ou aux centres de santé.
- **Plaintes des abonnés** : Chacun de ces dommages engendre des coûts indirects, qui peuvent être souvent nettement supérieurs aux coûts directs de main d'œuvre pour effectuer la réparation.

Le vieillissement de la conduite ne correspond pas à un seul phénomène ayant lieu sur la conduite mais plutôt à l'action de plusieurs facteurs propres à la conduite et son environnement. Le paragraphe suivant montre l'évaluation effective du vieillissement à partir des différents phénomènes précédents.

### II.5.1.4 Évaluation du vieillissement d'une conduite

#### II.5.1.4.1 Qualité de l'eau

Le phénomène de vieillissement ne peut être quantifié directement, mais à partir des phénomènes par lesquels il se manifeste. La mesure de la dégradation de la qualité de l'eau peut permettre de caractériser l'état de la ou des conduites proche du point de mesure ou de l'endroit où a eu lieu de plainte d'un abonné. Elle peut renseigner sur l'état de corrosion de la conduite pour ce qui concerne les conduites métalliques. C'est le cas lorsque des produits de corrosion sont transportés à travers le réseau. On a par exemple le phénomène d'eau rouge, qui correspond à l'oxydation d'ions ferreux en ions ferriques principalement dans les eaux douces, acides ou désaérées. Certaines autres substances comme le manganèse peuvent également entraîner la coloration de l'eau (la noire).

On peut également être renseigné sur la corrosion bactérienne, en examinant les teneurs en bactéries du fer 1 ou sulfate-réductrices 2. Un mauvais état des joints ou des conduites en matière plastique peut également altérer la qualité d'eau, du fait de l'introduction de substances provenant de l'extérieur, comme des hydrocarbures.

A fin de bien connaître le vieillissement, il est important d'étudier la corrélation entre l'âge de la conduite et l'apparition d'une mauvaise qualité de l'eau. Cependant il est très difficile d'identifier la conduite «malade», car on ne peut dire avec précision quelle est celle qui a détérioré la qualité de l'eau [5]

#### II.5.1.4.2 Diminution de la capacité de transport

Cette valeur correspond à la diminution du diamètre interne de la conduite ou à l'augmentation de la rugosité. Ceci est engendré par l'entartrage calcaire sur les conduites non revêtues d'un revêtement interne mais aussi par l'apparition de protubérances dues à des produits de corrosion. La diminution de la capacité de transport se manifeste :

- Soit par la mise en évidence de l'augmentation des pertes de charges sur le réseau ou sur une partie, cette augmentation est non induite par l'augmentation de la consommation.
- Soit par la modélisation hydraulique du réseau.

- Soit par une comparaison entre des observations (pas assez de pression ou débit au niveau des habitations) et les débits théoriques entendus en certains points du réseau.
- Soit à partir d'échantillons de canalisations prélevés directement sur le réseau, et l'analyse de ces échantillons. Cependant ces relevés demeurent ponctuels et leurs interprétations sont difficilement généralisables.

Le nouveau diamètre ou le nouveau coefficient de rugosité estimé ou mesuré sur une conduite donne alors un état de son entartrage. Si cela est possible on peut là aussi définir la corrélation pouvant exister entre la dégradation de la conduite et certains facteurs comme son âge, sa nature, la qualité de l'eau à l'entrée dans le réseau [4].

### II.6 Problématique des fuites :

Les fuites engendrent des pertes qui peuvent être de deux types [6]:

- Les pertes au niveau d'adduction qui surviennent dans le cas où il y a des transferts d'eau très importants, entre la production et la mise en distribution. L'absence de comptage tant à l'amont qu'à l'aval ne permet pas d'évaluer ces pertes.
- Les pertes en distribution qui correspondent à la différence entre le volume d'eau distribué et le volume d'eau consommé. Elles sont due aux :
  - Fuites au niveau des joints,
  - Fuites aux différentes prises de branchement,
  - Fuites sur branchements ;
  - Cassures des conduites ;
  - Erreurs de comptage ;
  - Eaux piratées (branchements illicites).

#### II.6.1 Types des fuites :

L'EPA (Environmental Protection Agency) a regroupé et utilisées des données sur les fuites ou ruptures dans plusieurs services Américains. Les données recueillies ne sont pas toujours basées sur les mêmes définitions concernant les fuites. On peut distinguer [3] :

- **Les fuites (leak repair)** : Ce sont tous les évènements entraînant une réparation sur les conduites, les hydrants, les branchements qui sont :
  - \* Les fuites sur tuyau (main leak).
  - \* Les fuites sur joints (joints leak).

- **Les ruptures sur conduites (main break)** : Elles représentent les défaillances structurelles du tuyau ou de l'emboîtement dus à une surcharge excessive, une détérioration du lit de pose, un contact avec les autres structures, la corrosion, ou une combinaison entre ces conditions.

On remarque que les définitions précédentes différencient surtout les fuites sur conduites de celles ayant eu lieu sur les différents organes du réseau (vannes ; pompes) par la suite on distingue aussi les fuites et les ruptures [7].

- **La défaillance** : Est une rupture ou une fuite apparente nécessitant une intervention sur le réseau. Elle peut avoir lieu soit sur tuyau, soit sur le joint. Ceci exclut les fuites ayant lieu sur les branchements, ainsi que celles ayant lieu sur les organes du réseau, tels que les pompes, les vannes, les hydrants et autres organes régulateurs.

La limite entre rupture et fuite n'est pas toujours bien définie ; **une rupture** est une fuite, mais **une fuite** n'est pas obligatoirement une rupture, ces fuites peuvent être visibles ou non. Elles sont classées en deux types [5] :

- **Les fuites diffuses**
- **Les ruptures (défaillances) ou les fuites apparentes**

### II.6.1.1 Les fuites diffuses :

Les fuites diffuses sont mises en évidence lors des mesures bien spécifiques ou lorsque la tranchée d'une conduite est ouverte. Elles n'entraînent pas en général de réparations sur la conduite. Ce sont elles qui en général abaissent le rendement d'un réseau et ne lui permettent pas d'avoir une valeur supérieure à 90% à 95 % [8].

Elles caractérisent, soit une fragilisation du tuyau par de petites ouvertures, soit un mauvais état des joints qui devient alors poreux. On peut les constater de manières différentes :

- Par le constat d'une diminution importante du rendement du réseau ;
- Par une augmentation croissante de la consommation de nuit ;
- Soit par des campagnes de mesures sur terrain, par des techniques de corrélation acoustique. Ce genre de mesure permet de retrouver précisément quelles sont les conduites les plus dégradées.

L'état de conduite est alors déterminé par le nombre et la taille des fuites que l'on peut détecter [6].

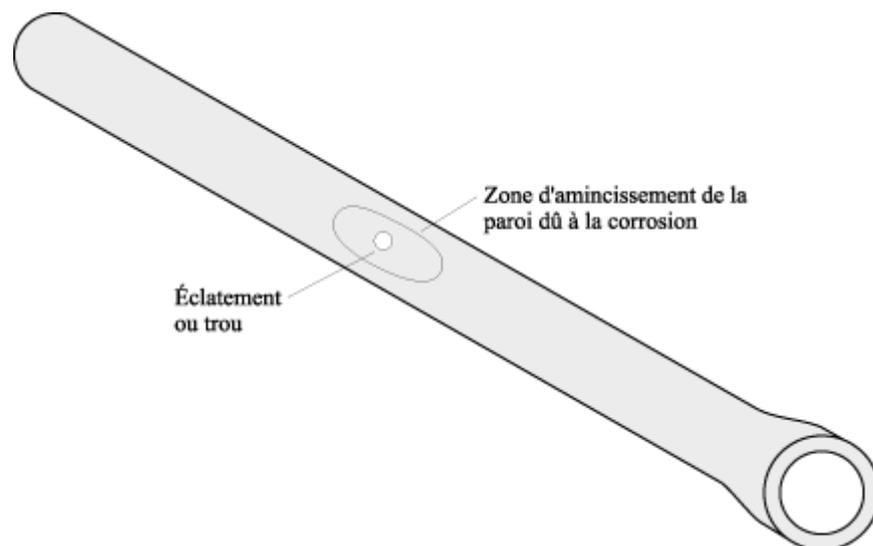
### II.6.1.2. Les ruptures (défaillances) ou les fuites apparentes :

Ces fuites (ruptures) qui entraînent automatiquement des interventions sur le réseau, on l'appelé par la suite défaillance. Elles sont mise en évidence, soit parce qu'elles entraînent, au niveau de la chaussée, une inondation plus au moins importante, soit parce que l'on constate une augmentation brutale de la consommation de nuit. Dans ce cas on peut trouver l'endroit de la rupture avec précision ou de la fuite avec un jeu de vannes. Ces casses caractérisent un mauvais état de la conduite et une certaine fragilisation ; elles peuvent avoir lieu à la suite d'une corrosion dans le temps de la conduite reliée à un mouvement de sol ou une augmentation de la pression interne. Elles correspondent soit à une diminution de la paroi de la conduite, soit à la formation de trous (**Figure II.22**) .En général ces ruptures sont différentes selon le diamètre. En fonction du diamètre et du type de défaillances, les ruptures transversales (**Figure II.23**) ont lieu surtout sur les petits diamètres alors que les gros diamètres subissent plutôt des ruptures longitudinales ou des piquages (**Figure II.24**). Elles peuvent également concerner les fuites au

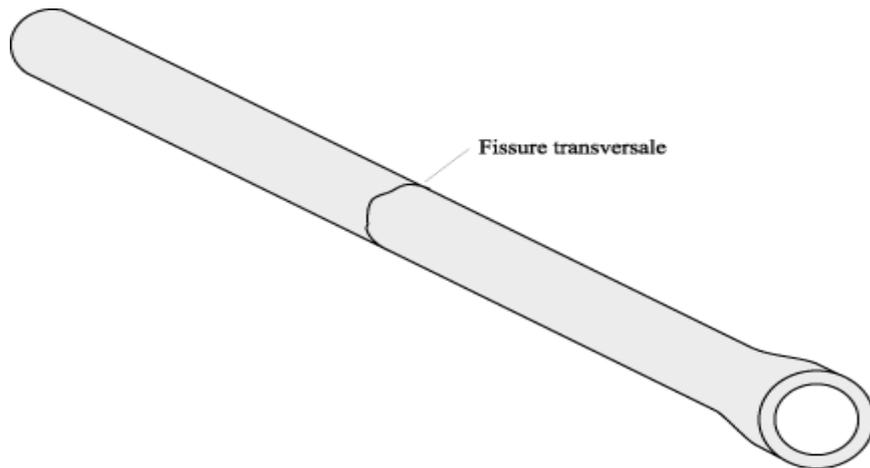
niveau des joints (pour les diamètres plus élevés (**Figure II.25**) qui, en fonction de leurs importances, deviennent apparentes [3].



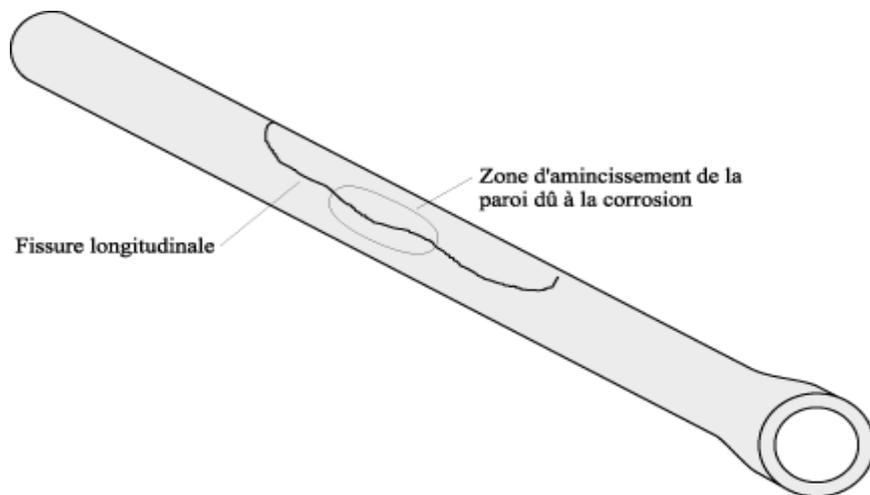
**Figure (II.21) :** Une conduite ayant subi une rupture [6].



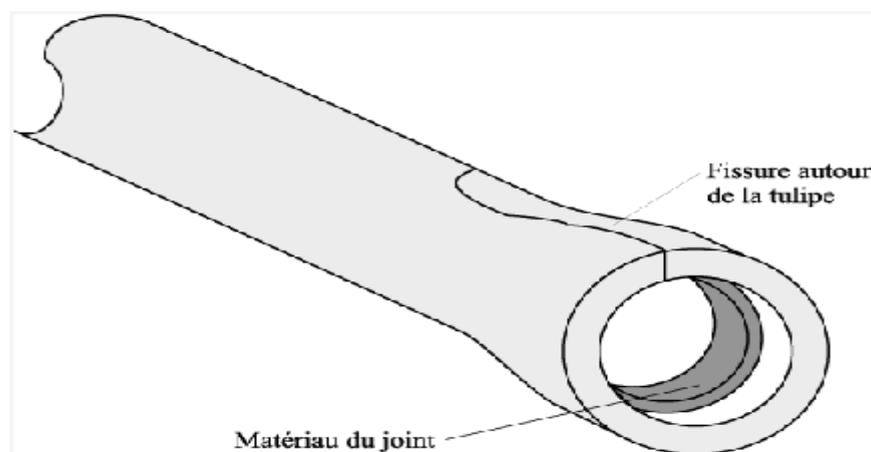
**Figure(II.22) :** Différents types de ruptures des conduites d'eau potable (Eclatement).



**Figure (II.23)** : Différents types de ruptures des conduites d'eau potable (Fissure transversale).



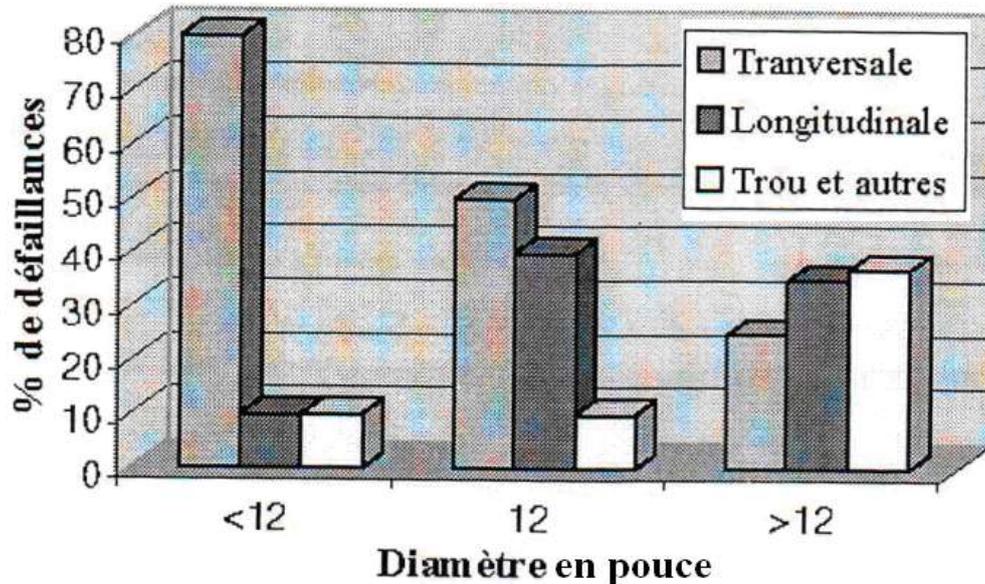
**Figure (II.24)** : Différents types de ruptures des conduites d'eau potable (Fissure longitudinale).



**Figure (II.25)** : Différents types de ruptures des conduites d'eau potable (Fissure autour de la tulipe et joint).

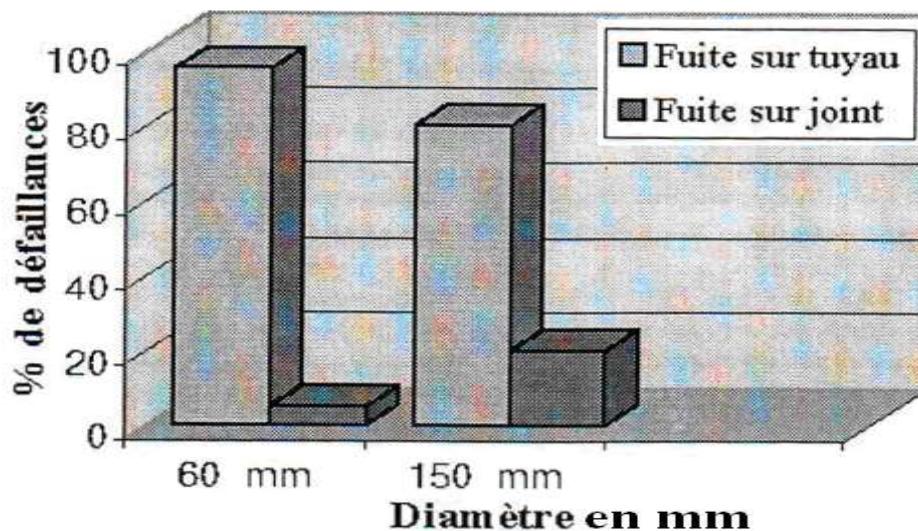
Une rupture ou les fuites apparentes correspondent à un affaiblissement de la conduite, c'est-à-dire une diminution de la paroi, en un endroit précis (piquage) ou non (fissure) combinée à une augmentation de contraintes sur la canalisation, soit à une non- étanchéité du joint. Comme on a cité auparavant ; les ruptures transversales ont lieu surtout sur les petits diamètres alors que les gros diamètres subissent des ruptures longitudinales ou des piquages.

( **Figure II.26**) montre la fréquence des défaillances en fonction du diamètre et du type de défaillance[3]



**Figure (II.26) :** Fréquence des types de ruptures en fonction du diamètre [3].

Aussi les fuites se trouvent au niveau des petits diamètres, alors que les diamètres plus élevés ont des fuites au niveau des joints.



**Figure (II.27) :** Répartition des fuites sur tuyau et sur joint en fonction du diamètre.

## II.7 Causes des fuites :

Les fuites peuvent être dues aux plusieurs facteurs. Ils peuvent être répartis en groupes [6] :

- Les éléments propres au type de la canalisation
- Les éléments liés à l'exploitation des réseaux
- Les éléments extérieurs aux réseaux.

La figure (II.28) montre les différentes causes qui peuvent entraîner l'affaiblissement d'une conduite d'eau potable.

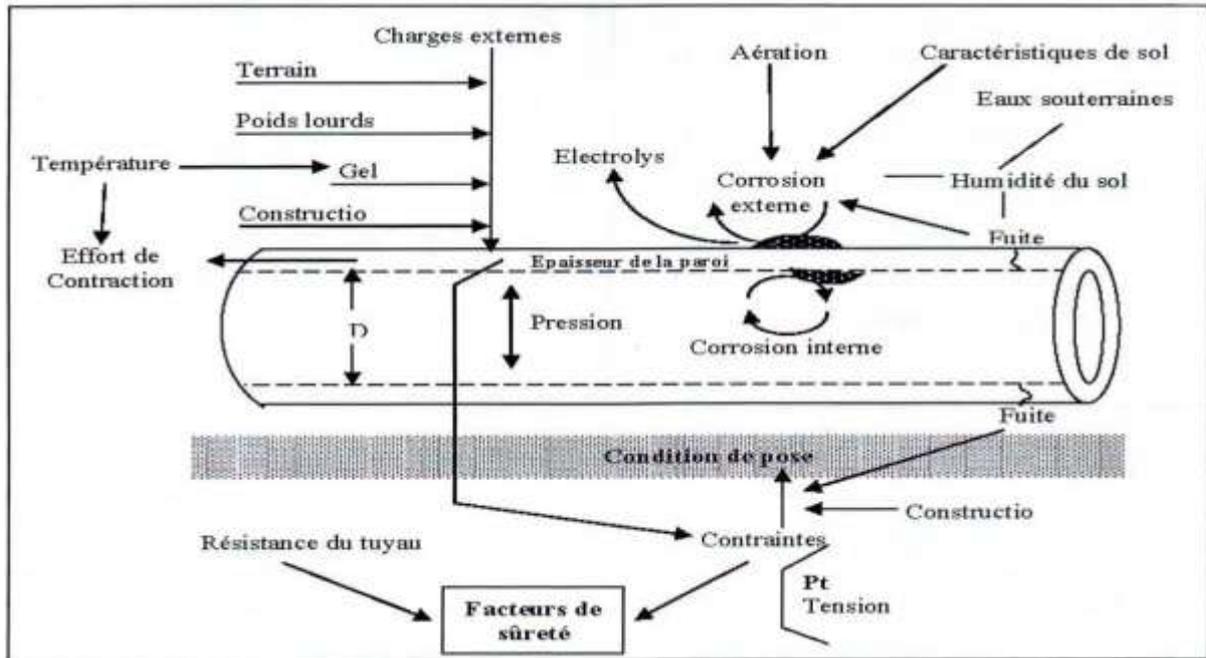


Figure (II.28): Causes de l'affaiblissement d'une conduite d'eau potable [11]

### II.7.1 Les différentes contraintes qui agissent sur une canalisation :

La figure (II.29) récapitule les différentes contraintes mécaniques qui agissent sur une conduite.

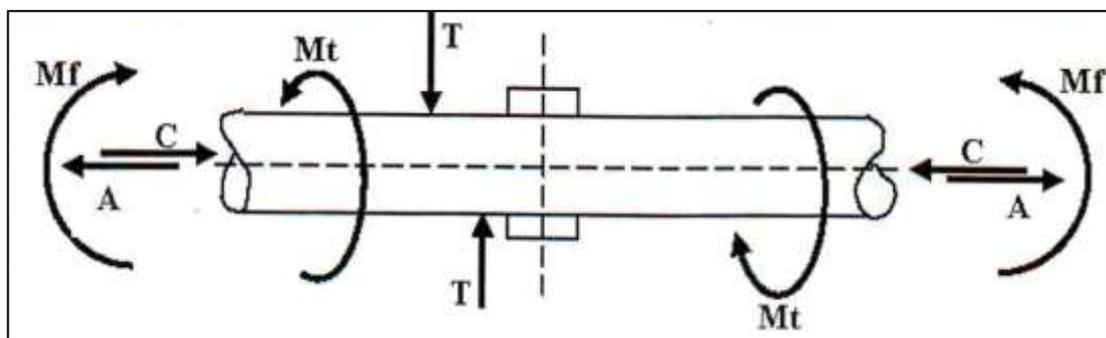


Figure (II.29) : Contraintes subies par une conduite d'eau potable [4].

**Mf** : moment de flexion susceptible de provoquer une courbure de la canalisation.

**Mt** : moment de torsion susceptible de tordre la canalisation autour de son axe.

**T** : contrainte de cisaillement.

**A** : effort de traction axiale.

**C** : contrainte de compression.

Ces contraintes peuvent être variées à cause de :

- mouvement violent ou lent du sol.
- transmission directe excessive de charges accidentelles en surface,
- travaux de voiries.

### II.7.2 Les éléments influençant l'apparition des fuites :

#### II.7.2.1 Les éléments propres à la canalisation :

La durée de vie d'une conduite dépend de son matériau constructif, de ses dimensions (diamètre, épaisseur de la paroi), de ses résistances aux efforts internes et externes qui s'y appliquent et du processus de corrosion qui se développe [5].

- ❖ le diamètre ;
- ❖ le matériau ;
- ❖ le type de joint ;
- ❖ La corrosion interne.

**A- Le diamètre** Le diamètre peut jouer un rôle important dans le mécanisme d'apparition des défaillances. Ainsi un petit diamètre est plus sensible aux efforts de traction. Les tuyaux de diamètre inférieur à 100mm ont presque toujours des ruptures transversales [3].

**B- Le matériau** Tout matériau de canalisation d'eau potable doit se conformer à certaines spécifications de telle sorte qu'on évite de détériorer la qualité de l'eau transportée et retarder au maximum le vieillissement du réseau .

**B- Le type des joints** Les joints sont conçus pour relier des tronçons de tuyaux. Ils doivent être placés entre des tuyaux alignés pour éviter leur détérioration prématurée [3].

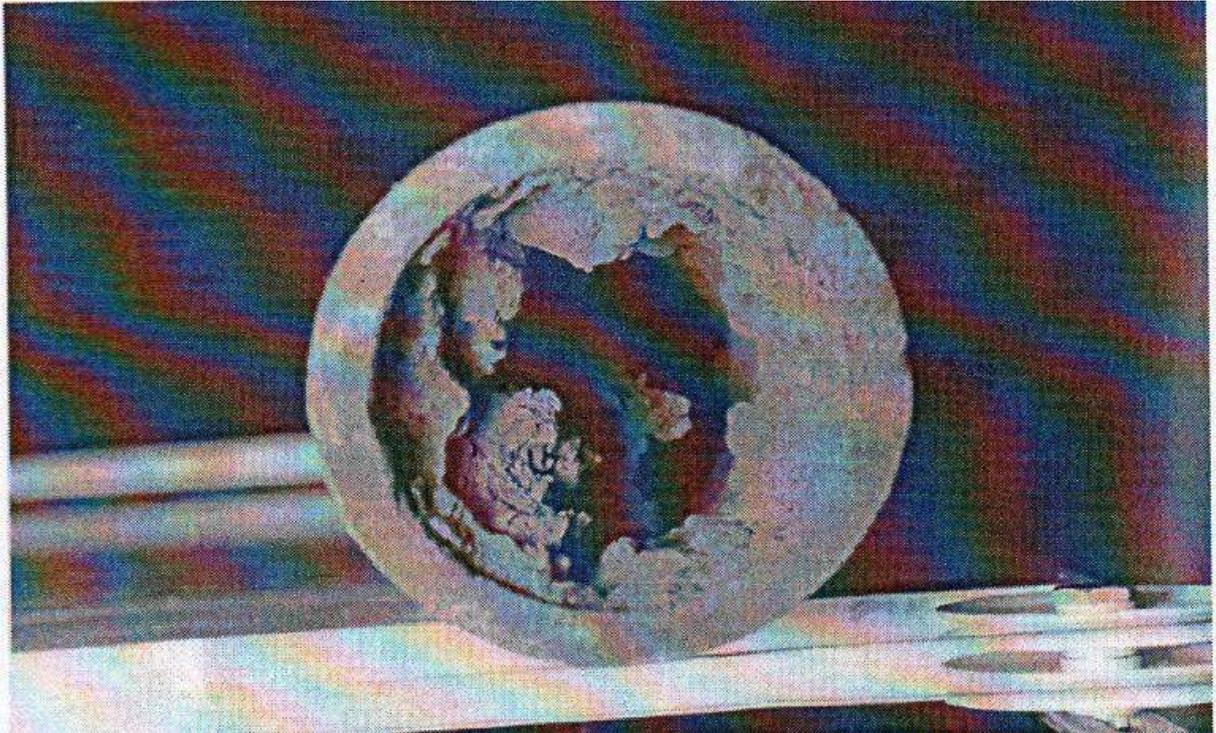
Ils existent trois types de joints ; en plomb ; en caoutchouc et en matière plastique elles se distinguent par leurs caractéristiques :

- les joints au plomb ne sont pas élastiques et transmettent donc les tensions d'un tuyau à l'autre.
- Les joints en caoutchouc sont bien entendu élastiques. Cependant leur vieillissement est encore mal connu.
- Les joints en matière plastique, les joints élastomères et les joints collés, entraînent des fuites diffuses importantes. Les services techniques ayant posé ce type de joint ont observé bien souvent une diminution du rendement de réseau.

**D- la corrosion interne** La corrosion est toujours le résultat de la présence simultanée de deux agents : le métal et le milieu corrosif qui est l'eau dans le

cas de la corrosion interne. La corrosion interne est régie par nombreux facteurs [6] :

- La vitesse de l'eau peut avoir une influence sur les zones de dépôt ;
- Quand le PH d'équilibre n'est pas atteint, l'eau est alors agressive favorisant cette corrosion qui est particulièrement importante pour les tuyaux en acier ;
- Si l'équilibre calco-carbonique de l'eau n'est pas atteint, il se produit soit une diminution d'épaisseur de la paroi de la canalisation (eau agressive), soit une diminution de la section de la canalisation (eau incrustante) [5].



**Figure (II.30) :** Conduite subi une corrosion interne [6]

Les principales conséquences de la corrosion interne sont la modification des diamètres des canalisations, la dégradation de la qualité de l'eau transportée et les capacités hydrauliques de la conduite.

### II.7.3 Les éléments extérieurs aux réseaux :

Les facteurs liés à l'extérieur de la canalisation sont :

#### A. La corrosion externe

Elle correspond à l'échange d'ions entre le sol et la paroi de la conduite et peut avoir diverses origines [3] :

- **Les courants vagabonds :**

Ils sont générés par les installations électriques alimentées en courant continu, peuvent augmenter les risques de corrosion des canalisations. Ainsi une part importante de ces cas courants peut emprunter comme chemin de retour de la canalisation en tant que conducteur, ce qui provoque une corrosion au niveau des points de sortie des courants.

- **L'hétérogénéité par contact :**

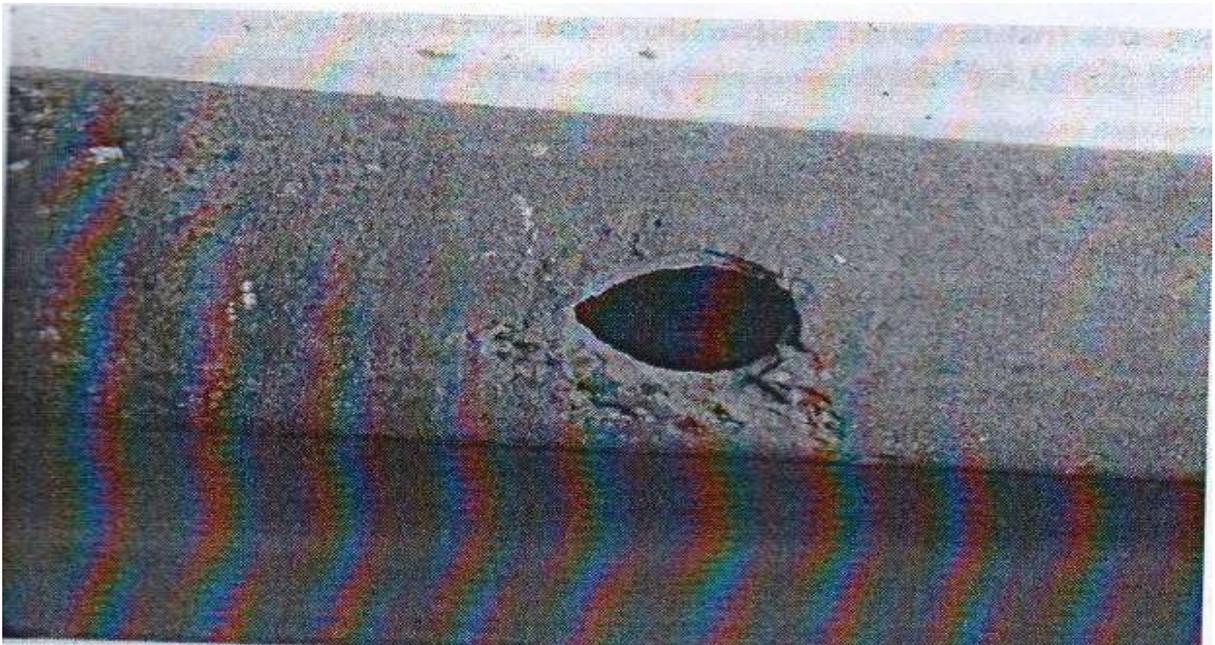
Elle a lieu au niveau des raccordements de canalisation de matériaux différents, ce qui peut entraîner une différence de potentiel importante et peut induire une pile de corrosion par contact. Pour interdire le passage du courant, il faut isoler les conduites au niveau des raccordements.

- **L'hétérogénéité de surface :**

Est la conséquence du non respect des conditions de pose. Un choc lors de pose, peut provoquer une altération surfacique ou une discontinuité locale et création d'un phénomène de pile électrique.

- **L'hétérogénéité du sol :**

Lorsqu'une canalisation traverse des sols différents, il peut se créer une pile géologique dans laquelle la partie de la canalisation se trouvant dans le terrain le moins aéré devient anodique et se corrode (pile d'aération différentielle) .



**Figure (II.31) :** Conduite subi une corrosion externe par courant vagabonds [11].

**B. Les mouvements de sol et le trafic** Il faut considérer le poids des voitures, des camions et leur fréquence de passage qui, en fonction de l'épaisseur et du type de sol qui recouvrent la conduite ainsi que du type de chaussée en surface (rigide ou souple), génèrent des problèmes de fatigue et de surcharge.

**C. Les charges du terrain** Sous l'appellation charges des terrains, on considère le poids des terres au dessus de la conduite (d'où l'importance de la profondeur de pose de la canalisation). Ce poids variera d'un site à un autre en fonction de la teneur en eau et du type de matériaux constituant le sol [3].

### II.7.4 Les éléments liés à l'exploitation des réseaux :

Les éléments liés à l'exploitation du réseau sont [6] :

- **La vitesse de l'écoulement**

Une demande croissante en eau aura lieu une conséquence de l'augmentation de la vitesse de l'écoulement ce qui introduit une corrosion et générer des contraintes mécaniques excessives. A l'inverse une diminution ou décroissante aura pour conséquence relative des temps de séjour de l'eau dans les conduites, ce qui favorise la sédimentation et l'amorce de nouvelles formes de corrosion. La vitesse de l'eau dans les conduites doit être de l'ordre de 3m/s.

- **La pression**

Il faut que la pression chez l'utilisateur ne dépasse pas 4 bars. Au-delà de cette valeur, il y a risque d'apparition de désordres. A l'inverse la pression minimale à l'entrée doit être 1 bar [9].

- **La température de l'eau**

Le risque de la température se traduit dans les branches mortes du réseau, où l'eau peut stagner. Une rapide diminution de la température peut alors entraîner une contraction de la canalisation. Et une augmentation des contraintes longitudinale de traction. D'où une fragilisation des tuyaux.

- **Les conditions d'exploitation**

Une augmentation de la charge hydraulique peut avoir lieu, suite à une modification du régime hydraulique, telle que le passage d'une adduction gravitaire à une alimentation avec pression ou la réduction de section due à une réhabilitation de canalisation. Cette surcharge hydraulique peut alors entraîner une augmentation du nombre de fuites ou de ruptures dans les semaines suivant le changement.

- **Les manœuvres sur réseau**

Le phénomène du coup de bélier est très violent et est dû à la circulation d'une onde de pression ou dépression dans les conduites suite à l'ouverture ou fermeture brusque d'une vanne ; ou la coupure de l'alimentation en électricité ce qui engendre une coupure de pompage brusque. Ce phénomène peut fragiliser dangereusement les conduites [3].

### II.8 Les manifestations des fuites :

Les symptômes des fuites peuvent être multiples tels que :

- La non concordance des volumes mesurés sur les compteurs ;
- L'anomalie dans la distribution, bruits anormaux sur les réseaux ;
- L'affaissement des terrains ;
- La présence de végétation anormalement développée ;
- Les terrains humides par temps sec ;
- L'arrivée de l'eau claire dans les égouts ;
- La baisse anormale du niveau d'eau dans le réservoir ;
- L'humidité anormale sur la chaussée.

### Conclusion :

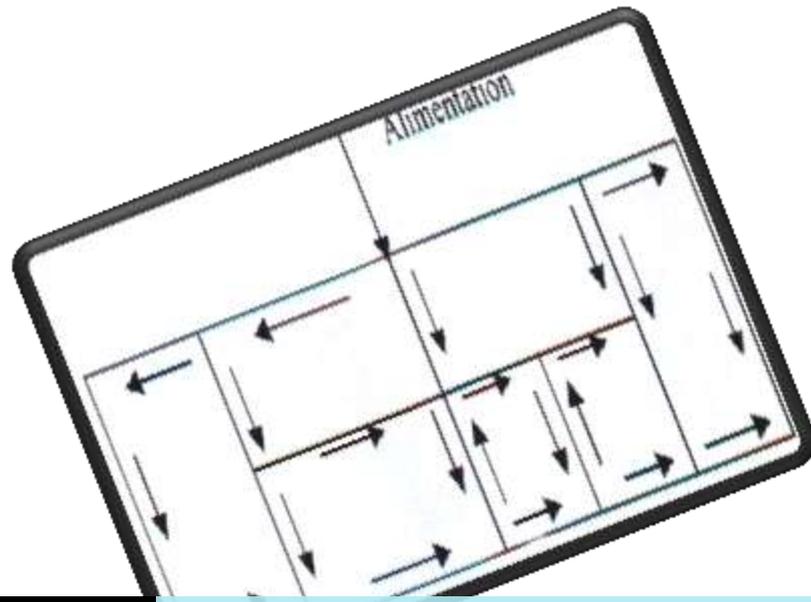
Dans ce chapitre nous avons défini un ensemble des infrastructures du réseau de commune de Benyahia Abderrahmane, et en fait le diagnostic, suit à l'apparition des fuites.

\* L'état vétuste de l'ensemble du réseau de distribution exige sa rénovation.

\* Le réservoir existant de  $35\text{m}^3$  est à déclasser.

\* La mobilisation du nouveau réservoir  $250\text{m}^3$  répond au besoin du centre de Benyahia à moyen terme (2020).

\* Par contre à long terme (2040) il y aura un déficit en capacité de stockage de  $234\text{m}^3$ , d'où la nécessité de prévoir un réservoir d'un volume standard de  $250\text{m}^3$ .



# CHAPITRE III

## CALCUL HYDRAULIQUE DE RESEAU D'AEP



**Introduction :**

Après avoir évalué les besoins en eau d'une agglomération quelconque on doit faire le choix convenable du réseau pour distribuer l'eau aux différentes catégories de consommateurs recensés au niveau de l'agglomération.

Le but de la mise en place de ce dernier est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression. Pour cela les différents tronçons des canalisations du réseau doivent avoir des diamètres optimums et ils seront dimensionnés en conséquence.

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

- conduites et pièces spéciales
- appareils de robinetterie : vannes, clapets
- appareils de mesure : compteurs, débitmètres
- appareils de fontainerie : bouches d'incendie

Dans ce chapitre, nous avons insisté sur le type de réseau utilisé dans notre étude, la méthode de calcul hydraulique, ainsi que leur dimensionnement.

**III.1 Réseaux de distribution :**

Les réseaux de distribution d'eau ont pour objectif de ramener l'eau, à partir du ou des réservoirs, jusqu'aux consommateurs (ou abonnés), fournir le débit maximal avec une pression au sol(ou charge) minimale compatible avec la hauteur des immeubles.

**III.2 Structure des réseaux :**

L'eau est distribuée aux consommateurs par des réseaux de conduites locaux, à l'intérieur de la zone alimentée. Les principaux éléments d'un réseau de distribution sont: les conduites, les branchements et les pièces spéciales (coudes, raccordements, vannes, compteurs, bouches d'incendies, ...). Les conduites de distribution doivent suivre les rues de la ville et sont posées en terre, généralement, sous le trottoir.

Selon les liaisons entre les différents tronçons de distribution, on distingue généralement deux types de réseaux: réseaux ramifiés et réseaux maillés.

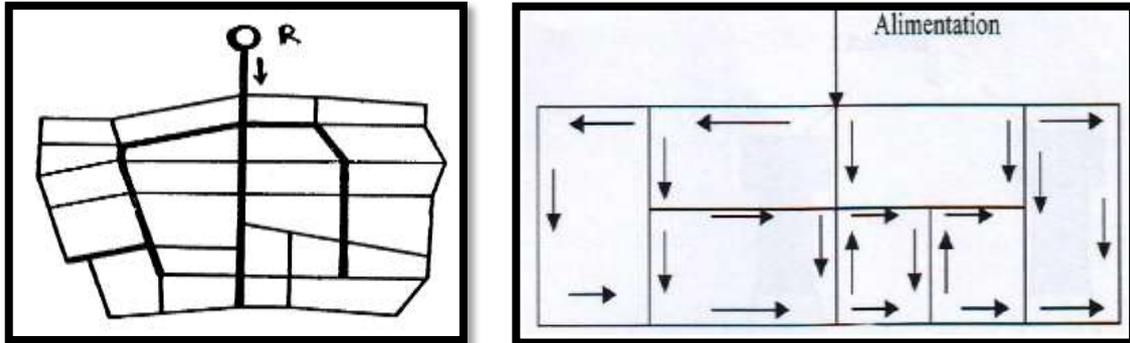
**III.2.1 Réseau maillé :**

Ce type de réseaux présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité (en cas de rupture d'une conduite principale, tous les abonnés situés à l'aval seront privés d'eau).

Le réseau maillé dérive du réseau ramifié par connexion des extrémités des conduites (généralement jusqu'au niveau des conduites tertiaires), permettant une alimentation de retour. Ainsi, chaque point du réseau peut être alimenté en eau de deux ou plusieurs côtés.

Les petites rues sont toujours alimentées par des ramifications.

Ce type de réseaux présente les avantages suivants: plus de sécurité dans l'alimentation (en cas de rupture d'une conduite, il suffit de l'isoler et tous les abonnés situés à l'aval seront alimentés par les autres conduites) et une répartition plus uniforme des pressions et des débits dans tout le réseau. Il est, par contre, plus coûteux et plus difficile à calculer [2].

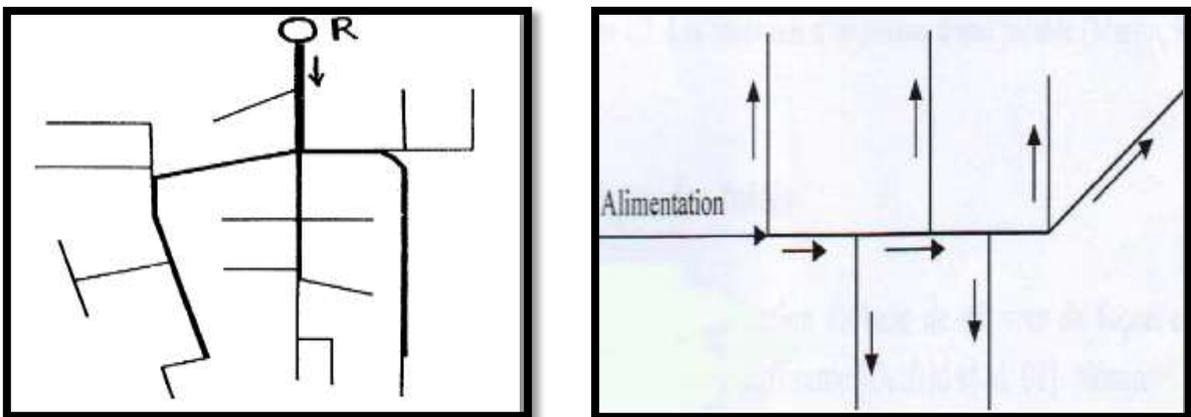


Figure(III.1) : Réseaux maillés.

### III.2.2 Les réseaux ramifiés :

Ce type de réseau se présente selon une structure arborescente à partir du nœud à charge fixée assurant la mise sous pression. Cette configuration est justifiée par la dispersion des abonnés.

Cependant, ce type de topologie réduit la fiabilité du réseau dans le cas d'une rupture d'une conduite, privant en eau les utilisateurs en aval du point de rupture. Elle caractérise généralement les réseaux de distribution d'eau en milieu rural.



Figure(III.2) : Réseaux ramifiés..

✚ Eventuellement, on peut utiliser d'autres types de réseaux :

### III.2.3 Réseaux mixte :

C'est un réseau intermédiaire comportant à la fois les deux types cités précédemment. Il offre globalement les mêmes avantages hydrauliques que le réseau maillé. Cependant grâce à la réduction des pièces spéciales

utilisées au niveau des intersections telles que les croix et les Tés, on aboutit généralement à des coûts de construction moins élevés que précédemment. Nous avons conçu notre réseau de distribution en réalisant un réseau mixte du fait de la grandeur de l'agglomération et des différents avantages économiques qu'offre un tel réseau.

#### III.2.4 Les réseaux étagés :

Le réseau étagé est caractérisé par des différences de niveau très importantes, ce qui fait la distribution de l'eau par le réservoir donne des fortes pressions aux points les plus bas (normes de pressions ne sont pas respectées)

En effet, ce système nécessite l'installation d'un réservoir intermédiaire, alimenté par le premier qui permet de régulariser la pression dans le réseau. Avec le réseau étagé il est possible, ainsi que nous l'avons vu, de constituer des réseaux indépendants avec une pression limitée aux environs de 40 mètres d'eau [4].

#### III.2.5 Les réseaux distincts :

Les réseaux à alimentation distinctes distribuent, l'un, l'eau potable destinée à tous les besoins domestiques, et l'autre, l'eau non potable réservée aux usages industriels et au lavage et arrosage des rues et plantations. Ces réseaux ne se justifient que dans les installations extrêmement importantes. En **Algérie** ce type de réseau n'existe plus [4].

En général, on utilise un **réseau maillé** pour alimenter une zone **urbaine** et un **réseau ramifié** pour alimenter une **zone rurale**. En irrigation, on n'utilise que les réseaux ramifiés.

### III.3 Conception d'un réseau :

Pour concevoir un réseau de distribution, il faut prendre en compte un certain nombre des facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau parmi les quels, nous avons :

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

#### III.3.1 Choix de type de réseaux :

Le choix du type du réseau est fonction de la nature des habitations. Dans notre cas et vue la nature du milieu (zone d'étude), on a choisi d'alimenter cette localité par deux types de réseau mixte.

### III.3.2 Choix de type de matériaux :

Le choix entre les différents type des matériaux des conduites est établi sur des critères d'ordre technique à avoir le diamètre, la pression de service, les conditions de pose, et sur des critères économiques qui englobent le prix de la fourniture et de transport ainsi que la pose [12].

#### III.3.2.1 Conduites en PVC (Polychlorure de vinyle non plastifié)

- Bonne résistance à la corrosion
- Disponible sur le marché
- Une pose de canalisation facile
- Leur inconvénient est le risque de rupture.

#### III.3.2.2 Conduites en PEHD (Polyéthylène haut densité)

- L'utilisation du polyéthylène (PE) pour le transport des fluides s'est aujourd'hui largement généralisée au niveau mondial. Ses caractéristiques chimiques et physiques ont fait un matériau de choix pour les réseaux d'adduction et de distribution d'eau potable. Le type de PE servant à fabriquer les conduites d'eau pression est appelé ; haute densité, d'où l'appellation PEHD (HDPE en anglais).

Comme les autres conduites en matière plastique leur avantage comme suit :

- Lisses, faibles pertes de charge.
- Inoxydable.
- Légers.

Avec autres spécifique sans dernières qu'ils sont représenté les conduites en PEHD sont :

- Présence en grande longueur : rouleaux de 25ml ,50ml, 100ml voire 200ml
- dans les petits diamètres.
- Temps des poses diminué.
- Facilité de mise en œuvre sur les chantiers.
- Grande souplesse.
- Résistance aux chocs et aux mouvements de terrain largement supérieure au
- PVC.
- Solidité et étanchéité totale des joints thermo fusion.
- Possibilité de faire des économies sur la fouille.
- Disponible sur le marché.
- Rapidité et la sécurité de réalisation.
- Choix de résistance à la pression.

Au final, c'est le choix optimal pour la réalisation des réseaux de distribution. Pour cet effet, nous proposons d'utiliser ce matériau dans la réalisation et les calculs du réseau.

### II.3.3 Les paramètres du réseau :

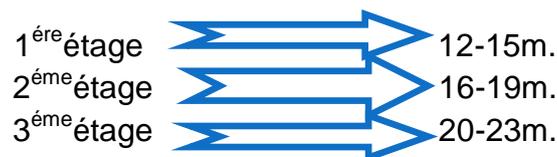
Le réseau doit satisfaire les conditions des paramètres suivantes :

- **Débit** : Les conduites doivent assurer le transit des débits pendant les heures de pointe.
- **Choix de diamètre** : Le diamètre minimal est de 50 mm.
- **Vitesse d'écoulement** : il faut éviter les vitesses inférieures à 0.5 m/s qui favorisent la formation de dépôt de produit calcaire.  
Les vitesses supérieures à 1.5m/s qui favorisent l'érosion de parois intérieures des canalisations ainsi que les vibrations de ces canalisations dues à l'écoulement.
- **Pression** : le réseau doit satisfaire les conditions de pressions suivantes :

**Cas normal** :  $1 \leq P \leq 6$  bar.

**Cas d'incendie** :  $0.6 \leq P \leq 6$  bar.

On prévoit les pressions au sol suivantes selon la hauteur des immeuble pour :



### III.4 Dimensionnement du réseau :

Un réseau de distribution est subdivisée en tronçons délimités par des nœuds (points particuliers : réservoir croisement de conduites, prélèvements importants, changements de diamètre, extrémités du réseau, vanne,.....)

- **Les nœuds** : Les nœuds représentent des points de jonction entre les conduites. Ils correspondent à des points d'entrée ou de sortie d'eau. Il existe deux catégories de nœuds :

#### ➤ Les nœuds à débit fixe

Ces nœuds se caractérisent par une cote au sol connue et un débit connu (demande), l'inconnue est la pression au nœud qui doit être calculée. Ils correspondent à des points de consommation dans le réseau. Ces nœuds peuvent décrire la consommation d'un ou de plusieurs abonnés de même type. Nous distinguons entre les abonnés selon le type de consommation : domestique, industrielle, administration. La consommation au nœud exprimée par la demande peut être constante ou variable.

#### ➤ Les nœuds à charge fixe

Ce sont des nœuds où la charge est fixée ou dont la cote piézométrique de l'eau est connue. Il peut s'agir d'un réservoir dont le niveau d'eau varie en fonction du temps au sol ou sur tour, d'un poteau à incendie ou d'une bache de pompage dont le niveau reste inchangé. Pour ces nœuds le débit doit être

calculé. Selon la nature des abonnés, la demande est décrite par une courbe de consommation.

- **Le tronçon** : est la portion de conduite comprise entre deux nœuds.

Le débit entrant et le débit sortant se définissent par rapport au nœud et exprime de bilan des écoulements à ce nœud.

**III.4.1 Détermination du débit spécifique (Q<sub>sp</sub>) :**

C'est le débit consommé pour un mètre linéaire du réseau. Le débit spécifique est exprimé par le rapport du débit de pointe sur la longueur total du réseau.

$$Q_{sp} = Q_p / \Sigma L \dots\dots\dots(III.1)$$

Q<sub>sp</sub> : débit spécifique (l/s/ml).

Q<sub>p</sub> : débit de pointe (28,99 l/s).

ΣL : la somme des longueurs des tronçons (ΣL =9018,29m).

Alors :

$$Q_{sp} = 28,99 / 9018,29 = 0,003214578 \text{ l/s/ml.}$$

**III.4.2 Détermination du débit en route :**

Le débit en route de chaque tronçon est déterminé par le produit du spécifique et la longueur du tronçon.

$$Q_r = Q_{sp} \cdot L_{tr} \dots\dots\dots(III.2)$$

Q<sub>r</sub>: débit en route (L/S).

Q<sub>sp</sub> : débit spécifique (L/S/ml).

L<sub>tr</sub> : Longueur du tronçon considéré(m).

**III.4.3 Détermination des débits de tronçons :**

C'est la somme des débits en route et des débits transité.

$$Q_t = \Sigma Q_r + \Sigma Q_{transité} \dots\dots\dots(III.3)$$

➤ **Cas de pointe:**

**Tableau III.1** : Calcul les débits en route, transitant et en tronçon de chaque tronçon du réseau d'AEP du Benyahia Abderrahmane.

Tronçons	Longueur(m)	Qsp(l/s)	Qr(l/s)	Qtr(l/s)	Qtra(l/s)
R_1	35,66	0,003214578	0,115	0,115	0,000
1_2	12,37	0,003214578	0,040	0,154	0,115
1_3	170,8	0,003214578	0,549	0,664	0,115
3_4	154,5	0,003214578	0,497	1,046	0,549
4_5	96,39	0,003214578	0,310	0,807	0,497
5_6	161,9	0,003214578	0,520	1,324	0,804

6_7	155,6	0,003214578	0,500	1,016	0,516
7_8	4,52	0,003214578	0,015	1,018	1,004
R_7	155,87	0,003214578	0,501	0,501	0,000
8_3	156,4	0,003214578	0,503	1,066	0,564
3_1	170,8	0,003214578	0,549	0,703	0,154
3_5	153,7	0,003214578	0,494	1,043	0,549
4_9	103,2	0,003214578	0,332	0,828	0,497
9_10	13,61	0,003214578	0,044	0,375	0,332
10_11	14,84	0,003214578	0,048	0,091	0,044
9_13	712,3	0,003214578	2,290	2,621	0,332
11_12	71,64	0,003214578	0,230	0,278	0,048
12_13	162,7	0,003214578	0,523	3,043	2,520
13_14	423	0,003214578	1,360	3,650	2,290
6_17	492,9	0,003214578	1,584	2,605	1,021
5_14	413,8	0,003214578	1,330	2,134	0,804
14_15	245,4	0,003214578	0,789	3,479	2,690
15_16	43,56	0,003214578	0,140	0,929	0,789
17_18	203,2	0,003214578	0,653	2,238	1,584
18_19	38,93	0,003214578	0,125	0,778	0,653
19_20	25,93	0,003214578	0,083	0,208	0,125
18_20	270,1	0,003214578	0,868	1,521	0,653
20_21	197,1	0,003214578	0,634	1,585	0,952
21_22	35,99	0,003214578	0,116	0,749	0,634
22-23	229,6	0,003214578	0,738	0,854	0,116
23_22	288,8	0,003214578	0,928	1,044	0,116
21-24	30,9	0,003214578	0,099	0,733	0,634
24-25	36,77	0,003214578	0,118	0,218	0,099
25-24	315,5	0,003214578	1,014	1,114	0,099
17_26	119,2	0,003214578	0,383	1,968	1,584
26_27	89,84	0,003214578	0,289	0,672	0,383
27_28	81,66	0,003214578	0,263	0,551	0,289
28_29	19,32	0,003214578	0,062	0,325	0,263
29_30	35,65	0,003214578	0,115	0,177	0,062
30_29	302,8	0,003214578	0,973	1,035	0,062
27_31	10,5	0,003214578	0,034	0,323	0,289
31_32	36,77	0,003214578	0,118	0,152	0,034
32_31	315,5	0,003214578	1,014	1,048	0,034
E1_R	117,07	0,003214578	0,376	0,376	0,000
E2_2	61,05	0,003214578	0,196	0,236	0,040
E3-2	127,2	0,003214578	0,409	0,449	0,040
E4_8	316,3	0,003214578	1,017	1,031	0,015

E5_11	441,3	0,003214578	1,419	1,697	0,278
E6_10	204	0,003214578	0,656	0,747	0,091
E7_12	170,12	0,003214578	0,547	1,300	0,753
E8_15	8,86	0,003214578	0,028	0,817	0,789
E9_16	9,62	0,003214578	0,031	0,171	0,140
E10_16	132,32	0,003214578	0,425	0,565	0,140
E11_26	92,33	0,003214578	0,297	0,680	0,383
E12_32	97,55	0,003214578	0,314	1,446	1,132
E13_28	77,75	0,003214578	0,250	0,575	0,325
E14_30	76,75	0,003214578	0,247	1,335	1,088
E15_19	93,05	0,003214578	0,299	0,508	0,208
E16_23	98,18	0,003214578	0,316	1,982	1,666
E17_25	85,32	0,003214578	0,274	1,407	1,132

➤ **Cas d'incendie :**

**Tableau III.2 :** Calcul les débits en route, transitant et en tronçon de chaque tronçon du réseau d'AEP du BENYAHIA ABDERRAHMANE.

Tronçons	Longueur(m)	Qsp(l/s)	Qr(l/s)	Qtr(l/s)	Qtra(l/s)
R_1	35,66	0,0050996364	0,182	0,182	0,000
1_2	12,37	0,0050996364	0,063	0,245	0,182
1_3	170,8	0,0050996364	0,871	1,053	0,182
3_4	154,5	0,0050996364	0,788	1,659	0,871
4_5	96,39	0,0050996364	0,492	1,279	0,788
5_6	161,9	0,0050996364	0,826	2,101	1,275
6_7	155,6	0,0050996364	0,794	1,611	0,818
7_8	4,52	0,0050996364	0,023	1,616	1,592
R_7	155,87	0,0050996364	0,795	0,795	0,000
8_3	156,4	0,0050996364	0,798	1,692	0,894
3_1	170,8	0,0050996364	0,871	1,116	0,245
3_5	153,7	0,0050996364	0,784	1,655	0,871
4_9	103,2	0,0050996364	0,526	1,314	0,788
9_10	13,61	0,0050996364	0,069	0,596	0,526
10_11	14,84	0,0050996364	0,076	0,145	0,069
9_13	712,3	0,0050996364	3,632	4,159	0,526
11_12	71,64	0,0050996364	0,365	0,441	0,076
12_13	162,7	0,0050996364	0,830	4,828	3,998
13_14	423	0,0050996364	2,157	5,790	3,632
6_17	492,9	0,0050996364	2,514	4,133	1,619
5_14	413,8	0,0050996364	2,110	3,386	1,275

14_15	245,4	0,0050996364	1,251	5,519	4,267
15_16	43,56	0,0050996364	0,222	1,474	1,251
17_18	203,2	0,0050996364	1,036	3,550	2,514
18_19	38,93	0,0050996364	0,199	1,235	1,036
19_20	25,93	0,0050996364	0,132	0,331	0,199
18_20	270,1	0,0050996364	1,377	2,414	1,036
20_21	197,1	0,0050996364	1,005	2,515	1,510
21_22	35,99	0,0050996364	0,184	1,189	1,005
22-23	229,6	0,0050996364	1,171	1,354	0,184
23_22	288,8	0,0050996364	1,473	1,656	0,184
21-24	30,9	0,0050996364	0,158	1,163	1,005
24-25	36,77	0,0050996364	0,188	0,345	0,158
25-24	315,5	0,0050996364	1,609	1,767	0,158
17_26	119,2	0,0050996364	0,608	3,121	2,514
26_27	89,84	0,0050996364	0,458	1,066	0,608
27_28	81,66	0,0050996364	0,416	0,875	0,458
28_29	19,32	0,0050996364	0,099	0,515	0,416
29_30	35,65	0,0050996364	0,182	0,280	0,099
30_29	302,8	0,0050996364	1,544	1,643	0,099
27_31	10,5	0,0050996364	0,054	0,512	0,458
31_32	36,77	0,0050996364	0,188	0,241	0,054
32_31	315,5	0,0050996364	1,609	1,662	0,054
E1_R	117,07	0,0050996364	0,597	0,597	0,000
E2_2	61,05	0,0050996364	0,311	0,374	0,063
E3-2	127,2	0,0050996364	0,649	0,712	0,063
E4_8	316,3	0,0050996364	1,613	1,636	0,023
E5_11	441,3	0,0050996364	2,250	2,691	0,441
E6_10	204	0,0050996364	1,040	1,185	0,145
E7_12	170,12	0,0050996364	0,868	2,063	1,195
E8_15	8,86	0,0050996364	0,045	1,297	1,251
E9_16	9,62	0,0050996364	0,049	0,271	0,222
E10_16	132,32	0,0050996364	0,675	0,897	0,222
E11_26	92,33	0,0050996364	0,471	1,079	0,608
E12_32	97,55	0,0050996364	0,497	2,294	1,796
E13_28	77,75	0,0050996364	0,396	0,911	0,515
E14_30	76,75	0,0050996364	0,391	2,117	1,726
E15_19	93,05	0,0050996364	0,475	0,805	0,331
E16_23	98,18	0,0050996364	0,501	3,144	2,644
E17_25	85,32	0,0050996364	0,435	2,232	1,796

**III.4.4 Calcul de débit en nœud :**

Les débits correspondant en chaque nœud seront calculés par la formule suivante :

$$Q_{n,i} = 0,5 \sum Q_{ri-k} + Q_{conc} \dots \dots \dots (III.4)$$

Avec :

$Q_{n,i}$  : débit au nœud i

$\sum Q_{ri-k}$  : somme des débits route des tronçons reliés au nœud i

$Q_{conc}$  : débit concentrés au nœud i.

➤ **Cas de pointe :**

**Tableau III.3:** Calcul des débits aux nœuds.

N° des nœuds	N° des tronçons	Longueur(m)	Débits en route(l/s)	Débits nodaux (l/s)	0,5*Qr	Equipement	Débit concentré (l/s)	débits nodaux2 (l/s)
N1	R-1	35,66	0,115	0,704	0,352	-	-	0,352
	1_2	12,37	0,04					
	1_3	170,8	0,549					
N2	2_E2	61,05	0,196	0,605	0,303	Ecole primaire	0,41	0,713
	2_E3	127,2	0,409					
N3	3_1	170,8	0,549	2,043	1,022	-	-	1,022
	3_4	154,5	0,497					
	3_5	153,7	0,494					
	3_8	156,4	0,503					
N4	4_3	154,5	0,497	1,139	0,57	Mosquée+Commerce tertiaire	0,479	1,049
	4_5	96,39	0,31					
	4_9	103,2	0,332					
N5	5_3	153,7	0,494	2,654	1,327	-	-	1,327
	5_4	96,39	0,31					
	5_6	161,9	0,52					
	5_14	413,8	1,33					
N6	6_7	155,6	0,5	2,604	1,302	CEM+Centre administrative	0,45	1,752
	6_5	161,9	0,52					
	6_17	492,9	1,584					
N7	R_7	155,87	0,501	1,016	0,508	-	-	0,508
	7_8	4,52	0,015					
	7_6	155,6	0,5					
N8	8_7	4,52	0,015	1,535	0,768	-	-	0,768
	8_3	156,4	0,503					

	8_E4	316,3	1,017					
N9	9_4	103,2	0,332	2,666	1,333	Centre de santé	0,002	1,335
	9_13	712,3	2,29					
	9_10	13,61	0,044					
N10	10_9	13,61	0,044	0,748	0,374	Locaux commerc	0,09	0,374
	10_11	14,84	0,048					
	10_E6	204	0,656					
N11	11_10	14,84	0,048	1,697	0,849	-	-	0,849
	11_12	71,64	0,23					
	11_E5	441,3	1,419					
N12	12_11	71,64	0,23	1,3	0,65	Siège APC+poste	0,06	0,71
	12_13	162,7	0,523					
	12_E7	170,12	0,547					
N13	13_12	162,7	0,523	4,173	2,087	Cem+Poly	0,47	2,557
	13_9	712,3	2,29					
	13_14	423	1,36					
N14	14_5	413,8	1,33	3,479	1,74	-	-	1,74
	14_13	423	1,36					
	14_15	245,4	0,789					
N15	15_E8	8,86	0,028	0,957	0,479	Lycée	0,81	1,289
	15_16	43,56	0,14					
	15_14	245,4	0,789					
N16	16_15	43,56	0,14	0,596	0,298	Mosquée +CFPA	0,7	0,998
	16_E9	9,62	0,031					
	16_E10	132,32	0,425					
N17	17_18	203,2	0,653	2,62	1,31	garde communal+Parc communal	0,1	1,41
	17_6	492,9	1,584					
	17_26	119,2	0,383					
N18	18_17	203,2	0,653	1,646	0,823	Maison de jeune	0,17	0,993
	18_20	270,1	0,868					
	18_19	38,93	0,125					
N19	19_18	38,93	0,125	0,507	0,254	-	-	0,254
	19_E15	93,05	0,299					
	19_20	25,93	0,083					
N20	20_19	25,93	0,083	1,585	0,793	-	-	0,793
	20_21	197,1	0,634					
	20_18	270,1	0,868					
N21	21_20	197,1	0,634	0,849	0,425	-	-	0,425
	21_22	35,99	0,116					
	21_24	30,9	0,099					
N22	22_21	35,99	0,116	1,782	0,891	-	-	0,891
	22_23	229,6	0,738					
	23_22	288,8	0,928					
N23	23_22	229,6	0,738	1,982	0,991	-	-	0,991

	22_23	288,8	0,928					
	23_E16	98,18	0,316					
N24	24_21	30,9	0,099	1,231	0,616	-	-	0,616
	24_25	36,77	0,118					
	24_25	315,5	1,014					
N25	25_24	36,77	0,118	1,406	0,703	-	-	0,703
	25_24	315,5	1,014					
	25_E17	85,32	0,274					
N26	26_17	89,84	0,383	0,969	0,485	Bibliothèque+Gendarme	0,16	0,645
	26_E11	92,33	0,297					
	26_27	89,84	0,289					
N27	27_26	89,84	0,289	0,586	0,293	Commerce tertiaire	0,05	0,343
	27_31	10,5	0,034					
	27_28	81,66	0,263					
N28	28_27	81,66	0,263	0,575	0,288	Ecole primaire+Crèche	0,56	0,848
	28_29	19,32	0,062					
	28_E13	77,75	0,25					
N29	29_28	19,32	0,062	1,15	0,575	-	-	0,575
	29_30	35,65	0,115					
	29_30	302,8	0,973					
N30	30_29	35,65	0,115	1,335	0,668	-	-	0,668
	30_29	302,8	0,973					
	30_E14	76,75	0,247					
N31	31_27	10,5	0,034	1,166	0,583	-	-	0,583
	31_32	36,77	0,118					
	31_32	315,5	1,014					
N32	32_31	36,77	0,118	1,446	0,723	-	-	0,723
	32_E12	97,55	0,314					
	32_31	315,5	1,014					

➤ Cas d'incendie :

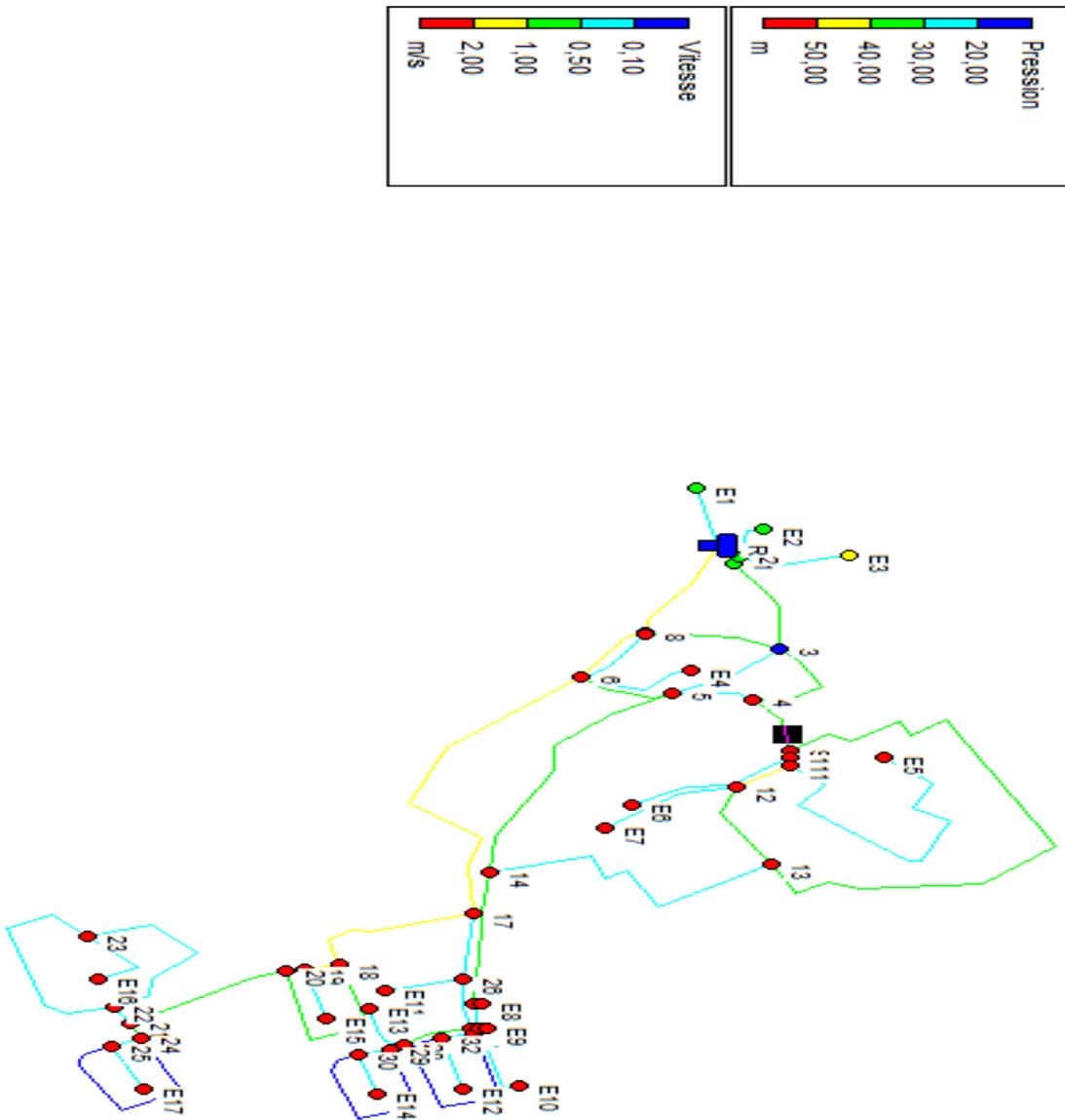
Tableau III.4 : Calcul des débits aux nœuds.

N° des nœuds	N° des tronçons	Longueur(m)	Débits en route	Débits nodaux	0,5*Qr	Equipement	Débit concentré	débits nodaux2
N1	R-1	35,66	0,182	1,116	0,558	-	-	0,558
	1_2	12,37	0,063					
	1_3	170,8	0,871					
N2	2_E2	61,05	0,311	0,96	0,48	Ecole primaire	0,41	0,89
	2_E3	127,2	0,649					
N3	3_1	170,8	0,871	3,241	1,621	-	-	1,621
	3_4	154,5	0,788					

	3_5	153,7	0,784					
	3_8	156,4	0,798					
N4	4_3	154,5	0,788	1,806	0,903	Mosqué+Commerce tertiaire	0,479	1,382
	4_5	96,39	0,492					
	4_9	103,2	0,526					
N5	5_3	153,7	0,784	4,212	2,106	-	-	2,106
	5_4	96,39	0,492					
	5_6	161,9	0,826					
	5_14	413,8	2,11					
N6	6_7	155,6	0,794	4,134	2,067	CEM+Centre administrative	0,45	2,517
	6_5	161,9	0,826					
	6_17	492,9	2,514					
N7	R_7	155,87	0,795	1,612	0,806	-	-	0,806
	7_8	4,52	0,023					
	7_6	155,6	0,794					
N8	8_7	4,52	0,023	2,434	1,217	-	-	1,217
	8_3	156,4	0,798					
	8_E4	316,3	1,613					
N9	9_4	103,2	0,5526	4,2536	2,127	Centre de santé	0,002	2,129
	9_13	712,3	3,632					
	9_10	13,61	0,069					
N10	10_9	13,61	0,069	1,185	0,593	Locaux commercial	0,09	0,683
	10_11	14,84	0,076					
	10_E6	204	1,04					
N11	11_10	14,84	0,076	2,691	1,346	-	-	1,346
	11_12	71,64	0,365					
	11_E5	441,3	2,25					
N12	12_11	71,64	0,365	2,063	1,032	Siège APC+poste	0,06	1,092
	12_13	162,7	0,83					
	12_E7	170,12	0,868					
N13	13_12	162,7	0,83	6,619	3,31	Cem+Poly	0,47	3,780
	13_9	712,3	3,632					
	13_14	423	2,157					
N14	14_5	413,8	2,11	5,518	2,759	-	-	2,759
	14_13	423	2,157					
	14_15	245,4	1,251					
N15	15_E8	8,86	0,045	1,518	0,759	Lycée	0,81	1,569
	15_16	43,56	0,222					
	15_14	245,4	1,251					
N16	16_15	43,56	0,222	0,946	0,473	Mosquée+CFPA	0,7	1,173
	16_E9	9,62	0,049					
	16_E10	132,32	0,675					
N17	17_18	203,2	1,036	4,158	2,079	garde communal+Parc communal	0,1	2,179
	17_6	492,9	2,514					

	17_26	119,2	0,608					
N18	18_17	203,2	1,036	2,612	1,306	Maison de jeune	0,17	1,476
	18_20	270,1	1,377					
	18_19	38,93	0,199					
N19	19_18	38,93	0,199	0,806	0,403	-	-	0,403
	19_E15	93,05	0,475					
	19_20	25,93	0,132					
N20	20_19	25,93	0,132	2,514	1,257	-	-	1,257
	20_21	197,1	1,005					
	20_18	270,1	1,377					
N21	21_20	197,1	1,005	1,347	0,674	-	-	0,674
	21_22	35,99	0,184					
	21_24	30,9	0,158					
N22	22_21	35,99	0,184	2,828	1,414	-	-	1,414
	22_23	229,6	1,171					
	23_22	288,8	1,473					
N23	23_22	229,6	1,473	3,145	1,573	-	-	1,573
	22_23	288,8	1,171					
	23_E16	98,18	0,501					
N24	24_21	30,9	0,158	1,955	0,978	-	-	0,978
	25_24	36,77	0,188					
	24_25	315,5	1,609					
N25	25_24	36,77	0,188	2,232	1,116	-	-	1,116
	24_25	315,5	1,609					
	25_E17	85,32	0,435					
N26	26_17	89,84	0,608	1,537	0,769	Bibliothèque+Gendarme	0,16	0,929
	26_E11	92,33	0,471					
	26_27	89,84	0,458					
N27	27_26	89,84	0,458	0,928	0,464	Commerce tertiaire	0,05	0,514
	27_31	10,5	0,054					
	27_28	81,66	0,416					
N28	28_27	81,66	0,416	0,911	0,456	Ecole primaire+Crèche	0,56	1,016
	28_29	19,32	0,099					
	28_E13	77,75	0,396					
N29	29_28	19,32	0,099	1,825	0,913	-	-	0,913
	29_30	35,65	0,182					
	30_29	302,8	1,544					
N30	29_30	35,65	0,182	2,117	1,059	-	-	1,059
	30_29	302,8	1,544					
	30_E14	76,75	0,391					
N31	31_27	10,5	0,054	1,851	0,926	-	-	0,926
	31_32	36,77	0,188					
	31_32	315,5	1,609					
N32	32_31	36,77	0,188	2,294	1,147	-	-	1,147

	32_E12	97,55	0,497					
	32_31	315,5	1,609					



Figure(III.3) : Schéma du réseau distribution (pression-vitesse).

**Conclusion :**

La distribution et l'évaluation des eaux domestiques et industrielles demandent la connaissance de la réglementation et fait notamment appel à des règles de calcul pour l'évaluation des débits d'alimentation et à la détermination des diamètres des canalisations d'évacuation.

Dans ce chapitre, nous avons examinés la distribution de l'eau de Benyahia Abderrahmane et les dispositifs nécessaires à une alimentation et une évacuation correctes. Les différents tubes et leurs conditions d'utilisation, ainsi que les différents réseaux. Une étude de cas permettra une approche concrète des installations.



# CHAPITRE IV

## SIMULATION HYDRAULIQUE DU RESEAU DE DISTRIBUTION

## Introduction :

Fournir de l'eau de bonne qualité à une pression suffisante aux consommateurs, tel est le challenge quotidien des entreprises de distribution de l'eau. Une bonne gestion s'appuie aujourd'hui sur des outils de modélisation qui permettent :

- De préciser les études diagnostic
- D'étudier par anticipation les situations critiques
- D'optimiser les paramètres de fonctionnement dans une approche économique

- De réaliser des schémas directeurs

Cet outil vise à sensibiliser les futurs techniciens et ingénieurs à la problématique de la gestion des réseaux d'eau potable à l'échelle d'une ou de plusieurs communes par une approche concrète et pratique reposant sur le logiciel EPANET, aujourd'hui il est très utilisé part tout le monde.

Le logiciel EPANET à été développé par l'agence Américaine de protection de l'Environnement (EPA) représentée par Lewis A.Rossman que nous remercions très sincèrement.

### IV.1 Modélisation du réseau sur le logiciel Epanet :

#### IV.1.1 Logiciel Epanet (Fonctionnement et spécificités) :

Le logiciel Epanet est né suite à une initiative du Congrès des Etats-Unis qui visait à protéger les ressources naturelles du pays. Dès lors, l'EPA (US Environmental Protection Agency) a été chargée de développer des techniques permettant de mieux appréhender les écoulements et les transformations de l'eau dans un réseau d'adduction d'eau potable.

Depuis 1993, le logiciel est disponible gratuitement pour tous les bureaux d'études et les sociétés d'affermage qui souhaitent l'utiliser.

Afin d'augmenter la convivialité du logiciel pour les sociétés francophones, la Compagnie Générale des Eaux a financé la version française sur laquelle j'ai travaillé.

Enfin, le logiciel a connu des améliorations depuis sa création. La dernière version date de l'année 2001

#### IV.1.2 Potentialités du logiciel :

Le logiciel Epanet est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau dans les réseaux d'eau potable. Un réseau d'eau potable sur un logiciel se définit par des tuyaux (tronçons sur le logiciel), des nœuds (intersection de deux tuyaux et extrémité d'une antenne) mais également d'autres organes (réservoirs, pompes, clapets, différents types de vannes,...).

Le logiciel permet de calculer le débit parcourant dans chaque tuyau, la pression à chacun des nœuds mais également le niveau de l'eau à n'importe quel moment de la journée et quelle que soit la période de l'année où on se situe. Le moteur de calcul hydraulique intégré permet de traiter des réseaux de taille illimitée. Il dispose de plusieurs formules de calcul de pertes de charges, il inclut les différentes pertes de charge singulières et modélise les pompes à vitesse fixe et variable [13].

En résumé, le logiciel présente tous les outils pour remplir les objectifs suivants :

- Régulation des pressions dans le réseau ;
- Détection des zones de fonctionnement déficitaire ;
- Dimensionnement de réseaux ;
- Amélioration de la gestion des équipements d'eau ;

Le logiciel présente également un module qualité qui permet de calculer les concentrations en substances chimiques, les temps de séjour de l'eau dans différentes parties du réseau. Il permet également de suivre l'origine de l'eau. L'utilisation de ce module qualité nécessite un calage hydraulique préalable.

#### **IV.1.3 Spécificités du logiciel :**

Le logiciel possède les mêmes fonctionnalités et possibilités que les autres logiciels de modélisation des réseaux d'eau potable tels InfoWorks WS ou Piccolo... Il présente une convivialité au niveau de son interface qui permet de le rendre assez facilement accessible.

Cependant, une formation est nécessaire pour ne pas tomber dans le piège représenté par cette facilité de manipulation des éléments d'Epanet.

On peut également travailler sur un réseau saisi sur Autocad avec le logiciel Epanet grâce à une passerelle permettant le transfert des fichiers (EPACAD). En termes de calcul, Epanet présente quelques particularités. Par exemple, sur le logiciel Piccolo, il est possible de demander au logiciel de revoir une demande à la baisse tandis que sur Epanet, une demande est toujours desservie à 100%. Dès lors, lorsqu'on obtient des pressions négatives sur un nœud, ceci signifie que la demande n'est pas satisfaite [13].

#### **IV.2 Données nécessaires à la modélisation du réseau :**

La première étape de saisie du réseau est de diviser la localité en divers quartiers et d'attribuer un code aux différents nœuds (nœuds de maillage ou nœuds extrémité d'antenne) et différents tronçons. Il serait ainsi plus facile de se repérer dans le réseau.

##### **IV.2.1 Caractéristiques des tronçons :**

###### **- Le linéaire de conduites :**

L'unité de longueur utilisée pour les tuyaux est le mètre. La construction du réseau est facilitée par le fait qu'il est possible d'importer un fichier représentant le réseau et se comportant comme un fond d'écran [13].

Ensuite, la longueur de chaque tronçon est obtenue à partir du fichier SIG ou le fichier Autocad déjà opérationnel à ce stade de l'étude.

- **Les diamètres de conduites :**

Le deuxième paramètre à insérer est le diamètre des conduites. Ceci ne pose pas de difficultés majeures si ce n'est qu'il faut considérer que le diamètre nominal des conduites en fonte est égal au diamètre intérieur tandis que pour les conduites en PVC le diamètre nominal est égal au diamètre extérieur. Or, le diamètre utilisé pour le calcul est le diamètre intérieur.

- **Les rugosités :**

La dernière caractéristique à saisir pour décrire un tronçon est le paramètre « rugosité ». Dans un premier temps, nous attribuons une rugosité arbitraire de 0,1mm aux conduites en fonte et de 0,05mm aux conduites en PVC. La rugosité permet de refléter l'état intérieur de la conduite. Ce paramètre variant suivant l'âge, la nature de la canalisation et les sollicitations subies par les conduites, fait partie des paramètres de calage auxquels on ne peut attribuer une valeur définitive en début de projet.

Enfin, il est préférable d'intégrer les pertes de charge dans le paramètre « rugosité » et ne pas les attribuer de façon systématique à chaque singularité [13].

#### **IV.2.2 Caractéristiques des ouvrages spéciaux :**

- **Les stabilisateurs de pression aval:**

Sur Epanet, les stabilisateurs aval sont considérés comme des tronçons. On doit donc spécifier les nœuds amont et aval du stabilisateur ainsi que la pression de consigne du stabilisateur. La pression de consigne est la pression que l'on fixe de telle sorte que quelque soit la pression amont, la pression en aval du stabilisateur ne peut excéder la pression de consigne. L'acquisition de la pression de consigne s'est faite par une mesure sur le terrain à l'aide d'un manomètre.

- **Les réservoirs:**

On doit connaître différentes altitudes pour définir un réservoir : la cote de trop plein, le radier, les niveaux minimaux, maximaux et initiaux de l'eau. Les données réservoirs seront transmises par le gestionnaire du réseau.

#### **IV.2.3 Caractéristiques des nœuds de demande :**

- **Les cotes au sol:**

Afin de pouvoir connaître la pression en tout nœud, il est nécessaire de renseigner la case indiquant l'altitude ou cote au sol du nœud. Cette altitude n'intervient pas dans le calcul de la charge hydraulique. Ceci est intéressant dans le sens où une altitude mal renseignée ne faussera pas le calcul.

- **Les demandes aux nœuds:**

La deuxième donnée inhérente à un nœud est la demande ou débit sortant à ce nœud. Cette donnée est influente dans le calcul hydraulique. Elle s'exprime en litres par seconde. La difficulté réside dans le fait que d'une part, il faut identifier et situer les abonnés géographiquement dans la commune

puis leur attribuer une consommation et d'autre part, il s'agit de les répartir de façon adéquate au niveau de ces nœuds. Il s'agit donc de procéder à :

- L'identification des abonnés ;
- La répartition de ces abonnés autour des nœuds [13].

**IV.3 Calcul hydraulique de réseau :**

**IV.3.1. Détermination du diamètre :**

Déterminer le diamètre de la conduite de distribution maitresse à l'aide des des formules suivantes [2] :

Formule de Bresse :

$$D = 1,5\sqrt{Q} \dots\dots\dots(IV.1)$$

Formule de Bonin :

$$D = \sqrt{Q} \dots\dots\dots(IV.2)$$

Avec : Q en m<sup>3</sup>/s

**IV.3.2. Détermination de vitesse :**

La vitesse moyenne doit être compris entre [2] :

- Cas normale: 0.5m/s =<V<sub>moy</sub><=1.5 m/s.
- Cas d'incendie : 0.5m/s =<V<sub>moy</sub><=2m/s.

Lors du calcul du réseau, la vitesse ne doit pas dépasser la valeur indique ci – dessus a fin d'éviter les vibrations d'une part et d'autre part la décantation si la vitesse est faible.

Q=V\*S

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} \dots\dots\dots(IV.3)$$

V :La vitesse en (m/s).

Q :Le débit en (m<sup>3</sup>/s).

D :le diamètre en (m).

**IV.3.3. Détermination des pertes de charge :**

Le gradient des pertes de charge est déterminé à partir de la formule de Darcy-weibach [2].

Avec :

$$J = \lambda \times \frac{V^2}{2 \times g \times D} \dots\dots\dots(IV.4)$$

J : gradient des pertes de charge(m)

V : vitesse en (m/s).

G : accélération de pesanteur=9.81m/s<sup>2</sup>.

J : coefficient de frottement donné.

D : diamètre de la conduite.

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \times \log\left(\frac{\epsilon}{3,7 \times D} + \frac{2,51}{Re \times \sqrt{\lambda}}\right) \dots\dots\dots \text{formule de Colebrook-White(IV.5).}$$

**a. Pertes de charge linéaires :**

$$J_L = J \cdot L \dots\dots\dots(IV.6)$$

$J_L$  : les pertes de charge linéaire.

$J$  : les pertes de charge linéaire unitaire donnée par la formule D-W calculé par l'Epanet en (m/km).

$L$  : longueur du tronçon en m.

**b. Pertes de charge singulières:**

$$J_S = 20\% \times J_L \dots\dots\dots(IV.7)$$

$J_S$  : perte de charge singulière (m).

$J_L$ : les pertes de charge linéaire.

**c. Pertes de charge totales :**

$$J_T = J_S + J_L \dots\dots\dots(IV.8)$$

**IV.3.4.Détermination des pressions au sol :**

On doit calculer la pression au sol au niveau de chaque nœud du réseau de distribution, alors on doit calculer le niveau piézométrique dans chaque nœud  $P_S$  déterminées par la formule suivante :

$$P_S = C_p - CTN \dots\dots\dots(IV.9)$$

**Ou :**

$P_S$  : pression au sol (m).

$CP$  : cote piézométrique (m).

$CTN$  : cote du terrain naturel (m).

Notons que la valeur de la pression au sol doit comprise entre 6bars (60m) et 1bars (10m) : tout fois exceptionnellement cette pression pourra descendre jusqu'à 0.6bare (6m).

**IV.4 Simulation Epanet de réseaux :**

Dans les tableaux suivant nous récapitule les résultats des paramètres hydrauliques.

➤ **Répartition initial (Cas de pointe) :**

**Tableau(IV.1) :** Calcul de paramètres hydrauliques.

Tronçons	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	mm	LPS	m/s	m/km
<b>1-2</b>	12,37	42,6	0,81	0,57	8,88
<b>2-E2</b>	61,05	34	0,1	0,11	0,53

<b>2-E3</b>	127,2	34	0,2	0,23	2,08
<b>1-3</b>	170,8	63,8	2,57	0,81	10,58
<b>3-4</b>	154,5	96,8	4,91	0,67	4,6
<b>R-1</b>	35,66	63,8	3,74	1,17	21,08
<b>E1-R</b>	121,21	34	0,19	0,21	1,78
<b>3-5</b>	153,7	63,8	-1,62	0,51	4,5
<b>4-5</b>	96,39	110,2	-1,23	0,13	0,19
<b>3-8</b>	156,4	96,8	4,99	0,68	4,72
<b>8-E4</b>	316,3	63,8	-0,51	0,16	0,52
<b>5-6</b>	161,9	110,2	6,12	0,64	3,67
<b>7-6</b>	155,6	141	-19,57	1,25	9,5
<b>7-8</b>	4,52	141	6,26	0,4	1,15
<b>R-7</b>	185,78	141	-26,33	1,69	16,48
<b>9-10</b>	13,61	96,8	3,46	0,47	2,4
<b>10-11</b>	14,84	96,8	2,72	0,37	1,53
<b>11-E5</b>	441,3	63,8	0,71	0,22	0,97
<b>11-12</b>	71,64	53,6	-1,16	0,51	5,63
<b>12-13</b>	162,7	53,6	0,1	0,05	0,07
<b>13-9</b>	712,3	53,6	-0,54	0,24	1,36
<b>12-E7</b>	170,8	53,6	-0,37	0,17	0,69
<b>10-E6</b>	204	34	-0,33	0,36	4,99
<b>5-14</b>	413,8	110,2	-5,19	0,55	2,73
<b>6-17</b>	429,9	110,2	11,91	1,25	12,6
<b>17-26</b>	119,2	110,2	4,55	0,48	2,12
<b>26-E11</b>	92,33	42,6	0,15	0,1	0,38
<b>17-18</b>	203,2	63,8	6,02	1,88	51,04
<b>18-19</b>	38,93	53,6	3,13	1,39	35,46
<b>19-E15</b>	93,05	34	0,15	0,16	1,17
<b>19-20</b>	25,93	53,6	2,73	1,21	27,47
<b>19-18</b>	270,1	53,6	-1,99	0,88	15,28
<b>20-21</b>	197,1	96,8	3,92	0,53	3,02
<b>21-22</b>	35,99	96,8	2,04	0,28	0,9
<b>21-24</b>	30,9	53,6	1,46	0,65	8,59
<b>22-23</b>	229,6	63,8	0,61	0,19	0,73
<b>23-22</b>	288,8	63,8	-0,54	0,17	0,58
<b>23-E16</b>	98,18	34	-0,16	0,17	1,29
<b>24-25</b>	36,77	53,6	0,77	0,34	2,63
<b>25-E17</b>	85,32	34	0,14	0,15	0,99
<b>25-24</b>	315,5	34	0,07	0,08	0,31
<b>26-27</b>	89,84	110,2	3,84	0,4	1,55
<b>27-31</b>	10,5	53,6	1,46	0,65	8,67
<b>31-32</b>	36,77	53,6	0,8	0,36	2,86
<b>32-E12</b>	76,75	34	0,16	0,17	1,28
<b>32-31</b>	315,5	34	0,08	0,08	0,33

27-28	81,66	53,6	2,06	0,91	16,32
28-29	19,32	53,6	1,37	0,61	7,64
29-30	36,65	53,6	0,72	0,32	2,34
30-29	302,8	34	0,07	0,08	0,28
30-E14	76,75	34	0,12	0,14	0,82
15-16	43,56	63,8	-0,88	0,27	1,43
14-15	245,4	63,8	-1,77	0,55	5,3
16-E10	132,32	34	-0,21	0,23	2,24
16-E9	9,614	63,8	-0,03	0,01	0
15-E8	245,4	63,8	0,02	0,01	0
28-E13	77,75	34	-0,12	0,14	0,84
13-14	423	110,2	-1,68	0,18	0,34
4-9	103,2	110,2	-5,33	0,56	2,87

Tableau(IV.2) : Calcul de pression.

Nœuds	Altitude	Cote piézo	Pression
	m	m	m
E1	964,23	1001,78	37,55
1	960,7	999,89	39,19
2	962,59	999	36,41
E2	967,82	998,97	31,15
E3	954,43	998,74	44,31
3	993,5	998,09	4,59
4	939,59	997,38	57,79
5	930,95	997,39	66,44
E4	937,25	998,66	61,41
7	950,2	998,94	48,74
8	948,34	998,82	50,48
6	938,71	997,99	59,28
9	934,2	997,09	62,89
10	934,5	996,85	62,35
11	934,7	996,7	62
E5	941,92	996,27	54,35
12	930,8	996,13	65,33
E6	927,33	996,35	69,02
E7	925,65	996,01	70,36
13	931,6	996,12	64,52
14	919,13	996,26	77,13
17	916,27	992,57	76,3
26	917,75	992,56	74,81
E11	916,2	992,52	76,32
18	911,9	982,2	70,3
19	911,02	980,82	69,8
E15	912	980,71	68,71

20	906,5	978,07	71,57
21	906,22	977,48	71,26
24	906,53	977,21	70,68
25	905,4	977,12	71,72
E17	905,19	977,03	71,84
22	905,02	977,45	72,43
E16	905,24	977,15	71,91
23	904,35	977,28	72,93
27	918,45	992,41	73,96
31	918	991,54	73,54
32	916,1	991,43	75,33
E12	915,25	991,34	76,09
28	913,7	991,07	77,37
E13	914,12	990,99	76,87
29	912,5	990,93	78,43
30	911,5	990,84	79,34
E14	913,25	990,78	77,53
16	918,6184	994,9	76,28
E9	917,74	994,9	77,16
E10	917,8	994,6	76,8
15	919,6	994,96	75,36
E8	919,5507	994,96	75,41
Réservoir R	1000	1002	2

➤ Répartition initiale (Cas d'incendie) :

Tableau(IV.3) : Calcul de paramètres hydrauliques.

Tronçons	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	mm	LPS	m/s	m/km
1-2	12,37	42,6	1,5	1,05	27,64
2-E2	61,05	34	0,16	0,17	1,25
2-E3	127,2	34	0,32	0,36	4,9
1-3	170,8	63,8	5,08	1,59	37,17
3-4	154,5	96,8	9,86	1,34	16,69
R-1	35,66	63,8	7,27	2,28	72,39
E1-R	121,21	34	0,3	0,33	4,19
3-5	153,7	63,8	-3,05	0,95	14,47
4-5	96,39	110,2	-6,13	0,64	3,68
3-8	156,4	96,8	9,88	1,34	16,75
8-E4	316,3	63,8	-0,81	0,25	1,23
5-6	161,9	110,2	11,67	1,22	12,13

<b>7-6</b>	155,6	141	-38,18	2,45	32,79
<b>7-8</b>	4,52	141	12,22	0,78	3,98
<b>R-7</b>	185,78	141	-51,42	3,29	56,9
<b>9-10</b>	13,61	96,8	9,21	1,25	14,71
<b>10-11</b>	14,84	96,8	7,85	1,07	10,95
<b>11-E5</b>	441,3	63,8	1,13	0,35	2,28
<b>11-12</b>	71,64	53,6	-4,93	2,19	82,3
<b>12-13</b>	162,7	53,6	3,14	1,39	35,61
<b>13-9</b>	712,3	53,6	-2,49	1,11	23,29
<b>12-E7</b>	170,8	53,6	-0,43	0,19	0,91
<b>10-E6</b>	204	34	-0,52	0,57	11,73
<b>5-14</b>	413,8	63,8	-5,94	1,86	49,72
<b>6-17</b>	429,9	110,2	23,46	2,46	44,18
<b>17-26</b>	119,2	110,2	8,87	0,93	7,30
<b>26-E11</b>	92,33	42,6	0,24	0,17	0,9
<b>17-18</b>	203,2	63,8	11,86	3,71	179,12
<b>18-19</b>	38,93	53,6	6,13	2,72	123,3
<b>19-E15</b>	93,05	34	0,24	0,26	2,75
<b>19-20</b>	25,93	53,6	5,39	2,39	97,02
<b>19-18</b>	270,1	53,6	-3,92	1,74	53,69
<b>20-21</b>	197,1	96,8	7,72	1,05	10,6
<b>21-22</b>	35,99	96,8	4,01	0,55	3,16
<b>21-24</b>	30,9	53,6	2,86	1,27	29,93
<b>22-23</b>	229,6	63,8	1,19	0,37	2,51
<b>23-22</b>	288,8	63,8	-1,05	0,33	2
<b>23-E16</b>	98,18	34	-0,25	0,28	3,03
<b>24-25</b>	36,77	53,6	1,48	0,66	8,9
<b>25-E17</b>	85,32	34	0,22	0,24	2,33
<b>25-24</b>	315,5	34	0,14	0,15	1,04
<b>26-27</b>	89,84	110,2	7,51	0,79	5,36
<b>27-31</b>	10,5	53,6	2,86	1,27	30,02
<b>31-32</b>	36,77	53,6	1,55	0,69	9,63
<b>32-E12</b>	76,75	34	0,25	0,27	2,99
<b>32-31</b>	315,5	34	0,15	0,16	1,12
<b>27-28</b>	81,66	53,6	4,01	1,78	56,22
<b>28-29</b>	19,32	53,6	2,68	1,19	26,62
<b>29-30</b>	36,65	53,6	1,4	0,62	7,95
<b>30-29</b>	302,8	34	0,13	0,15	0,96
<b>30-E14</b>	76,75	34	0,2	0,22	1,91
<b>15-16</b>	43,56	63,8	-1,66	0,52	4,68
<b>14-15</b>	245,4	63,8	-3,45	1,08	18,16
<b>16-E10</b>	132,32	34	-0,34	0,37	5,27
<b>16-E9</b>	9,614	63,8	-0,03	0,01	0
<b>15-E8</b>	245,4	63,8	0,02	0,01	0

<b>28-E13</b>	77,75	34	-0,2	0,22	1,96
<b>13-14</b>	423	53,6	0,99	0,44	4,19
<b>4-9</b>	103,2	110	-14,37	1,51	17,99

Tableau(IV.4) : Calcul de pression.

Nœuds	Altitude	Cote piézo	Pression
	m	m	m
<b>E1</b>	964,23	1001,49	37,26
<b>1</b>	960,7	994,76	34,06
<b>2</b>	962,59	992	29,41
<b>E2</b>	967,82	991,92	24,1
<b>E3</b>	954,43	991,37	36,94
<b>3</b>	993,5	988,41	-5,09
<b>4</b>	939,59	985,83	46,24
<b>5</b>	930,95	986,19	55,24
<b>E4</b>	937,25	990,64	53,39
<b>7</b>	950,2	991,43	41,23
<b>8</b>	948,34	991,03	42,69
<b>6</b>	938,71	988,15	49,44
<b>9</b>	934,2	983,98	49,78
<b>10</b>	934,5	982,51	48,01
<b>11</b>	934,7	981,41	46,71
<b>E5</b>	941,92	980,4	38,48
<b>12</b>	930,8	973,18	42,38
<b>E6</b>	927,33	981,33	54
<b>E7</b>	925,65	973,02	47,37
<b>13</b>	931,6	967,39	35,79
<b>14</b>	919,13	965,61	46,48
<b>17</b>	916,27	969,16	52,89
<b>26</b>	917,75	969,12	51,37
<b>E11</b>	916,2	969,03	52,83
<b>18</b>	911,9	932,76	20,86
<b>19</b>	911,02	927,96	16,94
<b>E15</b>	912	927,7	15,7
<b>20</b>	906,5	918,26	11,76
<b>21</b>	906,22	916,17	9,95
<b>24</b>	906,53	915,24	8,71
<b>25</b>	905,4	914,92	9,52
<b>E17</b>	905,19	914,72	9,53
<b>22</b>	905,02	916,05	11,03
<b>E16</b>	905,24	915,18	9,94
<b>23</b>	904,35	915,48	11,13

<b>27</b>	918,45	968,58	50,13
<b>31</b>	918	965,58	47,58
<b>32</b>	916,1	965,22	49,12
<b>E12</b>	915,25	964,99	49,74
<b>28</b>	913,7	963,99	50,29
<b>E13</b>	914,12	963,79	49,67
<b>29</b>	912,5	963,48	50,98
<b>30</b>	911,5	963,18	51,68
<b>E14</b>	913,25	963,04	49,79
<b>16</b>	918,6184	960,95	42,34
<b>E9</b>	917,74	960,95	43,21
<b>E10</b>	917,8	960,26	42,46
<b>15</b>	919,6	961,16	41,56
<b>E8</b>	919,5507	961,16	41,61
<b>Réservoir R</b>	1000	1002	2

#### IV.5 Remarque et solution :

La remarque essentielle qu'on peut tirer de notre réseau projeté en cas de pointe : est l'existence des vitesses au dessous et dessus de la norme requise (0,5-1,5m/s) et pressions qui dépassent la norme de 60mce.

Pour les vitesses faibles aucun problème puisque les pressions sont bonne et il y à des ramifications, seulement nous préconisons le branchement directes des citoyens (pas de borne fontaine) .ce qui permet de vidanger le réseau des dépôts résultant de la faible vitesse d'écoulement.

Par contre pour les pressions élevées nous recommandons de créer des vannes régulatrices.

Pour la note de calcul du réseau en cas d'incendie on constate de très faibles vitesses dans l'ensemble des tronçons ; dues à la non conformité des diamètres du réseau avec les débits repartis.

Et ces faibles vitesses provoquent un dépôt tout au long du réseau qui reste difficile à évacuer, ainsi elles diminuent sensiblement la consommation, et l'usager en souffre.

Ainsi pour la pression, on remarque dans la note de calcul une pression négative dans un tronçon.

Nous proposons un nouveau réseau de distribution en PEHD.

Dans les tableaux suivant nous récapitule les résultats des paramètres hydrauliques en deux cas normale et incendie.

➤ Répartition finale (Cas de pointe) :

Tableau(IV.5) : Calcul de paramètres hydrauliques.

Tronçons	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	Mm	LPS	m/s	m/km
1-2	12,37	42	0,81	0,58	9,52
2-E2	61,05	34	0,1	0,11	0,53
2-E3	127,2	34	0,2	0,23	2,08
3-4	154,5	141	10,52	0,67	3,01
R-1	35,66	141	27,09	1,73	17,36
3-5	153,7	141	-14,78	0,95	5,65
4-5	96,39	53,6	0,99	0,44	4,18
8-E4	316,3	34	0,51	0,56	11,25
5-6	161,9	141	-12,64	0,81	4,23
9-10	13,61	96,8	6,82	0,93	8,43
10-11	14,84	96,8	6,07	0,82	6,79
11-E5	441,3	34	0,71	0,78	20,85
11-12	100	63,8	-4,51	1,41	29,89
12-13	162,7	53,6	3,46	1,53	42,67
9-13	712,3	34	-0,58	0,64	14,25
12-E7	170,8	27	-0,37	0,65	19,53
10-E6	204	27	-0,33	0,57	15,35
6-17	429,9	141	11,91	0,76	3,79
26-E11	92,33	34	0,15	0,16	1,15
18-19	38,93	63,8	3,99	1,25	23,83
19-E15	93,05	34	0,15	0,16	1,17
19-20	25,93	63,8	3,59	1,12	19,57
18-20	270,1	53,6	-1,12	0,5	5,31
20-21	197,1	96,8	3,92	0,53	3,02
21-22	35,99	63,8	2,04	0,64	6,87
21-24	30,9	53,6	1,46	0,65	8,59
22-23	229,6	34	0,61	0,67	15,76
23-22	288,8	34	-0,54	0,59	12,53
23-E16	98,18	34	-0,16	0,17	1,29
24-25	36,77	34	0,41	0,45	7,63
25-E17	85,32	34	0,14	0,15	0,99
25-24	315,5	53,6	0,43	0,19	0,89
26-27	89,84	79,2	3,84	0,78	7,73
27-31	10,5	42	1,46	1,06	28,45

<b>31-32</b>	36,77	34	0,67	0,74	18,75
<b>32-E12</b>	76,75	34	0,16	0,17	1,28
<b>32-31</b>	315,5	34	0,21	0,23	2,19
<b>27-28</b>	81,66	63,8	2,06	0,64	6,99
<b>28-29</b>	19,32	53,6	1,37	0,61	7,64
<b>29-30</b>	36,65	34	0,6	0,66	15,25
<b>30-29</b>	302,8	34	0,19	0,21	1,85
<b>30-E14</b>	76,75	34	0,12	0,14	0,82
<b>15-16</b>	43,56	34	-0,88	0,96	30,8
<b>14-15</b>	245,4	63,8	-1,77	0,55	5,3
<b>16-E10</b>	132,32	34	-0,21	0,23	2,24
<b>28-E13</b>	77,75	34	-0,12	0,14	0,84
<b>13-14</b>	423	53,6	1,71	0,76	11,64
<b>15-E18</b>	8,86	34	0,01	0,02	0,01
<b>7-8</b>	4,52	27	-1,68	2,93	315,63
<b>R-7</b>	184,78	53,6	-2,99	1,32	32,51
<b>3-8</b>	146,4	34	0,4	0,44	7,29
<b>R-E1</b>	121,21	27	0,19	0,33	5,48
<b>7-6</b>	155,6	34	0,8	0,88	26,01
<b>16-E9</b>	9,17	34	0,02	0,02	0,02
<b>Vanne 16</b>	-	125	8,73	0,71	28,83
<b>Vanne 50</b>	-	125	1,8	0,15	43,5
<b>Vanne 64</b>	-	125	4,55	0,37	42,57
<b>Vanne 65</b>	-	125	6,02	0,49	48,42
<b>Vanne 25</b>	-	125	25,92	1,66	7,88

Tableau(IV.6) : Calcul de pression.

Nœuds	Altitude	Cote.piézo	Pression
	M	m	m
<b>E1</b>	964,23	1001,34	37,11
<b>1</b>	960,7	1001,38	40,68
<b>2</b>	962,59	1001,26	38,67
<b>E2</b>	967,82	1001,23	33,41
<b>E3</b>	954,43	1001	46,57
<b>3</b>	963,5	993,5	30
<b>4</b>	969,59	993,03	23,44
<b>5</b>	950,95	992,63	41,68
<b>E4</b>	957,25	991,01	33,76
<b>7</b>	950,2	995,99	45,79
<b>8</b>	948,34	994,57	46,23
<b>6</b>	958,71	991,95	33,24

<b>9</b>	934,2	964,2	30
<b>10</b>	934,5	964,09	29,59
<b>11</b>	934,7	963,98	29,28
<b>E5</b>	911,92	954,78	42,86
<b>12</b>	930,8	961	30,2
<b>E6</b>	927,33	960,95	33,62
<b>E7</b>	925,65	957,66	32,01
<b>13</b>	931,6	954,05	22,45
<b>14</b>	919,13	949,13	30
<b>17</b>	946,27	990,32	44,05
<b>26</b>	917,75	947,75	30
<b>E11</b>	916,2	947,64	31,44
<b>18</b>	911,9	941,9	30
<b>19</b>	911,02	940,97	29,95
<b>E15</b>	912	940,86	28,86
<b>20</b>	906,5	940,46	33,96
<b>21</b>	906,22	939,87	33,65
<b>24</b>	906,53	939,6	33,07
<b>25</b>	905,4	939,32	33,92
<b>E17</b>	905,19	939,24	34,05
<b>22</b>	905,02	939,62	34,6
<b>E16</b>	905,24	935,88	30,64
<b>23</b>	904,35	936	31,65
<b>27</b>	918,45	947,06	28,61
<b>31</b>	918	946,76	28,76
<b>32</b>	916,1	946,07	29,97
<b>E12</b>	915,25	945,97	30,72
<b>28</b>	913,7	946,48	32,78
<b>E13</b>	914,12	946,42	32,3
<b>29</b>	912,5	946,34	33,84
<b>30</b>	911,5	945,78	34,28
<b>E14</b>	913,25	945,72	32,47
<b>16</b>	918,6184	946,49	27,87
<b>E9</b>	917,74	946,49	28,75
<b>E10</b>	917,8	946,19	28,39
<b>15</b>	919,6	947,83	28,23
<b>E8</b>	919,5507	947,83	28,28
<b>Réservoir R</b>	1000	1002	2

➤ Répartition finale (cas d'incendie) :

Tableau(IV.7) : Calcul de paramètres hydrauliques.

Tronçons	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	Mm	LPS	m/s	m/km
2-E2	61,05	34	0,16	0,17	1,25
2-E3	127,2	34	0,32	0,36	4,9
3-4	154,5	141	22,14	1,42	11,95
R-1	35,66	221,64	54,37	1,41	6,97
4-5	96,39	96,8	7	0,95	8,85
8-E4	316,3	34	0,81	0,89	26,43
5-6	161,9	141	-24,82	1,59	14,76
9-10	13,61	96,8	10,14	1,38	17,59
10-11	14,84	96,8	8,79	1,19	13,47
11-E5	441,3	34	1,13	1,24	48,96
11-12	71,64	63,8	-5,86	1,83	48,56
12-13	162,7	53,6	4,07	1,8	57,68
9-13	712,3	34	-0,71	0,78	20,61
12-E7	170,8	27	-0,43	0,76	25,78
10-E6	204	27	-0,52	0,91	36,04
6-17	429,9	141	22,48	1,44	12,29
26-E11	92,33	34	0,24	0,26	2,7
18-19	38,93	63,8	7,08	2,21	68,83
19-E15	93,05	34	0,24	0,26	2,75
19-20	25,93	63,8	6,33	1,98	56,02
18-20	270,1	53,6	-1,99	0,88	15,3
20-21	197,1	96,8	6,74	0,92	8,24
21-22	35,99	63,8	3,03	0,95	14,32
21-24	30,9	53,6	2,86	1,27	29,93
22-23	229,6	34	0,66	0,73	18,43
23-22	288,8	34	-0,59	0,65	14,66
23-E16	98,18	34	-0,25	0,28	3,03
24-25	36,77	34	0,8	0,88	25,85
25-E17	85,32	34	0,22	0,24	2,33
25-24	315,5	53,6	0,83	0,37	3,01
26-27	89,84	79,2	7,51	1,52	26,79
27-31	10,5	42	2,86	2,06	98,5
31-32	36,77	34	1,29	1,42	63,1
32-E12	76,75	34	0,25	0,27	2,99
32-31	315,5	34	0,4	0,45	7,35
27-28	81,66	63,8	4,01	1,26	24,06
28-29	19,32	53,6	2,68	1,19	26,62
29-30	36,65	34	1,16	1,28	51,79
30-29	302,8	34	0,37	0,41	6,27

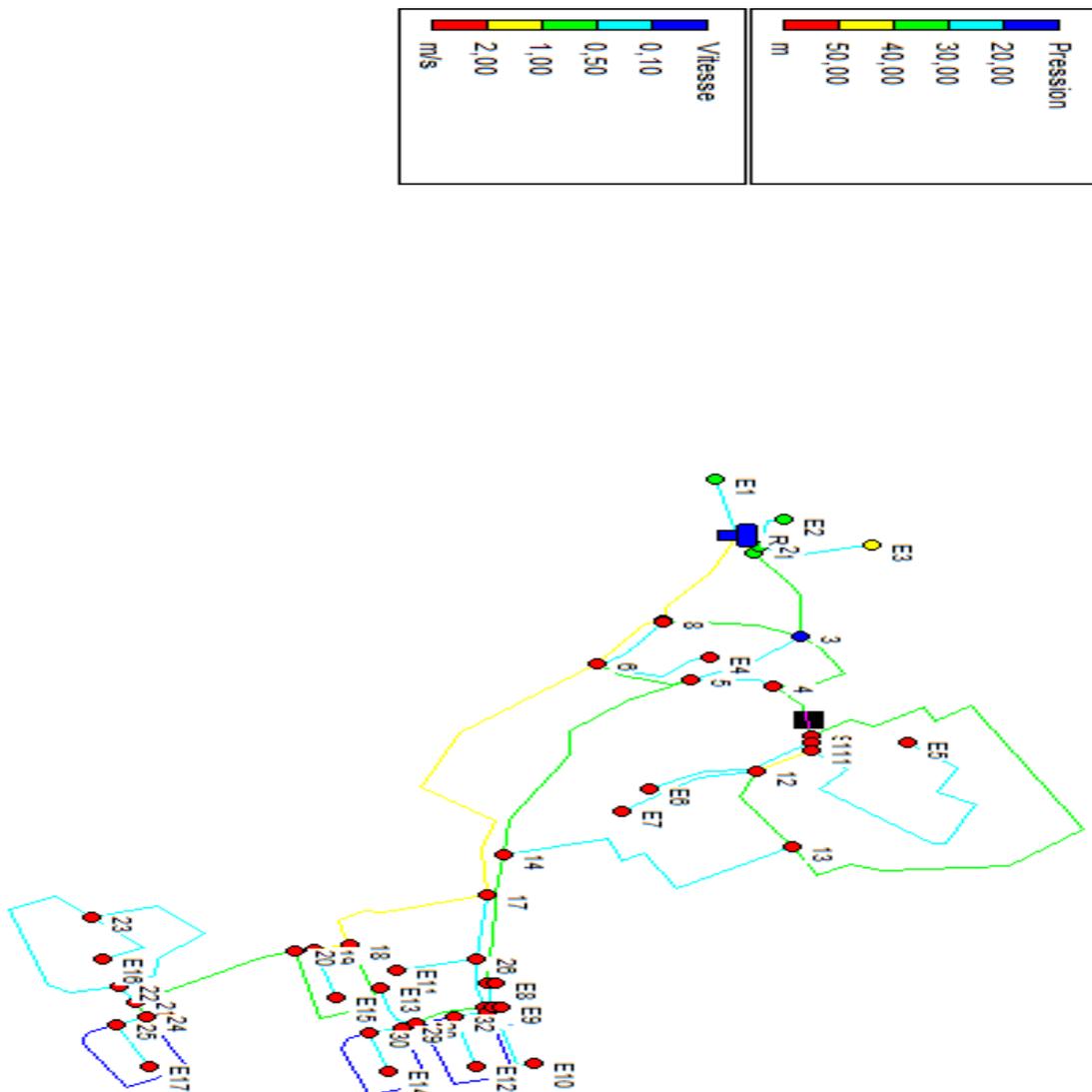
<b>30-E14</b>	76,75	34	0,2	0,22	1,91
<b>15-16</b>	43,56	34	-1,66	1,83	100,4
<b>14-15</b>	245,4	63,8	-3,45	1,08	18,16
<b>16-E10</b>	132,32	34	-0,34	0,37	5,26
<b>28-E13</b>	77,75	34	-0,2	0,22	1,96
<b>13-14</b>	423	34	0,13	0,15	0,92
<b>15-E18</b>	8,86	34	0,02	0,02	0,03
<b>7-8</b>	4,52	27	-1,62	2,83	295,19
<b>R-7</b>	184,78	63,8	-3,35	1,05	17,19
<b>3-8</b>	146,4	34	-0,72	0,8	21,58
<b>R-E1</b>	121,21	27	0,3	0,52	12,89
<b>7-6</b>	155,6	34	0,71	0,78	20,98
<b>16-E9</b>	9,17	34	0,02	0,03	0,04
<b>6-8</b>	153,7	141	-27,26	1,75	17,56
<b>69</b>	170,8	221,64	52,17	1,35	6,46
<b>Vanne 16</b>	Sans Valeur	125	13,53	1,1	34,6
<b>Vanne 50</b>	Sans Valeur	125	6,79	0,55	48,82
<b>Vanne 64</b>	Sans Valeur	125	8,87	0,72	42,53
<b>Vanne 65</b>	Sans Valeur	125	10,88	0,89	48,38
<b>Vanne 30</b>	Sans Valeur	125	1,5	0,12	9,16

Tableau(IV.8) : Calcul de pression.

Nœuds	Altitude	Cote.piézo	Pression
	M	m	m
<b>E1</b>	964,23	1000,44	36,21
<b>1</b>	960,7	1001,75	41,05
<b>2</b>	962,59	992,59	30
<b>E2</b>	967,82	992,51	24,69
<b>E3</b>	954,43	991,97	37,54
<b>3</b>	963,5	1000,65	37,15
<b>4</b>	969,59	998,8	29,21
<b>5</b>	950,95	997,95	47
<b>E4</b>	957,25	989,13	31,88
<b>7</b>	950,2	998,82	48,62
<b>8</b>	948,34	997,49	49,15
<b>6</b>	958,71	995,56	36,85
<b>9</b>	934,2	964,2	30
<b>10</b>	934,5	963,96	29,46

<b>11</b>	934,7	963,76	29,06
<b>E5</b>	911,92	942,16	30,24
<b>12</b>	930,8	958,9	28,1
<b>E6</b>	927,33	956,61	29,28
<b>E7</b>	925,65	954,5	28,85
<b>13</b>	901,6	949,52	47,92
<b>14</b>	919,13	949,13	30
<b>17</b>	946,27	990,28	44,01
<b>26</b>	917,75	947,75	30
<b>E11</b>	916,2	947,5	31,3
<b>18</b>	911,9	941,9	30
<b>19</b>	911,02	939,22	28,2
<b>E15</b>	912	938,96	26,96
<b>20</b>	906,5	937,77	31,27
<b>21</b>	906,22	936,14	29,92
<b>24</b>	906,53	935,22	28,69
<b>25</b>	905,4	934,27	28,87
<b>E17</b>	905,19	934,07	28,88
<b>22</b>	905,02	935,63	30,61
<b>E16</b>	905,24	931,1	25,86
<b>23</b>	904,35	931,4	27,05
<b>27</b>	918,45	945,34	26,89
<b>31</b>	918	944,31	26,31
<b>32</b>	916,1	941,99	25,89
<b>E12</b>	915,25	941,76	26,51
<b>28</b>	913,7	943,38	29,68
<b>E13</b>	914,12	943,23	29,11
<b>29</b>	912,5	942,86	30,36
<b>30</b>	911,5	940,97	29,47
<b>E14</b>	913,25	940,82	27,57
<b>16</b>	918,6184	940,3	21,68
<b>E9</b>	917,74	940,3	22,56
<b>E10</b>	917,8	939,6	21,8
<b>15</b>	919,6	944,67	25,07
<b>E8</b>	919,5507	944,67	25,12
<b>Réservoir R</b>	1000	1002	2

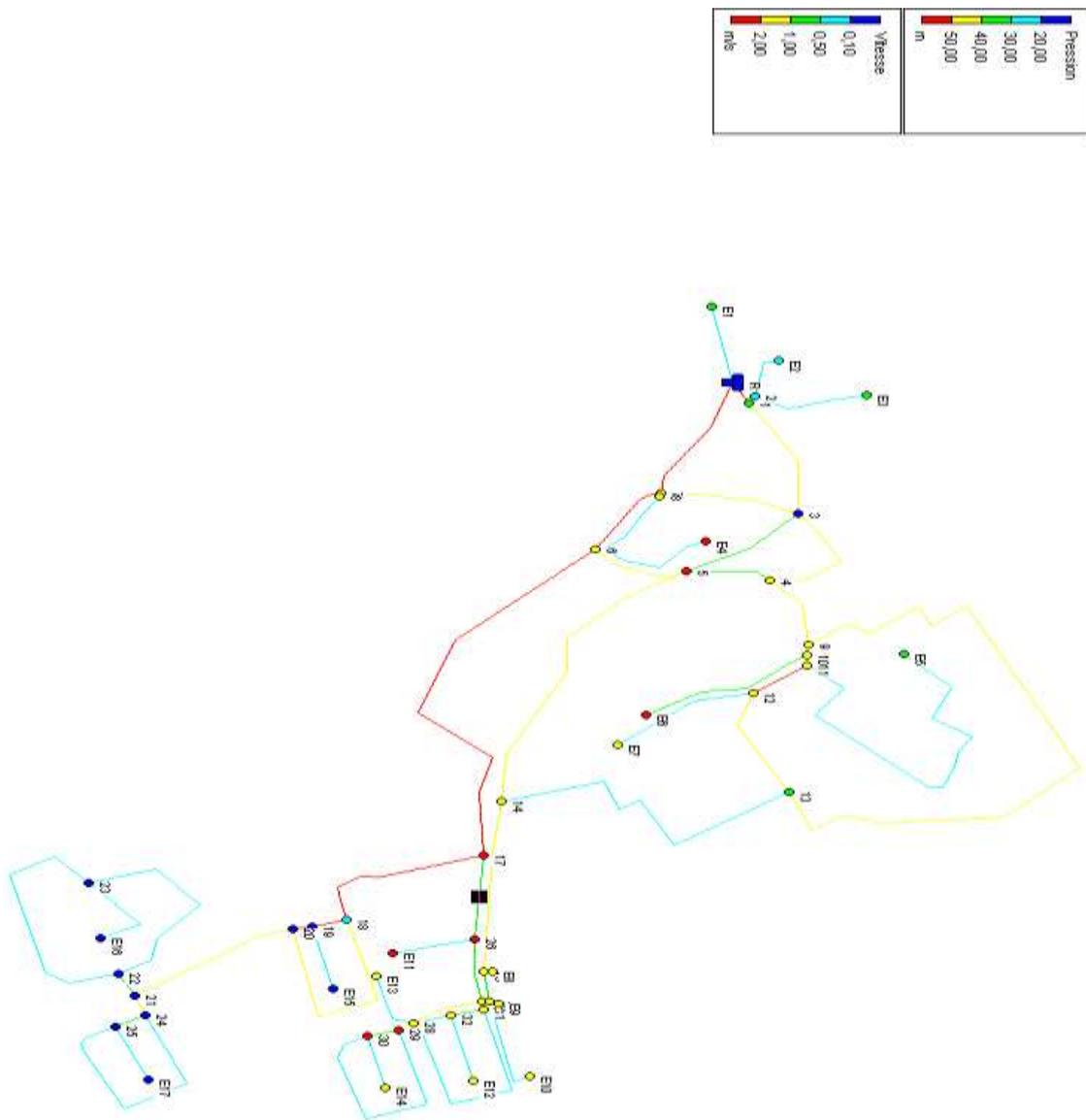
Répartition initiale (Cas de pointe) :



Jour 1, 12:00 AM

Figure(IV.1) : Schéma du réseau de distribution en cas de pointe (Répartition initiale).

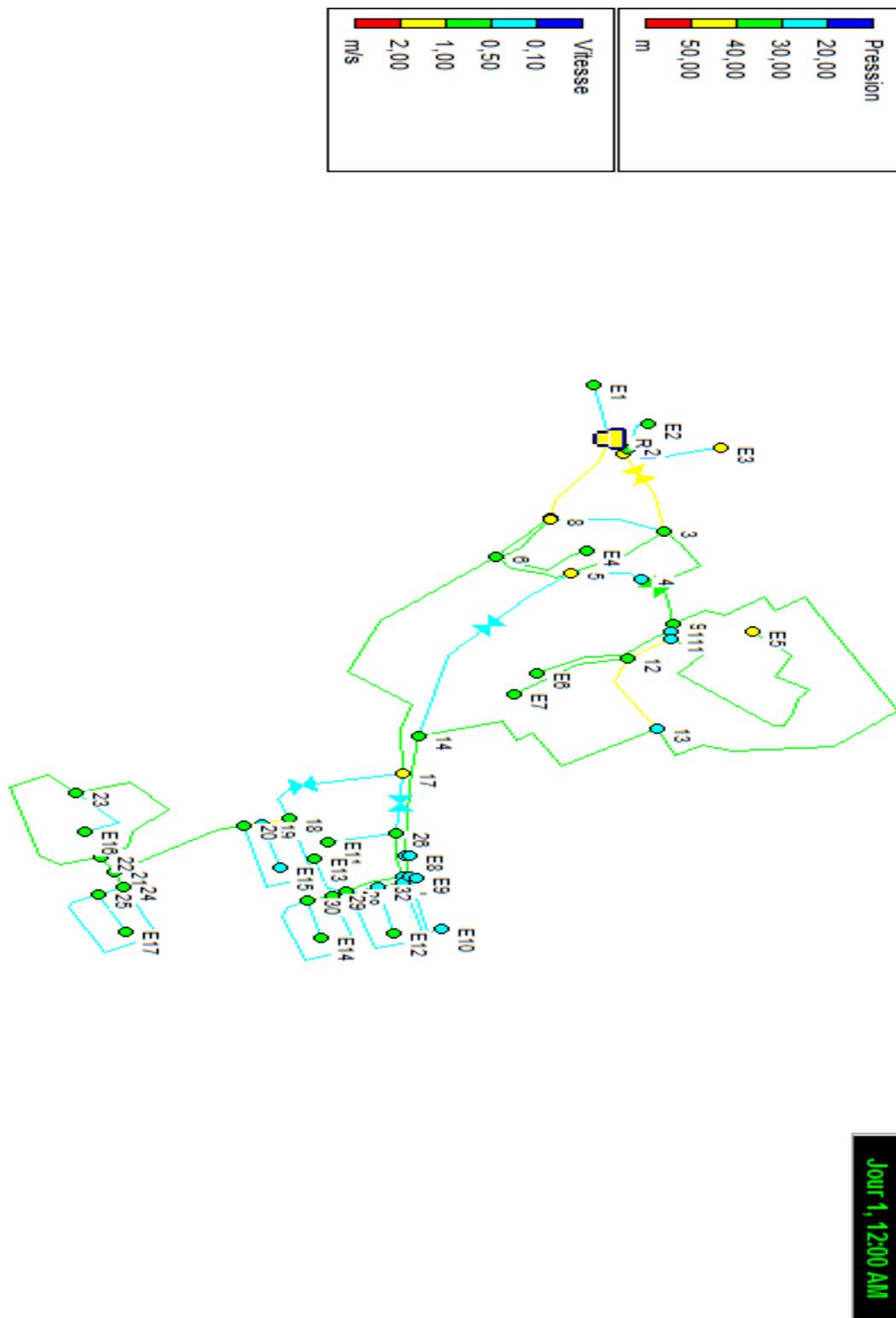
Répartition initiale (cas d'incendie) :



Jour 1, 12:00 AM

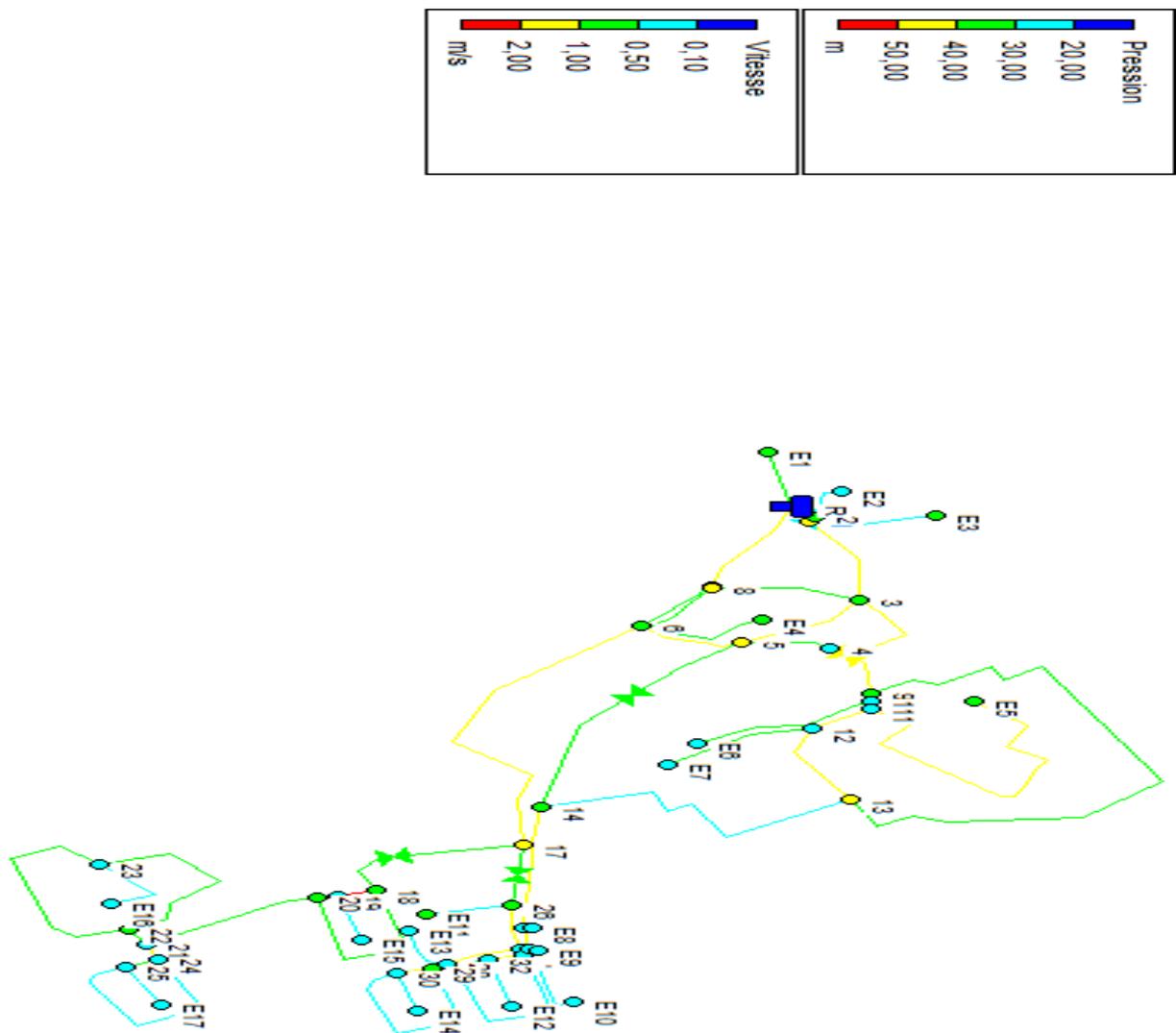
Figure(IV.2) : Schéma du réseau de distribution en cas d'incendie (Répartition initiale).

Répartition finale (cas de pointe) :



Figure(IV.3) : Schéma du réseau de distribution en cas de pointe (Répartition finale).

Répartition finale (cas d'incendie) :



Jour 1, 12:00 AM

Figure(IV.4) : Schéma du réseau de distribution en cas d'incendie (Répartition finale).



# CHAPITRE V

# RESERVOIR



**Introduction :**

Un réservoir est un enveloppe, qui contient un liquide qui peut être généralement de l'eau, soit potable (réservoir d'eau de distributions publique), soit usée (eau d'égouts), parmi les liquides autres que l'eau, les plus courant sont : le lait, les hydrocarbures, etc.

Dans le cas des réseaux d'eaux, le réservoir est un ouvrage intermédiaire entre les réseaux d'adductions et les réseaux de distributions. Ces derniers possèdent des débits non uniformes durant la journée; d'où le rôle du réservoir qui permet de gérer les débits selon la demande.

**V.1 Rôle du réservoir :**

Les réservoirs constituent une réserve qui permet d'assurer aux heures de pointe le débit maximal demandé; de plus il peut aussi:

- Assurer la continuité de distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Emmagasinement de l'eau pendant toute la durée de fonctionnement de la station de pompage milieu où on peut traiter l'eau à l'aide de chlore.
- Réduction des investissements sur les ouvrages de production et le réseau de distribution.
- Réduction des dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointe).
- Assurer une réserve d'incendie.
- Assurer les pressions nécessaires en tout point du réseau.
- Maintenir l'eau d'une température constante et préserver des contaminations [2].

**V.2 Emplacement des réservoirs:**

L'emplacement du réservoir tient compte du relief permettant d'obtenir des dépenses minimales des frais d'investissement et l'exploitation.

Donc on est amené à prendre en considération les facteurs suivant :

- Le point de plus bas à alimenter.
- La hauteur maximale des immeubles (bâtiment).
- Les pertes de charges à partir du réservoir jusqu'au point le plus défavorable la ville en question.
- L'état du relief de la ville qui pourra favoriser la construction d'un réservoir au sol qu'aux propriétés technico-économique suivant :
  - Simplicité de réalisation du coffrage.
  - Etanchéité plus facile à réaliser.

**V.3 Principe de fonctionnement :**

La régularisation des débits (demande et apport), est posée sur les points suivants :

- Les installations et accessoires d'adduction permettant d'amener l'eau avec

une régularisation importante.

- Le réservoir permet de stocker pendant les heures de faible consommation

Les différences entre les débits (adduction – distribution) pendant les heures de pointe le déficit transitera du réservoir vers le réseau de distribution.

#### V.4 Classification des réservoirs :

D'après la situation et la topographie des lieux, les réservoirs peuvent être :

- Enterrés
- Semi enterrés
- Surélevés

D'après leurs formes, ils peuvent être :

- Circulaires
- Carrés
- Rectangulaires

#### V.5 Construction des réservoirs :

Les matériaux employés dans la construction des réservoirs devront être choisis pour assurer leur parfaite étanchéité concurremment avec les conditions de leur mise en œuvre, et ne devront en aucun cas provoquer une altération des qualités de l'eau emmagasinée. A cet effet, nous seront choisis pour la construction du réservoir des matériaux durable. D'après la nature des matériaux ils peuvent être :

- Métalliques
- En maçonnerie.
- En béton armé, ordinaire ou précontrainte.

Le béton armé présente l'avantage de ne pas être atteint par la rouille, tout en préservant l'eau des variations de température.

Un accès avec un regard en double couverture et une échelle de sécurité sera prévu pour les voiles du réservoir.

Une ventilation convenablement choisie sera aménagée, conçue de façon à éviter l'entrée d'une certaine espèce nuisible (serpent, souris....etc.) [2].

#### V.6 Détermination de la capacité :

Généralement dans l'alimentation en eau potable, il est admis que la capacité du réservoir n'excède pas 30% de la consommation maximale journalière plus la réserve d'incendie

Cette capacité est déterminée par la relation suivante :

$$V_r = 30\%Q_{maxj} + V_{inc} \dots \dots \dots (VII.1)$$

Ou

$V_r$  : Volume de réservoir ( $m^3$ ).

$Q_{maxj}$  : La consommation maximale journalière ( $m^3/j$ ).

$V_{inc}$  : Le volume d'incendie qu'est donné par l'expression :

$$V_{inc} = 3,6 \times Q_{inc} \times t \dots\dots(VII.2)$$

Ou

$T$  : Temps d'extinction d'un incendie(2-3)heures, on prend :  $t=2h$ .

$Q_{inc}$  : Débit d'incendie(donné en fonction de nombre d'habitants).

**Tableau (V.1) :** Variations de débit d'incendie en fonction de nombre d'habitant.

Nombre d'habitants	<5000	(5000-20000)	>20000
$Q_{inc}$ (l/s)	10	15	20

Pour notre cas le débit d'incendie est égale à : 10(l/s).

**a)Calcul du volume d'incendie :**

$$V_{inc} = 3,6 \times 10 \times 2 = 72m^3$$

$$V_{inc} = 72m^3$$

**b)Calcul de la capacité du réservoir :**

$$Q_{maxj} = 1318,10\left(\frac{m^3}{j}\right)$$

$$V_r = 0,30 \times 1318,10 + 72$$

$$V_r = 467,43m^3$$

Le réservoir projeté est d'une capacité de 500  $m^3$ .

Ce réservoir suffira largement à la demande en eau jusqu'à l'horizon 2040.

**V.7 Dimensionnement du réservoir :**

On prendra un réservoir circulaire, les dimensions principales seront déterminées à partir de la relation suivante :

$$V_t = S \times H_e \dots\dots\dots(\text{VII.3})$$

$$V_t = \frac{\pi \times D^2}{4} \times H_e \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times V_t}{\pi \times H_e}} = \sqrt{\frac{4 \times 500}{3,14 \times 4}} = 12,62$$

Soit : D=20m.

**V<sub>t</sub>** : volume d'eau dans le réservoir (m<sup>3</sup>)

**D** : diamètre du réservoir (m)

**H<sub>e</sub>** : hauteur d'eau dans le réservoir (hauteur de la cuve en m)

**S** : La surface du radier du réservoir (m<sup>2</sup>)

Pour la hauteur « H<sub>e</sub> » peut être variée entre (3 et 6) m cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans les grands ouvrage, en prend (H<sub>e</sub>=4).

Donc :

- La cuve et la tour seront exécutées en béton armé ;
- La cuve doit être visitable et ventilée ;
- la ventilation est facilitée par la présence de la cheminée d'accès qui comporte a sa partie supérieure des orifices a l'air libre obtures par des grillages ;
- la chambre des vannes se situe au pied de la tour ou se trouvent réunies les vannes ;
- l'accès a la cuve s'effectue par une échelle qui longe les parois .

**a) La surface de radier du réservoir :**

on à :

$$S = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{3,14 \times 20^2}{4} = 314m^2$$

**b) La hauteur de la réserve d'incendie :**

La hauteur de la réserve d'incendie est calculée par la formule suivante :

$$H_{inc} = V_{inc} / S \dots\dots\dots(\text{VII.4})$$

**Ou**

**V<sub>inc</sub>** :Le volume d'incendie(V<sub>inc</sub>=72m<sup>3</sup>).

**S** :La surface de radier du réservoir (m<sup>2</sup>).

$$H_{inc}=72/314=0,23m$$

Donc :

$$H_{inc}=0,23m$$

**Tableau (V.2) :** Tableau récapitulatif des calculs de réservoir.

$V_t(m^3)$	$V_{inc}(m^3)$	$H_e(m)$	$D(m)$	$H_{inc}(m)$
500	72	1,59	20	0,23

### V.8 Détermination de la cote du radier :

L'emplacement du réservoir doit être choisi de façon à assurer aux abonnés une pression suffisante même au moment des heures de pointes, pour cela il faut tenir compte des facteurs suivants :

Le point le plus défavorable

Les pertes de charge du trajet reliant le réservoir et le point le plus défavorable

Le nombre d'étage des immeubles.

La cote du radier est calculer par la formule suivante :

$$C_r = CTN + \sum \Delta H + P_s \dots\dots\dots(VI.5)$$

Ou

$C_r$  :Cote du radier.

$CTN$  :Cote du terrain naturel au point le plus défavorable(nœud25) qui égale à 905,4m.

$\sum \Delta H$  : La somme des pertes de charge le long du trajet à partir du réservoir jusqu'au point considéré qui est égale à 137,96m.

$P_s$  :.Pression au sol imposée au nœud considéré en fonction du nombre d'étages (m)  $P_s=23m$ .

**Donc :**

$$C_r = 905,4 + 137,96 + 23 = 1066,36m$$

En prend une cote de 1067m.

### V.9 Equipements des réservoirs :

#### V.9.1 Conduite d'adduction :

L'arrivée de la conduite d'adduction du réservoir peut être placée soit au fond de celui-ci, soit à la partie supérieure, d'où oxygénation de l'eau.

La conduite d'adduction à son débouché dans le réservoir doit pouvoir s'obturer quant l'eau atteint dans la cuve un niveau maximal. L'obturation va se faire par un robinet flotteur si l'adduction est gravitaire, ou par un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

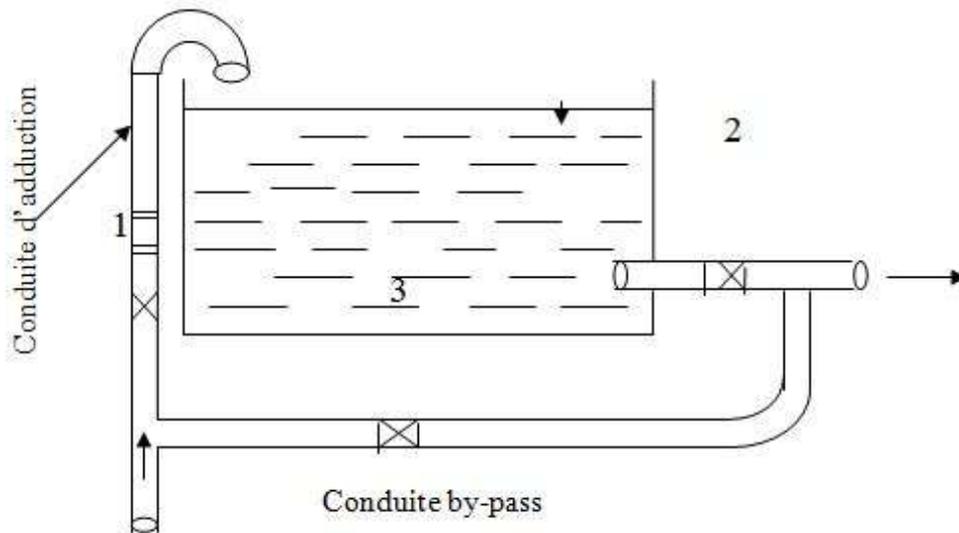


Figure (V.1) : conduite d'adduction.

#### V.9.2 Robinet – flotteur :

Le réservoir équipé d'un robinet-flotteur qui obture la conduite d'arrivée lorsque le niveau maximum est atteint, et s'ouvre quant ce niveau est descendu.

#### V.9.3 Conduite du trop plein

La conduite du trop-plein est destinée à évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir quant le robinet flotteur ne fonctionne pas, elle maintient le niveau maximal susceptible d'être atteint dans le réservoir.

Elle comportera au départ un évènement et elle débouchera à un exutoire voisin par mesure de précaution sur une éventuelle pollution ou introduction d'insectes ou moustique. On ménage un joint hydraulique, constitué par un siphon à l'extrémité de cette conduite.

#### V.9.4 Conduite by-pass :

Elle relie la conduite d'adduction à celle de distribution (**figure V.2**). Elle assure la distribution pendant le nettoyage du réservoir son fonctionnement est le suivant :

Normale : Les robinets-vannes 1 et 2 sont ouverts, et le 3ème robinet est fermé,

En BY-PASS : Les robinets-vannes 1 et 2 sont fermés, et le 3ème robinet est ouvert.



Figure (V.2): Conduit by-pass

### V.9.5 Conduite de vidange :

La conduite de vidange se trouve au point le plus bas du réservoir, elle permet la vidange du réservoir, à cet effet, le radier du réservoir est réglé en pente vers son origine. Elle est raccordée à la conduite de trop-plein et comporte un robinet-vanne.

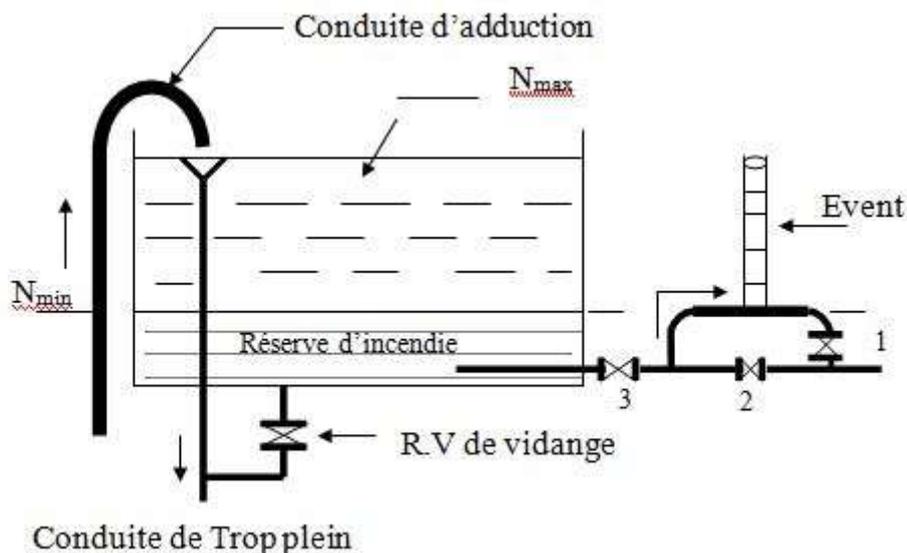


Figure (V.3): Matérialisation de la réserve d'incendie.

### V.9.6 La réserve d'incendie :

Il importe que les dispositions soient prises afin d'éviter dans le cas d'un soutirage intensif, que la réserve d'incendie ne puisse puiser dans la distribution.

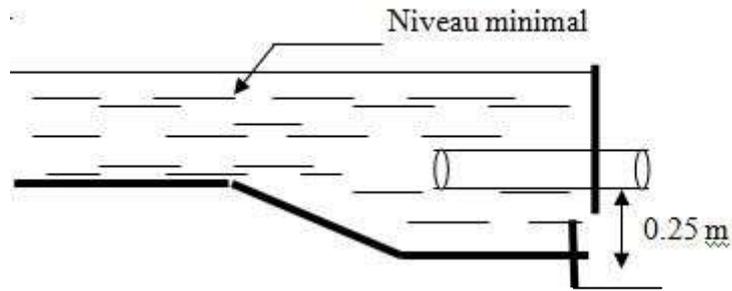
Aussi on opte pour un dispositif constitué par un siphon qui se désamorcé quand le niveau de la réserve est atteint, et cela grâce à l'évent ouvert à l'air libre et de cette façon la réserve ne sera pas entamée et elle se renouvelle constamment.

### V.9.7 Départ de la conduite de distribution :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.2m au dessus du radier, afin d'éviter l'introduction dans la canalisation des bous ou des sables, qui pourraient éventuellement se décanter dans la cuve.

Comme il y a lieu de réserver un minimum d'eau de 0.5m au dessus de la génératrice supérieure de la conduite. En cas d'abaissement maximal du plan d'eau, de ce fait, nous évitons la pénétration d'air dans la conduite de

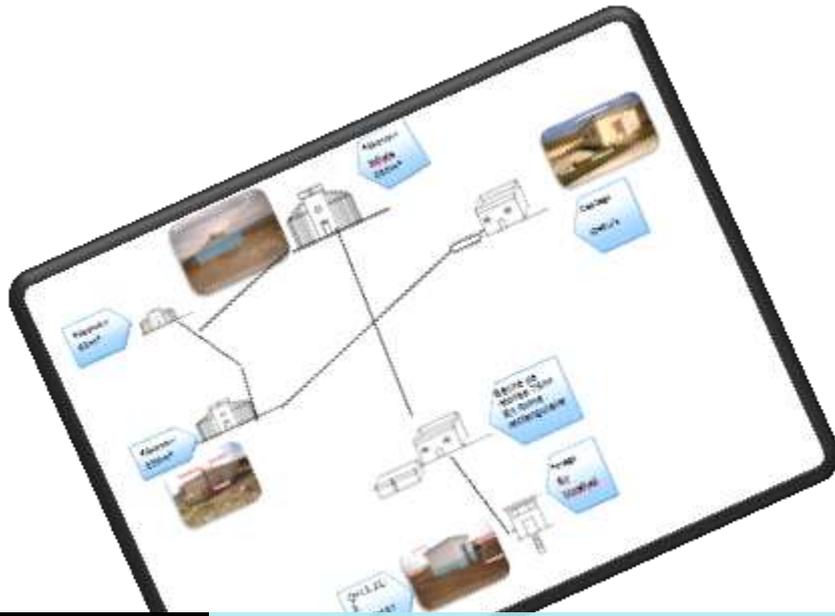
distribution, pour pouvoir isoler rapidement le réservoir en cas de rupture de ce dernier.



**Figure (V.4)** : conduite de distribution.

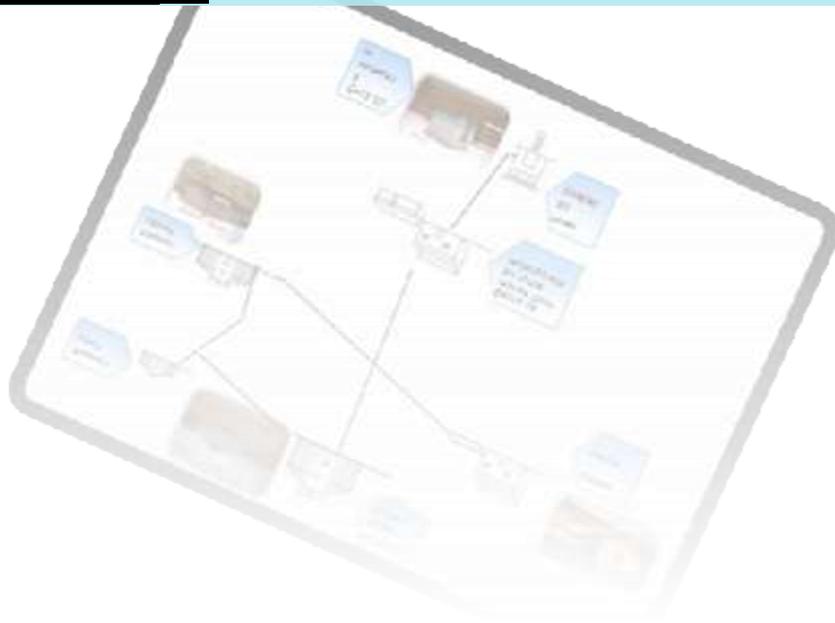
**Conclusion :**

Dans ce chapitre, on remarque que les réservoirs ont un rôle très important (stockage et distribution); pour cela ils nécessitent une surveillance régularisée et un entretien périodique concernant le nettoyage du cuve. Il convient donc de bien concevoir et de bien réaliser (assurant l'étanchéité) afin qu'ils remplissent toutes les fonctions requises d'une manière durable.



# CHAPITRE VI

# ADDUCTION



**Introduction :**

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

L'adduction d'eau potable (AEP) peut se diviser en divers éléments :

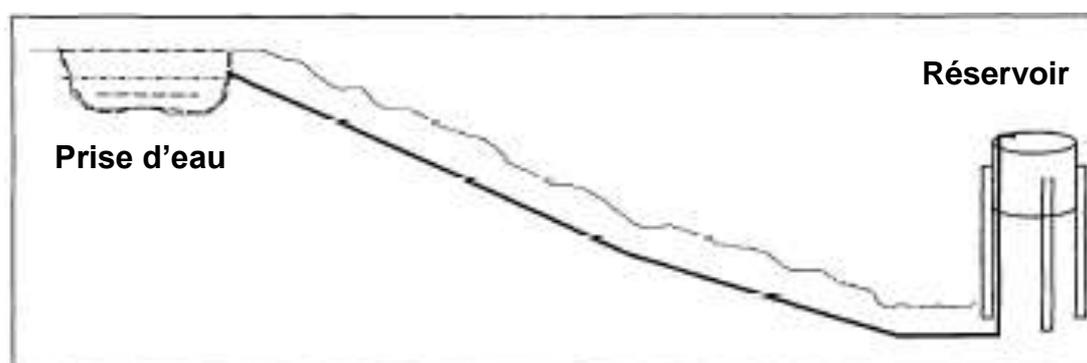
- La source qui peut être un forage équipé d'un système de pompage (cas le plus fréquent), un cours d'eau naturel ou un plan d'eau, notamment dans les premiers réseaux de l'histoire, par exemple chez les Romains.
- Un réseau de transport constitué de canalisation souvent enterrées, d'ouvrages d'arts (pont, siphon, canal) et d'un système automatisé ou non de vannes et de pompes.
- Divers systèmes de stockage intermédiaires.
- Un réseau terminal de distribution amenant l'eau aux consommateurs finaux ou à des points de distribution collectifs (pompes, fontaines... etc.).

**VI.1.Types d'adduction :**

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

**VI.1.1 Adduction gravitaire :**

L'adduction gravitaire, ou l'écoulement de l'eau à des pressions importantes est causé par la différence des niveaux hydrauliques : l'altitude de la source est supérieure à l'altitude du point de consommation, et se déplace donc grâce à la force de gravitation d'où son nom.



**Figure VI.1** : adduction gravitaire.

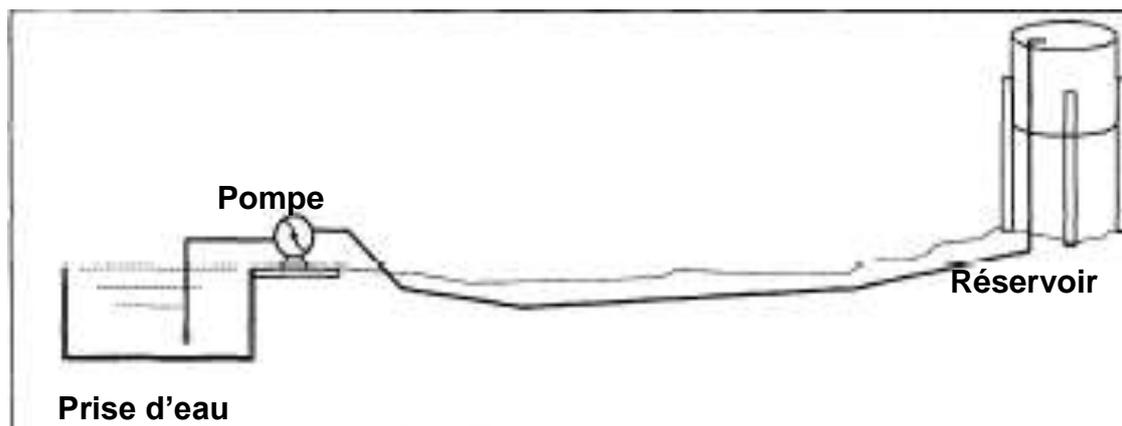
**VI.1.2 Adduction par refoulement:**

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

Avant d'établir une conduite de refoulement, il faut connaître certaines conditions préalables qu'on doit respecter :

- ❖ La première des choses, on cherche un tracé régulier que possible avec la rue rond toujours dans le même sens vers le réservoir.

- ❖ Eviter les contres pentes qui provoquent des poches d'aire plus en moins difficiles à évacuer.
- ❖ Le tracé doit être accessible pour les engins.
- ❖ Respecter les marges de recoule (maisons, arbres, conduite de gaz et assainissement...etc). Sauf dans les cas critiques.
- ❖ Utiliser des coudes ouverts pour éviter les pertes d'énergies par choc qui augmente les pertes de charge et nécessite des butés.
- ❖ Eviter les terrains glissants qui causant le déboitement des raccords par le phénomène de coup de bélier [2].



**Figure VI.2 :** adduction par refoulement.

### VI.1.3 Adduction mixte :

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

Pour faire face aux contraintes imposées par le terrain et le relief, on doit accompagner la conduite d'adduction par divers ouvrages :

- Ventouses aux points hauts du tracé pour l'évacuation d'air,
- Vidanges aux points bas du tracé,

Cas spéciale :

- Brises charge pour éviter la surpression et la sous-pression dans la conduite.
- Ouvrages de protection contre la corrosion de la conduite.

## VI.2 Conditions d'établissement du tracé de la conduite d'adduction :

Le problème consiste à une étude technico-économique de la conduite de refoulement c'est à- dire que cette conduite doit répondre au :

### a. Conditions techniques :

- Un diamètre qui donne une vitesse entre 0.5 à 1.5 m/s.
- Condition de pose de la conduite.

- Les conduites de pression de service.

**b. Critères économiques :**

Les critères économiques concernent les prix de fourniture et de transport, on doit faire comparaison entre étude technique et économique.

Quand on a un petit diamètre dans ce cas les pertes de charge seront grandes et le moteur d'entraînement devra être puissant c.à.d. l'énergie consommée sera importante et les frais d'amortissement devront être important.

**VI.3 Choix du matériau des conduites :**

Dans ce cas le choix est fondé sur des considérations technique tel que :

- Pression de service indispensable.
- L'agressivité du sol.
- Vitesse d'écoulement.
- Condition de pose de canalisation.
- Le diamètre.

Et des considérations économiques qui englobent :

- Le prix des canalisations.
- Disponibilité au marché.
- Cout de transport.

Au final, nous proposons d'utiliser P.E.H.D dans la réalisation et les calculs du réseau.

**VI.4 Dimensionnement des conduites d'adduction :**

**VI.4.1 Calcul des diamètres des tronçons :**

Cette étude consiste à choisir le diamètre le plus économique. Ce choix se fait selon :

- Le diamètre de la conduite doit transiter le débit le plus élevé pour une vitesse acceptable, en assurant une pression de service compatible avec la résistance de la conduite ;
- Les frais d'investissement (frais d'exploitation et d'amortissement) sont proportionnels aux diamètres des conduites.

Connaissant le débit on peut calculer le diamètre de la conduite par la formule (VI.1)

$$D_i = \sqrt{(4 \times Q_{tri}) / (3.14 \times V_i)} \dots \dots \dots (VI.1)$$

Après on prend le diamètre normalisé  $D_{ni}$  qui est proche au diamètre trouvé  $D_i$  et on recalcule  $V_i$  par la formule (VI.2)

$$V_i = (4 \times Q_{tri}) / (3.14 \times (D_{ni})^2) \dots \dots \dots (VI.2)$$

$Q_{tri}$  : débit du tronçon i en  $m^3/s$ .

$D_i$  : diamètre du tronçon i en m.

$V_i$  : vitesse dans le tronçon i m/s.

**VI.4.1.a. Calcul des pertes de charges :**

Les pertes de charge linéaire sont déterminées par la formule de DARCY-WEISBBACH suivante :

$$\Delta H_L = (\lambda \times V^2) / (2 \times g \times D) \times L \dots\dots(VI.3)$$

Avec :

**L** : Longueur de la conduite en m.

**λ** : Coefficient de perte de charge.

**V** : Vitesse d'écoulement en m/s.

**D** : Diamètre de la conduite en m.

Le coefficient λ est donné par la formule de COLBROOK qui s'écrit [5]:

$$1/\sqrt{\lambda} = -2 \times \log \times [K / (3.71 \times D) + (2.51) / (Re \times \sqrt{\lambda})] \dots\dots(VI.4)$$

Avec :

**D** : diamètre intérieur de la conduite en mm.

**V** : vitesse moyenne en m/s.

**K** : coefficient de rugosité tel que :

K = 0.01 si D ≤ 200 mm

K = 0.02 si D > 200 mm

**Re** : nombre de Reynolds.

$$Re = V \times D / \gamma \dots\dots(VI.5)$$

**γ** : Viscosité cinématique du liquide (10<sup>-6</sup>m<sup>2</sup>/s)

Les pertes de charge singulières sont estimées à 15 % des pertes de charges linéaires, elles sont provoqué par des coudes, des vannes, etc. [5] elles sont calculées comme suit :

$$\Delta H_S = 0.15 \times \Delta H_L \dots\dots(VI.6)$$

Les pertes de charges totales représentent la somme des deux pertes de charges (linéaire et singulière):

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S$$

$$\Delta H_T = 0.15 \times \Delta H_L + \Delta H_L$$

$$\Delta H_T = 1.15 \times \Delta H_L \dots\dots(VI.7)$$

**VI.4.1.b. Calcul de la hauteur manométrique total H<sub>mt</sub> :**

Elle représente la différence d'énergie entre l'entrée et la sortie de la pompe. La somme de la hauteur géométrique et les pertes de charges total qui résultent de l'aspiration et du refoulement [2] :

$$H_{mt} = H_g + \Delta H_T \dots\dots\dots (VI.8)$$

Tel que :

**H<sub>g</sub>** :La hauteur géométrique (m).

**ΔH<sub>T</sub>** :Les pertes de charges total (m).

$$H_g = C_c - C_{ND} \dots\dots\dots (VI.9)$$

**C<sub>c</sub>** :La cote crosse (m).

**C<sub>ND</sub>** :Cote du niveau dynamique (m).

$$H_g = (C_R - C_F) + (H + 0,5) + (ND + 1) \dots\dots\dots (VI.10)$$

Ou :

**C<sub>R</sub>** :Cote du radier du réservoir(m).

**C<sub>F</sub>** :Cote du terrain naturel du forage(m).

**ND** :Niveau dynamique du forage(m).

**H** :Hauteur d'eau dans le réservoir(m).

**1** : Profondeur de sécurités au dessous du niveau dynamique (m).

**0,5** :Hauteur de la crosse (m).

**VI.4.1.c. Puissance absorbée par la pompe :**

C'est la puissance disponible ou bien en d'autres termes la puissance absorbée au niveau de l'arbre d'entraînement de la pompe , on la calcule de la façon qui suit [2] :

$$Pa = (g \times Q \times H_{mt}) / \eta \eta \dots\dots\dots (VI.11)$$

Avec :

**Pa** : La puissance de la pompe en KW ;

**Q** : Débit à refouler en m<sup>3</sup>/s

**H<sub>mt</sub>** : Hauteur manométrique total en m ;

**η**: rendement de la pompe (70%).

#### **VI.4.1.d. Energie consommée par la pompe :**

Cette énergie est déterminée par la formule **(VI.12)** suivante [2] :

$$E = Pa \times t \times 365 \dots \dots \dots (VI.12)$$

Avec :

**E** : Energie consommée par la pompe en KWh.

**t** : nombre d'heure de pompage.

#### **VI.4.1.e. Frais d'exploitation :**

Les frais d'exploitation se calcul de la manière suivante [2] :

$$F_{exp} = E \times e_u \dots \dots \dots (VI.13)$$

Avec :

**F<sub>exp</sub>** : frais d'exploitation en DA.

**e<sub>u</sub>** : Prix unitaire du KWh. Fixé à 4.67 DA par la SONELGAZ.

#### **VI.4.1.f. Frais d'amortissement :**

Les frais d'amortissement sont obtenus par l'expression suivante [2] :

$$F_m = Pu \times L \times A \dots \dots \dots (VI.14)$$

Avec:

**F<sub>m</sub>** : frais d'amortissement en DA.

**P<sub>u</sub>** : Prix unitaire de la conduite DA/ml.

**L** : longueur de la conduite en m.

**A** : Annuité.

• Calcul de l'annuité

$$A = i / ((1 + i)^n - 1) + i \dots \dots \dots (IV.15)$$

Avec :

i : Taux d'annuité (8 %).

n : Nombre d'année d'amortissement (25 ans).

Donc :

A = 0,0936.

VI.4.2. Calcul des diamètres économiques :

VI.4.2.a. Conduites gravitaire :

• Caractéristiques des tançons :

Les caractéristiques des conduites gravitaire sont regroupées dans le tableau (VI.1) suivant :

Tableau (VI.1) : Calcul des diamètres de chaque tronçon.

Tronçon	Q(m <sup>3</sup> /s)	L(m)	CR	CP	Hg	D <sub>min</sub>	D <sub>max</sub>
R1-R2	0,007	1000	963	1002	-39	83,66	125,5

On prend les gammes suivantes :

Pour le tronçon R1-R2: 90, 110,125,140mm.

• Calcule de la perte de charge totale (ΔH<sub>T</sub>) :

Les calculs sont regroupés dans le tableau (VI.2) ci-dessous :

Tableau (VI.2) : Calcul des pertes de charge de chaque tronçon.

Tronçon	D <sub>ext</sub> (mm)	D <sub>in</sub> (mm)	D <sub>in</sub> (m)	V(m/s)	RE	L(m)	λ	ΔH <sub>L</sub> (m)	ΔH <sub>T</sub> (m)	Hg(m)
R1-R2	90	79,2	0,0792	1,42	112464	1000	0,02112553	27,4132242	31,5252078	72
	110	96,8	0,0968	0,95	91960	1000	0,02253575	10,7088987	12,3152335	72
	125	110,2	0,1102	0,73	80446	1000	0,02235924	5,51089432	6,33752846	72
	140	123,4	0,1234	0,59	72806	1000	0,02231401	3,20824469	3,68948139	72

Pour que l'eau arrive aux réservoirs, il faut que ΔH<sub>T</sub> ≤ Hg.

Les diamètres choisis sont :

Pour le tronçon R1-R2 :  $D = 90\text{mm}$  avec une vitesse acceptable de  $1,42\text{ m/s}$ .

**VI.4.2.b. Conduites de refoulement :**

• **Caractéristiques des tronçons :**

Les caractéristiques des conduites de refoulement sont regroupés dans le tableau (IV.12) suivant :

**Tableau (VI.3) :** Calcul des diamètres de chaque tronçon.

Tronçon	Q(m <sup>3</sup> /s)	L(m)	Hg	D <sub>min</sub>	D <sub>max</sub>
<b>F-Sp</b>	0,018	1848	24	134,16	201,25
<b>Sp-R3</b>	0,018	352	128,5	134,16	201,25
<b>R3-R2</b>	0,018	183	7,58	134,16	201,25
<b>C-R1</b>	0,003	593	19,68	54,77	82,16

On prend les gammes suivantes :

Pour le tronçon F-Sp :  $D = 140, 225\text{ mm}$  ;

Pour le tronçon Sp-R3 :  $D = 140, 225\text{ mm}$  ;

Pour le tronçon R3-R2 :  $D = 140, 225\text{ mm}$  ;

Pour le tronçon C-R1:  $D = 63,90\text{ mm}$  ;

• **Calcul de la hauteur manométrique totale H<sub>mt</sub>**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (VI.4) ci-dessous :

**Tableau (VI.4) :** Calcul de la H<sub>mt</sub> de chaque tronçon.

Tronçons	D <sub>ext</sub> (mm)	D <sub>in</sub> (mm)	V(m/s)	RE	L(m)	λ	DH <sub>L</sub> (m)	DH <sub>T</sub> (m)	Hg(m)	H <sub>mt</sub> (m)
<b>F-Sp</b>	140	123,4	1,51	186334	1848	0,01896479	33,00576	37,956624	24	61,95662395
	160	141	1,15	162150	1848	0,02064797	18,241345	20,977546	24	44,97754642
	180	158,6	1,39	220454	1848	0,01926147	22,101345	25,416546	24	49,41654636
	200	176,2	0,74	130388	1848	0,02001194	5,8580055	6,7367064	24	30,73670637
	225	198,2	0,58	114956	1848	0,01998861	3,1954927	3,6748166	24	27,67481661
<b>Sp-R3</b>	140	123,4	1,51	186334	352	0,01896479	6,2868114	7,2298331	128,5	135,7298331
	160	141	1,15	162150	352	0,02064797	3,4745418	3,9957231	128,5	132,4957231
	180	158,6	1,39	220454	352	0,01926147	4,2097799	4,8412469	128,5	133,3412469
	200	176,2	0,74	130388	352	0,02001194	1,1158106	1,2831822	128,5	129,7831822
	225	198,2	0,58	114956	352	0,01998861	0,6086653	0,6999651	128,5	129,1999651
<b>R3-R2</b>	140	123,4	1,51	186334	183	0,01896479	3,2684275	3,7586917	7,58	11,33869166
	160	141	1,15	162150	183	0,02064797	1,8063669	2,077322	7,58	9,657321967
	180	158,6	1,39	220454	183	0,01926147	2,1886072	2,5168983	7,58	10,09689826
	200	176,2	0,74	130388	183	0,02001194	0,5800947	0,6671089	7,58	8,24710891
	225	198,2	0,58	114956	183	0,01998861	0,3164368	0,3639023	7,58	7,943902294
<b>C-R1</b>	63	53,6	1,33	71288	593	0,02334889	23,289514	26,782941	19,68	46,46294084
	75	63,8	0,94	59972	593	0,02465391	10,319925	11,867913	19,68	31,54791331
	90	76,8	0,65	49920	593	0,02483852	4,1299698	4,7494653	19,68	24,42946533

- **Calcul des frais d'exploitations**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (VI.5) ci-dessous :

**Tableau (VI.5) :** Calcul des frais d'exploitations de chaque tronçon.

Tronçons	D <sub>ext</sub> (mm)	Pa (Kw)	t(h)	E(Kw)	Eu(DA)	F <sub>exp</sub> (DA)
F-SP	140	15,6290009	12	68455,0241	4,67	319684,963
	160	11,3459074	12	49695,0742	4,67	232075,997
	180	12,4656768	12	54599,6644	4,67	254980,433
	200	7,75355373	12	33960,5653	4,67	158595,84
	225	6,98117017	12	30577,5253	4,67	142797,043
SP-R3	140	34,2388199	20	249943,385	4,67	1167235,61
	160	33,4229925	20	243987,846	4,67	1139423,24
	180	33,636282	20	245544,858	4,67	1146694,49
	200	32,7387347	20	238992,764	4,67	1116096,21
	225	32,5916141	20	237918,783	4,67	1111080,71
R3-R2	140	2,86026597	12	12527,965	4,67	58505,5964
	160	2,43612845	12	10670,2426	4,67	49830,0329
	180	2,54701472	12	11155,9245	4,67	52098,1672
	200	2,08039213	12	9112,11753	4,67	42553,5889
	225	2,00390609	12	8777,1087	4,67	40989,0976
C-R1	63	11,7206087	1,5	6417,03326	4,67	29967,5453
	75	7,95818647	1,5	4357,10709	4,67	20347,6901
	90	6,16250712	1,5	3373,97265	4,67	15756,4523

- **Calcul des frais d'amortissements**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (VI.6) ci-dessous :

**Tableau (VI.6) :** Calcul des frais d'amortissement de chaque tronçon.

Tronçons	D <sub>ext</sub> (mm)	Pu(DA)	Annuité	L(m)	F <sub>exp</sub> (DA)
F-SP	140	1187	0,09368	1848	205494,2
	160	1531	0,09368	1848	265047,7
	180	1926	0,09368	1848	333430,353
	200	2386	0,09368	1848	413065,847
	225	3123	0,09368	1848	540655,759
SP-R3	140	1187	0,09368	352	39141,7523
	160	1531	0,09368	352	50485,2762
	180	1926	0,09368	352	63510,5434
	200	2386	0,09368	352	78679,209

	225	3123	0,09368	352	102982,049
<b>R3-R2</b>	140	1187	0,09368	183	20349,2633
	160	1531	0,09368	183	26246,6066
	180	1926	0,09368	183	33018,2654
	200	2386	0,09368	183	40904,2478
	225	3123	0,09368	183	53538,9631
<b>C-R1</b>	63	240	0,09368	593	13332,5376
	75	335	0,09368	593	18610,0004
	90	486	0,09368	593	26998,3886

- **Calcul du Bilan :**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (VI.7) ci-dessous :

**Tableau (VI.7) :** Calcul du Bilan de chaque tronçon.

Tronçons	D <sub>ext</sub> (mm)	F <sub>am</sub> (DA)	F <sub>exp</sub> (DA)	Bilan(DA)
<b>F-SP</b>	140	319684,963	205494,2	525179,163
	160	232075,997	265047,7	497123,697
	180	254980,433	333430,353	588410,786
	200	158595,84	413065,847	571661,687
	225	142797,043	540655,759	683452,802
<b>SP-R3</b>	140	1167235,61	39141,7523	1206377,36
	160	1139423,24	50485,2762	1189908,52
	180	1146694,49	63510,5434	1210205,03
	200	1116096,21	78679,209	1194775,42
	225	1111080,71	102982,049	1214062,76
<b>R3-R2</b>	140	58505,5964	20349,2633	78854,8597
	160	49830,0329	26246,6066	76076,6395
	180	52098,1672	33018,2654	85116,4326
	200	42553,5889	40904,2478	83457,8367
	225	40989,0976	53538,9631	94528,0607
<b>C-R1</b>	63	29967,5453	13332,5376	43300,0829
	75	20347,6901	18610,0004	38957,6905
	90	15756,4523	26998,3886	42754,8409

Les diamètres choisis sont :

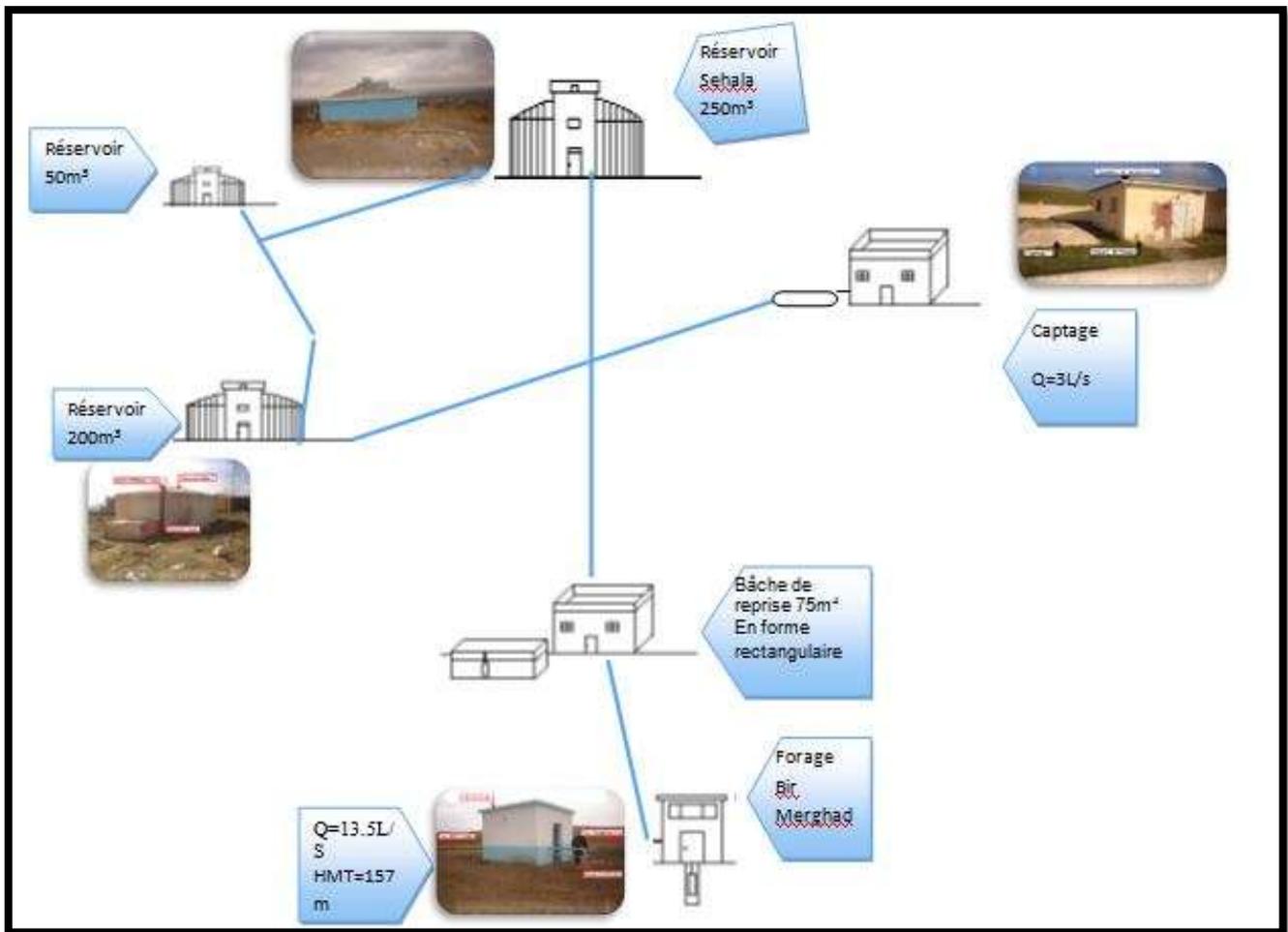
Pour le tronçon F-SP : D= 160 mm avec une vitesse acceptable de 1,15 m/s ;

Pour le tronçon SP-R3 : D= 160 mm avec une vitesse acceptable de 1,15 m/s ;

Pour le tronçon R3-R2: D=160 mm avec une vitesse acceptable de 1,15 m/s ;

Pour le tronçon C-R1 : D=75 mm avec une vitesse acceptable de 0,94 m/s ;

Schéma synoptique de système d'AEP Actuelle.



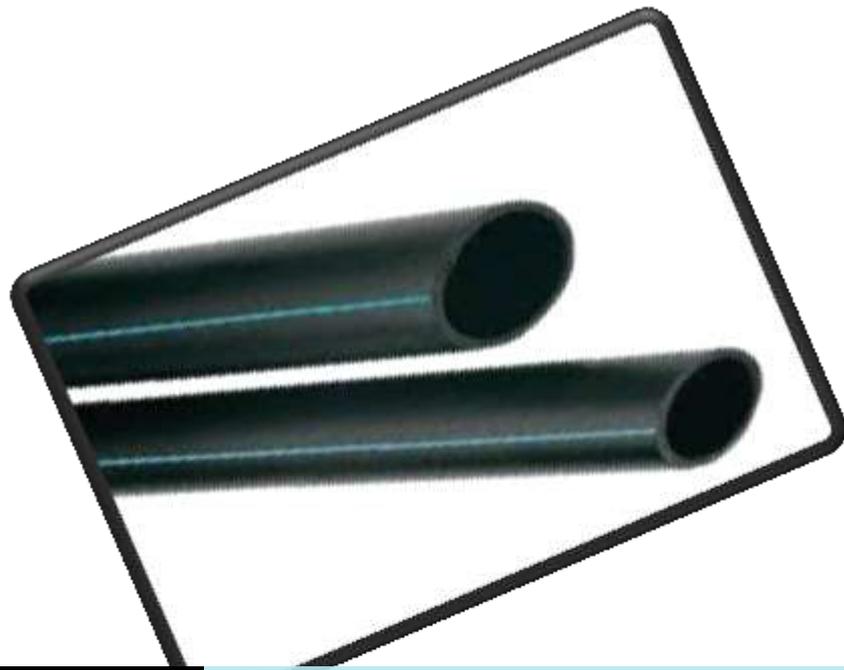
Figure(VI.3) : Schéma d'adduction de Benyahia Abderrahmane.

## Conclusion

Dans ce chapitre on a fait une étude technico-économique pour faire un dimensionnement de la conduite d'adduction.

Dans ce chapitre, on conclut que :

- La conduite de refoulement est de diamètre économique de 160 et 75 mm (PEHD PN10).
- La conduite gravitaire est de diamètre économique de 90 mm.



# CHAPITRE VII

## PROTECTION DES CONDUITES



### Introduction :

Le coup de bélier est une onde de pression positive ou négative, provoquée par une variation de régime hydraulique, et se propage dans le milieu constitué par l'eau et la conduite qui le contient. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation, qui ne dépend pas en première approximation de l'amplitude de l'onde, lorsque celui-ci est faible. Elle se réfléchit sur les obstacles ; et en particulier sur les extrémités de la conduite en changeant du signe ou non, suivant les conditions physiques qui y sont rencontrées.

### VII.1 Notions générales

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné des variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent engendrer d'énormes dommages matériels et quelques fois des pertes de vie humaines.

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont les suivantes :

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- Modification de la vitesse d'une pompe.
- Variation d'un plan d'eau.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.
- Le coup de bélier, dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures de tuyaux, peut atteindre des valeurs très élevées pouvant être égale à plusieurs fois la pression de service sur les réseaux à basse pression.

Il est donc de toute première importance d'étudier des moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

### VII.2 Les risques dus aux coups de bélier :

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants.

### VII.2.1. Risque de forte pression :

Les surpressions dues aux coups de bélier peuvent être engendrées aux plus de la pression initiale si leur somme dépasse la pression maximale admissible de la conduite il peut y avoir fissuration de cette dernière.

### VII.2.2 Pression négative :

Cette pression peut apparaître soit après une forte surpression, soit à la suite d'un arrêt instantané d'une pompe si cette pression devient inférieure à (-10 m.c.e), il se produit une poche de cavitation. Des conséquences néfastes peuvent être créées dans la conduite à la suite de cette pression négative, telle que l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit de protection interne.

### VII.2.3 Fatigues des conduites :

Le passage successif d'une surpression à une dépression et inversement peut provoquer la fatigue des conduites, ce phénomène est très compliqué dans le cas où les conduites sont enterrées.

## VII.3 Moyens de protection contre le coup de bélier :

Les appareils anti- bélier devront avoir pour effet :

- De limiter la dépression.
- De limiter la surpression.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

**a) Réservoirs d'air :** L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

**b) Cheminée d'équilibre :** A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

**c) Soupape de décharge :** Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libre, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

d) **Volant d'inertie** : calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie

**Tableau VII-1: Avantages et les inconvénients des moyens de protection contre le coup de bélier**

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observation
<b>Soupape de Décharge</b>	Coût limité ; Entretien et réglage facile ; Ne consomme pas d'énergie ; Indépendant d'une installation électrique.	Nécessite un entretien et un contrôle attentif (ressort) ; Perte considérables d'eau pendant le fonctionnement.	Utilisé comme protection contre la surpression
<b>Cheminée d'équilibre</b>	Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organes mécaniques susceptibles de fonctionnement défectueux) ; durée de vie importante ; Indépendante d'une installation électrique ; Pas de pertes d'eau.	Possibilités d'installation limitées ; Ouvrage coûteux (hauteur généralement très développée).	Utilisé comme protection et pour la dépression et pour la surpression
<b>Réservoir d'air</b>	Bon fonctionnement ; Bonne sécurité ; Pas de pertes d'eau.	Entretien et réglage compliqué qui exige du personnel qualifié ; Coût élevé.	Utilisé comme Protection contre la dépression et la Surpression
<b>Volant d'inertie</b>	Dispositif économique Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent pas trop souvent.	Consommation d'énergie supplémentaire ; Protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de Démarrage.	Utilisé comme Protection contre les dépressions

		Inapproprié dans les stations à forte fréquence de démarrage.	
--	--	---	--

### VII.4. Etude du coup de bélier :

L'étude du coup de bélier consiste à déterminer les dépressions et les surpressions, ensuite les comparer aux pressions de service.

Dans le cas de conduite gravitaire, le coup de bélier est provoqué par la fermeture ou l'ouverture d'une vanne, mais son effet est d'autant plus important pendant la fermeture rapide qu'une fermeture lente.

Dans le cas de conduite de refoulement le phénomène est le résultat d'un arrêt brusque ou démarrage d'une pompe.

#### VII.4.1. Cas de fermeture brusque :

Le cas de fermeture brusque est caractérisé par un temps T, tel que :

$$T < (2 \times L)/a \dots\dots(VII.1)$$

Ou :

$$a = 9900/\sqrt{(48.3 + (k \times D)/e)} \dots\dots(VII.2)$$

Avec :

**a** : célérité de l'onde (m/s).

**k** : Coefficient dépendant de la nature du matériau de la conduite (k = 83 pour le PEHD).

**D** : Diamètre intérieur de la conduite (mm).

**e** : Epaisseur de la conduite (mm).

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = (a \times V_0) / g \dots\dots(VII.3)$$

Avec :

**B** : Valeur du coup de bélier en m.

**a** : Célérité de l'onde en m/s.

**V<sub>0</sub>** : Vitesse d'écoulement en régime permanent initial en m/s.

- La valeur maximale de la surpression est :

$$H_{sur} = H_0 + B \dots\dots(VII.4)$$

- La valeur maximale de la dépression est :

$$H_{dep} = H_0 - B \dots\dots(VII.5)$$

Avec :

**H<sub>0</sub>** : La pression absolue au point le plus haut de la conduite tel que :

$$H_0 = H_g + 10 \dots\dots(VII.6)$$

**H<sub>g</sub>** : Hauteur géométrique de refoulement.

### VII.4.2. Cas de fermeture lente :

En cas de fermeture lente ( $T > (2 \times L) / a$ ) , La valeur maximale du coup de bélier sera calculée par la formule suivante (VII.7) :

$$B = (2 \times L \times V_0) / (g \times T) \dots\dots(VII.7)$$

### Remarque :

Puisque la valeur du coup de bélier n'est pas très importante pour une fermeture lente de la vanne, alors tous nos calculs vont se baser sur la fermeture brusque de la vanne qui est la plus violente vis-à-vis des installations.

### VII.5 Calcul du coup de bélier :

Les valeurs du coup de bélier pour chaque tronçon sont données dans le tableau (VII.2) suivant :

**Tableau (VII.2) :** Calcul de la valeur maximale du coup de bélier

Tronçons	Caractéristiques des conduites				calcul du coup de bélier				
	D <sub>int</sub> (mm)	e (mm)	V <sub>0</sub> (m/s)	H <sub>g</sub> (m)	H <sub>0</sub> (m)	a (m/s)	B (m)	H <sub>s</sub> (m)	H <sub>d</sub> (m)
R1-R2	90	6,6	1,1	72	82	288 ,18	32,3137615	114,313761	49,6862385

F-SP	160	9,5	0,89	24	34	260,33	23,6181142	57,6181142	10,3818858
SP-R3	160	9,5	0,89	128,5	138,5	260,33	23,6181142	162,118114	114,881886
R3-R2	160	9,5	0,89	7,58	17,58	260,33	23,6181142	41,1981142	- 6,03811417
C-R1	75	5,6	0,68	19,68	29,68	290,68	20,1490724	49,8290724	9,53092762

### Conclusion

Les coups de bélier peuvent engendrer des gros dégâts sur la tuyauterie ou le matériel qui y est raccordé. Voici plusieurs moyens capables de réduire voir empêcher ce phénomène :

- Installer un régulateur de pression afin de réduire la pression de l'alimentation en eau ;
- Réduire la vitesse du fluide dans le tuyau. Nous recommandons une vitesse égale ou inférieure à 1,5 m/s ;
- Utiliser des robinets à vitesse de fermeture lente ;
- Installer une bouteille anti-pulsatoire ;



# CHAPITRE VIII

## solutions et Gestion du réseau



**Introduction :**

La gestion est définie comme étant une politique, permettant de gérer un bien dans un état spécifié, ou en mesure d'assurer un service déterminé. Donc gérer, c'est veiller aux opérations qui permettent de conserver le potentiel du matériel, d'assurer la continuité de la production et entretenir les ouvrages et les équipements ; bien gérer c'est assurer une opération au coût global minimum.

**VIII.1 But de la gestion :**

La gestion du réseau 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 nettoyages, de dépannage et de maintenance.
- l'exploitation par la régulation des débits et la synchronisation, relevage, traitement, stockage et distribution.

**VIII.2 Méthodes et techniques de détection des fuites dans les réseaux d'eau potable :**

Au cours de cette dernière décennie, les méthodes de détections des fuites d'eau ont été passablement modifiées, d'une part grâce à l'apparition de nouveaux appareils et, d'autres parts, par le choix des techniques qui réduisent la part de travail de nuit qui entraînait des frais élevés du personnel.

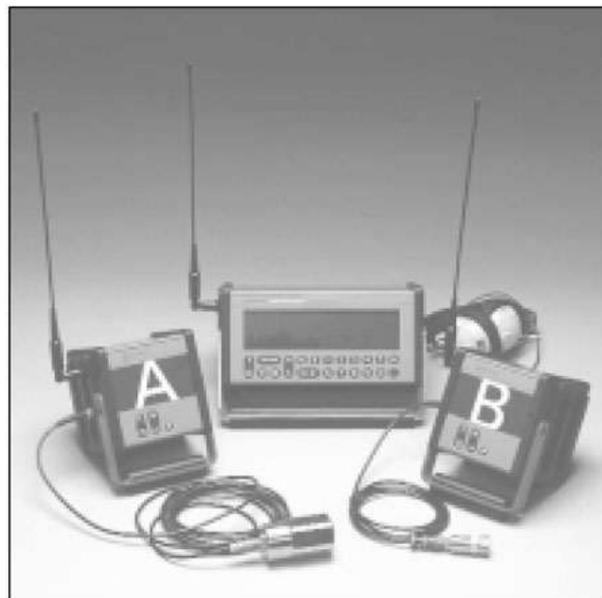
Parmi les méthodes de détection nous avons, les méthodes :

**VIII.2.1 Les appareils d'auscultation :**

Il s'agit des tiges d'écoute, des aquaphones et des géophones, ou microphones au sol (figure 2) ; ces appareils sont soit mécaniques, soit électroniques. Ils utilisent des mécanismes ou des matériaux sensibles (comme les éléments piézoélectriques) pour capter les vibrations ou les bruits émis par les fuites. Les appareils électroniques modernes sont munis d'amplificateurs de signaux et de filtres antiparasites pour mettre en relief le signal produit par la fuite. Le mode d'emploi des appareils d'auscultation est généralement simple mais leur efficacité dépend de l'expérience de l'opérateur.



**Figure(VIII.1)** :Parmi les appareils d'auscultation typiques se trouvent les tiges d'écoute et les microphones au sol . Photo : Palmer Environnemental Ltd [4].



**Figure (VIII.2):** Un corrélateur de bruits de fuites est un appareil portatif à microprocesseurs qui repère précisément et automatiquement les fuites.  
Photo : Dantec Measurement Technology.

**VIII.2.2 Les corrélateurs de bruits de fuites :**

Ce sont des appareils portatifs à microprocesseurs qui repèrent précisément et automatiquement les fuites par la méthode de la corrélation croisée (**figure VIII.2**). On mesure dans ce cas le signal acoustique émis par une fuite au moyen de capteurs de vibrations ou d'hydrophones disposés sur deux points de contact avec la conduite (généralement des bouches d'incendie ou des vannes), ce qui permet de déterminer l'emplacement de la fuite présumée. Les signaux produits par les fuites sont transmis, sans fil, des capteurs au corrélateur.

Dans la plupart des cas, la fuite ne se trouve pas à égale distance des points de mesure ; il existe donc un décalage dans la réception des signaux. Ce décalage temporel est calculé au moyen de la fonction de corrélation croisée des signaux produits par la fuite. La fonction de corrélation croisée donne alors une crête qui coïncide avec le décalage entre les signaux.

L'emplacement de la fuite est déterminé au moyen d'une formule algébrique dans laquelle interviennent le décalage, la distance entre les capteurs et la vitesse de propagation des ondes sonores dans la conduite. La distance entre les capteurs est mesurée directement sur place ou relevée sur les cartes du réseau de distribution.

La vitesse de propagation le long des conduites de différentes catégories et dimensions est généralement indiquée par la plupart des appareils vendus dans le commerce ; elle peut aussi être calculée facilement sur place.

**VIII.2.3 La technique du gaz traceur :**

Cette technique consiste à injecter dans une partie isolée d'une conduite un gaz non toxique, plus léger que l'air et insoluble dans l'eau (p. ex. l'hélium ou l'hydrogène). Le gaz s'échappe par l'ouverture de la fuite, puis atteint la surface en s'infiltrant à travers le sol et la chaussée. On repère la fuite en balayant la surface du sol située juste au-dessus de la conduite au moyen d'un détecteur de gaz très sensible.

**VIII.2.4 La thermographie :**

Le principe d'utilisation de la thermographie pour la détection des fuites est le suivant : l'eau s'échappant d'une conduite souterraine modifie les caractéristiques thermiques du sol environnant (p. ex. elle crée une zone d'absorption thermique plus efficace que le sol sec environnant).

Les anomalies thermiques produites au-dessus de la conduite sont décelées par des caméras infrarouges portatives ou en marquées dans un véhicule terrestre ou un avion.

**VIII.2.5 Le géo radar :**

Les radars permettent de repérer de deux façons les fuites dans les conduites d'eau enfouies : ils détectent les vides créés dans le sol par l'eau qui fuit et circule autour de la conduite, ou bien les segments de canalisations qui semblent plus profonds qu'ils ne le sont en réalité à cause de l'augmentation de la valeur de la constante diélectrique du sol gorgé d'eau, aux alentours de la fuite. Les ondes du géo radar sont partiellement réfléchies vers la surface du sol lorsqu'elles rencontrent une anomalie dans les propriétés diélectriques (p. ex. un vide ou une conduite).

En balayant la surface du sol, on obtient la taille et la forme de l'objet sur l'écran du radar. Le décalage entre le moment où l'onde est émise et le moment où elle est réfléchi détermine la profondeur de l'objet qui réfléchit l'onde [4].

**VIII.3 Importance de l'entretien et de la maintenance :**

Pour la qualité du service et son coût pour l'utilisateur, le poids d'un entretien est d'une maintenance efficace et considérable. Le coût de cette partie, face aux charges d'amortissement et de financement, peut varier de 25% à plus de 50% selon la durabilité des ouvrages, la nature des matériaux, et les conditions du financement.

L'expérience du gérant permet de limiter les coûts, tout en maintenant l'efficacité et la sécurité à la desserte.

**VIII.3.1 Maintenance :**

La maintenance est un ensemble des mesures servant à préserver l'état initial ainsi qu'à constater et évoluer l'état réel des dispositifs techniques, d'un système d'alimentation en eau potable : en procédant régulièrement aux opérations d'entretien, d'inspection et de remise en état.

**VIII.3.2 La Maintenance Préventive :**

La maintenance préventive est une programmation pour les opérations qui sont susceptibles de se produire au fil du temps.

**VIII.3.3 Maintenances curatives :**

Elle consiste à la remise en état d'un équipement ou d'une installation, à la suite d'une défaillance ou à une mise hors service accidentelle totale ou partielle.

Pour gérer et exploiter correctement un champ de captage d'eau souterrain, ou superficielle, on doit impérativement considérer que se soit, le captage d'un forage ou d'un piquage, et la distribution seront indissolublement liés.

On ne saurait en aucun cas gérer l'un d'eux sans l'autre.

Dans notre cas, il faut que le point de piquage soit équipé techniquement de :

- un compteur d'eau
- un robinet vanne à fermeture lente.
- un manomètre.
- une conduite de By-pass.
- une prise d'échantillon pour l'analyse.

#### **VIII.3.4 L'entretien courant :**

Cela concerne les opérations qui interfèrent les plus souvent avec le fonctionnement quotidien de l'installation telle que les mesures de surveillance, de contrôle et de détection des anomalies (bruits, fuites etc.....).

#### **VIII.3.5 L'entretien préventif systématique :**

Il s'agit d'un programme minimum obligatoire dans la mesure où

- Son coût est inférieur aux dépenses de dépannage ou de renouvellement.
- sa mise en œuvre est indispensable pour assurer aux équipements une durée de vie normale.

#### **VIII.3.6 L'entretien préventif exceptionnel**

C'est un préventif qui n'a pas été programmé longtemps à l'avance (démonter une vanne, à la suite d'une détection des fuites significatives par exemple.)

#### **VIII.4 Gestion technique et suivi générale des installations :**

La gestion d'une telle installation, d'un système d'alimentation en eau potable nécessite, un suivi général des installations, de contrôle et d'inspection.

Les opérations de contrôle et inspections pour les ouvrages et les accessoires sont :

- contrôle hebdomadaire
- purges
- fonctionnement des accessoires
- étanchéités des conduites, vannes, robinetterie
- essai de fonctionnement des équipements de secours et auxiliaires.

**VIII.4.1 Vieillessement et traitement des installations :**

Le vieillissement est donc un phénomène incurable qui s'accompagne de plusieurs effets ; parmi les quels :

Le phénomène de corrosion qui est attribué à cause de

- présence de l'eau corrosive à l'intérieur ou à l'extérieur des conduites.
- existence des bactéries sidérolites ou sulfatés ductiles
- Effets galvaniques entre les diverses parties de même ensemble métallique au contact d'eau de composition différente.

Généralement, il existe deux types de corrosion (électrique et bactérienne), et pour la lutte contre ce phénomène on procède comme suit :

**VIII.4.2 Protection active :**

Utilisation des effets électrochimiques (cathodique) qui a pour but de, stopper ces phénomènes de corrosion qui sont directement liés à la corrosivité de sols et à l'influence des courants électriques parasites (courants vagabonds).

**VIII.4.3 Protection passive :**

Couche de peinture et revêtement au tour du tuyau.

**VIII.4.4 Protection anticorrosive :**

Deux possibilités fondamentales existant pour la protection contre la corrosion intérieure dans les conduites métalliques :

Donc le besoin d'une protection contre la corrosion externe, dépend de l'agressivité du sol.

Et le traitement des eaux devant être transporté, par les conduites, pour qu'elle ne soit pas corrosive et, qu'une couche de protection contre la rouille se forme sur les parois des conduites pour empêcher la corrosion ultérieure

**VIII.5 Gestion des ouvrages de stockages :**

Le problème d'exploitation ou de la gestion des réservoirs résulte, le plus souvent du manque d'entretien et de contrôle de ces derniers.

Les équipements susceptibles d'être installés dans un réservoir et leur

Fonction sont indiqués dans le tableau suivant :

**Tableau (VIII.1) : Equipements des réseaux de distribution**

Fonctions	Equipements
Hydraulique	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Clapet</li> <li>• Vidange</li> <li>• Vanne à fermeture lente</li> <li>• Equipement de trop plein</li> <li>• Siphon pour réserve d'incendie                             <ul style="list-style-type: none"> <li>• Compteur</li> </ul> </li> <li>• Canalisation de liaison                             <ul style="list-style-type: none"> <li>• Purgeur d'air</li> </ul> </li> </ul>
Exploitation	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Débit</li> <li>• Equipement</li> <li>• Niveau</li> </ul>
Nettoyage	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Equipement spécial pour nettoyage</li> <li>• Trappes de visite pour le personnel et le matériel</li> </ul>
Entretien	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Eclairage</li> <li>• Joint de montage</li> <li>• Appareil de manutention</li> </ul>

Généralement, les opérations de contrôle et d'inspection sur les ouvrages de stockage sont :

- Contrôle hebdomadaire
- Contrôle semestriel

**VIII.5.1 Nettoyage des ouvrages de stockage :**

La désinfection des réservoirs comporte les diverses phases 'tel que :

- Décapage de dépôts
- Rinçage des parois et de radier avec un jet sous pression ; donc une bonne gestion des ouvrages nécessite l'application de tous les critères cités au paravent.

#### **VIII.6 Contrôle de qualité de l'eau :**

La composition de l'eau est étudiée par le laboratoire qui en effectue l'analyse à la suite de prélèvement qu'il faut pendant les :

- **Contrôle mensuel**

- Ouvrage de croisement, étanchéité.
- Ouvrage en ligne ; état d'étanchéité de la fermeture des trappes, regards et des portes.

- **Contrôle semestriel**

- Organe et réducteurs de robinetterie à l'intérieur des regards, des coûts d'exploitation.

#### **VIII.7 La surveillance et l'entretien courant des adductions et des réseaux :**

La surveillance des conduites d'adduction en milieu urbain, est associée au contrôle général du réseau de distribution, qu'effectue le responsable du secteur et le fontainier à l'occasion de leur passage, sur la trace des conduites de ce réseau.

Par contre au milieu rural ou isolé, il est nécessaire de réaliser une vérification périodique particulière, permettant de contrôler l'évolution de la végétation à l'aplomb de la conduite.

Le respect de l'utilisation de la bande de certitude, créée au moment de la pose, le bon fonctionnement des matériels de fontainerie installés sur l'ouvrage de transport.

La première tâche que nous devons adopter pour notre projet, est de suivre le fonctionnement des adductions et des réseaux , en tenant à jour l'historique des incidents et des interventions faites.

Cette surveillance systématique, s'appuiera sur les opérations faites lors de l'entretien courant des ouvrages, et sur l'interprétation des opérations faites à l'occasion de travaux de réparation ou de réclamations des usagers :

- Pour les tuyaux, elle concernera l'âge, les casses et leurs causes, l'état de revêtement intérieur et extérieur
- Pour les ouvrages spéciaux, elle portera sur les incidents survenus au génie civil et au matériel de fontainerie.

L'exploitant du débit maximum et la carte des pressions atteinte en différents points du réseau pour les débits globaux distribués maximaux, a fin de vérifier si la capacité réelle du réseau est égale à sa capacité initiale ou théorique. Notons aussi qu'un suivi rigoureux, est indispensable pour l'évolution du rendement et des pertes, au moyen de calcul et de modélisation.

### **Conclusion :**

Le rendement d'un tel système d'alimentation en eau potable, est la différence entre le volume entrant dans le réseau, et le volume consommé ou facturé ; pour cela, le gestionnaire de service est appelé de porter une attention constante, pour la mise en équivalence de ces deux systèmes complémentaires.

Pour le vieillissement des conduites : tel est le cas pour le réseau de la commune de Benyahia Abderrahmane; nous devons prendre des précautions préventives, afin d'éviter leurs destructions ou leurs dégradations dans le temps, qui seront dû, soit au mauvais fonctionnement hydraulique du réseau, soit à d'autres causes.

# **CONCLUSION GENERALE**

# Conclusion générale

Dans notre projet, nous avons fait une étude techno-économique d'un réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Benyahia Abderrahmane, ce réseau est de type maillé et ramifié, sachant que notre projet est estimé à une durée de fonctionnement atteint 25 ans et notre agglomération contiennent des équipements scolaires, sanitaires et socio-culturelles et plus de 2641 habitants.

Après l'étude de la consommation des différents composants de l'agglomération, on a pu déterminer le débit de pointe horaire, pour le dimensionnement du notre réseau, et on a déterminé encore les débits des tronçons ainsi que les débits transités.

Ce projet nous a donné aussi une occasion pour utiliser le logiciel EPANET pour la simulation du réseau et par la suite la correction.

Notre travail a pour objectif principal, d'alimenter notre commune par des débits différents et Bien définie, et pour le fonctionnement de réseau d'AEP, dans des conditions favorables, a fin d'éviter les problèmes qui se trouvent au niveau des agglomérations.

Pour avoir des bons résultats qui nous permet de réaliser ou projeter notre étude sur le plan réel.

En conclusion, et d'après ce qu'on a constaté durant cette étude ,On peut tirer les remarques suivantes :

\* la zone objet de la présente étude et d'après le nombre d'habitant enregistré peut être classée comme étant une région de haut importance.

\*la région d'études est dotée d'une assiette topographique peu accidenté faisant parfois obstacles à l'alimentation surtout dans les sites de la région ou des précautions nécessaires dans la conception du réseau ne sont pas prises en compte.

\*L'état physique du réseau dans son ensemble est peu acceptable avec la mention d'un matériau constitutif dominant (PEHD) à étanchéité médiocre (risque de pollution et de contamination hydrique).

\*Un désordre de distribution est constaté dans la totalité de réseau qui s'est manifesté par le non respect des règles régissant ce genre de réseau.

\*Les vannes de sous sectionnement existantes placées aux différents points du réseau sont en général mal entretenues et nécessitent une opération d'entretien et de rénovation pour arriver à la bonne gestion du réseau.

\*Les vannes de sectorisation sont mal entretenues et nécessitent une opération d'entretien et de rénovation pour arriver à la bonne gestion du réseau.

## Conclusion générale

---

\*L'utilisation des eaux destinées à la potabilité dans le domaine d'irrigation, peut engendrer un déficit imprévu.

Il faut parler aussi à l'économie du projet : un projet qui une grande durée de vie et un moindre coût. Et le moindre coût rentre dans le dimensionnement des diamètres des conduites sans oublier la fourchette de la vitesse a respecté dans l'étude.

# BIBLIOGRAPHIE

- [1] Bureau d'Engineering & d'Etudes Polytechniques B.EN.E.P – Ing.TAIBI Nacerdine 29, coopérative Immobilière "El Djazair"- cité Tebinet – Sétif
- [2] **Mounir Bouslimi** docteur ingénieur, Alimentation en eau potable, octobre 2004.
- [3] **BLINDU I. (2004)**. Outil d'aide au diagnostic du réseau d'eau potable pour la ville de Chisinau par analyse spatiale et temporelle des dysfonctionnements hydrauliques. Thèse doctorat. Ecole nationale des mines Saint-Étienne. France.
- [4] Mémoire de Magistère en Hydraulique : APPROCHE METHODOLOGIQUE POUR LE DIAGNOSTIC DES RESEAUX D'EAU, Université Hadj Lakhdar- BATNA, **Mr. TARFAYA CHAFAIA, 19/04/2012**.
- [5] EISENBEIS P. (2004). Modélisation statistique de la prévision des défaillances sur les conduites d'eau potable. Thèse de doctorat de l'université Louis Pasteur. France.
- [6] **MERZOUK N. (2005)**. Méthodologie de détection et de localisation des fuites dans Un réseau d'eau potable dans les petites et les moyennes collectivités. Proposition de deux modèles de localisation. Thèse de Doctorat de l'université d'Artois en collaboration avec l'école des mines de Douai. France.
- [7] **HUNAI O. (2000)**. La détection des fuites dans les conduites de distribution. PH.D. Conseil national de recherche du canada ISSN 1206. Canada.
- [8] Mémoire de fin d'étude : L'amélioration du rendement du réseau de distribution d'eau potable de Marrakech et son impact sur les ressources en eau, **Mlle Asma Essaouidi, Mlle Ilham Ettamiry, 2012 – 2013**
- [9] MEMOIRE DE FIN D'ETUDES : Modélisation et Diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable dans la région rurale SEBAA ROUADI, Université Sidi Mohammed Ben Abdellah Faculté des Sciences et Techniques, **Karoui Mohammed, 2012-2013**.
- [10] <http://sinfotech.cemagref.fr/asp/index.asp>
- [11] **BELAIB Allel.**: MODELISATION HYDRAULIQUE D'UN SYSTEME DE TRANSFERT D'EAU POTABLE -CAS DU TRANSFERT DU COULOIR CHLEF-TENES-EL GUELTA – A PARTIR DU BARRAGE DE SIDI YACOUB, THESE DE MAGISTER de l'UNIVERSITÉ HASSIBA BENBOUALI DE CHLEF.
- [12] **Amir NAFI. 08/12/2006**. LA PROGRAMMATION PLURIANNUELLE DU RENOUVELLEMENT DES RESEAUX D'EAU POTABLE.THÈSE DE DOCTORAT d'Université Louis Pasteur.
- [13] **Mr. LIRATNI Moufdi**, ETUDE en ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER (ENPA), 2011 « Guide méthodologique pour le diagnostic des réseaux de distribution d'eau potable»;
- [14]. **Recherche sur Internet :**
- [www.google.fr](http://www.google.fr)

- [www.mémoire-online.com](http://www.mémoire-online.com)
- [www.wikipédia.fr](http://www.wikipédia.fr)
- [http://personales.upv.es/piglesia/descarga/Epanet\\_fr.pdf](http://personales.upv.es/piglesia/descarga/Epanet_fr.pdf)
- [www.Poly-Alimentation-en-Eau Potable -Moussa – 2002.com](http://www.Poly-Alimentation-en-Eau Potable -Moussa – 2002.com)
- [WWW.SYSTEME\\_resaux AEP.ORG](http://WWW.SYSTEME_resaux AEP.ORG)