

Higher National School of Hydraulic

The Library

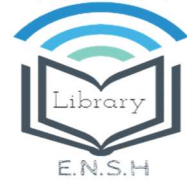
Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Diagnostic et réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable de la localité Bussedra, commune d'El-Bouni (w. Annaba) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0004-19

APA Citation (توثيق APA):

Tahir, Houssam (2019). Diagnostic et réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable de la localité Bussedra, commune d'El-Bouni (w. Annaba)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**DIAGNOSTIC ET REHABILITATION DU RESEAU
D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA LOCALITE
BOUSSEDRA, COMMUNE D'EL-BOUNI (W.ANNABA)**

Présenté par :

TAHIR Houssam

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
HACHEMI Abdelkader	M.C.B	Président
KAHLERRAS Malika	M.C.B	Examineur
BOUKHLIFA Mustapha	M.A.A	Examineur
TAFAT Leila	M.A.A	Examineur
AMMARI Abdelhadi	M.C.A	promoteur

Session Septembre 2019

Remerciement

Au terme de ce travail, nous tenons à exprimer notre gratitude et nos remerciements pour toutes les personnes qui ont contribué à sa réalisation

Nous tenons tout d'abord à remercier Dr Abdelhadi Ammari, notre promoteur pour son aide, ces conseils, son encouragement et sa disponibilité dans ce projet.

Nous présentons nos sincères remerciements à tous nos enseignants de l'ENSH qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude.

Nos profonds remerciements pour les membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail.

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail.

Dédicaces

Nous dédions cet humble et modeste travail avec grand amour, sincérité et fierté :

A nos chers parents, source de tendresse, de noblesse et d'affection.

A mes cinq sœurs et leurs enfants et à toute ma grande famille.

A mes amis Abdrehmane, Seif edine et Lotfi qui n'ont jamais cessé de m'aider.

A nos chers professeurs avec nos souhaits de bonheur de santé et de succès.

A toute ma famille de l'ENSH.

Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation de la zone d'étude	
Introduction	2
I. Présentation générale de la ville de Boussehra	2
I.1 situation géographique et administrative.....	2
I.2 Topographie et relief	4
I.3 situation géologique	5
I.4 Sismicité	5
I.5 Situation climatique.....	6
I.5.1 Stations de mesures	6
I.5.2 Température	6
I.5.3 Humidité de l'air.....	7
I.5.4 Les vents	7
I.5.5 les précipitations	8
I.6 Démographie	8
I.7 Ressources en eau.....	9
Conclusion.....	9
Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable	
Introduction	11
II.1. évaluation de la population future.....	11
II.2. Evaluation des besoins en eau potable à l'horizon actuel (2019).....	11
II.2.1. Consommation moyenne journalière	11
II.2.2 Besoins des équipements publics à l'horizon actuel (2019).....	12
II.2. 3. Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale.....	13
II.3. variation de la consommation	13
II.3. 1-Coefficient d'irrégularité.....	13
II.3.2. Variation de la consommation journalière	15
I.3.3. variation de la consommation horaire	16
I.4. Evaluation de la consommation horaire de l'horizon actuel	17
II.5. Evaluation des besoins en eau potable en 2030, 2045 et 2055	18
II.5.1 Détermination des débits de consommation.....	19
II.5.2 l'évaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitations à l'horizon 2030, 2045 et 2055	19

II.6. Bilan ressources / besoins	23
II.7. Analyse de la capacité de stockage	24
II.8. Bilan de stockage	26
Conclusion.....	26
 Chapitre III : Description du réseau existant	
Introduction	28
III.1 Présentation générale de la situation existante	28
III.2 Ressources superficielles	29
III.2.1 Adductions	29
III.2.2 Ouvrages de stockage	30
III.2.3 Stations de pompages.....	31
III.2.4 le réseau de distribution existant.....	33
Conclusion.....	35
 Chapitre IV : Diagnostic du réseau d'AEP existant	
Introduction	36
IV.1 diagnostic physique	36
IV.1.1 diagnostic physique de surpresseur d'El-Bouni.....	36
IV.1.2 diagnostic physique de la station de pompage de Boussedra	38
IV.1.3 diagnostic physique des réservoirs 2*2500m3 Boussedra.....	41
IV.1.3 diagnostic physique des réservoirs 2*2000m3 d'El-Bouni	44
IV.1.3 diagnostic physique du réseau de distribution	48
IV.2 diagnostic hydraulique	50
IV.2.1 Description du logiciel EPANET	50
IV.2.2 Détermination des débits	51
Conclusion.....	66
 Chapitre V : projection du réseau d'AEP a l'horizon 2055	
Introduction :	67
V.1 Choix du type de réseau projeté.....	67
V.1.1 Classification des réseaux	67
V.2. calcul hydraulique du réseau de distribution.....	69

V.3. Résultats de la simulation hydraulique de réseau l'horizon 2055	73
V.3.1. variante 1	73
V.3.2. variante 2.....	80
V.4. choix de la meilleure variante	80
V.4.1. comparaison entre les deux variantes.....	80
V.4.2. choix définitif.....	81
Conclusion.....	81

Chapitre VI : Gestion du réseau d'AEP

Introduction	82
VI.1 Défaillances	82
VI.1.1 définition.....	82
VI.1.2 Les différents types de défaillances	82
VI.2 Diagnostic.....	85
VI.2.1 Méthodologie de diagnostic.....	85
VI.3 L'entretien	86
VI.3.1. Les type d'entretien	86
VI.4 Entretien des réseaux d'A.E.P.....	86
VI.4.1 Entretien des réservoirs.....	86
VI.4.2 Entretien des adductions et du réseau de distribution.....	87
VI.4.3 Dispositions et moyens d'intervention	89
VI.5 intérêt du SIG dans la gestion patrimoniale	90
VI.5 la place des outils d'aide à la décision :	90
Conclusion.....	91

Chapitre VII : pose de canalisations et accessoires

Introduction	92
VII.1 Pose de canalisation	92
VII .1 .1 . Principe de pose des canalisations.....	92
VII.1 .2. Choix et type de pose de canalisation.....	92
VII.2 Différentes étapes de mise en place des canalisations	94
VII.2.1 Réalisation des fouilles.....	94
VII.2.2 Lit de pose	94
VII.2.3 Remblaiement.....	95

VII.3 Epreuve des joints et des canalisations principales.....	96
VII.4 Accessoires du réseau	96
VII.4.1. Les robinets	96
VII.4.2. les Clapets.....	98
VII.4.3. Ventouses	98
VII.4.4 Pièces spéciales de raccord.....	99
VII.4.5 Bouche ou poteau d'incendie	100
VII.4.6 les organes de mesures	101
Conclusion.....	101

Chapitre VIII : organisation de chantier

Introduction	102
VIII.1. Travaux concernant réseau de distribution	102
VIII.2. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.....	102
VIII.3. Calcul des volumes des travaux.....	102
VIII.3.1. Calcul du volume du déblai de réseau.....	102
VIII.3.2. la profondeur (H_r).....	103
VIII.3.3. Largeur de la tranchée.....	103
VIII.3.4. Calcul du volume du déblai	103
VIII.3.5. Lit de sable	104
VIII.3.6. Volume de la conduite	104
VIII.3.7. Remblai compacté.....	104
VIII.4. Devis estimatif.....	105
VIII.5. Planification des travaux.....	106
VIII.6. Planification par la méthode du réseau	106
Conclusion.....	109

Conclusion général.....	110
--------------------------------	------------

Liste des figures

Figure I-1 : Carte de la situation géographique de la commune d'El-Bouni.....	p2
Figure I-2 : Carte de situation géographique de la commune d'El-Bouni.....	p3
Figure I-3 : image satellite non traité de la situation géographique de la localité de Boussedra.....	p4
Figure I-4 : Carte de micro zonage sismique de l'Algérie.....	p6
Figure I-5 : le barrage de Mexa wilaya d'El-Taref.....	p9
Figure II-1 : Graphique de consommation (2019).....	p18
Figure II-2 : Courbe intégrale(2019).....	p18
Figure II-3 : Graphique de consommation (2030).....	p20
Figure II-4 : Courbe intégrale(2030).....	p20
Figure II-5 : Graphique de consommation (2045).....	p22
Figure II-6 : Courbe intégrale(2045).....	p22
Figure II-7 : Graphique de consommation (2055).....	p23
Figure II-8 : Courbe intégrale(2055).....	p24
Figure III -1 : présentation générale du système d'AEP de la ville de Boussedra.....	p28
Figure III -2 : Réservoir Boussedra 2*2500 m3.....	p30
Figure III -3 : Réservoir d'El-Bouni 2*2000m3.....	p31
Figure III -4 : Station de pompage ADE El-Bouni.....	p32
Figure III -5 : La station de pompage Boussedra	p32
Figure IV.1 : Vue à l'extérieur de la clôture du surpresseur d'El-Bouni centre.....	p36
Figure IV.2 : Vue à l'intérieure de la chambre du surpresseur de El-Bouni centre.....	p37
Figure IV.3 : Vue à l'intérieure de la chambre de surpresseur.....	p37
Figure IV.4 : Vue à l'intérieure de la station de pompage Boussedra.....	p38
Figure IV.5 : photo à l'intérieure de la chambre des pompes.....	p38

Liste des figures

Figure IV.6 : la conduite DN 700 mm et DN 500 mm.....	p39
Figure IV.7 : Vue à l'extérieure de la chambre des pompes	p39
Figure IV.8 : Vue à l'intérieure de la chambre des vannes.....	p40
Figure IV.9 : Vue à l'intérieure de la chambre des vannes.....	p40
Figure IV.10 : Vue à l'extérieur du réservoir 2000 m3.....	p41
Figure IV.11 : Vue à l'extérieur de groupe électrogène de la station de pompage Boussedra.....	p41
Figure IV.12 : photo à l'extérieur du réservoir 2500 M3, de Boussedra.....	p42
Figure IV.13 : la conduite d'adduction DN 500 mm.....	p42
Figure IV.14 : Vue à l'intérieure de la chambre des vannes.....	p43
Figure IV.15 : Vue à l'intérieure de la chambre des vannes.....	p43
Figure IV.16 : Vue à l'intérieure de la cuve 2500 m3.....	p44
Figure IV.17 : Vue à l'extérieur du réservoir 2*2000 m3.....	p45
Figure IV.18 : vannes du réservoir 2*2000 m3.....	p45
Figure IV.19 : Vue à l'intérieure de la chambre de vannes du réservoir 2*2000 m3.....	p46
Figure IV.20 : photo à l'intérieur de la chambre des vannes du réservoir El-Bouni 2*2000 m ³	p46
Figure IV.21 : photo à l'intérieur de la chambre des vannes du réservoir El-Bouni 2*2000 m ³	p47
Figure IV.22 : Vue à l'intérieure de la cuve 2000 m3.....	p47
Figure IV.23 : photo de fuite sur la conduite de distribution DN 160 mm en PVC.....	p48
Figure IV.24 : fuite sur la conduite de distribution DN 110 mm en PVC.....	p49
Figure IV.25 : fuite à cote de la conduite de distribution DN 60 mm.....	p49
Figure IV.26 : photo d'une fuite sur la conduite de distribution DN 60 mm en PVC.....	p50
Figure VI.1 : une fuite d'eau.....	p83
Figure VI.2 : perte d'eau sur robinet	p83

Liste des figures

Figure VI.3 : rupture d'une conduite d'eau.....	p84
Figure VI.4 : entretien d'une conduite d'adduction.....	p87
Figure VI.5 : la corrélation acoustique.....	p88
Figure VI.6 : traceurs radioactifs.....	p89
Figure VII.1 : Coupe transversale d'un remblai de fouille.....	p95
Figure VII.2 : Robinet vanne	p97
Figure VII.3 : Vanne à papillon.....	p97
Figure VII.4 : Clapet anti retour.....	p98
Figure VII.5 : Ventouse.....	p99
Figure VII.6 : bouche d'incendie.....	p101
Figure VIII.1 : Schéma d'une tranchée.....	p103
Figure VIII.2 : réseau a nœudp.....	p108

Liste des tableaux

Tableau 1.1 : stations pluviométriques.....	p6
Tableau 1.2 : températures moyennes mensuelles (2001-2010).....	p7
Tableau 1.3 : humidité moyennes relatives mensuelles (2001-2010).....	p7
Tableau 1.4 : vitesses mensuelles moyennes des vents en (km/h).....	p8
Tableau 1.5 : hauteurs moyennes des précipitations en (mm).....	p8
Tableau 1.6 : évolution de la population aux différents horizons d'étude.....	p9
Tableau II-1 : évolution de la population aux différents horizons d'étude.....	p11
Tableau II.2 : Besoins moyens journaliers domestiques.....	p12
Tableau II.3 : Estimation des besoins administratifs.....	p12
Tableau II.4 : Evaluation des besoins scolaires.....	p12
Tableau II.5 : Evaluation des besoins socioculturel.....	p13
Tableau II.6 : Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale.....	p13
Tableau II.7 : Valeurs de β_{max} en fonction du nombre d'habitants.....	p14
Tableau II.8 : Coefficient d'irrégularité maximale horaire pour notre étude.....	p14
Tableau II.9 : Valeurs de β_{min} en fonction du nombre d'habitants.....	p15
Tableau II.10 : Coefficient d'irrégularité minimal horaire pour notre étude.....	p15
Tableau II-11 : débit maximal journalière.....	p15
Tableau II-12 : débit minimal journalière.....	p16
Tableau II-13 : Répartition des débits horaires de l'horizon actuel (2019).....	p17
Tableau II-14 : Les besoins en eau en 2030, 2045 et 2055.....	p18
Tableau II-15 : débit maximal et minimal horaire (en 2030, 2045 et 2055).....	p19
Tableau II-16 : Répartition des débits horaires à l'horizon 2030.....	p19
Tableau II-17 : Répartition des débits horaires à l'horizon 2045.....	p21
Tableau II-18 : Répartition des débits horaires à l'horizon 2055.....	p22

Liste des tableaux

Tableau II.19 : les besoins de l'agglomération de 750 logements aux différents horizons	p24
Tableau II.20 : Balance Ressources/Besoins.....	p24
Tableau II.21 : Détermination de la capacité du stockage à l'état actuel et à l'horizon de calcul.....	p26
Tableau II.22 : Résultat de calcul du volume total de stockage pour l'état actuel et pour l'horizon de calcul.....	p26
Tableau II.23 : bilan de stockage.....	p27
Tableau III.1. Récapitulatif des adductions existantes.....	p29
Tableau III.2. Récapitulatif des réservoirs existants.....	p31
Tableau III.3. Description du réseau de distribution existant	p33
Tableau IV.1 Calcul des débits nodaux du réseau actuel.....	p52
Tableau IV.2 charges et pressions dans le réseau existant.....	p56
Tableau IV.3 Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant.....	p58
Tableau IV.4 charges et pressions dans le réseau existant en cas de pointe+incendie.....	p61
Tableau IV.5 Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant en cas de pointe+incendie.....	p63
Tableau V.1 valeurs des débits en routes et aux nœuds dans le réseau projeté.....	p70
Tableau V.2 : Charges et les pressions dans le réseau projeté en cas de pointe.....	p73
Tableau V.3 : vitesses et pertes de charges dans le réseau projeté.....	p75
Tableau V.4 : Charges et les pressions dans le réseau projeté en cas de pointe + incendie..	p77
Tableau V.5 : vitesses et pertes de charges dans le réseau projeté en cas de pointe + incendie.....	p80
Tableau V.6 : comparaison entre les deux variantes 1 et 2.....	p80
Tableau VIII.1 : Calcul du volume du déblai du réseau.....	p103
Tableau VIII.2 : Calcul du volume du lit de sable.....	p104

Liste des tableaux

Tableau VIII.3 : Calcul du volume des conduites.....	p104
Tableau VIII.4 : Devis estimatif et quantitatif du projet.....	p105
Tableau VIII.5 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier....	p106

Liste des planches

Planche N° 01 : plan de masse de la localité de Bousedra, commune d'El-Bouni (W.ANNABA)

Planche N° 02 : tracé en plan du réseau de distribution existant de la localité de Bousedra, commune d'El-Bouni (W.ANNABA)

Planche N° 03 : tracé en plan du réseau de distribution projeté de la localité de Bousedra, commune d'El-Bouni (W.ANNABA)

Planche N° 04: profil en long de la conduite (Réservoir – N17) de la localité Bousedra, commune d'El-Bouni (W.ANNABA)

Planche N° 05: Détails des noeuds

ملخص:

عملنا هذا يهدف الى تشخيص وتصميم نظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب لمنطقة بوسدرة ولاية عنابة بتقديم اولا نظرة عامة على هذا النظام من شبكة توزيع وأنابيب الدفع وخزانات المياه وحتى محطات الضخ مما سمح لنا بتحديد النقائص الموجودة واقتراح الحلول اللازمة. مكنتنا هذه الدراسة من إعطاء بعض التعديلات والاقتراحات لتلبية حاجيات المستهلكين في الفترة الراهنة والمرحلة المستقبلية (أفاق الدراسة 2055).

Résumé :

Notre travail a pour but de faire un diagnostic et une conception du système d'alimentation en eau potable de la localité de Boussedra (w. Annaba), on donnant en premier lieu un aperçu général sur la situation actuelle du système tel que le réseau de distribution, les adductions, les ouvrages de stockage et les stations de pompages, ce qui va nous permettre de déterminer les défaillances de ces derniers et proposer des solutions

Cette vérification nous permettra de donner un certain nombre de modifications et recommandations qui ont pour objectif de satisfaire les consommateurs jusqu'à l'horizon d'étude 2055.

Abstract:

Our work has the aim of making a diagnosis and design of the system of water supply in the Boussedra city Annaba, at first, giving a general survey about the current situation for this system such as the distribution network, the equipment, the storage facilities and the pumping stations, After that, the problems are determined and suitable solutions are proposed. This checking will enable us to give certain numbers of modifications and recommendations improve the city's drinking water supply at the 2055 study horizon

Introduction générale

Le réseau d'alimentation en eau potable consiste en un patrimoine qui vieillit et qu'il est nécessaire de rénover quand il atteint un seuil de vétusté limité. Ce seuil dépend de plusieurs paramètres que ce soit environnemental, technique ou de gestion.

Le vieillissement des conduites engendre des dysfonctionnements qui se manifestent principalement à travers des fuites et des ruptures au niveau des conduites, engendrant des pertes d'eau ainsi que l'augmentation des frais d'entretien.

En plus des baisses de pression due à l'accroissement des pertes de charge, nous pouvons assister à une dégradation de la qualité de l'eau (eau colorée, présence des microorganismes...) et des risques de contamination.

La bonne gestion d'un système d'alimentation en eau potable, commence par un diagnostic des systèmes existants pour satisfaire la population en eau potable.

Le présent travail entre dans le contexte du diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable de la localité de Boussedra, commune d'El-Bouni (W. Annaba) dont la population souffre actuellement d'un manque en termes d'approvisionnement en eau potable.

Pour ce faire, nous allons collecter les données de connaissance de la zone d'étude en premier chapitre et faire une estimation des besoins en eau des habitants dans le second chapitre.

Le troisième et le quatrième chapitre va faire l'objet du diagnostic du réseau de distribution d'eau potable existant des points de vue physique et hydraulique. Dans le cinquième chapitre nous allons faire l'étude du réseau projeté en lui assurant un bon fonctionnement et dans le sixième chapitre nous proposons une méthodologie générale de gestion du réseau

Le septième chapitre nous montre la démarche de la pose des conduites en plus nous suggérons les équipements accessoires adéquats.

L'estimation du cout de notre projet ainsi que sa durée de réalisation seront abordés dans le dernier chapitre et nous achèverons notre travail par une conclusion générale.

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Introduction

La description globale de la zone d'étude permet de connaître la situation de la zone du point de vue géographique, administrative, topographique, géologique, climatique et hydrologique ce qui nous permet de faciliter le travail lors de l'élaboration de l'étude et même lors de la réalisation.

I. Présentation générale de la ville de Boussehra

I.1 situation géographique et administrative

La commune d'El-Bouni, fait partie de la wilaya d'Annaba. La commune compte sept(7) agglomération secondaires, Sidi Salem, Haï Essarouel, Chabbia, Cité 1^{re} Mai 1956, Oued Nil, Ain Djebarra et Boussehra.



Figure I-1 : Carte de la situation géographique de la commune d'El-Bouni

Administrativement, la commune de El-Bouni est limitée par : (Figure N°01)

- ◆ Au Nord : par Seraïdi
- ◆ A l'Est : par Wilaya El-Tarf

- ◆ Au Sud : par sidi Amar, El Hadjar
- ◆ A l'Ouest : par Berrahal. oued El-Eneb

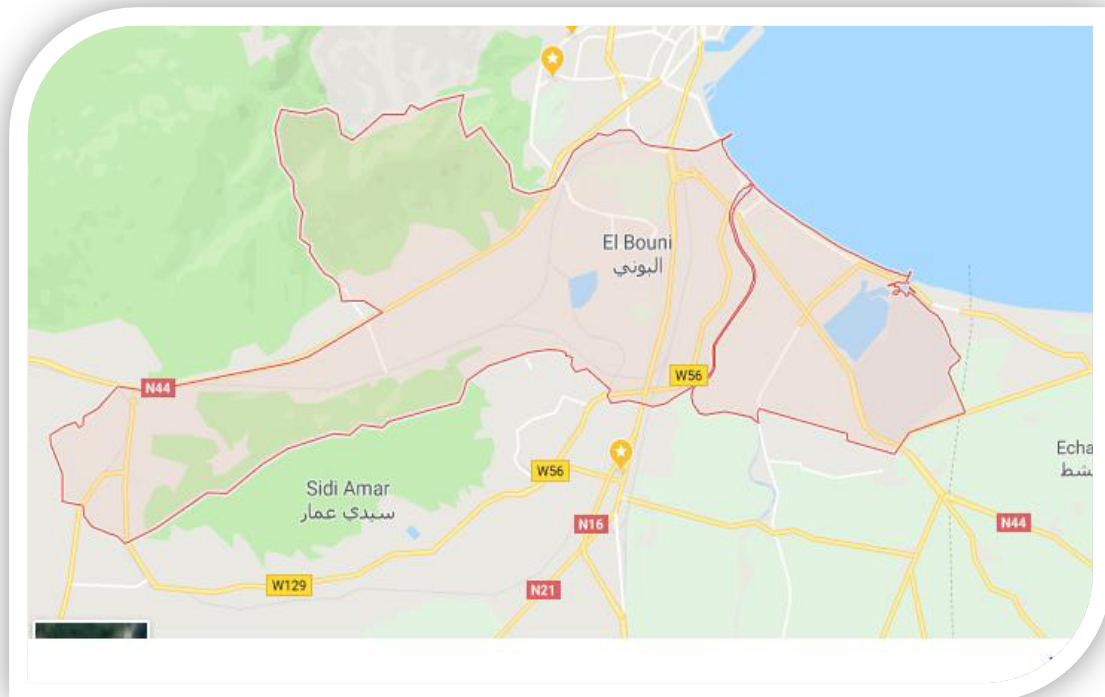


Figure I-2 : Carte de situation géographique de la commune d'El-Bouni (**Source** : **Google Maps**)

La zone d'étude de Bousseadra est une agglomération secondaire de la commune de El-Bouni situé au ouest de cette dernière (chef-lieu de daïra) à environ de 2km, Elle est desservie par le chemin communal qui mène vers la zone industriel d'Essarouel (ZI MIN).La superficie totale de l'aire d'étude est aux alentours de 6.1 km soit 58 Ha.

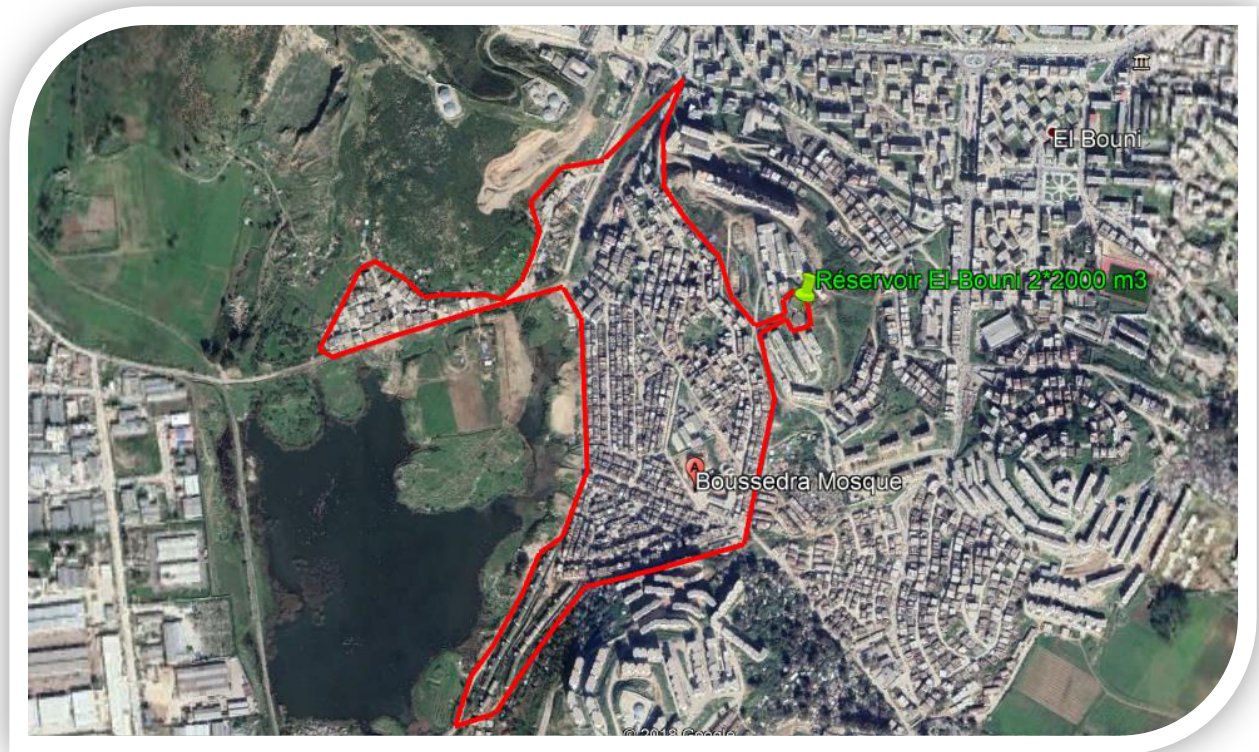


Figure I-3 : image satellite non traité de la situation géographique de la localité de Boussedra
(Source : Google Earth)

I.2 Topographie et relief

La carte des pentes qui couvre le périmètre de la zone BOUSSEDRA donne un aperçu global sur la topographie de cette zone et permet de mieux voir le caractère des reliefs s'appartenant à chaque ensemble topographique.

Dans la partie Nord du terrain, les pentes sont généralement supérieures à 25 %, cette classe montre bien le caractère accidenté, souligné par les fortes dénivellations entre le haut des reliefs et le bas fond des oueds et par la forte inclinaison des reliefs, elle représente 20ha soit 15 % de la superficie du périmètre d'étude.

La partie Sud-ouest du terrain à pente de (0% - 08 %) (Plaine), c'est la plus vaste étendue du site, comportant le relief généralement subhorizontal où l'altitude est très faible, ou les pentes sont très insignifiantes. Cette classe représente 26.19 ha soit 58.2 %.

Tandis que les bordures immédiates de la plaine et celles des zones accidentées, elles sont généralement, peu élevées avec des altitudes allant de 50 m à 100 m et de pentes moyennes dont la valeur varie de 8 à 15 %. Elle correspond aussi au bas piémont et collines, la superficie couverte par ce seuil de pente est 8.28 ha soit 18.4%.

D'autre part, dans la partie Nord-est, on observe le début de la colline dont de pente va de 15 à 25 %, elle couvre une superficie de 5.74 ha soit 12.75%.

Généralement Le relief topographique de la région d'étude est une zone à pente moyenne. La zone d'étude est implantée sur un terrain ordinaire accidenté.

I.3 situation géologique

La géologie est un paramètre très important, son but est étudier la nature du sol ce qui nous donne une idée préliminaire sur le mode de réalisation des tranchées et les engins a utilisés.

Selon les différentes cartes géologiques notre zone d'étude, celle-ci est située sur la partie géologique de Tell d'Algérie Nord Oriental, cette région comporte des affleurements de terrains métamorphiques à l'Ouest de la plaine d'Annaba et autres sédimentaires pour le reste de la région.

I.4 Sismicité

L'Algérie, comme d'autres pays méditerranéens, est exposée à une activité sismique importante. Situé sur une zone de convergence entre la plaque africaine et la plaque eurasienne, le nord du pays est la région la plus risqué, et comme notre zone d'étude se situe au nord du pays elle est certainement à risque de sismicité.

Selon les règles parasismiques algériennes de 1999, Le territoire algérien est divisé en quatre zones sismiques :

Zone O : sismicité négligeable.

Zone I : sismicité faible.

Zone II : sismicité moyenne.

Zone III : sismicité forte.

Notre zone d'étude est classée zone II : sismicité moyenne.

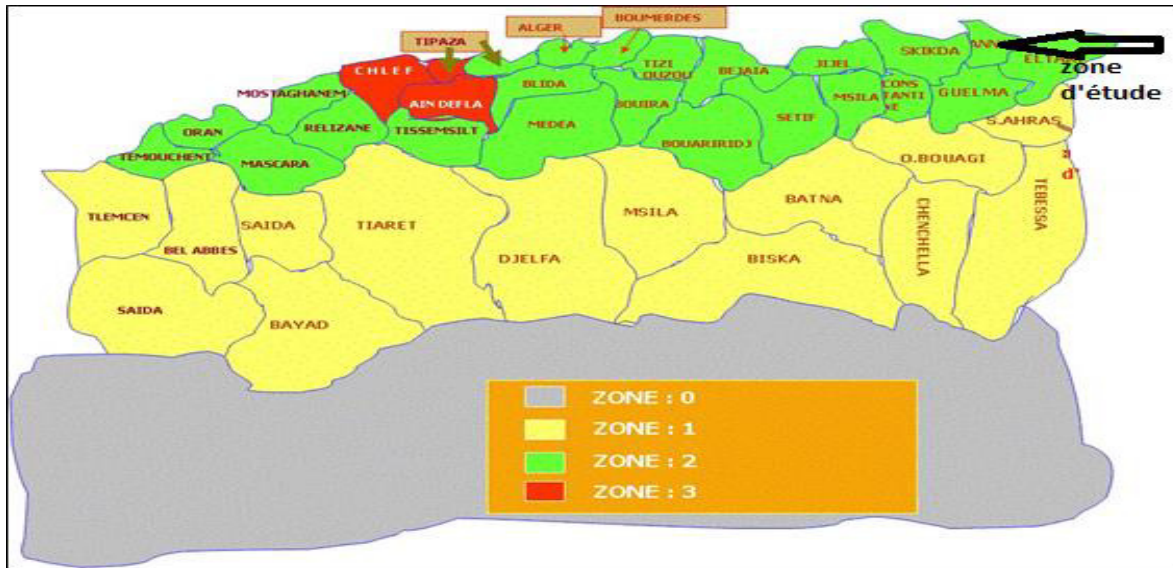


Figure I-4 : Carte de micro zonage sismique de l’Algérie Source : (RPA 99 version 2003)

I.5 Situation climatique

La région d’étude est soumise à un climat méditerranéen qui est un type de climat qui appartenant à la famille du climat tempéré, qui se caractérise par des étés chauds et secs et des hivers doux et humides.

I.5.1 Stations de mesures

L’ensemble des stations pluviométriques gérées par l’ANRH (agence nationale des ressources hydriques) qui sont à proximité de la région d’étude sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 1.1 : stations pluviométriques

Stations	Code	Coordonnées (km2)		Altitude (m)
		X	Y	Z
Les Salines	14-06-07	746,24	365,413	20
Ain El Berda	14-06-06	937,3	383,2	130
Berrahal	03-13-02	924	403,1	750
Séraïdi	03-14-08	860,0	412,4	860
Pont Bouchet	14-06-31	950,5	402	08

I.5.2 Température

Les mesures ont été prises à partir de deux stations climatologiques à proximité de la région d’étude.

Le tableau suivant donne les différentes températures enregistré pendant dix années (2001 - 2010)

Tableau 1.2 : températures moyennes mensuelles (2001-2010)

Station	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	AT	Moy
Les Salines	23.3	20.2	15.5	12.6	11.5	11.6	13.5	15.3	18.8	22.6	25.1	26.2	18
Séraïdi	20.3	17.4	11.7	8.9	7.9	8.0	10.7	12.2	17.5	22.0	24.8	25.3	15.5

(Source : ANRH ouest Constantine 2013)

I.5.3 Humidité de l'air

Le tableau suivant montre les variations de l'humidité relative au cours de l'année pour les deux stations : Les salines et Séraïdi.

Pour Les salines on remarque des faibles variations hivernales et estivales représentatives des plaines littorales (70,55-79,96%) alors que pour Séraïdi on observe des variations très importantes entre la saison chaude et froide (58-79,8%).

Tableau 1.3 : humidité moyennes relatives mensuelles (2001-2010)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Les Salines	76,96	76,9	74,5	74,99	72,6	70,7	70,55	71,4	74,1	75,	74,4	76,2
Séraïdi	79,1	79,8	72,7	74,6	67,3	61,5	58	59	74,1	74,8	79,5	79,6

(Source : ANRH ouest Constantine 2013)

I.5.4 Les vents

Le vent correspond au déplacement d'une masse d'air consécutif à des différences locales de températures et de pression.

Les vents les plus forts se manifestent en hiver.

La direction du vent la plus prédominante dans la région d'étude est : Nord-Ouest et Sud-Est.

Tableau 1.4 : vitesses mensuelles moyennes des vents en (km/h).

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Les Salines	14	14	13.3	14	12.9	14.	14.4	13.6	13.3	11.8	14	14.7
Séraïdi	9	7.9	6.1	7.2	4.3	3.8	3.2	3.7	5.4	5.7	9	10.8

(Source : ANRH ouest Constantine 2013)

I.5.5 les précipitations

Les précipitations constituent l'unique entrée des principaux systèmes hydrologiques .il conditionne les régimes des écoulements et l'alimentation des nappes aquifères.

Les enregistrements des pluies au niveau des stations Les Salines et Séraïdi durant la période de (2001-2010) sont données dans le tableau suivant :

Tableau 1.5 : hauteurs moyennes mensuelles des précipitations en (mm).

Station	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy
Les Salines	105,44	73,13	43,57	61,76	42,55	13,76	3,45	17,2	54,4	48,67	115,48	696,7	58,1
Séraïdi	206,47	131,89	63,01	115,68	55,3	13,51	4,17	20,93	71,5	105,03	197,09	1199,08	99,9

(Source : ANRH ouest Constantine 2013)

Les mois les plus pluvieux pour les deux régions montagneuse (Séraïdi) et au niveau des plaines (Les Salines) sont : novembre, décembre et janvier avec des hauteurs qui dépassent les 105 mm,

Alors que les mois les plus secs sont : juin, juillet et aout avec des hauteurs qui ne dépassent pas les 20 mm.

I.6 Démographie

L'étude de la démographie est indispensable pour notre étude parce qu'elle nous permet de déterminer le développement urbain après avoir déterminé plusieurs éléments (types de population, comportements sociaux...etc)

L'aire d'étude abrite **7296**habitants en 2018 et dispose de **1216** logements selon les données de l'APC d'El Bouni avec un taux d'accroissement de 1,5%.

Le tableau suivant donne l'évolution de la population aux différents horizons d'étude (actuel, court, moyen et à long terme).

Tableau 1.6 : évolution de la population aux différents horizons d'étude.

Horizon	2018	2030	2045	2055
population	7296	8723	10906	12657

Source : (A.P.C d'El Bouni)

I.7 Ressources en eau

La source principale de l'alimentation de la zone d'étude est le barrage de Mexa qui est situé à 75 kilomètres de la ville d'El Taref. Il est destiné à l'alimentation en eau potable des villes de Annaba, El-Taref et Kalaa.ce barrage a une capacité de retenue de 42 millions de m3.



Figure I-5 : le barrage de Mexa wilaya d'El-Taref. Source (Google image).

Conclusion

Ce chapitre était très utile parce qu'il nous a donné une image très claire sur la région sur le plan topographique, démographique, géographique...etc.

Nous avons conclu que notre région d'étude a un climat modéré, en plus d'être une zone faible en termes de démographie .

En plus notre zone est implantée sur un terrain ordinaire accidenté.

Cette collecte de données brutes nous permet par la suite de bien diagnostiquer le réseau d'AEP existant.

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Introduction

L'estimation des besoins en eau nécessaire pour le dimensionnement du système d'AEP, elle dépend étroitement du développement démographique, de l'amélioration de mode de vie de la population et des infrastructures existantes. Cette étape nous permet de déterminer le régime de consommation de l'agglomération afin de définir le mode de fonctionnement du système et ces dimensionnements.

II.1. évaluation de la population future

Pour estimer la population future, nous prenons un horizon de 36 ans et avec un taux d'accroissement de 1,5%(APC d'El-Bouni). Pour les calculs de la population future nous utiliserons

la formule suivante :

$$P_n = P_0 \times (1 + T)^m \quad (\text{II-1})$$

Avec :

P_n : Nombre d'habitant à l'horizon de calcul.

p_0 : Nombre d'habitant à l'horizon de référence.

T : Taux d'accroissement de la population visée.

m : Nombre d'année séparant l'année de référence et celle de l'horizon. On a pris 36 ans pour notre calcul.

Le tableau suivant donne l'évolution de la population aux différents horizons d'étude (actuel, court, moyen et à long terme).

Tableau II-1 : évolution de la population aux différents horizons d'étude.

Horizon	2019	2030	2045	2055
population	7406	8723	10906	12657

II.2. Evaluation des besoins en eau potable à l'horizon actuel (2019)

L'estimation de la quantité d'eau nécessaire ne peut se faire avec une grande exactitude chaque catégorie de besoins dépend de nombreux paramètres, dont l'évolution dans le temps est variable et change d'une agglomération à l'autre. Les besoins en eau dépendent aussi du climat, des habitudes de la population, du type de l'agglomération ainsi de catégorie du consommateur, l'estimation suivante est basée sur des hypothèses de dotations et d'évolution temporelle de la consommation.

II.2.1. Consommation moyenne journalière

Le débit moyen journalier au cours de l'année est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy},j} = \frac{q_i \times N_i}{1000} \quad (\text{II-2})$$

Avec :

Qmoyj : Consommation moyenne journalière [m³/j] ;

Ni : Nombre de consommation dans chaque catégorie [hab] ;

qi : Norme moyenne journalière de la consommation propre à chaque catégorie [l/hab/j] ;

II.2.1.1 Besoins domestiques

La consommation en eau dépend du confort des habitations, des habitudes de la population ainsi l'accroissement démographique, en se basant sur les tendances et les recommandations internationales la dotation moyenne par habitant et par jour est estimée comme suite sans tenir compte de l'industrie :

- Villes de moins de 20 000 habitants : 150 à 200 litres / jour / habitant ;
- Villes de 20 000 à 100 000 habitants : 200 à 300 litres / jour / habitant ;
- Villes de plus de 100 000 habitants : 300 à 400 litres / jour / habitant ;

Les Besoins moyens journaliers domestiques sont représenté par le tableau suivant :

Tableau II.2 : Besoins moyens journaliers domestiques

horizon	population	dotation (l/j/hab)	Qmoyj (m ³ /j)
2019	7406	150	1110,9
2030	8723	150	1308,45
2045	10906	180	1963,08
2055	12657	200	2531,4

II.2.2 Besoins des équipements publics à l'horizon actuel (2019)

Les besoins se subdivisent en plusieurs catégories :

II.2.2.1. Besoins administratifs à l'horizon actuel (2019)

Le tableau suivant résume les besoins en eau des équipements administratifs :

Tableau II.3 : Estimation des besoins administratifs

Equipement	Unité	capacité	Dotation (l/j/agent)	Qmoyj (m ³ /j)
protection civil	agent	40	40	1,6

II.2.2.2. Besoins scolaires à l'horizon actuel (2019)

Le tableau suivant résume les besoins en eau scolaires :

Tableau II.4 : Evaluation des besoins scolaires

Equipement	Nombre	Capacité	Dotation (l/j/élève)	Qmoyj (m ³ /j)
Ecole primaire	3	465	10	4,65
CEM	1	625	10	6,25
Total				10,9

II.2.2.3 Besoins socioculturel à l'horizon actuel (2019)

Le tableau suivant résume les besoins en eau socioculturel :

Tableau II.5 : Evaluation des besoins socioculturel

Nature d'équipement	Unité	Capacité	Dotation (l/j/unité)	Qmoyj (m3/j)
mosquée	fidèles	750	15	11,25

II.2. 3. Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale

Après l'étude détaillée des besoins, dressons un tableau récapitulatif pour pouvoir calculer le débit total nécessaire pour alimenter la localité jusqu'à l'horizon.

Tableau II.6 : Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale

Type de besoins	consommation moyenne (m3/j)
domestiques	1110,9
administratifs	1,6
scolaires	10,9
socioculturels	11,25
Total	1134,65

II.3. variation de la consommation

La consommation varie dans le temps, cette variation peut être journalière, hebdomadaire, mensuelle et annuelle et dépend du mode de vie de la population. Les débits des consommations sont soumis à plusieurs variations dans le temps :

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération considérée ;
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'activité de la ville ;
- Variation hebdomadaires qui dépend du jour de la semaine ;
- Variations journalières qui dépendent du graphique de consommation de la population.

Pour tenir compte de l'irrégularité de la consommation liée à tous les facteurs, nous devons prendre en considération un certain nombre de coefficient, dit coefficient d'irrégularité

II.3. 1-Coefficient d'irrégularité

II.3.1.1 Coefficient d'irrégularité maximale journalière ($K_{max,j}$)

Cette irrégularité est définie par le coefficient d'irrégularité journalière maximum qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau et des gaspillages peuvent être obtenus par le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière.

$$K_{max,j} = Q_{max,j} / Q_{moy,j} \quad (II.3)$$

Qui exprime de combien le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier. , il varie entre 1,1 et 1,3.

II.3.1.2. Coefficient d'irrégularité minimale journalière ($K_{min,j}$)

Il est défini comme étant le rapport de la consommation minimal journalière à la consommation moyenne journalière, donné par la relation suivante :

$$K_{\min,j} = Q_{\min,j} / Q_{\text{moy},j} \quad (\text{II-4})$$

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier envisageant une sous consommation. K_{\min} varie entre 0,7 et 0,9.

II.3.1.3 Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{\max,h}$)

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

D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{\max} et β_{\max} ;

$$\text{tel que } K_{\max,h} = \alpha_{\max} \cdot \beta_{\max} \quad (\text{II-5})$$

Avec :

α_{\max} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, il varie de **1,2** à **1,5** et dépend donc du niveau de développement local..

β_{\max} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau II.9 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II.7 : Valeurs de β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000	100000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1.1

Pour notre cas on opte pour :

Tableau II.8 : Coefficient d'irrégularité maximale horaire pour notre étude

Coefficient	β_{\max}	α_{\max}	$K_{\max,h}$
Valeur	1.4	1.5	2.1

II.3.1.4 Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{\min,h}$)

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

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} \cdot \beta_{\min} \quad (\text{II-6})$$

Avec :

α_{\min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de **0,4** à **0,6**.

β_{\min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Tableau II.9 : Valeurs de β_{\min} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7

Pour notre cas on prend :

Tableau II.10 : Coefficient d'irrégularité minimal horaire pour notre étude

Coefficient	β_{\min}	α_{\min}	$K_{\min, h}$
Valeur	0.25	0.4	0.1

II.3.2. Variation de la consommation journalière

II.3.2.1 .Consommation maximale journalière ($Q_{\max j}$)

Ce débit relatif à la journée de la plus grande consommation pendant l'année est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction .nous permet de dimensionner le réservoir et les équipements de la station de pompage. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max j} = Q_{\text{moy } j} \times K_{\max j} \quad (\text{II-7})$$

Avec :

$Q_{\max j}$: Débit maximal journalier.

$Q_{\text{moy } j}$: Débit moyen journalier.

$K_{\max j}$: Coefficient d'irrégularité maximale des variations de la consommation journalière qui est égale à 1,2.

Tableau II-11 : débit maximal journalière

$Q_{\text{moy } j}$ (m3/j)	$k_{\max j}$	$Q_{\max j}$ (m3/j)
1134,65	1,2	1361,58

II.3.2.2 .Consommation minimal journalière ($Q_{\min j}$)

C'est le débit d'une journée où la consommation est minimale pendant une année. Il est donné par la formule suivante

$$Q_{\min j} = Q_{\text{moy } j} \cdot K_{\min, j} \quad (\text{II-8})$$

Avec :

$Q_{\min j}$: Débit minimal journalier.

$Q_{\text{moy } j}$: Débit moyen journalier.

$K_{\min j}$: Coefficient d'irrégularité minimale des variations de la consommation journalière qui est égale à 0,8.

Tableau II-12 : débit minimal journalière

Q_{moyj} (m ³ /j)	k_{minj}	Q_{minj} (m ³ /j)
1134,65	0,8	907,72

I.3.3. variation de la consommation horaire

II.3.3.1. Consommation moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy h}} = \frac{Q_{\text{maxj}}}{24} \quad (\text{II-9})$$

Avec :

$Q_{\text{moy h}}$: Débit moyen horaire en m³/h

Q_{maxj} : Débit maximum journalière en m³/j

$$Q_{\text{moy h}} = \frac{1361.58}{24} = 56.7325 \quad \text{donc} \quad Q_{\text{moy h}} = 56.7325 \text{ m}^3/\text{h}$$

II.3.3.2 Consommation maximum horaire

C'est le débit de consommation pendant une heure la plus chargée, il joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\text{max h}} = Q_{\text{moy h}} \cdot K_{\text{max h}} \quad (\text{II-10})$$

Avec :

$Q_{\text{moy h}}$: Débit moyen horaire en m³/h

$K_{\text{max h}}$: Coefficient d'irrégularité maximale horaire = 1.75

II.3.3.3. Consommation minimum horaire

Elle correspond à l'heure la moins chargée des 24h, cette consommation s'observe pendant les heures creuses. Elle est calculée comme suit :

$$Q_{\text{min. h}} = Q_{\text{moy .h}} \times K_{\text{min h}} \quad (\text{II-11})$$

$Q_{\text{moy h}}$: Débit moyen horaire en m³/h

$K_{\text{min h}}$: Coefficient d'irrégularité minimale horaire = 0.1

I.4. Evaluation de la consommation horaire de l'horizon actuel

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau illustrer dans l'ANNEXE Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

Tableau II-13 : Répartition des débits horaires de l'horizon actuel (2019)

heurs	C(%)	Q (m3/h)	C(%) cumul	Q (m3/h) cumul
0-1	1	13,61	1	13,61
1_2	1	13,61	2	27,23
2_3	1	13,61	3	40,84
3_4	1	13,61	4	54,46
4_5	2	27,23	6	81,69
5_6	3	40,84	9	122,54
6_7	5	68,07	14	190,62
7_8	6,5	88,50	20,5	279,12
8_9	6,5	88,50	27	367,62
9_10	5,5	74,88	32,5	442,51
10_11	4,5	61,27	37	503,78
11_12	5,5	74,88	42,5	578,67
12_13	7	95,31	49,5	673,98
13_14	7	95,31	56,5	769,29
14_15	5,5	74,88	62	844,17
15_16	4,5	61,27	66,5	905,45
16_17	5	68,07	71,5	973,52
17_18	6,5	88,50	78	1062,03
18_19	6,5	88,50	84,5	1150,53
19_20	5	68,07	89,5	1218,61
20_21	4,5	61,27	94	1279,88
21_22	3	40,84	97	1320,73
22_23	2	27,23	99	1347,96
23_24	1	13,61	100	1361,58

D'après le tableau on trouve :

$$Q_{\max h} = 95,31 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\min h} = 13,61 \text{ m}^3/\text{h}$$

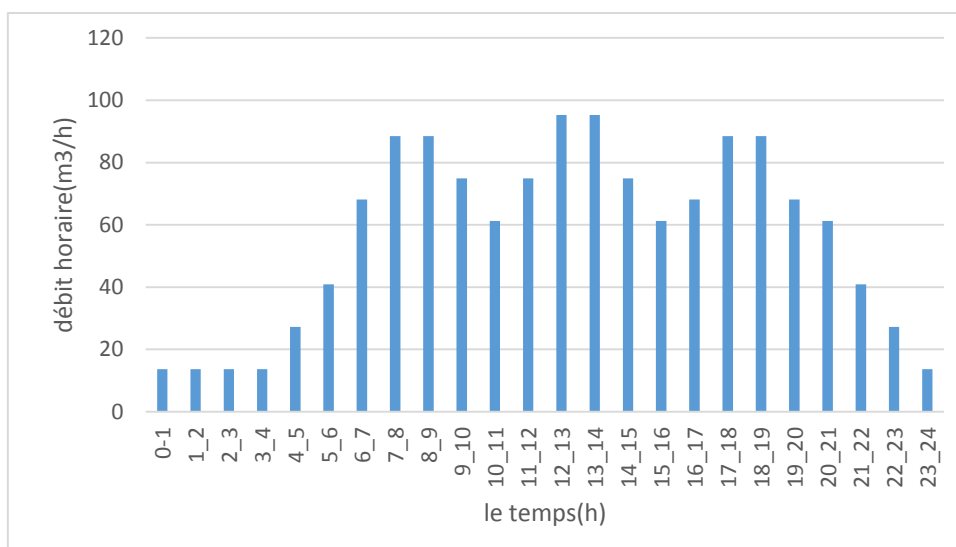


Figure II-1 : Graphique de consommation (2019)

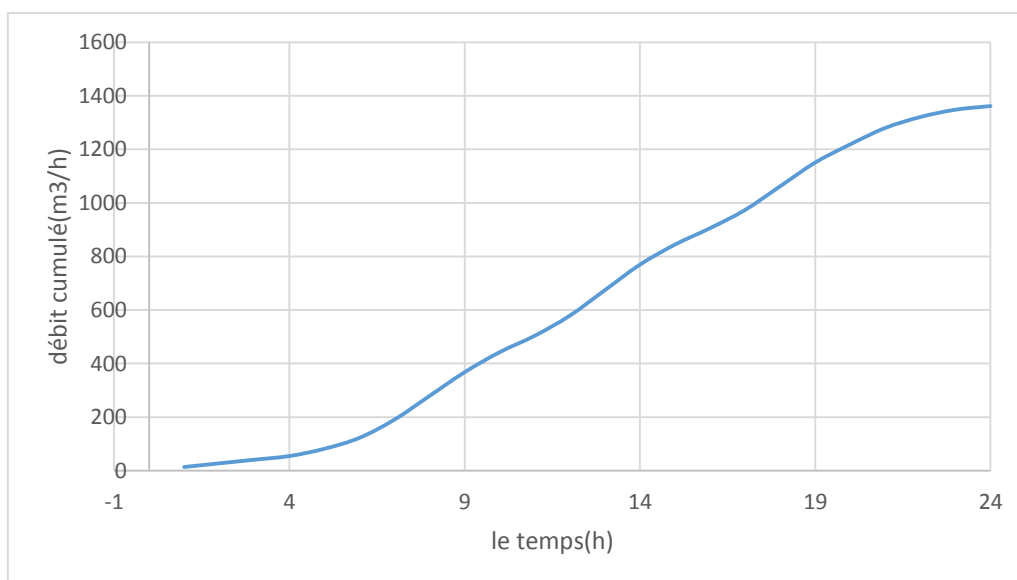


Figure II-2 : Courbe intégrale(2019)

II.5. Evaluation des besoins en eau potable en 2030, 2045 et 2055

Nous avons déjà calculés les besoins domestiques pour l’horizon 2030, 2045 et 2055, et pour les besoins d’équipements publics nous allons admettre un taux d’accroissance globale de tous les secteurs d’équipements publics actuels de la zone d’étude de 10%, 25% et 35 % respectivement (APC d’El-Bouni d’après le programme d’équipement projeté à moyen et à long terme).

Le tableau ci-dessous résume les besoins en eau potable de l’agglomération.

Tableau II-14 : Les besoins en eau en 2030, 2045 et 2055

l'horizon	2030	2045	2055
Débit domestique (m3/j)	1308,45	1963,08	2531,4
Débit d’équipement de base (m3/j)	23,75	23,75	23,75
Pourcentage d’accroissement %	10	25	35

Tableau II-14 : Les besoins en eau en 2030, 2045 et 2055 (suite)

Débit d'équipement (m3/j)	26,12	29,68	32,06
Débit total Qmoyj (m3/j)	1334,57	1992,76	2563,46
K_{maxj}	1,2	1,2	1,2
Q_{maxj} (m3/j)	1601,49	2391,32	3076,15

II.5.1 Détermination des débits de consommation

En appliquant les mêmes procédés et les mêmes formules présentés auparavant on a trouvé les résultats de calculs des débits présentés ci-dessous avec :

Tableau II-15 : débit maximal et minimal horaire (en 2030, 2045 et 2055)

l'horizon	Qmoyh (m3/h)	Kmaxh	Qmaxh (m3/h)	Kminh	Qminh (m3/h)
2030	66,72	1,2	80,07	0,8	53,38
2045	99,63		119,56		79,71
2055	128,17		153,80		102,53

II.5.2 l'évaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitations à l'horizon 2030, 2045 et 2055

Tableau II-16 : Répartition des débits horaires à l'horizon 2030

heurs	C(%)	Q (m3/h)	C(%) cumul	Q (m3/h) cumul
0-1	1	16,01	1	16,01
1_2	1	16,01	2	32,02
2_3	1	16,01	3	48,04
3_4	1	16,01	4	64,05
4_5	2	32,02	6	96,08
5_6	3	48,04	9	144,13
6_7	5	80,07	14	224,20
7_8	6,5	104,09	20,5	328,30
8_9	6,5	104,09	27	432,40
9_10	5,5	88,08	32,5	520,48
10_11	4,5	72,06	37	592,55
11_12	5,5	88,08	42,5	680,63
12_13	7	112,10	49,5	792,73
13_14	7	112,10	56,5	904,84
14_15	5,5	88,08	62	992,92
15_16	4,5	72,06	66,5	1064,99
16_17	5	80,07	71,5	1145,06
17_18	6,5	104,09	78	1249,162
18_19	6,5	104,09	84,5	1353,25
19_20	5	80,07	89,5	1433,33
20_21	4,5	72,06	94	1505,40
21_22	3	48,04	97	1553,44

Tableau II-16 : Répartition des débits horaires à l’horizon 2030 (suite)

22_23	2	32,02	99	1585,47
23_24	1	16,01	100	1601,49

D’après le tableau on trouve :

$$Q_{\max h} = 112,10 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\min h} = 16,01 \text{ m}^3/\text{h}$$

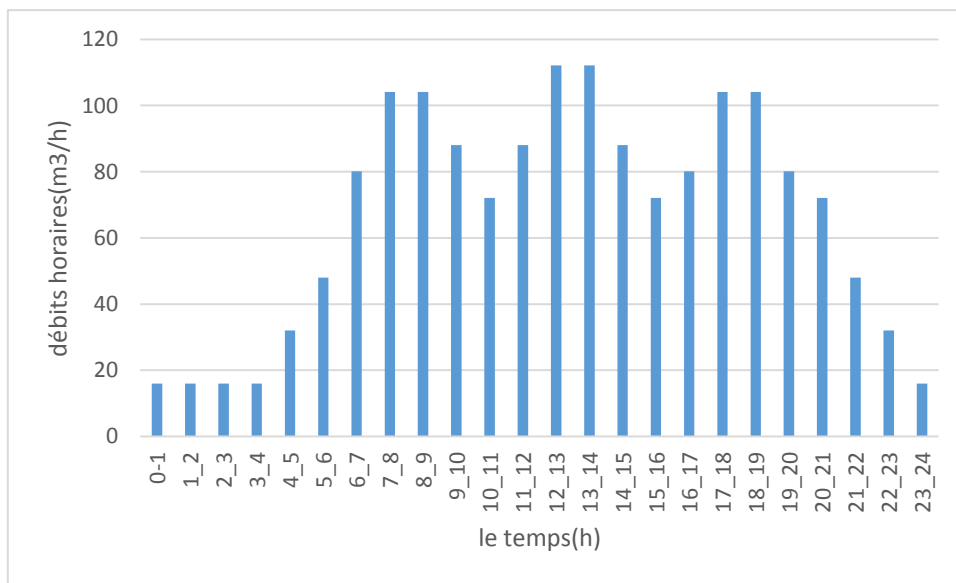


Figure II-3 : Graphique de consommation (2030)

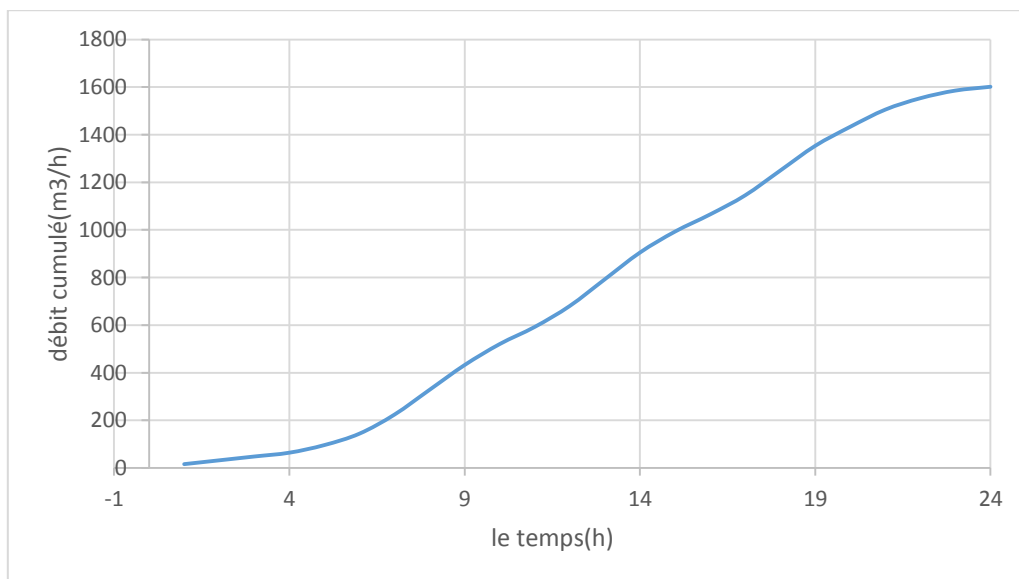


Figure II-4 : Courbe intégrale(2030)

Tableau II-17 : Répartition des débits horaires à l'horizon 2045

heurs	C(%)	Q (m3/h)	C(%) cumul	Q (m3/h) cumul
0-1	1	23,91	1	23,91
1_2	1	23,91	2	47,82
2_3	1	23,91	3	71,73
3_4	1	23,91	4	95,65
4_5	2	47,82	6	143,47
5_6	3	71,73	9	215,21
6_7	5	119,56	14	334,78
7_8	6,5	155,43	20,5	490,22
8_9	6,5	155,43	27	645,65
9_10	5,5	131,52	32,5	777,17
10_11	4,5	107,60	37	884,78
11_12	5,5	131,52	42,5	1016,31
12_13	7	167,39	49,5	1183,70
13_14	7	167,39	56,5	1351,09
14_15	5,5	131,52	62	1482,61
15_16	4,5	107,60	66,5	1590,22
16_17	5	119,56	71,5	1709,79
17_18	6,5	155,43	78	1865,23
18_19	6,5	155,43	84,5	2020,66
19_20	5	119,56	89,5	2140,23
20_21	4,5	107,60	94	2247,84
21_22	3	71,73	97	2319,58
22_23	2	47,82	99	2367,40
23_24	1	23,91	100	2391,32

D'après le tableau on trouve :

$$Q_{\max h} = 167,39 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\min h} = 23,91 \text{ m}^3/\text{h}$$

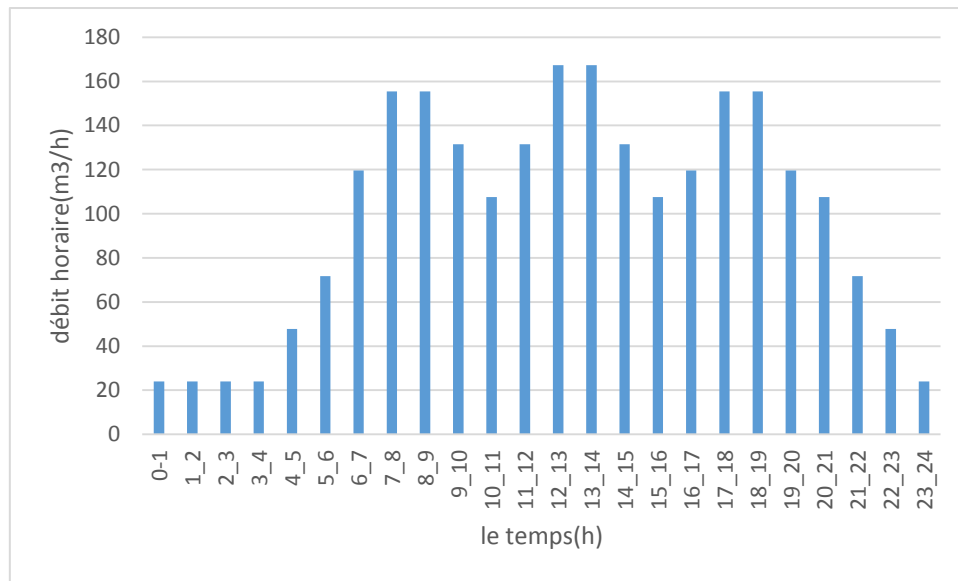


Figure II-5 : Graphique de consommation (2045)

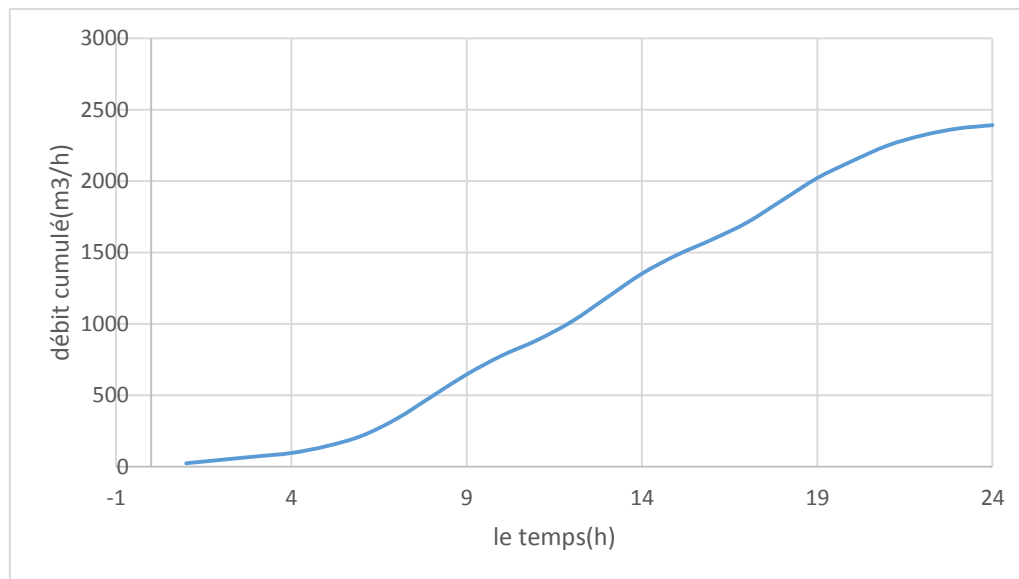


Figure II-6 : Courbe intégrale(2045)

Tableau II-18 : Répartition des débits horaires à l’horizon 2055

heurs	C(%)	Q (m3/h)	C(%) cumul	Q (m3/h) cumul
0-1	1	30,76	1	30,76
1_2	1	30,76	2	61,52
2_3	1	30,76	3	92,28
3_4	1	30,76	4	123,04
4_5	2	61,52	6	184,56
5_6	3	92,28	9	276,85
6_7	5	153,80	14	430,66
7_8	6,5	199,95	20,5	630,61
8_9	6,5	199,95	27	830,56
9_10	5,5	169,18	32,5	999,75

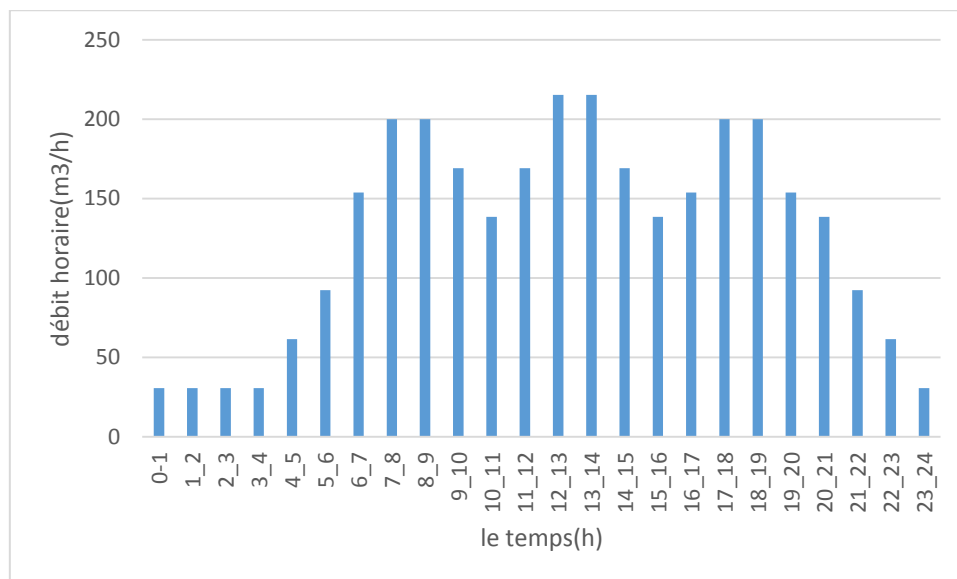
Tableau II-18 : Répartition des débits horaires à l'horizon 2055 (suite)

10_11	4,5	138,42	37	1138,17
11_12	5,5	169,18	42,5	1307,36
12_13	7	215,33	49,5	1522,69
13_14	7	215,33	56,5	1738,02
14_15	5,5	169,18	62	1907,21
15_16	4,5	138,42	66,5	2045,64
16_17	5	153,80	71,5	2199,45
17_18	6,5	199,95	78	2399,40
18_19	6,5	199,95	84,5	2599,35
19_20	5	153,80	89,5	2753,15
20_21	4,5	138,42	94	2891,58
21_22	3	92,28	97	2983,87
22_23	2	61,52	99	3045,39
23_24	1	30,76	100	3076,15

D'après le tableau on trouve :

$$Q_{\max h} = 215,33 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\min h} = 30,76 \text{ m}^3/\text{h}$$

**Figure II-7** : Graphique de consommation (2055)

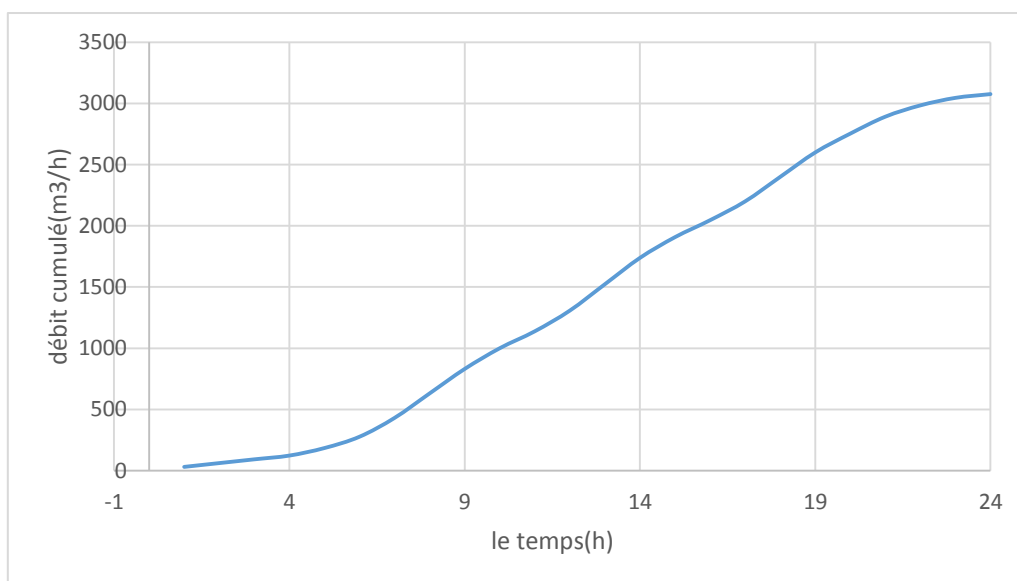


Figure II-8 : Courbe intégrale(2055)

II.6. Bilan ressources / besoins

Le réservoir 2*2000m³ qui alimente la ville de Bousedra alimente aussi une autre agglomération de 750 logements donc il faut calculer le débit maximum journalier de cette dernière pour l'ajouter au débit maximum journalier de notre agglomération avant de faire le bilan. Le tableau suivant représente le récapitulatif des besoins de l'agglomération de 750 logements aux différents horizons.

Tableau II.19 : les besoins de l'agglomération de 750 logements aux différents horizons.

L'horizon	2019	2030	2045	2055
habitation	3750	4418	5524	6411
Qmoyj (m ³ /j)	562,5	662,7	994,32	1282,2
Kmaxj	1,2	1,2	1,2	1,2
Qmaxj (m ³ /j)	675	795,24	1193,18	1538,64

Le bilan des ressources hydriques disponible dans la région comparées aux besoins en eau de la ville de Bousedra est donné dans le tableau suivant sachant que le débit arrivant au réservoir 2*2000m³ est égale à la somme de débit fournit par le surpresseur plus le débit fournit à partir du réservoir 2*2500m³ avec $Q_{\text{surpresseur}} = 66.67$ l/s et $Q_{2*2500} = 9.14$ l/s

Donc $Q_{\text{disponible}} = 75.81$ l/s.

Tableau II.20 : Balance Ressources/Besoins

horizon	2019	2030	2045	2055
Qmaxj (l/s))	23,57	27,74	41,49	53,41
Qdisponible (l/s)	75,81			
Déficit (l/s)	/	/	/	/
surplus (l/s)	52,24	48,07	34,32	22,4

D'après le tableau ci-dessus on remarque que notre zone d'étude ne souffre pas d'un manque d'eau.

II.7. Analyse de la capacité de stockage

Le réservoir est un ouvrage de stockage régulateur de débit qui permet d'adapter la production à la consommation. La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie ; c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières du débit de consommation en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

Il est possible de réduire leur capacité en calculant le volume minimum pour assurer la continuité de la distribution. A la limite, le réservoir peut servir de simple régulateur de pression en fonction du rythme d'enclenchement de la pompe. Pour estimer la capacité d'un réservoir, on recourt soit à la méthode analytique soit à la méthode graphique. Dans ce projet on a utilisé la méthode analytique qui exige deux régimes distincts :

- Le régime de consommation de notre agglomération caractérisée par la courbe de consommation (**Figure II-1**).
- Le régime d'apport d'eau à partir de la source vers le réservoir que nous avons fixé un régime de pompage de **24 heures sur 24**.

En conséquence, la capacité sera déduite à partir des résidus entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure pendant 24 heures. Le volume utile du réservoir est donné par la relation suivante :

$$V_u = \frac{a\% \times Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{II-12})$$

Avec :

- $a\%$: Représente le maximum des restes de $Q_{\max, j}$ en pourcentage.
- $Q_{\max, j}$: Débit maximum journalier (m^3/j)

La réserve d'incendie est par définition, la réserve minimale d'eau nécessaire pour l'extinction d'un sinistre moyen d'une durée de deux heures avec un débit moyen de $60m^3/h$, en conséquence cette réserve minimale à prévoir est de $120 m^3$. Alors le volume total du réservoir serait le suivant :

$$V_t = V_u + V_{inc} \quad (\text{II-13})$$

Tableau II.21 : Détermination de la capacité du stockage à l'état actuel et à l'horizon de calcul

heures	consommation de l'eau en %	refoulement en %	arrivée d'eau du réservoir	départ d'eau du réservoir	reste d'eau dans le réservoir
0-1	1	4,17	3,17		9,67
1_2	1	4,17	3,17		12,83
2_3	1	4,17	3,17		16,00
3_4	1	4,17	3,17		19,17
4_5	2	4,17	2,17		21,33
5_6	3	4,17	1,17		22,50
6_7	5	4,17		0,83	21,67
7_8	6,5	4,17		2,33	19,33
8_9	6,5	4,17		2,33	17,00
9_10	5,5	4,17		1,33	15,67
10_11	4,5	4,17		0,33	15,33
11_12	5,5	4,17		1,33	14,00
12_13	7	4,17		2,83	11,17
13_14	7	4,17		2,83	8,33
14_15	5,5	4,17		1,33	7,00
15_16	4,5	4,17		0,33	6,67
16_17	5	4,17		0,83	5,83
17_18	6,5	4,17		2,33	3,50
18_19	6,5	4,17		2,33	1,17
19_20	5	4,17		0,83	0,33
20_21	4,5	4,17		0,33	0,00
21_22	3	4,17	1,17		1,17
22_23	2	4,17	2,17		3,33
23_24	1	4,17	3,17		6,50

Tableau II.22 : Résultat de calcul du volume total de stockage pour l'état actuel et pour l'horizon de calcul.

Paramètres	$Q_{\max, j}$ (m ³ /j)	a (%)	V_u (m ³)	V_{inc} (m ³)	V_t (m ³)
Horizon 2019	2036,44	21,67	441,29	120	561,29
Horizon 2055	4614,62	21,67	999,98	120	1119,98

Après la normalisation du volume de réservoir nécessaire a l'horizon 2055 on trouve que $V_t=1500$ m³.

II.8. Bilan de stockage

Ce bilan est entre la capacité de stockage existante dans la ville et la capacité nécessaire dans les horizons d'études (court, moyen et long terme).

Tableau II.23 : bilan de stockage

Année	Stockage nécessaire (m ³)	Stockage disponible (m ³)	Déficit (m ³)	Surplus (m ³)
2019	1000	2000	/	1000
2055	1500		/	500

Donc le problème de stockage ne se posera jamais dans la localité de Bousedra.

Conclusion

Après l'analyse des besoins en eau de la ville de Bousedra on peut dire que le problème de stockage ne se posera jamais et les ressources disponibles satisfont les besoins de l'agglomération dans l'horizon actuel et même pour l'horizon d'étude.

Chapitre III : description du réseau existant

Introduction

Ce chapitre nous donne une idée globale du réseau d'alimentation et les équipements hydrauliques existants de la ville de Bousseadra et d'identifier les conditions de fonctionnement de ce système et aussi la détermination des bugs du réseau de distribution, de l'adduction et même les ouvrages de stockage.

III.1 Présentation générale de la situation existante

L'approvisionnement de la commune d'El-Bouni est assuré à partir du barrage Mexa de la wilaya d'El Tarf.

La station de traitement de CHAIBA alimente la station de pompage Bousseadra avec une conduite de DN 700 mm.

La station de pompage Bousseadra refoule vers le réservoir Bousseadra 2*2500 m³ avec une conduite de DN 500 mm en acier.

Le réservoir de El-Bouni 2*2000 m³ est alimenté à partir de réservoir 2*2500 m³ avec une conduite DN 630 mm en PEHD, ce dernier fournit un volume mensuelle de 23700 m³, le réservoir d'El-Bouni est alimenté aussi à partir d'un surpresseur ADE El-Bouni avec une conduite DN 300mm en acier avec un débit de 240m³/h.

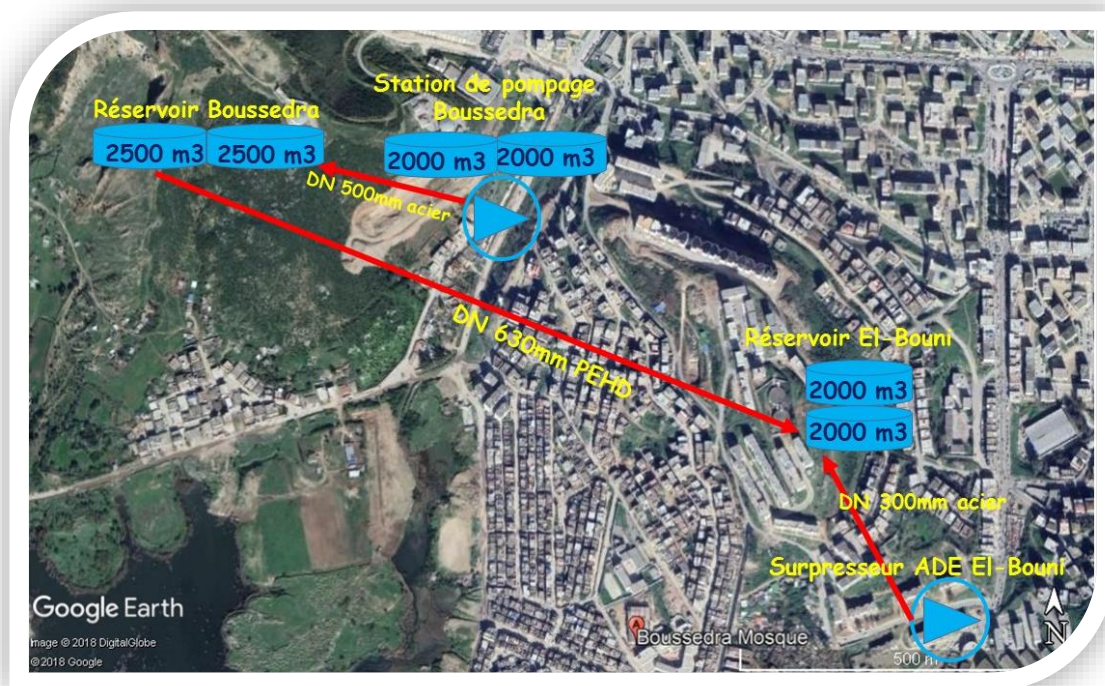


Figure III -1 : présentation générale du système d'AEP de la ville de Bousseadra

III.2 Ressources superficielles

III.2.1 Adductions

III.2.1.1 Adduction à partir de la station de pompage Boussedra vers le réservoir 2*2500 m³ de Boussedra

Adduction par refoulement qui alimente le réservoir 2*2500 m³ à partir de la station de pompage de Boussedra, la conduite a un diamètre DN 500mm en acier et une longueur de 180 m.

Remarque : à cause de l'absence de la télégestion on ne sait pas le débit refoulé par la station de pompage.

III.2.1.2 Adduction à partir de réservoir 2*2500 m³ de Boussedra vers le réservoir 2*2000 m³ d'El-Bouni

Adduction gravitaire qui alimente le réservoir 2*2000 m³ d'El-Bouni à partir de réservoir 2*2500 m³ de Boussedra et qui fournit un volume mensuelle de 23700 m³, cette adduction est mise en marche lorsque le réservoir d'El-Bouni ne se remplit pas à partir de surpresseur ADE d'El-Bouni, la conduite a un diamètre DN 630 en PEHD et une longueur de 1027m.

III.2.1.3 Adduction à partir de surpresseur ADE d'El-Bouni vers le réservoir 2*2000 m³ d'El-Bouni

Adduction par refoulement qui alimente le réservoir 2*2000 m³ d'El-Bouni à partir de surpresseur ADE d'El-Bouni avec un débit de 240 m³/h, la conduite a un diamètre DN 300mm en acier et une longueur de 420m.

Tableau III.1. Récapitulatif des adductions existantes

Adduction	Départ	Arrivée	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériaux
01	Station de pompage Boussedra	Réservoir 2*2500m ³ de Boussedra	180	500	Acier
02	Réservoir 2*2500m ³ de Boussedra	Réservoir 2*2000m ³ d'El-Bouni	1027	630	PEHD
03	Surpresseur ADE d'El-Bouni	Réservoir 2*2000m ³ d'El-Bouni	420	300	Acier

Remarque : les longueurs des adductions sont calculées par Google-earth à cause de l'inexistence des données.

III.2.2 Ouvrages de stockage

III.2.2.1 le réservoir 2*2500 m3 de Bussedra

Qui alimente le réservoir El-Bouni de 2*2000 m3 avec une conduite DN 630mm en PEHD et Boukhadra, bouzaroura et la commune de El-Bouni avec une conduite de DN 1000 mm en acier.



Figure III -2 : Réservoir Bussedra 2*2500 m3 (DRE Annaba, Mars 2018)

III.2.2.2 réservoir 2*2000 m3 d'El-Bouni

Qui alimente l'agglomération de la localité Bussedra avec une conduite DN 200 mm en acier, les 200 logements et 150 logements avec une conduite de DN 90 PEHD, les 400 logements avec une conduites de DN 200 mm en PEHD.



Figure III -3 : Réservoir d'El-Bouni 2*2000m³(DRE Annaba, Mars 2018)

Tableau III.2. Récapitulatif des réservoirs existants

Réservoirs	Type du réservoir	Capacité de stockage (m ³)	Côtes (m)	
			Radier	T .Plein
Réservoir Boussedra 2*2500 m ³	Semi-enterré	2*2500	100	104
Réservoir d'El-Bouni 2*2000 m ³	Semi-enterré	2*2000	90	94

III.2.3 Stations de pompages

III.2.3.1 Surpresseur ADE EL-Bouni

Avec un débit de 240m³/h à partir d'un piquage sur la conduite DN930mm Chaibba, et qui alimente le réservoir 2*2000m³ d'El-Bouni avec une conduite DN300 mm en acier.



Figure III -4 : Station de pompage ADE El-Bouni (DRE Annaba, Mars 2018)

III.2.3.2 La station de pompage Bussedra

Desservant une capacité de stockage $2*2000\text{m}^3$, et d'une conduite d'arrivée de DN700 mm en acier, ce dernier alimente le réservoir $2*2500\text{m}^3$ Bussedra avec une conduite DN 500 mm en acier.



Figure III -5 : La station de pompage Bussedra (DRE Annaba, Mars 2018)

III.2.4 le réseau de distribution existant

La distribution en eau potable s'effectue à l'aide d'un réseau maillé, il est constitué de plusieurs conduites de différents diamètres (DN 200, DN 160, DN 90, DN 63) et avec différents types de matériaux (PVC et en acier).

Le tableau suivant décrit le réseau de distribution existant telle que les longueurs, les diamètres et le type de matériau des conduites

Tableau III.3 : Description du réseau de distribution existant

conduites	longueur (m)	diamètre (mm)	type de matériau
conduite p3	330.2	110	PVC
conduite p4	27.87	160	PVC
conduite p5	115.6	200	PVC
conduite p6	57.3	90	PVC
conduite p7	142.7	60	PVC
conduite p8	288.7	100	PVC
conduite p9	64.54	60	PVC
conduite p11	65.34	200	PVC
conduite p14	111	60	PVC
conduite p24	49.47	60	PVC
conduite p25	45.45	60	PVC
conduite p26	51.45	60	PVC
conduite p27	81.25	60	PVC
conduite p30	99.78	60	PVC
conduite p32	45.02	60	PVC
conduite p35	37.83	60	PVC
conduite p36	31.32	200	PVC
conduite p37	50.78	90	PVC
conduite p40	213.36	200	PVC
conduite p41	472.1	200	PVC
conduite p44	41.55	160	PVC
conduite p46	31.7	160	PVC
conduite p47	97.25	100	PVC
conduite p51	81	200	PVC
conduite p52	50.91	110	PVC
conduite p53	196	110	PVC
conduite p54	128.7	110	PVC
conduite p55	305.4	110	PVC
conduite p60	106.3	110	PVC
conduite p62	89.44	60	PVC
conduite p63	70.25	90	PVC
conduite p64	30.41	60	PVC
conduite p69	39.02	60	PVC

Tableau III.3 : Description du réseau de distribution existant (suite)

conduite p70	57.6	60	PVC
conduite p71	36.07	60	PVC
conduite p82	53.55	90	PVC
conduite p85	172.7	160	PVC
conduite p91	220.2	200	acier
conduite p93	58.81	60	PVC
conduite p96	62.35	60	PVC
conduite p98	65.13	90	PVC
conduite 1	53.75	160	PVC
conduite 2	196.1	160	PVC
conduite 3	170.92	90	PVC
conduite 4	28.55	90	PVC
conduite 5	147.33	110	PVC
conduite 6	59.57	110	PVC
conduite 8	23.21	60	PVC
conduite 9	25	60	PVC
conduite 10	276.79	200	PVC
conduite 11	50.34	110	PVC
conduite 13	40.58	160	PVC
conduite 14	42.58	160	PVC
conduite 15	160.03	160	PVC
conduite 17	89.02	60	PVC
conduite 18	114.85	90	PVC
conduite 19	44.18	60	PVC
conduite 20	59	90	PVC
conduite 21	29.11	60	PVC
conduite 22	27.09	60	PVC
conduite 25	19.49	60	PVC
conduite 27	133.42	60	PVC
conduite 29	212.2	90	PVC
conduite 31	68.14	60	PVC
conduite 32	27.77	110	PVC
conduite 34	200.1	60	PVC
conduite 35	100	200	PVC
conduite 36	209.28	60	PVC
conduite 37	53.53	90	PVC
conduite 38	63.43	90	PVC
conduite 39	133.07	90	PVC
conduite 40	45.69	110	PVC
conduite 41	171.66	110	PVC
conduite 42	31.38	110	PVC

Tableau III.3 : Description du réseau de distribution existant (suite)

conduite 43	43.2	110	PVC
conduite 44	52.25	110	PVC
conduite 49	19.85	100	PVC
conduite 50	48.03	100	PVC
conduite 51	20.9	200	acier
conduite 52	324.48	200	PVC
conduite 53	32	100	PVC
conduite 54	109.59	200	acier
conduite 55	29.66	200	acier
conduite 56	101.08	110	PVC
conduite 57	89.5	200	PVC
conduite 58	137.28	110	PVC
conduite 59	40.53	60	PVC
conduite 60	49.44	160	PVC
conduite 61	214.58	200	acier
conduite 7	25.1	100	PVC
conduite 16	196.49	60	PVC
conduite 23	105.84	110	PVC
conduite 24	3.1	100	PVC
conduite 26	2.4	100	PVC
conduite 28	31.15	100	PVC
conduite 30	183.86	160	PVC
conduite 12	82	60	PVC
conduite 33	125	60	PVC

Conclusion

Dans ce chapitre on a présenté le système d'AEP existant de Boussehra et les équipements qui le forme en passant par un diagnostic physique effectué sur le terrain sur les adductions ,les ouvrages de stockages, les stations de pompages et le réseau de distributions .

Nous avons remarqué que le PVC et l'acier sont les matériaux utilisés pour la plupart des équipements.

Cela aussi peut nous donner une idée de si le nombre d'équipement est suffisant ou pas et nous avons clairement remarqué un nombre significatif d'équipement dans le système existant.

Chapitre IV : Diagnostic du réseau d' AEP existant

Introduction

Pour améliorer l'alimentation en eau potable de la localité de Bussedra dans la wilaya d'Annaba une étude de diagnostic du système d'AEP doit être réalisée afin d'établir un constat sur l'état du réseau ainsi sur les conditions de son fonctionnement de ce dernier. Autrement dit le but de cette étude est de mettre en évidence les défaillances du système d'AEP et de concevoir des améliorations pour lui permettre un fonctionnement optimum.

Un diagnostic physique et autre hydraulique sont nécessaires pour concrétiser le but attendu.

IV.1 diagnostic physique

Le diagnostic physique représente des enquêtes de terrain sur l'état physique des différents points d'alimentations en eau, des ouvrages de stockages, des infrastructures de pompes, des conduites d'adductions, des réseaux de distributions, ainsi que les ouvrages en lignes et leurs équipements ainsi que toutes les composantes du système, afin de parvenir à cerner les différents problèmes et points noirs et enfin déterminer la démarche appropriée pour une meilleure conception sur le plan technico-économique du système en étude.

Cette opération a été couverte par une enquête photographique, faisant ressortir la quasi-totalité des équipements et infrastructures d'alimentation en eau potable, particulièrement les points faibles et les zones sensibles du réseau, comme le montre le reportage photographique suivant :

IV.1.1 diagnostic physique de surpresseur d'El-Bouni

Comme nous avons dit auparavant le surpresseur d'El-Bouni alimente le réservoir 2*2000m3 d'El-Bouni avec une conduite DN300 mm en acier.

La station dispose d'une clôture en dure et en bon état, sauf l'accès de cette dernière en très mauvais état ; néanmoins, Il est nécessaire d'aménager une piste d'accès de 3m de largeur sur un linéaire de 3 m.



Figure IV.1 : Vue à l'extérieur de la clôture du surpresseur d'El-Bouni centre.

(DRE Annaba, Mars 2018)

Pour la chambre de surpresseur d'El-Bouni centre Les équipements sont en bon état sauf que les deux pompes sont en panne.

Il est à noter la nécessité de l'exécution des travaux de réparation des deux pompes.

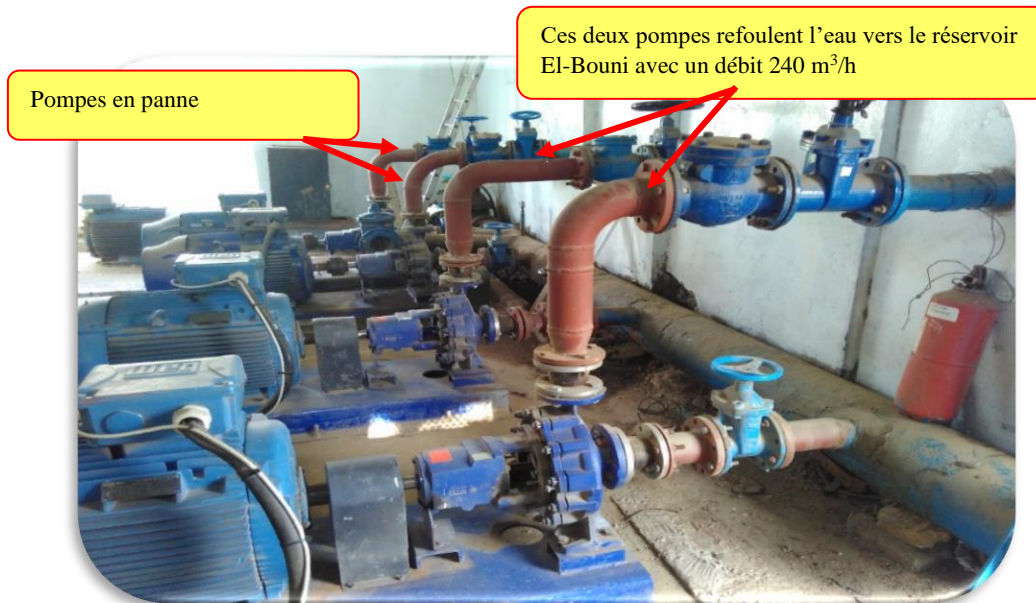


Figure IV.2 : Vue à l'intérieure de la chambre du surpresseur de El-Bouni centre (DRE Annaba, Mars 2018)

Nous avons enregistré un état de corrosion très avancé des conduites ; la conduite d'amenée est percée ce qui provoque la présence d'une fuite d'eau.

Cette situation nécessite une intervention urgente de réparation des conduites et des travaux d'entretien ou de réhabilitation.

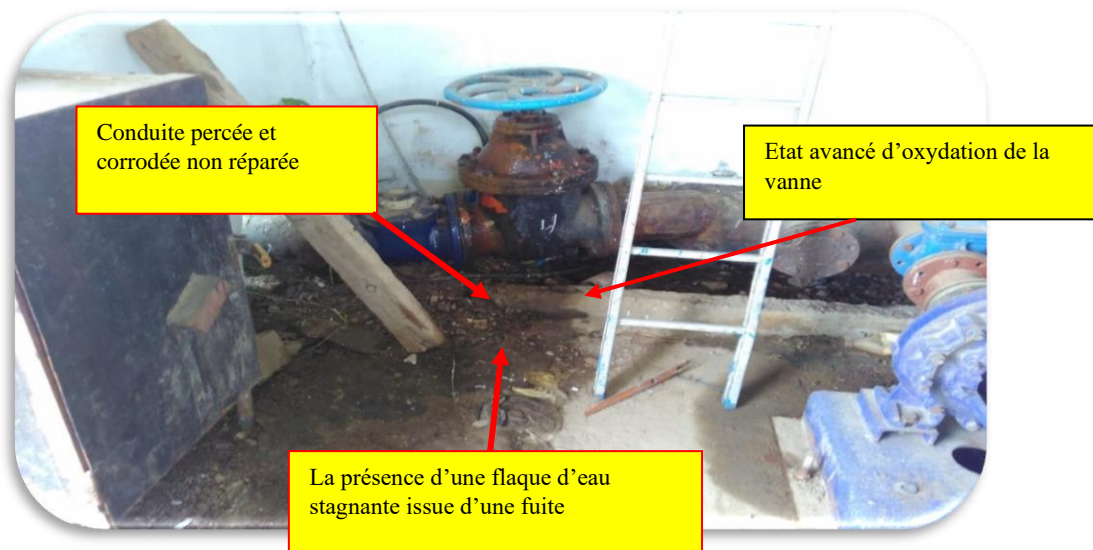


Figure IV.3 : Vue à l'intérieure de la chambre de surpresseur (DRE Annaba, Mars 2018)

IV.1.2 diagnostic physique de la station de pompage de Boussedra

La station dispose deux réservoirs de capacité 2*2000 m³ en bon état.

L'infrastructure est en bon état et par conséquent elle est à maintenir.



Figure IV.4 : Vue à l'intérieure de la station de pompage Boussedra.
(DRE Annaba, Mars 2018)

Les équipements de la chambre des pompes sont en bon état donc à maintenir.

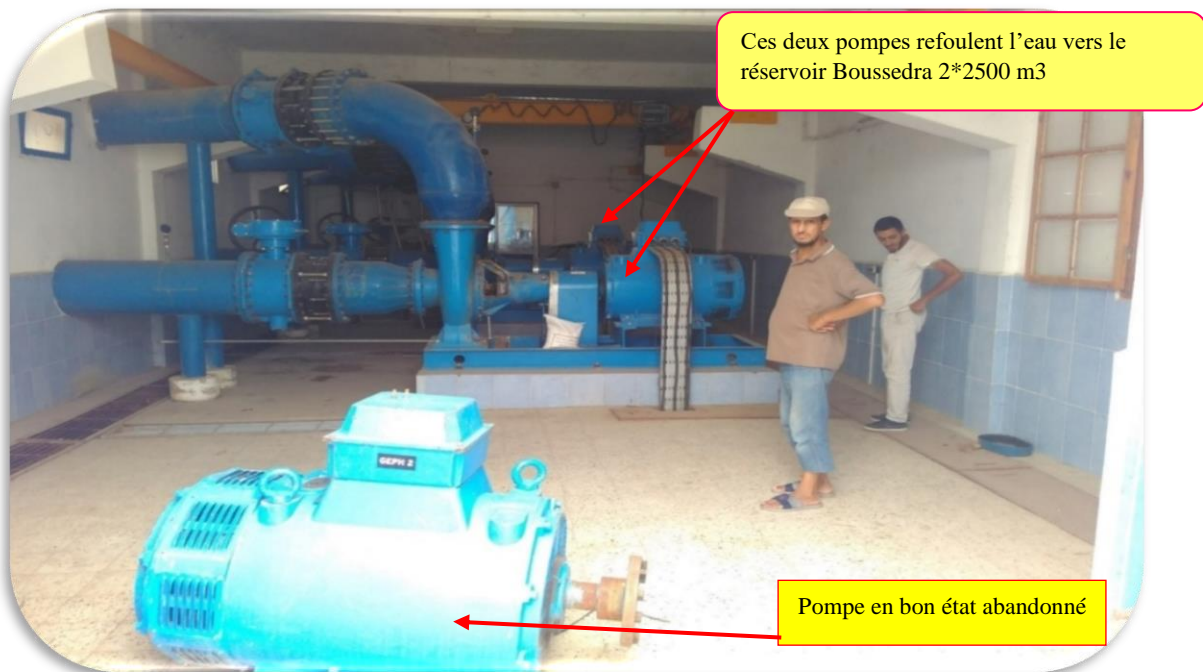


Figure IV.5 : photo à l'intérieure de la chambre des pompes (DRE Annaba, Mars 2018)

Les conduites DN 700 mm arrivées à partir de station de traitement chaibba vers la station de pompage Bussedra, et DN 500 mm à partir de cette station vers le réservoir 2*2500 m³ sont en bon état ainsi le réservoir anti bélier donc à maintenir.



Figure IV.6 : la conduite DN 700 mm et DN 500 mm (DRE Annaba, Mars 2018)

À l'extérieur de la chambre des pompes une corrosion remarquable de la conduite DN700 mm, aussi il y a une dégradation de peinture de mur.

Des travaux d'entretien et de peinture de la conduite ainsi le mur s'avèrent nécessaires.



Figure IV.7 : Vue à l'extérieur de la chambre des pompes (la conduite DN700 mm)
(DRE Annaba, Mars 2018)

À l'intérieure de la chambre des vannes Les équipements sont en bon état.

Juste Il faut avoir des flèches d'indication de sens de l'écoulement et des significations pour chaque conduite.

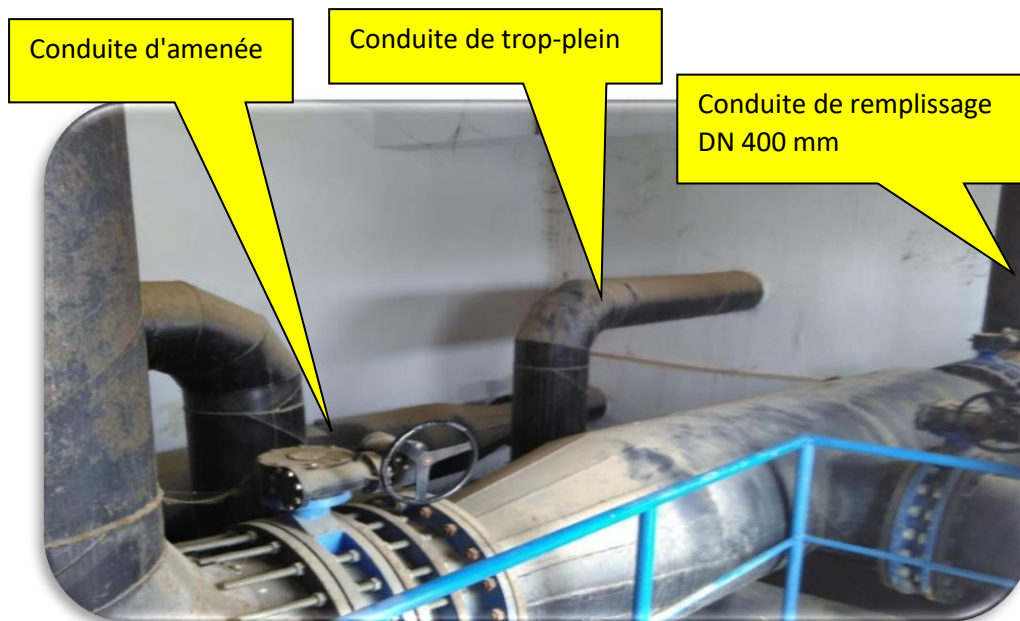


Figure IV.8 : Vue à l'intérieure de la chambre des vannes.
(DRE Annaba, Mars 2018)

À l'intérieure de la chambre des vannes nous avons remarqué aussi L'existence de l'eau sur le radier, provenant des fuites des accessoires qui sont mal entretenus.

La station de pompage de Bussedra nécessite la réparation des fuites et les accessoires pour la sauvegarde de l'infrastructure.

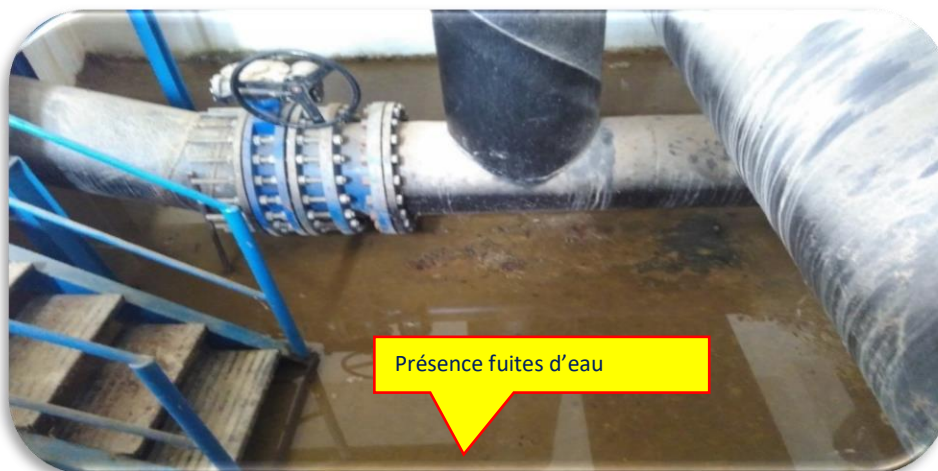


Figure IV.9 : Vue à l'intérieure de la chambre des vannes.
(DRE Annaba, Mars 2018)

Le réservoir 2000 m³ de la station de pompage Bussedra est en bon état et bien aménagé.

Des interventions de la reprise de la peinture des parois extérieur des réservoirs s'avère nécessaires du point de vue esthétique



Figure IV.10 : Vue à l'extérieur du réservoir 2000 m³ (DRE Annaba, Mars 2018)

Le groupe électrogène de la station de pompage Bousseadra de capacité 650 KVA est en bon état. Le groupe est à maintenir.



Figure IV.11 : Vue à l'extérieur de groupe électrogène de la station de pompage Bousseadra (DRE Annaba, Mars 2018)

IV.1.3 diagnostic physique des réservoirs 2*2500m³ Bousseadra

Les deux réservoirs 2500 M³, de Bousseadra sont en très mauvais état, souffre d'importantes fissurations au niveau des parois.

D'où la nécessité d'une expertise par un organisme habilité et compétent en la matière en urgence.

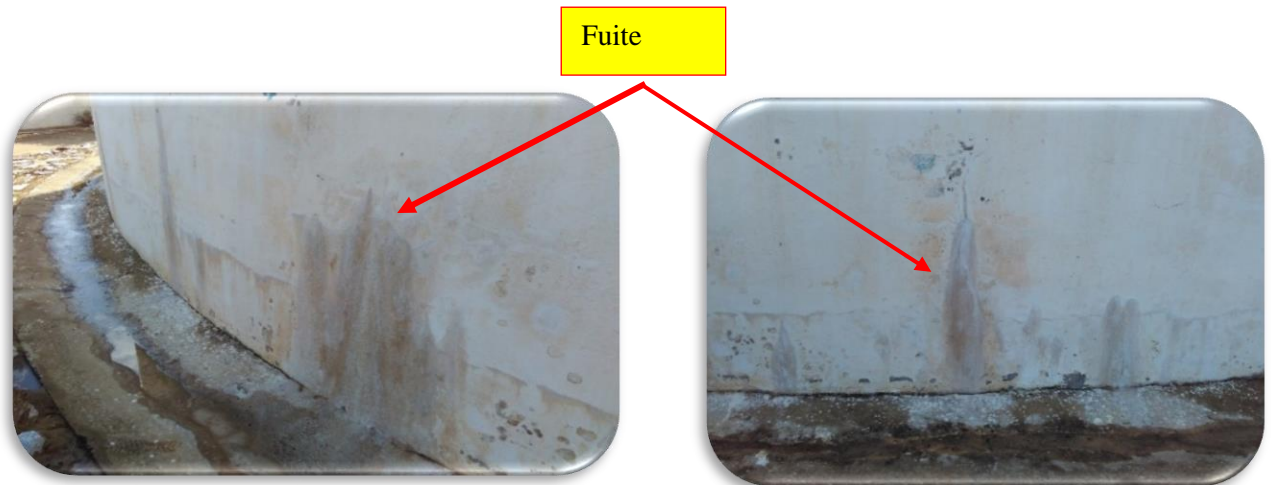


Figure IV.12 : photo à l'extérieur du réservoir 2500 M3, de Boussedra (DRE Annaba, Mars 2018)

La conduite d'adduction par refoulement, en acier enrobé de DN 500 mm, Alimentant le réservoir Boussedra 2*2500 m3 à partir de la station de pompage de Boussedra.

Cette conduite déterrée près du réservoir 2*2500 m3, se trouve à l'air libre avec une dégradation d'enrobage remarquables.

Cette situation est non acceptable du point de vue technique et réglementaire et par conséquent, elle nécessite des opérations de réfections et réhabilitation en urgence.



Figure IV.13 : la conduite d'adduction DN 500 mm (DRE Annaba, Mars 2018)

À l'intérieure de la chambre des vannes Les équipements sont en bon état.

Il faut avoir des flèches d'indication de sens de l'écoulement et des significations pour chaque conduite.

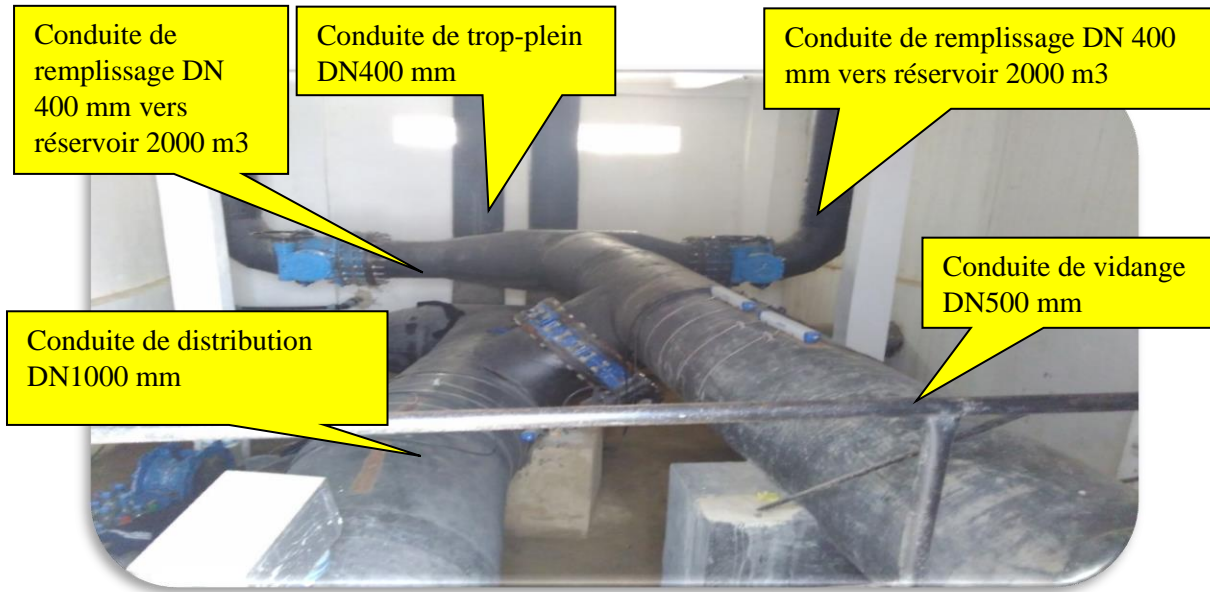


Figure IV.14 : Vue à l'intérieure de la chambre des vannes.
(DRE Annaba, Mars 2018)

Nous avons remarqué aussi à l'intérieure de la chambre des vannes L'existence de l'eau sur le radier, provenant des fuites des accessoires qui sont mal entretenus.

Il est nécessaire de réparer les fuites et les accessoires pour la sauvegarde de l'infrastructure.



Figure IV.15 : Vue à l'intérieure de la chambre des vannes.
(DRE Annaba, Mars 2018)

À l'intérieure de la cuve 2500 m3 nous avons enregistré la corrosion de la conduite de trop-plein et celle de l'échelle métallique.

Donc une rénovation de la conduite de trop plein ainsi de l'échelle s'avèrent nécessaires.

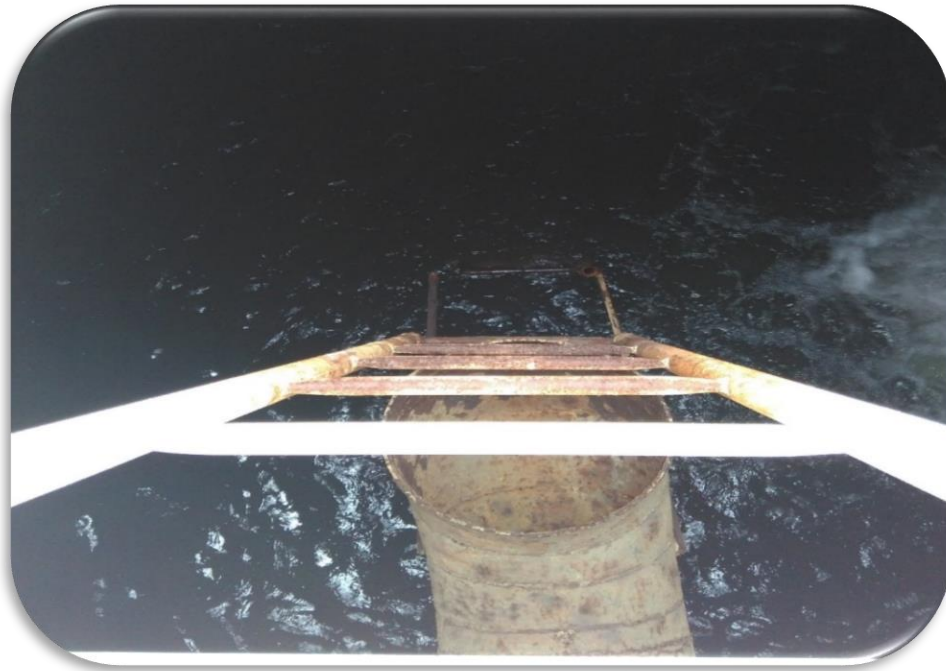


Figure IV.16 : Vue à l'intérieure de la cuve 2500 m³.
(DRE Annaba, Mars 2018)

IV.1.3 diagnostic physique des réservoirs 2*2000m³ d'El-Bouni

Le réservoir en béton armé de capacité 2*2000 m³, recevant l'eau de la station de 2*2500 m³ d'une conduite de DN800mm en PEHD.

Cet ouvrage est en très mauvais état à l'exception de l'aménagement extérieur et dégradation de la peinture.

Cet ouvrage se trouve dans une situation extérieur unaccéptable ; néanmoins, des interventions telles que l'aménagement de l'extérieur de l'assiette ainsi que la peinture des parois extérieur du résevoir s'avère nécessaires du point de vue esthétique.

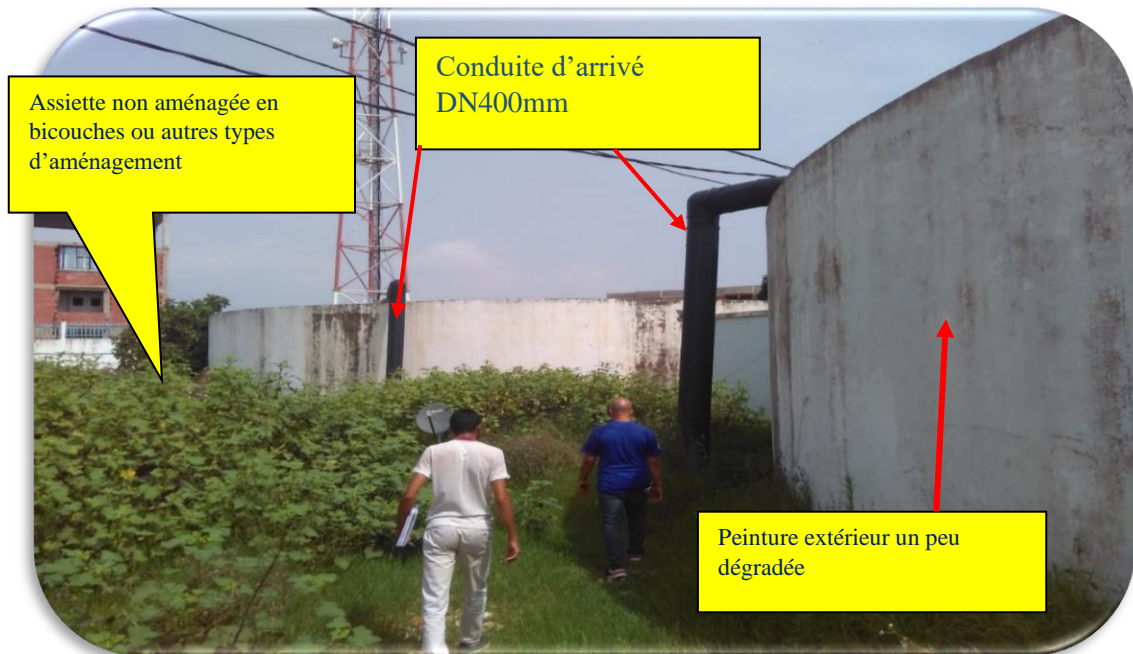


Figure IV.17 : Vue à l'extérieur du réservoir 2*2000 m3 (DRE Annaba, Mars 2018)

Les vannes à l'intérieur du réservoir El-Bouni 2x2000 m3 n'ont pas des regards de vannes, des déchets et des pierres sont autour des vannes ; les conduites déterrées et sans remblaiement, Les règles techniques de poses sont totalement absentes et le système de manœuvre est endommagé.

Cette situation est non acceptable du point de vue technique et réglementaire et par conséquent, elle nécessite des opérations de réfections et réhabilitation en urgence telle que la protection des conduites et les vannes par un regard et l'équipée par un système de manœuvre par volant.



Figure IV.18 : vannes du réservoir 2*2000 m3 (DRE Annaba, Mars 2018)

À l'intérieure la chambre de vannes du réservoir 2*2000 m³ La vanne papion DN300 mm est en mauvais état, Volon cassé et difficile de manœuvre.

Cette situation nécessite une intervention urgente pour le changement de la vanne.



Figure IV.19 : Vue à l'intérieure de la chambre de vannes du réservoir 2*2000 m³.

(DRE Annaba, Mars 2018)

À l'intérieur de la chambre des vannes du réservoir El-Bouni 2*2000 m³ La chambre se trouve en mauvais état ; Les équipements et accessoires de la conduite DN200 mm de distribution vers localité Boussedra et la conduite de vidange se trouvent dans un état de corrosion peu avancé, la chambre est mal entretenue et aussi encombrée.

La chambre des vannes nécessite une rénovation de tous les équipements et les conduites ainsi la réparation des murs. Néanmoins ; il faut avoir des flèches d'indication de sens de l'écoulement et des significations pour chaque conduite.

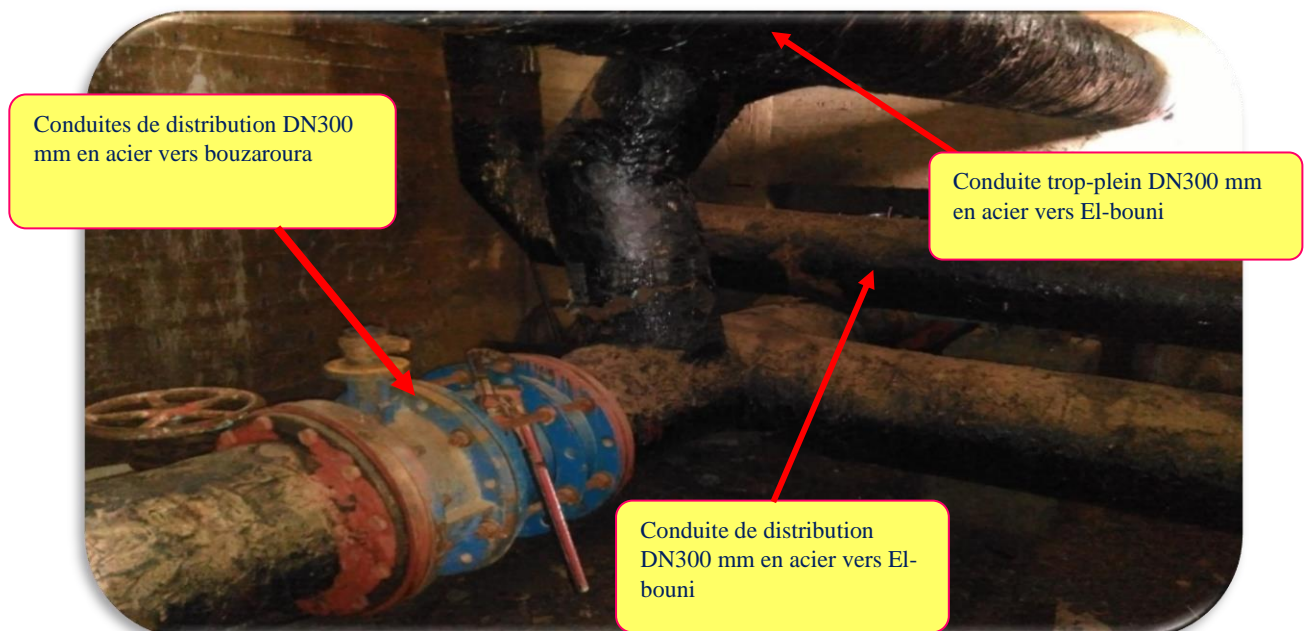


Figure IV.20 : photo à l'intérieure de la chambre des vannes du réservoir El-Bouni 2*2000 m³ (DRE Annaba, Mars 2018)



Figure IV.21 : photo à l'intérieur de la chambre des vannes du réservoir El-Bouni 2*2000 m³ (DRE Annaba, Mars 2018)

À l'intérieure de la cuve 2000 m³ la corrosion de la conduite de trop-plein et celle de l'échelle métallique.

donc une rénovation de la conduite de trop plein ainsi de l'échelle s'avèrent nécessaires.



Figure IV.22 : Vue à l'intérieure de la cuve 2000 m³ (DRE Annaba, Mars 2018)

IV.1.3 diagnostic physique du réseau de distribution

Notre réseau fut réalisé dans les années 80, il se compose de canalisations en PVC et quelque tronçon en acier, il est dans un état désastreux en raison de la souffrance de la plupart des conduites de problème de fuites.

A titre d'exemple la fuite sur la conduite de distribution DN 160 mm en PVC.

Une flaqué d'eau de fuite à la conduite DN 160 mm PVC. Cette situation constitue un grand danger pour la santé publique.

Cette situation est alarmante et par conséquent elle nécessite la prise en charge en urgence par des opérations de réfections.



Figure IV.23 : photo de fuite sur la conduite de distribution DN 160 mm en PVC
(DRE Annaba, Mars 2018)

Une autre fuite sur la conduite de distribution de DN 110 mm en PVC.

La présence d'une flaqué d'eau stagnante est résultante d'une fuite sur la conduite de distribution suite aux piquages illicites constitue un danger énorme, pour la santé publique et cette suite aux risques de propagation des épidémies, liées aux maladies à transmissions hydriques.

Une intervention des services gestionnaires est impérative, voir même urgente, pour la suppression des piquages illicites et la réparation de cette fuite et écarter toutes sortes de risques des MTH et même de gaspillage d'eau, qui devient de plus en plus une ressource rare.



Figure IV.24 : fuite sur la conduite de distribution DN 110 mm en PVC.

(DRE Annaba, Mars 2018)

Une flaque d'eau de fuite stagnante à cote de la conduite de distribution DN 60 mm.

La présence de cette flaque d'eau stagnante est résultante d'une fuite sur la conduite de distribution qui provoque un danger énorme pour la santé publique (risques de propagation des épidémies, liées aux maladies à transmissions hydriques).

Une intervention des services gestionnaires est impérative, pour la réparation de cette fuite et écarter toutes sortes de risques des MTH et même de gaspillage d'eau.



Figure IV.25 : fuite à cote de la conduite de distribution DN 60 mm (DRE Annaba, Mars 2018)

Une autre fuite sur la conduite de distribution en DN 60 mm en PVC.

Nous avons remarqué une grande flaque d'eau sur la conduite de DN 60 mm. Cette situation constitue un grand danger pour la santé publique et ce par les risques des épidémies liées aux maladies à transmissions hydriques –MTH, donc elle nécessite la prise en charge en urgence par des opérations de réfections.



Figure IV.26 : photo d'une fuite sur la conduite de distribution DN 60 mm en PVC (DRE Annaba, Mars 2018)

Remarque : la majorité des conduites du réseau ont le problème de fuites.

IV.2 diagnostic hydraulique

Après le calcul des besoins en eau (chapitre II), nous allons procéder à une simulation du comportement hydraulique du réseau de distribution à l'horizon actuel avec le logiciel **EPANET**. On va vérifier la fiabilité de notre réseau c.à.d. déterminer les vitesses et les pressions dans le réseau à l'état actuel. Pour cela, nous allons tout d'abord calculer les débits aux nœuds et les débits en route pour chaque tronçon.

IV.2.1 Description du logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une

durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau.

EPANET a pour objectif une meilleure compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse des systèmes de distribution. En voici quelques exemples : définition d'un programme de prélèvement d'échantillons, calage d'un modèle hydraulique, simulation du chlore résiduel, et estimation de l'exposition de la population à une substance. EPANET offre une aide à la recherche de stratégies alternatives pour gérer le réseau, comme par exemple :

- utilisation en alternance des différentes ressources du système,
- modifier le régime de pompage ou de marnage des réservoirs,
- préciser l'usage des stations de rechloration (ou autres retraitements) en réseau,
- planifier l'entretien et le remplacement de certaines canalisations

IV.2.2 Détermination des débits

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

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau.
- On calcule le débit en route pendant heure de pointe.
- On détermine le débit spécifique en considérant le débit en route.

IV.2.2.1 Cas de pointe

D'après le tableau **II.14** (chapitre II) de la consommation horaire de notre agglomération

$$Q_{pte} = 95.31 \text{ m}^3/\text{h} = 26.47 \text{ L/s}$$

Q_{pte} : Débit de Pointe de consommation

a. Débit route

Le débit route est estimé de la manière suivante :

$$Q_{rte} = Q_{pte} - \sum Q_{cc} \quad (\text{IV.1})$$

Avec : $\sum Q_{cc} = \sum Q_{ind} = 0$.

$$\text{Donc : } Q_{rte} = Q_{pte} = 26.47 \text{ L/s}$$

b. Débit spécifique

$$q_{sp} = Q_{route} / \sum L \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

$\sum L$: La somme des longueurs des tronçons qui assurent le service en route.

$$\sum L_i = 9090.19 \text{ ml.}$$

Application numérique : $q_{sp} = 26.47 / 9090.19 = 0,00291193 \text{ l/s/ml}$.

c. Calcul du Débit route pour chaque tronçon

On utilise l'expression suivante :

$$Q_{rte,i} = q_{sp} \times L_i \quad (\text{IV.3})$$

Avec : q_{sp} : Débit spécifique en l/s.ml

L_i : Longueur du tronçon de l'ordre i

d. Calcul du Débit nodal

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud alimentant la population

répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, ils sont déterminés par la formule suivante :

$$Q_{ni} = 0,5 * \Sigma Q_r \quad (IV.4)$$

Où : Q_{ni} : Débit au nœud.

ΣQ_r : Somme des débits en route des tronçons reliant au nœud i.

Le tableau ci-dessous présente les valeurs des débits routes et aux nœuds dans notre réseau :

Tableau IV.1 Calcul des débits nodaux du réseau actuel.

N° du nœud	tronçon	longueur(m)	Qsp (l/s/ml)	Qr (l/s)	$0,5 \Sigma Q_r$ (l/s)
n1	p41	472,1	0,00291193	1,37	0,82
	57	89,5		0,26	
n3	p11	65,3		0,19	0,44
	56	101,1		0,29	
	58	137,3		0,40	
n4	p3	330,2		0,96	0,55
	p52	50,9		0,15	
n5	p3	330,2		0,96	0,64
	p36	31,3		0,09	
	p51	81,0		0,24	
n6	p4	27,9		0,08	0,40
	p52	50,9		0,15	
	p53	196,0		0,57	
n7	p4	27,9		0,08	0,23
	p46	31,7		0,09	
	p47	97,3		0,28	
n8	p5	115,6		0,34	0,39
	6	59,6		0,17	
	p44	41,6		0,12	
	60	49,4		0,14	
n9	p5	115,6	0,34	0,71	
	11	50,3	0,15		
	52	324,5	0,94		
n10	1	53,8	0,16	0,45	
	2	196,1	0,57		
	p6	57,3	0,17		
n11	3	170,9	0,50	0,54	
	p6	57,3	0,17		
	p7	142,7	0,42		
n12	3	170,9	0,50	0,50	
	4	28,6	0,08		
	p7	142,7	0,42		
n13	1	53,8	0,16	0,20	
	p36	31,3	0,09		
	60	49,4	0,14		

Tableau IV.1 Calcul des débits nodaux du réseau actuel (suite)

n14	p8	288,7	0,84	0,66
	p9	64,5	0,19	
	p47	97,3	0,28	
n15	p9	64,5	0,19	0,09
n17	p11	65,3	0,19	0,45
	p14	111,0	0,32	
	39	133,1	0,39	
n18	37	53,5	0,16	0,36
	38	63,4	0,18	
	39	133,1	0,39	
n20	31	68,1	0,20	0,22
	32	27,8	0,08	
	37	53,5	0,16	
n22	p14	111,0	0,32	0,33
	38	63,4	0,18	
	p82	53,6	0,16	
n23	32	27,8	0,08	0,42
	36	209,3	0,61	
	44	52,3	0,15	
n25	35	200,1	0,58	0,43
	43	43,2	0,13	
	44	52,3	0,15	
n26	35	200,1	0,58	0,66
	55	29,7	0,09	
	p91	220,2	0,64	
n27	7	25,1	0,07	0,15
	42	31,4	0,09	
	43	43,2	0,13	
n30	16	196,5	0,57	0,49
	54	109,6	0,32	
	55	29,7	0,09	
n31	11	50,3	0,15	0,38
	13	40,6	0,12	
	41	171,7	0,50	
n34	28	31,2	0,09	0,07
	49	19,9	0,06	
n35	13	40,6	0,12	0,39
	14	42,6	0,12	
	30	183,9	0,54	
n37	50	48,0	0,14	0,62
	51	20,1	0,06	
	52	324,5	0,94	
	53	32,0	0,09	

Tableau IV.1 Calcul des débits nodaux du réseau actuel (suite)

n39	5	147,3	0,43	0,48
	33	125,0	0,36	
	6	59,6	0,17	
n41	8	23,2	0,07	0,24
	p24	49,5	0,14	
	p62	89,4	0,26	
n42	9	25,0	0,07	0,17
	19	44,2	0,13	
	p24	49,5	0,14	
n43	8	23,2	0,07	0,28
	33	125,0	0,36	
	p25	45,5	0,13	
n44	p26	51,5	0,15	0,13
n45	p69	39,0	0,11	0,07
n46	p26	51,5	0,15	0,20
	9	25,0	0,07	
	p27	81,3	0,24	
n47	p64	30,4	0,09	0,12
n49	p27	81,3	0,24	0,44
	20	59,0	0,17	
	21	29,1	0,08	
n51	29	212,2	0,62	0,38
	18	114,9	0,33	
	19	44,2	0,13	
n52	p30	99,8	0,29	0,15
n54	p30	99,8	0,29	0,28
	21	29,1	0,08	
	22	27,1	0,08	
n55	27	133,4	0,39	0,24
	p32	45,0	0,13	
	p70	57,6	0,17	
n56	p93	58,8	0,17	0,37
	12	82,0	0,24	
	17	89,0	0,26	
	p32	45,0	0,13	
n59	p71	36,1	0,11	0,18
	22	27,1	0,08	
	59	40,5	0,12	
n61	p93	58,8	0,17	0,14
	25	19,5	0,06	
	p35	37,8	0,11	
n62	59	40,5	0,12	0,06
	p35	37,8	0,11	

Tableau IV.1 Calcul des débits nodaux du réseau actuel (suite)

n63	18	114,9	0,33	0,33
	20	59,0	0,17	
	p37	50,8	0,15	
n64	p37	50,8	0,15	0,71
	p54	128,7	0,37	
	p55	305,4	0,89	
n66	23	105,8	0,31	0,34
	51	20,9	0,06	
	54	109,6	0,32	
n67	10	276,8	0,81	0,58
	p44	41,6	0,12	
	p51	81,0	0,24	
n69	10	276,8	0,81	0,71
	p40	213,4	0,62	
n70	p40	213,4	0,62	1,04
	p41	472,1	1,37	
	53	32,0	0,09	
n74	2	196,1	0,57	0,37
	4	28,6	0,08	
	p46	31,7	0,09	
n78	p53	196,0	0,57	0,63
	p54	128,7	0,37	
	p60	106,3	0,31	
n79	40	45,7	0,13	0,61
	p55	305,4	0,89	
	p98	65,1	0,19	
n81	5	147,3	0,43	0,41
	p60	106,3	0,31	
	p64	30,4	0,09	
n83	p62	89,4	0,26	0,29
	p63	70,3	0,20	
	p71	36,1	0,11	
n84	41	171,7	0,50	0,40
	42	31,4	0,09	
	p63	70,3	0,20	
n89	p69	39,0	0,11	0,06
n90	p70	57,6	0,17	0,08
n91	17	89,0	0,26	0,13
n108	40	45,7	0,13	0,34
	58	137,3	0,40	
	p82	53,6	0,16	
n110	36	209,3	0,61	0,60
n113	14	42,6	0,12	0,55

Tableau IV.1 Calcul des débits nodaux du réseau actuel (suite)

	15	160,0	0,47	
	p85	172,7	0,50	
n114	49	19,9	0,06	0,35
	50	48,0	0,14	
	p85	172,7	0,50	
n121	56	101,1	0,29	0,60
	57	89,5	0,26	
	p91	220,2	0,64	
n123	27	133,4	0,39	0,19
n127	25	19,5	0,06	0,12
	p96	62,4	0,18	
n128	p96	62,4	0,18	0,09
n131	29	212,2	0,62	0,50
	31	68,1	0,20	
	p98	65,1	0,19	
2	7	25,1	0,07	0,33
	16	196,5	0,57	
	24	3,1	0,01	
3	23	105,8	0,31	0,16
	24	3,1	0,01	
	26	2,4	0,01	
4	26	2,4	0,01	0,32
	28	31,2	0,09	
	30	183,9	0,54	
5	12	82,0	0,24	0,12

IV.2.2.1.1 résultats de la simulation hydraulique du réseau horizon actuel

a. Les charges et les pressions

Les charges et les pressions dans le réseau de distribution calculé en utilisant l'EPANET sont données dans le tableau suivant

Tableau IV.2 charges et pressions dans le réseau existant en cas de pointe

nœuds	Elévation (m)	demande (l/s)	charge (m.c.e)	pression (m.c.e)
Junc n1	33.9	0.82	95.09	61.19
Junc n3	32.8	0.44	94.99	62.19
Junc n4	12	0.55	95.05	83.05
Junc n5	22.6	0.64	95.09	72.49
Junc n6	10.8	0.39	95.05	84.25
Junc n7	13	0.23	95.05	82.05
Junc n8	22.6	0.38	95.09	72.49
Junc n9	50	0.7	95.08	45.08

Tableau IV.2 charges et pressions dans le réseau existant en cas de pointe (suite)

Junc n10	21.4	0.44	95.07	73.67
Junc n11	15.5	0.53	95.06	79.56
Junc n12	12.5	0.49	95.05	82.55
Junc n13	20.4	0.19	95.09	74.69
Junc n14	4.8	0.65	95.05	90.25
Junc n15	7.2	0.09	95.05	87.85
Junc n17	43.5	0.44	94.99	51.49
Junc n18	34.2	0.36	94.99	60.79
Junc n20	31.5	0.21	95.00	63.50
Junc n22	25.1	0.33	94.97	69.87
Junc n23	35.5	0.42	95.01	59.51
Junc n25	37.7	0.42	95.06	57.36
Junc n26	58.4	0.65	95.06	36.66
Junc n27	37.5	0.14	95.05	57.55
Junc n30	53.8	0.48	95.07	41.27
Junc n31	47.6	0.38	95.06	47.46
Junc n34	46.8	0.07	95.06	48.26
Junc n35	53.3	0.38	95.06	41.76
Junc n37	58.9	0.61	95.07	36.17
Junc n39	19	0.48	95.04	76.04
Junc n41	27	0.23	94.93	67.93
Junc n42	19.2	0.17	94.93	75.73
Junc n43	27.5	0.28	94.93	67.43
Junc n44	23.3	0.13	94.92	71.62
Junc n45	28.1	0.07	94.91	66.81
Junc n46	18	0.2	94.94	76.94
Junc n47	11	0.12	94.93	83.93
Junc n49	17.1	0.43	94.90	77.80
Junc n51	15.3	0.37	94.91	79.61
Junc n52	17	0.14	94.90	77.90
Junc n54	20.5	0.27	94.83	74.33
Junc n55	20.3	0.23	94.82	74.52
Junc n56	26.3	0.36	94.86	68.56
Junc n59	23.7	0.18	94.82	71.12
Junc n61	27.8	0.14	94.80	67.00
Junc n62	27	0.05	94.80	67.80
Junc n63	14	0.32	94.91	80.91
Junc n64	11.1	0.7	94.94	83.84
Junc n66	58.3	0.34	95.07	36.77
Junc n67	24.8	0.57	95.11	70.31
Junc n69	70.2	0.7	95.35	25.15

Tableau IV.2 charges et pressions dans le réseau existant en cas de pointe (suite)

Junc n70	66	1.03	95.19	29.19
Junc n74	15.5	0.37	95.05	79.55
Junc n78	10.5	0.62	94.98	84.48
Junc n79	16.2	0.6	94.95	78.75
Junc n81	15.5	0.41	94.98	79.48
Junc n83	33.6	0.28	94.97	61.37
Junc n84	38.5	0.39	95.04	56.54
Junc n89	18.4	0.06	94.91	76.51
Junc n90	19.7	0.08	94.82	75.12
Junc n91	22.4	0.13	94.85	72.45
Junc n108	20.7	0.34	94.96	74.26
Junc n110	51.1	0.59	94.78	43.68
Junc n113	60	0.54	95.06	35.06
Junc n114	55	0.35	95.06	40.06
Junc n121	37	0.59	95.07	58.07
Junc n123	24	0.19	94.81	70.81
Junc n127	30.5	0.12	94.79	64.29
Junc n128	32	0.09	94.79	62.79
Junc n131	19.7	0.5	94.94	75.24
Junc 2	40.6	0.32	95.06	54.46
Junc 3	40.2	0.16	95.06	54.86
Junc 4	40.2	0.31	95.06	54.86
Junc 5	31.6	0.12	94.85	63.25

b. Vitesses et pertes de charges**Tableau IV.3** Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant en cas de pointe

tronçons	longueur (m)	diamètre (mm)	débit (l/s)	vitesse (m/s)	perte de charge (m/km)
conduite p3	330.2	110	-0,92	0,1	0,13
conduite p4	27.87	160	-1,62	0,08	0,06
conduite p5	115.6	200	3,54	0,11	0,08
conduite p6	57.3	90	0,88	0,14	0,32
conduite p7	142.7	60	0,11	0,04	0,04
conduite p8	288.7	100	0,72	0,09	0,14
conduite p9	64.54	60	0,09	0,03	0,03
conduite p11	65.34	200	0,91	0,03	0,01
conduite p14	111	60	0,21	0,07	0,18
conduite p24	49.47	60	0,12	0,04	0,04

Tableau IV.3 Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant en cas de pointe (suite)

conduite p25	45.45	60	0,26	0,09	0,27
conduite p26	51.45	60	0,07	0,02	0,02
conduite p27	81.25	60	0,12	0,04	0,04
conduite p30	99.78	60	0,14	0,05	0,07
conduite p32	45.02	60	-0,47	0,17	0,74
conduite p35	37.83	60	0,05	0,02	0,02
conduite p36	31.32	200	-5,1	0,16	0,16
conduite p37	50.78	90	-1,18	0,19	0,53
conduite p40	213.36	200	12,09	0,38	0,72
conduite p41	472.1	200	6,29	0,2	0,22
conduite p44	41.55	160	-6,07	0,3	0,61
conduite p46	31.7	160	-1,87	0,09	0,08
conduite p47	97.25	100	-0,02	0	0
conduite p51	81	200	-6,67	0,21	0,25
conduite p52	50.91	110	-0,37	0,04	0,03
conduite p53	196	110	-1,6	0,17	0,35
conduite p54	128.7	110	-1,51	0,16	0,32
conduite p55	305.4	110	0,37	0,04	0,03
conduite p60	106.3	110	0,53	0,06	0,05
conduite p62	89.44	60	-0,37	0,13	0,48
conduite p63	70.25	90	-1,73	0,27	1,03
conduite p64	30.41	60	-0,7	0,25	1,47
conduite p69	39.02	60	0,06	0,02	0,02
conduite p70	57.6	60	0,08	0,03	0,03
conduite p71	36.07	60	-1,08	0,38	3,12
conduite p82	53.55	90	0,64	0,1	0,18
conduite p85	172.7	160	-0,45	0,02	0,01
conduite p91	220.2	200	-2,29	0,07	0,04
conduite p93	58.81	60	-0,16	0,06	0,1
conduite p96	62.35	60	0,09	0,03	0,03
conduite p98	65.13	90	-0,57	0,09	0,15
conduite 1	53.75	160	3,7	0,18	0,25
conduite 2	196.1	160	2,38	0,12	0,12
conduite 3	170.92	90	-0,24	0,04	0,03
conduite 4	28.55	90	0,14	0,02	0,01
conduite 5	147.33	110	1,64	0,17	0,36
conduite 6	59.57	110	2,64	0,28	0,84
conduite 8	23.21	60	-0,02	0,01	0,01
conduite 9	25	60	-0,38	0,13	0,51
conduite 10	276.79	200	13,31	0,42	0,85
conduite 11	50.34	110	1,73	0,18	0,4

Tableau IV.3 Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant en cas de pointe (suite)

conduite 13	40.58	160	-0,64	0,03	0,01
conduite 14	42.58	160	0,01	0	0
conduite 15	160.03	160	0,1	0	0
conduite 17	89.02	60	0,13	0,05	0,05
conduite 18	114.85	90	-0,18	0,03	0,01
conduite 19	44.18	60	0,33	0,12	0,39
conduite 20	59	90	-0,68	0,11	0,2
conduite 21	29.11	60	-0,88	0,31	2,17
conduite 22	27.09	60	0,42	0,15	0,6
conduite 25	19.49	60	0,21	0,07	0,19
conduite 27	133.42	60	-0,19	0,07	0,16
conduite 29	212.2	90	0,63	0,1	0,18
conduite 31	68.14	60	-0,56	0,2	0,98
conduite 32	27.77	110	-1,63	0,17	0,36
conduite 34	200.1	60	-0,12	0,04	0,04
conduite 35	100	200	-3,69	0,12	0,09
conduite 36	209.28	60	0,59	0,21	1,09
conduite 37	53.53	90	0,86	0,14	0,31
conduite 38	63.43	90	0,76	0,12	0,25
conduite 39	133.07	90	-0,26	0,04	0,04
conduite 40	45.69	110	-1,54	0,16	0,33
conduite 41	171.66	110	0,7	0,07	0,08
conduite 42	31.38	110	-1,41	0,15	0,28
conduite 43	43.2	110	-0,76	0,08	0,1
conduite 44	52.25	110	2,64	0,28	0,84
conduite 49	19.85	100	-0,4	0,05	0,05
conduite 50	48.03	100	-1,2	0,15	0,33
conduite 51	20.9	200	4,08	0,13	0,11
conduite 52	324.48	200	-1,11	0,04	0,01
conduite 53	32	100	-4,78	0,61	3,78
conduite 54	109.59	200	2,78	0,09	0,05
conduite 55	29.66	200	2,18	0,07	0,04
conduite 56	101.08	110	2,59	0,27	0,81
conduite 57	89.5	200	5,47	0,17	0,18
conduite 58	137.28	110	-1,24	0,13	0,22
conduite 59	40.53	60	0,4	0,14	0,55
conduite 60	49.44	160	0,49	0,02	0,01
conduite 61	214.58	200	26,1	0,83	3,04
conduite 7	25.1	100	0,79	0,1	0,16
conduite 16	196.49	60	-0,13	0,04	0,05
conduite 23	105.84	110	-0,96	0,1	0,14

Tableau IV.3 Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant en cas de pointe (suite)

conduite 24	3.1	100	0,99	0,13	0,24
conduite 26	2.4	100	0,19	0,02	0,01
conduite 28	31.15	100	0,23	0,03	0,01
conduite 30	183.86	160	-0,27	0,01	0
conduite 12	82	60	-0,12	0,04	0,04
conduite 33	125	60	0,52	0,18	0,87

IV.2.2.2 Cas de pointe + incendie

Pour ce cas, c'est le même calcul que le cas de pointe mais on doit s'assurer que le débit nécessaire qui est de **17L/s** donné par le réservoir se trouve au point le plus défavorable c.à.d. au nœud **n69** de cote de terrain **70.2m**.

Dans ce cas le débit d'incendie sera considéré comme un débit concentré

$$\text{Donc : } Q_{ni} = 0,5 * \Sigma Q_r + Q_{cc} \quad (\text{IV.5})$$

Donc la demande au niveau des nœuds reste inchangé (la même que celle dans le cas de pointe) sauf au nœud **n69** qui devient :

$$Q_{N^{\circ}69} = 0,71 + 17 = 17,71 \text{ L/s}$$

a. Les charges et les pressions

Les charges et les pressions dans le réseau de distribution calculé en utilisant l'EPANET sont données dans le tableau suivant

Tableau IV.4 charges et pressions dans le réseau existant en cas de pointe+incendie

nœuds	Elévation (m)	demande de base (l/s)	charge (m.c.e)	pression (m.c.e)
Junc n1	33.9	0.82	94.08	60.18
Junc n3	32.8	0.44	93.99	61.19
Junc n4	12	0.55	94.04	82.04
Junc n5	22.6	0.64	94.09	71.49
Junc n6	10.8	0.39	94.04	83.24
Junc n7	13	0.23	94.04	81.04
Junc n8	22.6	0.38	94.08	71.48
Junc n9	50	0.7	94.07	44.07
Junc n10	21.4	0.44	94.07	72.67
Junc n11	15.5	0.53	94.05	78.55
Junc n12	12.5	0.49	94.04	81.54
Junc n13	20.4	0.19	94.08	73.68
Junc n14	4.8	0.65	94.04	89.24
Junc n15	7.2	0.09	94.04	86.84
Junc n17	43.5	0.44	93.99	50.49
Junc n18	34.2	0.36	93.98	59.78
Junc n20	31.5	0.21	94.00	62.50
Junc n22	25.1	0.33	93.96	68.86

Tableau IV.4 charges et pressions dans le réseau existant en cas de pointe+incendie (suite)

Junc n23	35.5	0.42	94.01	58.51
Junc n25	37.7	0.42	94.05	56.35
Junc n26	58.4	0.65	94.06	35.66
Junc n27	37.5	0.14	94.05	56.55
Junc n30	53.8	0.48	94.06	40.26
Junc n31	47.6	0.38	94.05	46.45
Junc n34	46.8	0.07	94.05	47.25
Junc n35	53.3	0.38	94.05	40.75
Junc n37	58.9	0.61	94.07	35.17
Junc n39	19	0.48	94.03	75.03
Junc n41	27	0.23	93.92	66.92
Junc n42	19.2	0.17	93.92	74.72
Junc n43	27.5	0.28	93.92	66.42
Junc n44	23.3	0.13	93.91	70.61
Junc n45	28.1	0.07	93.91	65.81
Junc n46	18	0.2	93.93	75.93
Junc n47	11	0.12	93.93	82.93
Junc n49	17.1	0.43	93.89	76.79
Junc n51	15.3	0.37	93.90	78.60
Junc n52	17	0.14	93.90	76.90
Junc n54	20.5	0.27	93.83	73.33
Junc n55	20.3	0.23	93.82	73.52
Junc n56	26.3	0.36	93.85	67.55
Junc n59	23.7	0.18	93.81	70.11
Junc n61	27.8	0.14	93.79	65.99
Junc n62	27	0.05	93.79	66.79
Junc n63	14	0.32	93.90	79.90
Junc n64	11.1	0.7	93.93	82.83
Junc n66	58.3	0.34	94.07	35.77
Junc n67	24.8	0.57	94.11	69.31
Junc n69	70.2	17.7	94.34	24.14
Junc n70	66	1.03	94.19	28.19
Junc n74	15.5	0.37	94.04	78.54
Junc n78	10.5	0.62	93.97	83.47
Junc n79	16.2	0.6	93.94	77.74
Junc n81	15.5	0.41	93.98	78.48
Junc n83	33.6	0.28	93.96	60.36
Junc n84	38.5	0.39	94.04	55.54
Junc n89	18.4	0.06	93.91	75.51
Junc n90	19.7	0.08	93.82	74.12
Junc n91	22.4	0.13	93.85	71.45

Tableau IV.4 charges et pressions dans le réseau existant en cas de pointe+incendie (suite)

Junc n108	20.7	0.34	93.95	73.25
Junc n110	51.1	0.59	93.78	42.68
Junc n113	60	0.54	94.05	34.05
Junc n114	55	0.35	94.05	39.05
Junc n121	37	0.59	94.07	57.07
Junc n123	24	0.19	93.81	69.81
Junc n127	30.5	0.12	93.79	63.29
Junc n128	32	0.09	93.79	61.78
Junc n131	19.7	0.5	93.93	74.23
Junc 2	40.6	0.32	94.05	53.45
Junc 3	40.2	0.16	94.05	53.85
Junc 4	40.2	0.31	94.05	53.85
Junc 5	31.6	0.12	93.85	62.25

b. Vitesses et pertes de charges

Tableau IV.5 Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant en cas de pointe+incendie

tronçons	longueur (m)	diamètre (mm)	débit (l/s)	vitesse (m/s)	perte de charge (m/km)
conduite p3	330.2	110	-0.92	0.10	0.13
conduite p4	27.87	160	-1.62	0.08	0.06
conduite p5	115.6	200	3.54	0.11	0.08
conduite p6	57.3	90	0.88	0.14	0.32
conduite p7	142.7	60	0.11	0.04	0.04
conduite p8	288.7	100	0.72	0.09	0.14
conduite p9	64.54	60	0.09	0.03	0.03
conduite p11	65.34	200	0.91	0.03	0.01
conduite p14	111	60	0.21	0.07	0.18
conduite p24	49.47	60	0.12	0.04	0.04
conduite p25	45.45	60	0.26	0.09	0.27
conduite p26	51.45	60	0.07	0.02	0.02
conduite p27	81.25	60	0.12	0.04	0.04
conduite p30	99.78	60	0.14	0.05	0.07
conduite p32	45.02	60	-0.47	0.17	0.74
conduite p35	37.83	60	0.05	0.02	0.02
conduite p36	31.32	200	-5.10	0.16	0.16
conduite p37	50.78	90	-1.18	0.19	0.53

Tableau IV.5 Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant en cas de pointe+incendie (suite)

conduite p40	213.36	200	12.09	0.38	0.72
conduite p41	472.1	200	6.29	0.20	0.22
conduite p44	41.55	160	-6.07	0.30	0.61
conduite p46	31.7	160	-1.87	0.09	0.08
conduite p47	97.25	100	-0.02	0.00	0.00
conduite p51	81	200	-6.67	0.21	0.25
conduite p52	50.91	110	-0.37	0.04	0.03
conduite p53	196	110	-1.60	0.17	0.35
conduite p54	128.7	110	-1.51	0.16	0.32
conduite p55	305.4	110	0.37	0.04	0.03
conduite p60	106.3	110	0.53	0.06	0.05
conduite p62	89.44	60	-0.37	0.13	0.48
conduite p63	70.25	90	-1.73	0.27	1.03
conduite p64	30.41	60	-0.70	0.25	1.47
conduite p69	39.02	60	0.06	0.02	0.02
conduite p70	57.6	60	0.08	0.03	0.03
conduite p71	36.07	60	-1.08	0.38	3.12
conduite p82	53.55	90	0.64	0.10	0.18
conduite p85	172.7	160	-0.45	0.02	0.01
conduite p91	220.2	200	-2.29	0.07	0.04
conduite p93	58.81	60	-0.16	0.06	0.10
conduite p96	62.35	60	0.09	0.03	0.03
conduite p98	65.13	90	-0.57	0.09	0.15
conduite 1	53.75	160	3.70	0.18	0.25
conduite 2	196.1	160	2.38	0.12	0.12
conduite 3	170.92	90	-0.24	0.04	0.03
conduite 4	28.55	90	0.14	0.02	0.01
conduite 5	147.33	110	1.64	0.17	0.36
conduite 6	59.57	110	2.64	0.28	0.84
conduite 8	23.21	60	-0.02	0.01	0.01
conduite 9	25	60	-0.38	0.13	0.51
conduite 10	276.79	200	13.31	0.42	0.85
conduite 11	50.34	110	1.73	0.18	0.40
conduite 13	40.58	160	-0.64	0.03	0.01
conduite 14	42.58	160	0.01	0.00	0.00
conduite 15	160.03	160	0.10	0.00	0.00
conduite 17	89.02	60	0.13	0.05	0.05
conduite 18	114.85	90	-0.18	0.03	0.01
conduite 19	44.18	60	0.33	0.12	0.39
conduite 20	59	90	-0.68	0.11	0.20

Tableau IV.5 Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant en cas de pointe+incendie (suite)

conduite 21	29.11	60	-0.88	0.31	2.17
conduite 22	27.09	60	0.42	0.15	0.60
conduite 25	19.49	60	0.21	0.07	0.19
conduite 27	133.42	60	-0.19	0.07	0.16
conduite 29	212.2	90	0.63	0.10	0.18
conduite 31	68.14	60	-0.56	0.20	0.98
conduite 32	27.77	110	-1.63	0.17	0.36
conduite 34	200.1	60	-0.12	0.04	0.04
conduite 35	100	200	-3.69	0.12	0.09
conduite 36	209.28	60	0.59	0.21	1.09
conduite 37	53.53	90	0.86	0.14	0.31
conduite 38	63.43	90	0.76	0.12	0.25
conduite 39	133.07	90	-0.26	0.04	0.04
conduite 40	45.69	110	-1.54	0.16	0.33
conduite 41	171.66	110	0.70	0.07	0.08
conduite 42	31.38	110	-1.41	0.15	0.28
conduite 43	43.2	110	-0.76	0.08	0.10
conduite 44	52.25	110	2.64	0.28	0.84
conduite 49	19.85	100	-0.40	0.05	0.05
conduite 50	48.03	100	-1.20	0.15	0.33
conduite 51	20.9	200	4.08	0.13	0.11
conduite 52	324.48	200	-1.11	0.04	0.01
conduite 53	32	100	-4.78	0.61	3.78
conduite 54	109.59	200	2.78	0.09	0.05
conduite 55	29.66	200	2.18	0.07	0.04
conduite 56	101.08	110	2.59	0.27	0.81
conduite 57	89.5	200	5.47	0.17	0.18
conduite 58	137.28	110	-1.24	0.13	0.22
conduite 59	40.53	60	0.40	0.14	0.55
conduite 60	49.44	160	0.49	0.02	0.01
conduite 61	214.58	200	43.10	1.37	7.73
conduite 7	25.1	100	0.79	0.10	0.16
conduite 16	196.49	60	-0.13	0.04	0.05
conduite 23	105.84	110	-0.96	0.10	0.14
conduite 24	3.1	100	0.99	0.13	0.24
conduite 26	2.4	100	0.19	0.02	0.01
conduite 28	31.15	100	0.23	0.03	0.01
conduite 30	183.86	160	-0.27	0.01	0.00
conduite 12	82	60	-0.12	0.04	0.04
conduite 33	125	60	0.52	0.18	0.87

Conclusion

Après la simulation on a constaté que notre réseau ne répond pas parfaitement aux exigences et aux normes de fonctionnement des réseaux d'eau potable, à savoir la pression doit être entre 20 à 50 m.c.e, et la vitesse d'écoulement entre 0,5 et 1,5 m/s.

On a enregistré des pressions élevées dans la majorité des nœuds de réseau et des vitesses faibles dans la plupart des tronçons.

On a constaté aussi que il y a deux zones d'alimentation ; une petite zone haute avec des pressions acceptable et des vitesses faible, et une zone basse ou on a enregistré des pressions très élevées et des vitesses très faibles.

Et après le diagnostic physique on a enregistré aussi un mauvais état des conduites ce qui nous oblige à faire une rénovation totale du réseau. Pour cette raison on n'a pas fait de simulation à l'horizon d'étude car de toute façon on va rénover le réseau, la simulation à l'horizon actuelle a montré des pressions des importante ce qui a causé le nombre de fuites important que les services de l'ADE enregistrent chaque mois, sachant que le PVC casse diagonalement où il se rompt longitudinalement ce qui cause des fuites importantes.

Chapitre V : projection du réseau d'AEP a l'horizon 2055

Introduction :

Le but de ce chapitre est de projeter un réseau de distribution pour la région étudiée et procéder à une simulation hydraulique à l'aide du logiciel **Epanet**, afin de déterminer les caractéristiques hydrauliques du réseau.

V.1 Choix du type de réseau projeté

Le réseau de distribution projeté sera de type mixte, compte tenu de la répartition spatiale des constructions existantes ; on va projeter quelques ramifications afin de couvrir les zones qui ne sont pas alimentées.

V.1.1 Classification des réseaux

Un réseau de distribution peut avoir une forme ramifiée ou maillée ce qui est plus courant. Les principaux éléments d'un réseau sont les conduites, les branchements et les pièces spéciales (coudes, raccords, vannes, compteurs, bouches d'incendie, ...etc.). Les conduites de distribution doivent suivre les rues de la ville et sont posées en tranchés.

a. Réseau ramifié

Un réseau ramifié est un réseau tel que tous les points du réseau ne peuvent être alimentés que d'une seule voie. Ainsi, la caractéristique principale d'un réseau ramifié est que l'eau circule dans toute la canalisation dans un seul sens (des conduites principales vers les conduites secondaires, vers les conduites tertiaires...etc). En d'autres termes. Un réseau ramifié ne peut comporter qu'un seul nœud de référence amont.

Ce type de réseau ne présente pas assez de souplesse à des modifications de débit, ainsi tout réseau initialement ramifié sera modifié, au cours de l'exploitation ultérieure, par les nécessités des extensions imprévues et pour la sécurité de fonctionnement de certaines parties du réseau (en cas de casse d'une conduite principale, tous les abonnés situés à l'aval seront privés d'eau).

b. Réseau maillé

C'est le cas le plus fréquent en distribution. Le réseau maillé est l'assemblage de deux ou plusieurs réseaux ramifiés par des conduites qui permettent des échanges entre les réseaux et qui constituent de mailles (permettant une alimentation de retour).

Ainsi, chaque point du réseau peut être alimenté en eau de deux ou plusieurs cotés. 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 casse d'une conduite, il suffit d'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 coûteux et plus difficile à calculer.

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

c. Réseau mixte

Qui est un réseau maillé comportant en cas de besoin quelques ramifications

permettant d'alimenter quelques zones isolées de la ville (zones industrielles ou zones rurales).

d. Réseau étagés

Dans le cas où la topographie est très accidentée.

V.1.2 Hypothèses de calcul et de dimensionnement

Les mêmes principes évoqués pour les conduites d'adductions s'appliquent aussi pour les réseaux de distribution : caractéristiques hydrauliques (pertes de charge linéaires et singulières, ligne piézométrique), diamètres économiques, type de tuyaux, protection contre les coups de bélier, pose des conduites et accessoires (vannes, robinets, ventouses, pièces spéciales).

1. Débits

Une estimation aussi précise que possible, doit être faite des besoins en eau de l'agglomération à alimenter, on calcule aussi le débit pendant l'heure de pointe. Les conduites de distribution devront pouvoir transiter les plus forts débits, le calcul hydraulique des canalisations se fait donc avec le débit de pointe (pendant l'heure de pointe).

Eventuellement, il faut vérifier le comportement du réseau de distribution en cas d'incendie (heure de pointe et incendie). Le débit d'incendie à prévoir au point le plus défavorable du réseau et de $60\text{m}^3/\text{h}$ (soit environ 17 l/s).

2. Choix du diamètre

Dans les tronçons sur lesquels il est prévu l'installation de bouches d'incendie, le diamètre minimal à choisir sera de 100mm. Les vitesses de l'eau dans les canalisations de distributions de préférence être comprise entre 0,5 et 1,5 m/s. Les vitesses faibles favorisent le dépôt solide dans les canalisations. Les vitesses élevées risquent de favoriser les fuites et les coups de bélier, et de créer les cavitations et des bruits.

3. Le choix du type du matériau :

Le choix de type de matériau des conduites dépendra des critères d'ordre technique et économique suivant :

- ✓ Prix d'achat.
- ✓ Disponibilité sur le marché.
- ✓ Pression à supporter.
- ✓ Durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement.
- ✓ Nature de terrain.
- ✓ Longueur des conduites.

Le type de matériau que nous allons utiliser dans notre zone d'étude est le PEHD.

4. Pression

Le réseau doit être calculé pour satisfaire notamment, aux conditions de pression suivantes :

- Une charge minimale de 3m.c.e doit être prévue sur les orifices de puisage (robinets) les plus élevés (5 m.c.e dans le cas d'un chauffe-eau à gaz). En règle générale, la pression de service souhaitée au niveau de chaque point de distribution est d'environ

1bar (10 m.c.e).

- En vue de la bonne tenue des canalisations et des joints, il y a lieu d'éviter des pressions supérieures à 50 m.c.e (limitation des fuites et des bruits désagréables dans les installations intérieurs des abonnés). Si néanmoins de telles pressions devaient se manifester, il y aurait lieu en vue de les diminuer, soit d'envisager une distribution étagée, soit de prévoir l'installation sur le réseau d'appareils réducteurs de pression. En ce qui concerne les immeubles plus élevés, leurs propriétaires se trouvent dans l'obligation d'installer dans les sous-sols des groupes suppresseurs.

Les conduites équipées de bouches d'incendie devront pouvoir fournir en cas d'incendie une pression minimale au sol de 1 bar, en tout point du réseau de distribution

V.2. calcul hydraulique du réseau de distribution

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

- ✓ Cas de pointe.
- ✓ Cas de pointe plus incendie.

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

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé.
- On calcule le débit en route pendant l'heure de pointe.
- On détermine le débit spécifique en considérant les débits en route qui va nous permettre de calculer les débits nodaux.

1. Cas de pointe

D'après le tableau II-19 (chapitre II) de la consommation horaire de notre agglomération on constate que le débit de l'heure de pointe est égalé à

$$Q_{\max.h} = 215.33 \text{ m}^3/\text{h} = 59.81 \text{ l/s.}$$

$$Q_{\text{pte}} = 59.81 \text{ l/s.}$$

Q_{pte} : débit de pointe de consommation.

- **Débit spécifique**

$$Q_{\text{rte}} = Q_{\text{cons}} - \sum Q_{\text{conc}}$$

Avec :

Q_{cons} : débit maximal horaire consommé (l/s) ;

∑Q_{conc} : la somme des débits concentrés (l/s), Pour notre cas on a :

$$Q_{\text{rte}} = 59.81 \text{ l/s} \quad \text{Car } Q_{\text{conc}} = 0$$

En utilisons la formule (IV.2) et pour $\sum L_i = 7836,73 \text{ m}$, on trouve

$$q_{\text{sp}} = 0,00763201 \text{ l/s/ml}$$

Pour le calcul de débit route et le débit nodal en utilisant les formules (IV.3) et (IV.4), les résultats sont présentés dans le tableau suivant

Tableau V.1 valeurs des débits en routes et aux nœuds dans le réseau projeté

N° du nœud	troncon	longueur (m)	Qsp (l/s/ml)	Qr (l/s)	$0,5\sum Q_r$ (l/s)
n1	p1	145,4	0,00763201	1,11	1,40
	p40	118,6		0,91	
	p42	104,1		0,79	
n2	p1	145,4		1,11	0,81
	p44	66,89		0,51	
n3	p2	79,98		0,61	1,11
	p44	66,89		0,51	
	p45	143,3		1,09	
n4	p2	79,98		0,61	1,05
	p43	114,9		0,88	
	p60	80,8		0,62	
n5	p3	161		1,23	1,36
	p37	72,98		0,56	
	p62	123,2	0,94		
n6	p3	161	1,23	1,17	
	p10	61,84	0,47		
	p38	82,51	0,63		
n7	p4	140,4	1,07	0,90	
	p21	64,81	0,49		
	p56	30,56	0,23		
n8	p4	140,4	1,07	1,40	
	p49	89,08	0,68		
	p57	136,2	1,04		
n9	p5	89,45	0,68	0,88	
	p20	91,38	0,70		
	p24	49,47	0,38		
n10	p5	89,45	0,68	1,02	
	p6	70,29	0,54		
	p17	107,2	0,82		
n11	p6	70,29	0,54	0,62	
	p10	61,84	0,47		
	p15	31,33	0,24		
n12	p7	183	1,40	1,20	
	p18	92,04	0,70		
	p28	39,57	0,30		
n13	p7	183	1,40	1,60	
	p11	102,1	0,78		
	p30	135,4	1,03		

Tableau V.1 valeurs des débits en routes et aux nœuds dans le réseau projeté (suite)

n14	p8	103,5	0,79	0,90
	p19	44,05		
	p49	89,08		
n15	p8	103,5	0,79	1,04
	p17	107,2		
	p39	60,93		
n16	p9	162,3	1,24	1,35
	p27	41,55		
	p54	149,7		
n17	p9	162,3	1,24	1,35
	p37	72,98		
	p40	118,6		
n18	p11	102,1	0,78	1,28
	p46	35,25		
	p63	197,4		
n19	p12	245,2	1,87	1,88
	p28	39,57		
	p41	208,2		
n20	p12	245,2	1,87	2,35
	p13	68,45		
	p32	301,4		
n21	p13	68,45	0,52	1,54
	p14	152,7		
	p33	181,7		
n22	p14	152,7	1,17	0,58
n23	p15	31,33	0,24	0,59
	p34	42,94		
	p60	80,8		
n24	p16	39,64	0,30	0,90
	p29	116,5		
	p59	80,18		
n25	p16	39,64	0,30	1,04
	p18	92,04		
	p58	140,3		
n26	p19	44,05	0,34	0,58
	p24	49,47		
	p25	57,64		
n27	p20	91,38	0,70	1,03
	p62	123,2		
	p67	56,39		
n28	p21	64,81	0,43	0,60
			0,49	

Tableau V.1 valeurs des débits en routes et aux nœuds dans le réseau projeté (suite)

	p47	91,81		0,70	
n29	p22	55,31		0,42	1,01
	p23	152,7		1,17	
	p67	56,39		0,43	
n30	p22	55,31		0,42	0,37
	p27	41,55		0,32	
n31	p23	152,7		1,17	0,90
	p25	57,64		0,44	
	p51	25,79		0,20	
n32	p26	74,86		0,57	1,82
	p47	91,81		0,70	
	p64	311		2,37	
n33	p26	74,86		0,57	1,54
	p52	142,1		1,08	
	p61	186,6		1,42	
n34	p29	116,5		0,89	1,23
	p30	135,4		1,03	
	p35	71,63		0,55	
n35	p31	209,2		1,60	0,93
	p46	35,25		0,27	
n36	p31	209,2		1,60	1,51
	p36	43,8		0,33	
	p45	143,3		1,09	
n37	p32	301,4		2,30	1,15
n38	p33	181,7		1,39	0,69
n39	p34	42,94		0,33	1,23
	p50	198,9		1,52	
	p59	80,18		0,61	
n40	p35	71,63		0,55	1,20
	p36	43,8		0,33	
	p50	198,9		1,52	
n41	p38	82,51		0,63	1,15
	p42	104,1		0,79	
	p43	114,9		0,88	
n42	p39	60,93		0,47	1,08
	p48	81,97		0,63	
	p58	140,3		1,07	
n43	p41	208,2		1,59	1,63
	p48	81,97		0,63	
	p57	136,2		1,04	
n44	p51	25,79		0,20	1,13

Tableau V.1 valeurs des débits en routes et aux nœuds dans le réseau projeté (suite)

	p53	177,5		1,35	
	p55	93,8		0,72	
n45	p52	142,1		1,08	1,02
	p55	93,8		0,72	
	p56	30,56		0,23	
n46	p53	177,5		1,35	1,96
	p54	149,7		1,14	
	p61	186,6		1,42	
n47	p63	197,4		1,51	1,22
	p68	122,4		0,93	
n48	p64	311		2,37	2,45
	p65	157,4		1,20	
	p69	174,6		1,33	
n49	p65	157,4		1,20	1,27
	p66	60,06		0,46	
	p70	116,6		0,89	
n50	p66	60,06		0,46	0,23
n51	p68	122,4		0,93	0,47
n52	p69	174,6		1,33	0,67
n53	p70	116,6		0,89	0,44

V.3. Résultats de la simulation hydraulique de réseau l'horizon 2055 :

Les résultats de la simulation hydraulique des deux variantes proposées sont les suivantes

V.3.1. variante 1

Pour la variante 1 nous avons suggéré de faire sortir deux conduites en parallèle à partir du réservoir 2*2000 d'El-Bouni et de connecter l'un d'eux au nœud n2 et l'autre au n17, en plus nous devrions mettre des réducteurs de pression un peu partout pour avoir des pressions acceptables.

V.3.1.1. cas de pointe

Les charges et les pressions dans le réseau de distribution sont données par le tableau V.2

Tableau V.2 : Charges et les pressions dans le réseau projeté en cas de pointe

nœuds	Elévation	demande	charge	pression
Node ID	m	l/s	m.c.e	m.c.e
Junc n1	70.2	1.40	87.60	21.67
Junc n2	71.8	0.81	95.01	23.21
Junc n3	65.5	1.11	94.30	28.80
Junc n4	47	1.05	74.30	27.30
Junc n5	50	1.36	75.03	25.03
Junc n6	44.8	1.17	78.81	34.01
Junc n7	3.6	0.90	43.63	40.03
Junc n8	10.5	1.40	42.89	32.39

Tableau V.2 : Charges et les pressions dans le réseau projeté en cas de pointe (suite)

Junc n9	26.8	0.88	70.62	43.82
Junc n10	33.6	1.02	59.67	26.07
Junc n11	38.5	0.62	77.32	38.82
Junc n12	16.2	1.20	58.23	42.03
Junc n13	32.8	1.60	66.31	33.51
Junc n14	15	0.90	40.79	25.79
Junc n15	17.5	1.04	58.66	41.16
Junc n16	24.8	1.35	55.03	30.23
Junc n17	51.8	1.35	95.03	43.23
Junc n18	32	1.28	66.39	34.39
Junc n19	11.7	1.88	58.21	46.51
Junc n20	8.3	2.35	56.06	47.76
Junc n21	8.7	1.54	55.93	47.23
Junc n22	8.6	0.58	55.13	46.53
Junc n23	37.3	0.59	77.10	39.80
Junc n24	31.5	0.90	79.88	48.38
Junc n25	24	1.04	59.88	35.88
Junc n26	19.2	0.58	40.62	21.42
Junc n27	28.4	1.03	62.45	34.05
Junc n28	6.8	0.60	43.71	36.91
Junc n29	19	1.01	48.66	29.66
Junc n30	22.6	0.37	51.80	29.20
Junc n31	8.3	0.90	47.64	39.34
Junc n32	12	1.82	44.70	32.70
Junc n33	21.5	1.54	45.67	24.17
Junc n34	43	1.23	84.38	41.38
Junc n35	45	0.93	86.39	41.39
Junc n36	61.5	1.51	86.62	25.12
Junc n37	7.3	1.15	50.47	43.17
Junc n38	8.2	0.69	54.62	46.42
Junc n39	37.7	1.23	78.42	40.72
Junc n40	58.4	1.20	84.53	26.13
Junc n41	62.6	1.15	81.78	19.18
Junc n42	20.5	1.08	55.99	35.49
Junc n43	12.2	1.63	50.99	38.79
Junc n44	8.2	1.13	46.86	38.66
Junc n45	4.8	1.02	44.27	39.47
Junc n46	28.4	1.96	49.69	21.29
Junc n47	29.1	1.22	58.80	29.70
Junc n48	16.4	2.45	42.90	26.50
Junc n49	9.3	1.27	35.03	25.73

Tableau V.2 : Charges et les pressions dans le réseau projeté en cas de pointe (suite)

Junc n50	8.2	0.23	34.97	26.77
Junc n51	34.5	0.47	58.36	23.86
Junc n52	27.9	0.67	41.72	13.82
Junc n53	13.9	0.44	34.68	20.78

Les vitesses et les pertes de charges dans le réseau de distribution sont données par le tableau suivant :

Tableau V.3 : vitesses et pertes de charges dans le réseau projeté en cas de pointe

tronçons	longueur	Diamètre extérieur	épaisseur	débit	vitesse	perte de charge
conduites ID	m	mm	mm	l/s	m/s	m/km
conduite p1	145.4	160	17.9	-15.77	2.13	50.92
conduite p3	161	63	9,4	-1.30	0.85	23.47
conduite p4	140.4	63	9,4	0.58	0.38	5.26
conduite p5	89.45	63	9,4	3.09	2.01	122.42
conduite p6	70.29	63	9,4	-4.47	2.91	251.14
conduite p7	183	63	9,4	-1.82	1.18	44.15
conduite p8	103.5	63	9,4	-3.69	2.40	172.68
conduite p10	61.84	125	14	-10.70	1.45	24.07
conduite p11	102.1	63	9,4	-0.19	0.12	0.70
conduite p12	245.2	125	14	6.31	0.85	8.78
conduite p13	68.45	125	14	2.81	0.38	1.93
conduite p14	152.7	63	9,4	0.58	0.38	5.20
conduite p15	31.33	125	14	5.61	0.76	7.03
conduite p17	107.2	125	14	6.54	0.88	9.38
conduite p18	92.04	125	14	-9.17	1.24	17.91
conduite p19	44.05	125	14	4.09	0.55	3.89
conduite p20	91.38	63	9,4	2.63	1.71	89.44
conduite p21	64.81	63	9,4	0.26	0.17	1.23
conduite p22	55.31	63	9,4	-2.07	1.35	56.74
conduite p23	152.7	125	14	-5.47	0.74	6.70
conduite p25	57.64	63	9,4	-3.08	2.01	121.78
conduite p26	74.86	125	14	-7.74	1.05	12.94
conduite p27	41.55	63	9,4	2.44	1.59	77.80
conduite p28	39.57	250	27,9	-9.79	0.33	0.63
conduite p29	116.5	125	14	13.68	1.85	38.65
conduite p30	135.4	63	9,4	-3.23	2.10	133.46
conduite p31	209.2	160	17,9	-4.09	0.34	1.14
conduite p32	301.4	63	9,4	1.15	0.75	18.55
conduite p33	181.7	63	9,4	0.69	0.45	7.16

Tableau V.3 : vitesses et pertes de charges dans le réseau projeté en cas de pointe

conduite p34	42.94	250	27,9	-75.67	2.55	30.64
conduite p35	71.63	250	27,9	18.13	0.61	1.98
conduite p36	43.8	250	27,9	95.09	3.21	47.88
conduite p38	82.51	125	14	-13.17	1.78	35.95
conduite p39	60.93	63	9,4	1.81	1.18	43.82
conduite p40	118.6	63	9,4	2.18	1.42	62.67
conduite p41	208.2	63	9,4	-1.60	1.04	34.67
conduite p42	104.1	125	14	-16.55	2.24	55.94
conduite p43	114.9	63	9,4	2.23	1.45	65.11
conduite p44	66.89	200	27,9	19.93	1.22	10.59
conduite p45	143.3	250	27,9	-100.69	3.40	53.55
conduite p47	91.81	63	9,4	-0.86	0.56	10.80
conduite p48	81.97	63	9,4	2.15	1.40	61.04
conduite p49	89.08	63	9,4	-1.31	0.85	23.59
conduite p50	198.9	250	27,9	75.76	2.56	30.71
conduite p51	25.79	63	9,4	1.49	0.97	30.24
conduite p52	142.1	63	9,4	-0.82	0.54	9.88
conduite p53	177.5	63	9,4	-1.06	0.69	15.95
conduite p54	149.7	125	14	-13.12	1.78	35.68
conduite p55	93.8	63	9,4	1.42	0.93	27.65
conduite p56	30.56	63	9,4	1.22	0.80	20.80
conduite p57	136.2	63	9,4	-2.12	1.38	59.46
conduite p58	140.3	63	9,4	-1.42	0.93	27.71
conduite p59	80.18	63	9,4	-1.14	0.74	18.26
conduite p60	80.8	250	27,9	-80.69	2.72	34.73
conduite p61	186.6	125	14	-10.10	1.37	21.55
conduite p62	123.2	63	9,4	2.81	1.83	102.16
conduite p63	197.4	63	9,4	1.69	1.10	38.45
conduite p64	311	125	14	5.06	0.68	5.78
conduite p65	157.4	63	9,4	1.94	1.26	50.03
conduite p66	60.06	63	9,4	0.23	0.15	0.99
conduite p67	56.39	63	9,4	4.41	2.87	244.45
conduite p68	122.4	63	9,4	0.47	0.31	3.54
conduite p69	174.6	63	9,4	0.67	0.44	6.78
conduite p70	111.6	63	9,4	0.44	0.29	3.14
conduite 1	133	250	27,9	36.51	1.23	7.48
conduite 2	304	250	27,9	23.32	0.79	3.18

V.3.1.2. cas de pointe + incendie

Pour ce cas, c'est le même calcul que le cas de pointe sauf on ajoute un débit de 17 l/s dans le nœud le plus défavorable qui est dans notre réseau le nœud N°1 de cote de terrain 70.2 m

Dans ce cas le débit d'incendie sera considéré comme un débit concentré et le calcul sera calculé par la formule **IV.5** comme suit :

$$Q_{ni} = 0,5 * \sum Q_r + Q_{cc}$$

$$\text{Donc : } Q_{N^{\circ}1} = 1.4 + 17 = 18.4 \text{ l/s.}$$

Les charges et les pressions dans le réseau de distribution sont données par le suivant

Tableau V.4 : Charges et les pressions dans le réseau projeté en cas de pointe + incendie.

nœuds	Elévation	demande	charge	pression
Node ID	m	l/s	m.c.e	m.c.e
Junc n1	70.2	18.40	85.77	15.57
Junc n2	71.8	0.81	93.97	22.17
Junc n3	65.5	1.11	93.24	27.74
Junc n4	47	1.05	73.24	26.24
Junc n5	50	1.36	74.99	24.99
Junc n6	44.8	1.17	77.63	32.83
Junc n7	3.6	0.90	43.39	39.79
Junc n8	10.5	1.40	42.51	32.01
Junc n9	26.8	0.88	70.21	43.41
Junc n10	33.6	1.02	58.95	25.35
Junc n11	38.5	0.62	76.23	37.73
Junc n12	16.2	1.20	57.22	41.02
Junc n13	32.8	1.60	65.26	32.46
Junc n14	15	0.90	40.38	25.38
Junc n15	17.5	1.04	57.95	40.45
Junc n16	24.8	1.35	54.99	30.19
Junc n17	51.8	1.35	94.99	43.19
Junc n18	32	1.28	65.33	33.33
Junc n19	11.7	1.88	57.20	45.50
Junc n20	8.3	2.35	55.04	46.74
Junc n21	8.7	1.54	54.91	46.21
Junc n22	8.6	0.58	54.12	45.52
Junc n23	37.3	0.59	76.03	38.73
Junc n24	31.5	0.90	78.86	47.36
Junc n25	24	1.04	58.86	34.86
Junc n26	19.2	0.58	40.21	21.01
Junc n27	28.4	1.03	62.20	33.80
Junc n28	6.8	0.60	43.49	36.69
Junc n29	19	1.01	48.45	29.45
Junc n30	22.6	0.37	51.68	29.08
Junc n31	8.3	0.90	47.42	39.12
Junc n32	12	1.82	44.55	32.55
Junc n33	21.5	1.54	45.52	24.02

Tableau V.4 : Charges et les pressions dans le réseau projeté en cas de pointe + incendie (suite)

Junc n34	43	1.23	83.33	40.33
Junc n35	45	0.93	85.33	40.33
Junc n36	61.5	1.51	85.57	24.07
Junc n37	7.3	1.15	49.45	42.15
Junc n38	8.2	0.69	53.61	45.41
Junc n39	37.7	1.23	77.35	39.65
Junc n40	58.4	1.20	83.47	25.07
Junc n41	62.6	1.15	80.36	17.76
Junc n42	20.5	1.08	55.20	34.70
Junc n43	12.2	1.63	50.26	38.06
Junc n44	8.2	1.13	46.65	38.45
Junc n45	4.8	1.02	44.05	39.25
Junc n46	28.4	1.96	49.59	21.19
Junc n47	29.1	1.22	57.74	28.64
Junc n48	16.4	2.45	42.75	26.35
Junc n49	9.3	1.27	34.87	25.57
Junc n50	8.2	0.23	34.81	26.61
Junc n51	34.5	0.47	57.31	22.81
Junc n52	27.9	0.67	41.56	13.66
Junc n53	13.9	0.44	34.52	20.62

Les vitesses et les pertes de charges dans le réseau de distribution sont données par le tableau suivant :

Tableau V.5 : vitesses et pertes de charges dans le réseau projeté en cas de pointe + incendie

tronçons	longueur	Diamètre	épaisseur	débit	vitesse	perte de charge
conduites ID	m	mm	mm	l/s	m/s	m/km
conduite p1	145.4	160	17,9	-31.89	2.63	56.37
conduite p3	161	63	9,4	-1.08	0.70	16.44
conduite p4	140.4	63	9,4	0.64	0.42	6.24
conduite p5	89.45	63	9,4	3.13	2.04	125.89
conduite p6	70.29	63	9,4	-4.42	2.88	245.82
conduite p7	183	63	9,4	-1.81	1.18	43.93
conduite p8	103.5	63	9,4	-3.65	2.38	169.71
conduite p10	61.84	125	14	-10.37	1.40	22.65
conduite p11	102.1	63	9,4	-0.18	0.12	0.67
conduite p12	245.2	125	14	6.31	0.85	8.78
conduite p13	68.45	125	14	2.81	0.38	1.93
conduite p14	152.7	63	9,4	0.58	0.38	5.20
conduite p15	31.33	125	14	5.33	0.72	6.37
conduite p17	107.2	125	14	6.53	0.88	9.37

Tableau V.5 : vitesses et pertes de charges dans le réseau projeté en cas de pointe + incendie (suite)

conduite p18	92.04	125	14	-9.15	1.24	17.80
conduite p19	44.05	125	14	4.07	0.55	3.84
conduite p20	91.38	63	9,4	2.60	1.69	87.66
conduite p21	64.81	63	9,4	0.29	0.19	1.51
conduite p22	55.31	63	9,4	-2.10	1.37	58.33
conduite p23	152.7	125	14	-5.49	0.74	6.75
conduite p25	57.64	63	9,4	-3.12	2.03	124.98
conduite p26	74.86	125	14	-7.77	1.05	13.05
conduite p27	41.55	63	9,4	2.47	1.61	79.65
conduite p28	39.57	250	27,9	-9.76	0.33	0.62
conduite p29	116.5	125	14	13.62	1.84	38.35
conduite p30	135.4	63	9,4	-3.23	2.10	133.43
conduite p31	209.2	160	17,9	-4.08	0.34	1.13
conduite p32	301.4	63	9,4	1.15	0.75	18.55
conduite p33	181.7	63	9,4	0.69	0.45	7.16
conduite p34	42.94	250	27,9	-75.75	2.56	30.70
conduite p35	71.63	250	27,9	18.08	0.61	1.97
conduite p36	43.8	250	27,9	95.10	3.21	47.89
conduite p38	82.51	125	14	-12.62	1.71	33.06
conduite p39	60.93	63	9,4	1.84	1.20	45.16
conduite p40	118.6	63	9,4	2.44	1.59	77.69
conduite p41	208.2	63	9,4	-1.57	1.02	33.32
conduite p42	104.1	125	14	-15.93	2.16	51.98
conduite p43	114.9	63	9,4	2.17	1.41	61.97
conduite p44	66.89	200	27,9	20.20	1.24	10.86
conduite p45	143.3	250	27,9	-100.70	3.40	53.56
conduite p47	91.81	63	9,4	-0.89	0.58	11.55
conduite p48	81.97	63	9,4	2.14	1.39	60.22
conduite p49	89.08	63	9,4	-1.32	0.86	23.89
conduite p50	198.9	250	27,9	75.82	2.56	30.76
conduite p51	25.79	63	9,4	1.47	0.96	29.62
conduite p52	142.1	63	9,4	-0.84	0.55	10.38
conduite p53	177.5	63	9,4	-1.08	0.70	16.51
conduite p54	149.7	125	14	-13.20	1.79	36.07
conduite p55	93.8	63	9,4	1.42	0.93	27.78
conduite p56	30.56	63	9,4	1.25	0.81	21.62
conduite p57	136.2	63	9,4	-2.07	1.35	56.89
conduite p58	140.3	63	9,4	-1.38	0.90	26.11
conduite p59	80.18	63	9,4	-1.16	0.76	18.82
conduite p60	80.8	250	27,9	-80.49	2.72	34.56

Tableau V.4 : vitesses et pertes de charges dans le réseau projeté en cas de pointe + incendie (suite)

conduite p61	186.6	125	14	-10.16	1.37	21.77
conduite p62	123.2	63	9,4	2.83	1.85	103.74
conduite p63	197.4	63	9,4	1.69	1.10	38.45
conduite p64	311	125	14	5.06	0.68	5.78
conduite p65	157.4	63	9,4	1.94	1.26	50.03
conduite p66	60.06	63	9,4	0.23	0.15	0.99
conduite p67	56.39	63	9,4	4.40	2.87	243.92
conduite p68	122.4	63	9,4	0.47	0.31	3.54
conduite p69	174.6	63	9,4	0.67	0.44	6.78
conduite p70	111.6	63	9,4	0.44	0.29	3.14
conduite 1	133	250	27,9	52.90	1.79	15.28
conduite 2	304	250	27,9	23.93	0.81	3.34

V.3.2. variante 2

Pour la variante 2 nous avons suggéré de faire sortir une seule conduite à partir du réservoir 2*2000m³ d'El-Bouni connecter au nœud n2 et l'autre à partir du réservoir 2*2500m³ de Bussedra connecter au nœud n19, sans oublier de mettre des réducteurs de pression un peu partout.

Remarque :

Les résultats de la simulation de la variante 2 sont dans l'annexe (V.1).

V.4. choix de la meilleure variante**V.4.1. comparaison entre les deux variantes**

Pour faire le bon choix il faut que l'aspect technique et économique doive être considéré, c'est pourquoi on a suggéré de faire une comparaison entre les deux variantes en ce qui concerne ces deux aspects.

Tableau V.6 : comparaison entre les deux variantes 1 et 2.

N° de variante	variante N° 1	variante N°2
champ de variation de pression	entre 15,57m et 47,36m	Entre 6,7m et 60.3m
champ de variation de vitesse	entre 0,31m/s et 3,4m/s	Entre 0.07m/s et 4.72m/s
le linéaire	8273,73m	8353.73m
les diamètres utilisés	39 conduites de 63mm, 18 conduites de 125mm, 2 conduites de 160mm, 1 conduite de 200mm, 12 conduites de 250mm,	45 conduites de 63mm, 09 conduites de 125mm, 16 conduites de 250mm, 02 conduites de 300mm.

nombre de réducteur de pression utilisé	06 réducteurs de pression utilisés	05 réducteurs de pression utilisés.
---	------------------------------------	-------------------------------------

V.4.2. choix définitif

D'après la comparaison faite dans le tableau V.9 la variante qui nous donne des meilleures conditions techniques et économiques est la variante N°1.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons effectué une simulation hydraulique du réseau projeté des deux variantes proposées qui permettent l'analyse de son comportement, les résultats montrent que la première variante est la meilleure de point de vue technique et économique.

Chapitre VI : Gestion du réseau d'AEP

Introduction

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

Gérer un réseau c'est de conserver son potentiel, sa continuité de production et l'entretien de tous les équipements tout en respectant l'aspect économique.

VI.1 Défaillances

VI.1.1 définition

On appelle défaillance toute détérioration pouvant provoquer ou accentuer le risque de dysfonctionnement du réseau (ou de l'un de ses éléments), ou la diminution de son rendement

VI.1.2 Les différents types de défaillances

VI.1.2.1. Les fuites

Ce sont des pertes physiques de quelques quantités d'eau, mais qui n'empêchent pas le fonctionnement normal du réseau. Les fuites sont généralement localisées dans les joints, les vannes, les raccordements, les points de jonction entre deux éléments ou dans le corps même de la conduite.

- Cause des fuites :

- Rupture ou mauvaise étanchéité des conduites.
- Joints détériorés ou mal exécutés.
- Corrosion.
- Glissements de terrains.
- Excès de pression.

- Effets des fuites :

- Risque de dégradation de la qualité de l'eau suite à l'introduction d'eau polluée.
- Perturbation de la circulation suite aux inondations.
- Risque de retour d'eau.



Figure VI.1 : une fuite d'eau.

VI.1.2.2. Les pertes

Dans un réseau, on distingue deux types de pertes et leurs causes sont diverses :

- Au débordement des réservoirs dues soit mauvais fonctionnement du flotteur ou de la vanne de vidange.
- Aux fuites sur conduites et branchements particuliers engendrées par les casses et leurs différentes causes.
- Aux fuites sur robinets, vannes et colliers dues à un mauvais serrage des joints, des presses étoupes des vannes et des colliers de prise.



Figure VI.2 : perte d'eau sur robinet

- Les pertes administratives : ce sont les eaux consommées mais non comptabilisées.

On citera :

- La consommation des organismes publics.
- La défectuosité ou l'insensibilité des compteurs.
- Absence de compteurs chez les abonnés.
- Pertes par branchements illicites.

VI.1.2.3. Les casses (ruptures)

Une rupture ou une casse est définie comme étant une détérioration induisant un arrêt momentané de l'alimentation en eau et qui nécessite une intervention sur le réseau.

- Les causes des ruptures :
 - Mouvement du sol.
 - Coup de bélier.
 - Travaux de chantier.
 - Trafic routier intense.
 - Conditions de pose.
 - Etc.
- Les effets des ruptures :
 - Fuites et leurs conséquences.
 - Risque d'introduction d'eau polluée.
 - Interruption de l'alimentation en eau des abonnés.
 - Etc.



Figure VI.3 : rupture d'une conduite d'eau

VI.1.2.4. Dégradation de la qualité de l'eau

De la source jusqu'à son arrivée aux usagers, l'eau peut subir de très nombreuses modifications de sa qualité intrinsèque.

Une bonne connaissance des facteurs qui peuvent influencer la qualité de l'eau dans le réseau est indispensable pour les services d'exploitation afin d'anticiper et d'éviter des problèmes potentiels tels que les risques sanitaires.

• Causes de la dégradation

La seule cause de la dégradation de l'eau est la variation de concentrations de ces composants qui est dû aux facteurs suivants :

- Pénétration d'air contenant des substances (CO₂, le plomb, l'O₂...etc.) dans les conduites ou dans les réservoirs.
- Introduction d'eaux parasites à travers les endroits là où il y a des fuites.
- Présence des micro-organismes dans les conduites d'adductions ou de distributions.
- La nature des terrains traversés...etc.
- Le temps de séjours et la vitesse d'écoulement de l'eau dans les conduites.
- Le choix des matériaux(les interactions).

• Effets de la dégradation

- Une eau désagréable à consommer.
- Des troubles de santé pour le consommateur
- Risque d'une eau entartrant ou agressive.
- Problèmes de lessivage...etc.

VI.1.2.5. Les interruptions

Une interruption est un arrêt momentané de l'alimentation en eau dans la durée réservée à la distribution. Cet arrêt dû soit au dysfonctionnement de quelques ouvrages hydrauliques (pompe, réservoir ...etc.), soit à une réparation d'une fuite, soit à une action ayant pour but d'éviter un danger qui menace la population (inondation, dégradation de la qualité de l'eau), soit à un sabotage sur le réseau.

VI.1.2.6. Les plaintes des consommateurs

Les plaintes des usagers ne sont en réalité que les conséquences des différentes défaillances qui surviennent sur le réseau. Elles sont dues au non satisfaction vis-à-vis de la qualité de service. Le plus souvent, on enregistre des plaintes sur le manque de pression, sur la qualité de l'eau et les interruptions fréquentes d'alimentation en eau.

VI.2 Diagnostic

Le diagnostic permet d'apprécier l'état qualitatif des ouvrages et d'en déduire les opérations d'entretien ou de maintenance à effectuer.

VI.2.1 Méthodologie de diagnostic

La méthodologie de diagnostic s'établit en quatre phases :

VI.2.1.1 Phase enquête et recueil de données

Elle consiste à :

- réaliser une analyse fonctionnelle des composants du réseau.
- réaliser une analyse systématique des défaillances pour chaque élément maintenu.
- Etablir des fiches d'interventions.
- Constituer une base de données historique des évènements.
- Projections futures.

VI.2.1.2 Phase analyse de données

Dans cette phase, on procède au traitement des données brutes à l'aide de la mise en œuvre d'une politique de maintenance optimisée.

- Le traitement des données : il a pour objectif de déterminer le taux de défaillance

et la fiabilité par application de modèles mathématiques. Il permet aussi de déterminer les coûts pour les différents types de maintenance.

- L'aide à la mise en œuvre d'une politique de maintenance optimisée : elle permet de mesurer l'efficacité des actions décidées, les écarts entre la prévision et les résultats, d'aider et de guider l'exploitant vers la maintenance la mieux adaptée.

VI.2.1.3 Analyse et détermination des paramètres du diagnostic

Cette phase permet de choisir le personnel et le matériel nécessaire pour les différents types de maintenance. Pour cela, on utilise les résultats obtenus par la phase précédente.

VI.2.1.4 Estimation des coûts

Cette phase consiste à faire l'estimation des dépenses nécessaires pour l'application d'un type de contrôle. La recherche d'une optimisation du coût global et la meilleure valorisation du patrimoine conduisent à trouver un équilibre entre les ouvrages neufs et les travaux de conservation.

VI.3 L'entretien

C'est l'ensemble d'opérations d'inspection et de remise en état suggérées par le diagnostic dans le but de préserver l'état initial du réseau. On distingue deux types d'entretien :

VI.3.1. Les type d'entretien

VI.3.1.1 Entretien préventif systématique

Ce type d'entretien nous permet de surveiller les états physiques, hydrauliques et d'encrassement du réseau et ses accessoires d'une façon régulière, selon un programme obligatoire fait par l'exploitant en se basant sur les résultats donnés par les diagnostics. Il consiste à intervenir dans des opérations de routine tel que :

- (visite, graissage, révision) des organes mécaniques des appareils de fontainerie ;
- Vidanger et purger les réservoirs, les régulateurs de pression.
- Vérifier le bon fonctionnement des ventouses.
- Resserrer les presse-étoupes des vannes.
- Contrôler régulièrement la qualité de l'eau...etc.

VI.3.1.2 Entretien exceptionnel

Il consiste à faire des interventions prévues auparavant par les exploitants mais qui ne peuvent être programmées longtemps à l'avance, car elles concernent les défaillances survenant soudainement sur le réseau. Ce type d'entretien comprend beaucoup plus les travaux de réparation.

VI.4 Entretien des réseaux d'A.E.P

L'entretien du système de distribution d'eau vise plusieurs objectifs comme le maintien d'un service fiable, d'une eau de bonne qualité et de coûts d'opération minimum.

VI.4.1 Entretien des réservoirs

Cela consiste à faire :

- Une analyse de la qualité de l'eau.

- Vidange et nettoyage de l'ouvrage au moins une fois par an. Ces opérations doivent être suivies de désinfection de l'ouvrage et d'un contrôle de la qualité de l'eau après remise en eau de l'ouvrage.
- Des travaux de génie civil : ces travaux concernent la dégradation du béton et les défauts d'étanchéité.
- Réparation des équipements détériorés (vannes, clapets de vidange, flotteurs, etc.).

VI.4.2 Entretien des adductions et du réseau de distribution

Les travaux d'entretien du réseau de distribution et de l'adduction concernent les conduites et tous les accessoires qui les accompagnent. Ces travaux sont :

- Surveillance et entretien.
- Actions de réductions des pertes.



Figure VI.4 : entretien d'une conduite d'adduction

VI.4.2.1 Surveillance et entretien

La surveillance et l'analyse des états physiques, hydrauliques et d'encrassement du réseau permettent de mieux appréhender les problèmes qui surviennent dans le réseau.

VI.4.2.2 Actions de réduction des pertes en eau

Pour réduire les pertes en eau dans l'adduction et dans le réseau de distribution, deux actions sont nécessaires pour l'exploitant ; la première, la plus importante est la recherche et la réparation des fuites. La seconde plus ou moins importante est le comptage.

VI.4.2.2.1 Recherche et réparation des fuites

VI.4.2.2.1.1 Détecte et gestion des fuites

Trouver, quantifier et gérer les fuites est un défi pour la plupart des systèmes d'approvisionnement en eau existants. Elles représentent souvent la plus importante cause des pertes dans le système et peuvent atteindre jusqu'à 30 % de l'eau captée, même dans les systèmes

bien gérés. Des taux de fuites de 80 à 90 % ne sont pas rares.

Parmi les difficultés à gérer les fuites, on peut noter que :

- Les fuites ne sont pas constantes. Elles augmentent avec la pression dans les conduites.
- Les divers éléments des systèmes d'alimentation ne sont pas sensibles aux déperditions de la même manière. Il est possible d'identifier, et même, ce qui est préférable, de quantifier

les points de vulnérabilité.

- L'évaluation sur le plan économique de l'importance des déperditions ne peut se faire que si elles ont pu être quantifiées (si possible avec un coefficient d'incertitude connu). Cela ne peut se faire qu'en présence de mesures fiables effectuées sur le système.

- Les opérations de réparation et de gestion des déperditions sont des investissements rentables. Il s'avère en général moins coûteux de maîtriser les fuites que de prélever dans une nouvelle source d'approvisionnement le volume d'eau équivalent à l'eau économisée. Plusieurs méthodes ont été développées afin de permettre la détection des fuites et même leur localisation avec une précision plus ou moins grande. Ces méthodes sont classées en trois catégories :

- Méthodes de recherche à grande échelle.
- Méthodes acoustiques.
- Méthodes modernes.

a. Méthode de recherche à grande échelle

Elle consiste à calculer la différence entre le volume introduit dans le réseau et le volume consommé et comptabilisé. Une différence de volume permet de soupçonner des fuites d'eau dans l'un des secteurs du réseau.

La méthode fréquemment utilisée pour la délimitation de la zone de la fuite est l'isolement des tronçons soupçonnés de fuite et la pose de compteurs en amont et en aval de ceux-ci. Il reste ensuite à détecter la localisation exacte de la fuite par l'utilisation de méthodes plus fines.

b. Méthodes acoustiques

Les méthodes de détection utilisées sont toutes basées sur le bruit émis par les fuites. L'écoute

du bruit causé par la fuite peut se faire soit par contact direct avec la conduite et tout ce qui y est raccordé (entrée de service, vanne, borne d'incendie), soit par écoute sur le sol.

Le bruit de la fuite résulte du choc des molécules d'eau entre elles, de leur frottement contre les parois de l'orifice de la fuite ou finalement du choc de l'eau sur le terrain. L'écoute et l'analyse de ce bruit permettent de déterminer une zone plus ou moins importante de détection de la fuite. Cette zone est embrouillée par le bruit de fond (vent, trafic routier etc.). L'utilisation d'amplificateurs mécaniques ou électroniques ou encore de corrélateurs acoustiques permet l'élimination des bruits parasites.

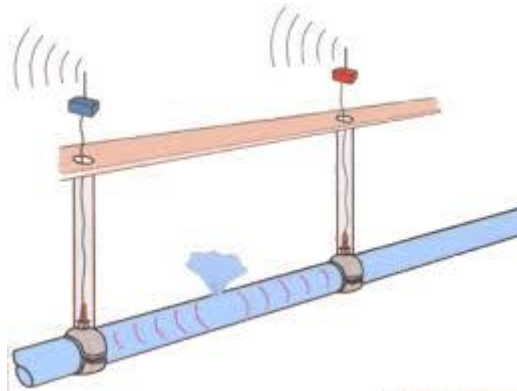


Figure VI.5 : la corrélation acoustique

c. Méthodes modernes

Plusieurs méthodes modernes sont actuellement employées dans la recherche des fuites. On citera :

- Technique de photographie aérienne, notamment dans le domaine de l'infrarouge, la prise de photographies permet de déceler des zones de températures différentes résultant de la fuite.
- Utilisation des traceurs radioactifs : détection de radioactivité intense à la zone des fuites.
- Utilisation de caméras qui permettent de déceler les différentes anomalies (glissement de joints, infiltrations d'eaux polluées, branchements clandestins, etc.)



Figure VI.6 : traceurs radioactifs

VI.4.2.2.1.2 Réparation des fuites

Après la détection de la fuite, on procèdera à sa réparation. Plusieurs dispositions sont à prendre lors de la réparation :

- Faire un terrassement profond pour éviter le retour d'eau polluée dans la canalisation après la coupe de la conduite.
- Ne pas procéder à la vidange de la conduite avant la fin du terrassement et le dégagement total du tronçon au droit de la fuite.
- Bien nettoyer à l'eau javellisée toutes les pièces de réparation ainsi que les parties du tuyau dégagé.

Avant la remise en service de la conduite, il est nécessaire de la rincer et de procéder au contrôle de la qualité de l'eau.

VI.4.2.2.2 Le comptage

Une partie considérable des pertes d'eau est due au sous comptage. Pour améliorer le comptage de l'eau du réseau, une bonne gestion des compteurs à la production et au niveau des abonnés s'impose. Cela consiste à :

- Vérifier la sensibilité des compteurs individuels.
- Étendre le comptage dans les bâtiments publics sans compteurs.
- Installation de compteurs pour les nouveaux abonnés.

VI.4.3 Dispositions et moyens d'intervention

Pour assurer une organisation convenable d'un service d'entretien et de maintenance, il est utile de :

- Faire des prévisions pluriannuelles des moyens en personnels, en matériels et en budget mis

à la disposition des services d'études, d'exploitation et des groupes d'entretien.

- Disposer d'un personnel compétent.
- Posséder des plans de gestion donnant les caractéristiques des conduites et des autres organes du réseau, la localisation exacte des nœuds, plans qui sont à tenir à jour en permanence.
- Connaître toutes les informations utiles relatives aux fonctionnalités et tous les renseignements statistiques annuels intéressant les interventions d'entretien et les réparations effectuées sur le réseau et les ouvrages.
- Connaître les valeurs d'exploitation, des coûts et de la gestion proprement dite des personnels et matériels.

VI.4.3.1. Moyens humains

Le personnel doit avoir des compétences techniques dans différents domaines : l'hydraulique, l'électricité, l'électromécanique et l'électronique.

Le nombre d'agents composant l'équipe d'intervention dépend de l'importance du réseau, de la complexité de ses équipements et du budget annuel accordé au service.

VI.4.3.2. Moyens matériels

Le choix du type et du nombre des moyens matériels à utiliser dépend du type d'intervention qui lui-même dépend du type de la défaillance. Les moyens matériels utilisés pour les interventions sont classés en deux catégories : Moyens simples (clefs, tournevis, poste à souder, etc.) et des moyens lourds (bulldozers, pelle hydraulique, matériels de détection des fuites, etc.).

VI.5 intérêt du SIG dans la gestion patrimoniale :

Le SIG constitue le socle de la gestion d'un réseau. Il constitue :

- La base de données sur tous les éléments du patrimoine d'alimentation en eau potable, il facilite ainsi la production du descriptif détaillé des ouvrages de transport et de distribution d'eau ;
- L'outil qui permet de capitaliser l'historique des interventions sur le réseau, notamment les dysfonctionnements et les défaillances (fuites, casses) ;
- L'outil qui permet de recevoir et facilement mettre à jour toute nouvelle information ou données recueillie suite à des interventions pour réparation ou travaux neufs ;

Un SIG doit s'accompagner de fiches d'interventions et procédures adaptées afin de mieux servir les équipes sur terrains.

La base de connaissance doit être constamment alimentée et mise à jour.

VI.5 la place des outils d'aide à la décision :

Lorsqu'il bâtit sa stratégie de gestion patrimoniale et l'applique en programmes de remplacement ou de rénovation des canalisations, le décideur est soumis à des contraintes opérationnelles et financières. Pour construire sa décision, il se repose sur des informations multiples et qui, par ailleurs, sont généralement lacunaires ou imprécises ce qui est source de complexité et d'incertitudes.

Dans ce contexte, des méthodes et des outils d'aide à la décision ont été conçus pour guider les responsables de projet. Il s'agit d'approches, souvent statistiques, qui permettent

d'identifier et de hiérarchiser les canalisations à risque, c'est-à-dire celles dont l'impact négatif sur les objectifs de performance du service est potentiellement élevé.

Généralement informatisés, et connectables à un SIG, les outils d'aide à la décision permettent de gérer une complexité qui peut difficilement être appréhendée sans le secours des experts et praticiens du réseau. Néanmoins, les résultats qu'ils produisent sont fortement impactés par la qualité et la complétude de données ainsi que par les hypothèses et choix des responsables de projet, ils doivent donc être utilisés avec prudence et confrontés aux réalités du terrain et à l'expérience des exploitants du réseau.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons vu que les défaillances, qui ont lieu dans le réseau, engendrent parfois des dégâts considérables qui nécessitent des investissements importants.

Une étude de diagnostic approfondie aide le gestionnaire à régler ces défaillances et à mieux gérer les investissements. Cela consiste à :

- Optimiser les coûts de l'entretien.
- Evaluer les coûts de réparation et ceux d'une réhabilitation des conduites et de prendre la meilleure décision.

Chapitre VII : pose de canalisations et accessoires

Introduction

Une canalisation a pour but de véhiculer un débit souhaité en tenant compte de la résistance des sols et de toutes les contraintes qui agissent sur elle.

La pose des conduites a une importance majeure mais variable d'un terrain à un autre pour autant le principe de leur pose est pratiquement le même.

Les accessoires d'un réseau d'AEP ont un rôle d'assurer le bon fonctionnement hydraulique de ce dernier.

VII.1 Pose de canalisation

VII.1.1. Principe de pose des canalisations

Les canalisations sont généralement posées en tranchée à l'exception de certains cas où elles sont posées sur sol à condition d'être rigoureusement entretenues et protégées. Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même, par contre le mode de pose est variable d'un terrain à l'autre ceci dans le fait de diminuer l'effet des différentes contraintes qui agissent sur la canalisation.

En principe pour permettre un écoulement naturel des eaux d'infiltration, la pose de canalisation s'effectue à partir des points hauts. Si la canalisation est posée en tranchée, celle-ci doit être suffisamment large (minimum 70 cm), de façon à permettre l'accès aux ouvriers pour effectuer le travail. Au niveau des joints, la tranchée devra présenter un élargissement plus important.

VII.1.2. Choix et type de pose de canalisation

Afin de répondre au critère de bonne mise en œuvre, il existe plusieurs variantes de pose de conduites :

- la Pose en terre ordinaire ;
- la Pose en mauvais terrains ;
- la Pose en galerie ;
- la Pose en pentes ;
- la Pose des conduites traversées des routes et voies ferrées ;
- la Pose en immersion (cours d'eau) ;
- la Pose à proximité d'une conduite d'assainissement ;
- la Pose de ponts ;
- la Pose sans tranchée ouverte.

Le choix s'effectue en fonction de : la topographie du terrain et sa nature, la disposition

des lieux et des différents obstacles qui peuvent être rencontrés. Selon ces facteurs on opte pour les poses suivantes :

a. Pose selon la nature de terrain

Dans notre projet, la pose de canalisation est ordinaire vu que le sol de l'agglomération ne présente pas d'anomalie (pas de rivière...etc.). Dans un terrain ordinaire, la canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm et une profondeur de telle façon à recevoir le lit de pose (Sable), la conduite et l'épaisseur du remblai (80 cm minimum). Le fond de la tranchée est garni d'un lit du sable de 10 à 20 cm d'épaisseur au minimum, destiné à constituer un matelas élastique au-dessous du tuyau. Avant la mise en fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subi de chocs, fissuration... etc. Après cela, on pratique la descente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon plus lente. Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempts de pierres et bien pilonné, et sera par la suite achevé avec des engins.

b. Pose de la conduite

Les éléments d'une canalisation forment une chaîne. Si un seul élément mal posé ou un joint défectueux, constituent un point faible préjudiciable à la qualité de la conduite entière.

Lorsque les tuyaux en sont dotés, on vérifie le bon état des revêtements intérieurs et extérieurs, en cas de détérioration, on met à coté le tuyau défectueux pour réparation du revêtement ou coupe de la partie abîmée.

On utilise un engin de levage, de puissance et de dimensions suffisantes pour la pose des conduites.

Au cours de la pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux. S'il est nécessaire de coller les tuyaux pour les aligner.

• Types d'assemblage :

- Raccordement par emboîtement : il y a en général alors un joint assurant l'étanchéité. Les tuyaux en fonte, PVC, béton à âme tôle, PRV sont de ce type. Ces raccordements impliquent presque toujours une surépaisseur par rapport au diamètre extérieur du tuyau ; les techniques de pose par fonçage ou forage ne sont alors pas toujours possibles.
- Raccordement par soudure : ces techniques sont réservées aux Polyéthylènes (électro-soudages par manchon ou « au miroir »), à l'acier parfois, à la partie acier des bétons à âme tôle. En raison de la surépaisseur du manchon, le PE soudé de cette façon se prête mal également aux forages et fonçages.
- Raccordement par collage : le PVC en petits diamètres peut également être assemblé par collage.

Les tuyaux se présentent le plus souvent en longueurs droites de 6 m, sauf pour les PE qui se présentent en tourets de plusieurs centaines de mètres selon le diamètre. Cette dernière présentation facilite leur utilisation en fonçage ou forage pour les diamètres de 100 à 400 mm.

VII.2 Différentes étapes de mise en place des canalisations

VII.2.1 Réalisation des fouilles

a. Excavation des tranchées

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

- Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).
- Protéger la canalisation contre le gel.

b. Largeur de la tranchée :

La largeur de la tranchée doit être au minimum 0.60 m et cela, pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0.30 m d'espace de chaque côté de celle-ci.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\text{Si DN} \leq 400 : \quad \mathbf{B = D + (2 \times 0,30) \quad (m)} \quad \mathbf{(VII.1)}$$

$$\text{Si DN} > 400 : \quad \mathbf{B = D + (2 \times 0,50) \quad (m)} \quad \mathbf{(VII.2)}$$

-**B** : largeur de la tranchée (m).

-**D** : diamètre de la conduite (m).

c. La profondeur de la tranchée

Elle est déterminée de façon qu'une distance suffisante soit ménagée au-dessus de la génératrice supérieure du tuyau pour assurer la protection de la conduite contre les dégâts qui pourraient être causés par le gel, et ceux d'écrasement sous l'effet de charge et de surcharge.

Cette distance varie de 0.8 à 1.20 m

VII.2.2 Lit de pose

Le lit de sable a pour fonction première d'assurer une répartition uniforme des charges sur la zone d'appui Recouvert de 0,2 m à 0,10 m. il y a donc lieu de poser les tuyaux de manière à ce qu'il n'y ait ni appui linéaire, ni appui ponctuel. Avant la pose des conduites on procède aux opérations suivant :

- Eliminer les grosses pierres sur les talus de la tranchée.

- Respecter les côtes du profil en long.
- Nivelier soigneusement le fond de la tranchée.
- Etablir une suite le fond de la fouille en confectionnant un lit de pose (Sable).

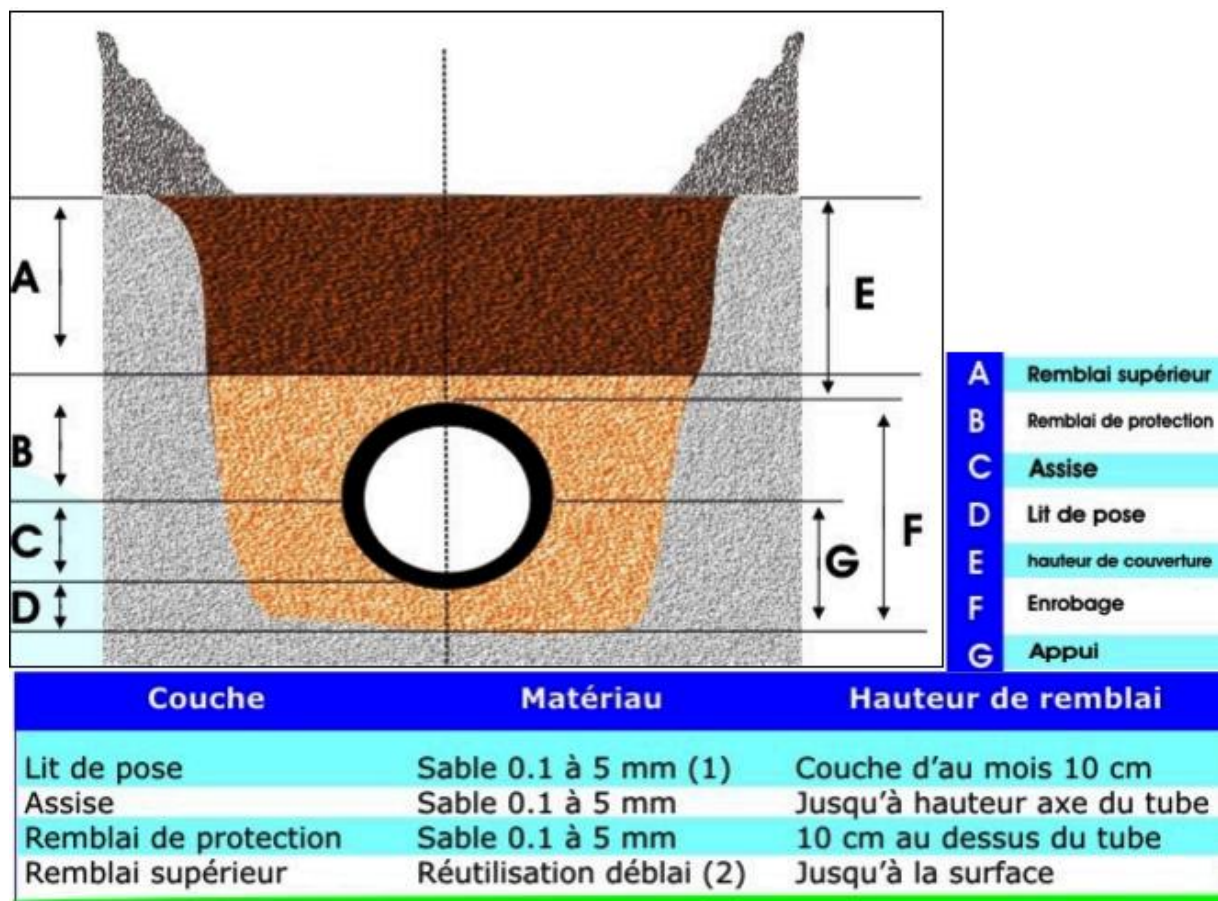
VII.2.3 Remblaiement

Le remblayage fait partie des opérations de pose. Il forme le lit dans lequel repose la canalisation et le milieu en contact direct avec elle. Il doit donc être soigné, et son exécution est confiée à des ouvriers expérimentés.

Un remblai correctement effectué double la résistance de la conduite aux charges extérieures.

Pour obtenir un bon remblai, on utilise une terre purgée de pierres, fortement damée par des petites couches sous le tuyau et sous ses flancs. On poursuit jusqu'à obtenir une couche bien damée de 20cm au-dessous de la génératrice supérieure. Cette façon d'opérer évite tout tassement ultérieur du terrain autour de la conduite.

La figure suivante illustre le remblaiement après pose de la canalisation :



(1) : entre 5 et 15 mm en présence d'une nappe phréatique
 (2) : après élimination des éléments impropres.

Figure VII.1 : Coupe transversale d'un remblai de fosse (source : Google image).

VII.3 Epreuve des joints et des canalisations principales

Ces épreuves sont des mises en pression destinées à contrôler l'étanchéité des conduites au fur et à mesure de l'avancement des travaux. Après mise sous pression durant 5 minutes, faite à la pression d'épreuve, il est procédé à l'ouverture de la (des) purge (s), disposée (s) à l'autre extrémité du tronçon d'essai par rapport au manomètre, afin de vérifier qu'il n'existe aucun obstacle (robinet, vanne fermée) à la montée en pression sur la totalité du tronçon éprouvé. La pression est rétablie par la suite à la pression d'épreuve, pendant le temps prescrit, toutes les précautions étant prises pour minimiser les coups de bélier dans la conduite.

Le tronçon est maintenu en pression pendant 30 minutes au cours desquelles la diminution de pression ne doit pas être supérieure à 20 kPa.

• Essai général du réseau

Avant la réception provisoire des travaux, il est procédé à une mise en pression générale du réseau par l'intermédiaire du réservoir, les robinets et vannes des branchements et des raccordements étant fermés. Cette mise en pression dure 48 heures, alors la perte par rapport à la capacité du réseau est constatée, elle ne doit pas dépasser 2%.

VII.4 Accessoires du réseau

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

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

VII.4.1. Les robinets

Ils permettent de maîtriser les écoulements dans le réseau, donc de mieux gérer celui-ci. Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés. Ce sont des appareils placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux.

VII.4 .1.1 Fonctions

Les fonctions à assurer par le robinet sont :

- a) **Isolement** : dans ce cas deux positions de l'obturateur sont essentielles :
- Position fermée (l'importance est donnée au niveau de l'étanchéité interne).

- Position ouverte (l'importance est donnée à la section de passage offerte au fluide, on recherche la perte de charge minimale).

b) **Réglage** : dans ce cas l'intérêt se porte essentiellement sur les positions intermédiaires de l'obturateur (entre position fermée et position ouverte)

VII.4.1.2 Classement des robinets

On distingue plusieurs types des robinets :

a. les robinets-vannes :

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



Figure VII.2 : Robinet vanne

b. les vannes papillons

Ce sont des vannes à survitesses utilisées surtout au niveau des réservoirs d'eau (sortie de la conduite), ce type des vannes se ferment sous la pression de l'eau, à ne pas utiliser à l'aval d'une conduite. Elle occasionne une faible perte de charge.



Figure VII.3 : Vanne à papillon

c. les vannes d'isolement

Ce type des vannes sont utilisées pour isoler certains tronçons qu'on veut inspecter ou entretenir.

d. les vannes à clapet de non-retour

L'écoulement à travers ces vannes se fait dans un seul sens, On les utilise à la jonction de deux paliers de pression ou sur la conduite de refoulement des pompes et sur les conduites où sont installés les capture d'eau.

e. les vannes de réduction de pression

Elles permettent de ramener la pression à une valeur souhaitée ou réduire la pression d'une valeur prédéterminée.

Remarque :

Les robinets vanne seront posés avec un sens de fermeture anti-horaire.

VII.4.2. les Clapets

Ils sont destinés à empêcher la circulation en retour, leur emploi est général dans les stations de pompage où ils sont souvent disposés à la sortie même des pompes, entre celles-ci et les robinets de sectionnement. On en trouve également sur les canalisations de distribution.



Figure VII.4 : Clapet anti retour

VII.4.3. Ventouses

Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points les plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydraulique. Les ventouses ont pour

formation spéciale l'alimentation des poches d'air dans la canalisation des conduites en cas de vidange par pénétration d'air.

On trouve sur le marché deux types de ventouses :

- les Ventouses simples : elle assure le dégazage des conduites à haute pression.



Type SIMFON

Figure VII.5 : Ventouse

- les Ventouse à deux orifices : elle est formée d'une enceinte en communication avec la conduite, dans laquelle un flotteur vient obturer l'orifice calibré.

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

VII.4.4 Pièces spéciales de raccord

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

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

a) Coudes

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

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle α de : $\frac{1}{4}$ (90°), $\frac{1}{8}$ (45°), $\frac{1}{16}$ ($22^\circ30'$), $\frac{1}{32}$ ($11^\circ15'$).

b) Cônes

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

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

c) Tés

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

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

Manchons

En pratique, on rencontre des manchons a bouts lisses des deux extrémités, a deux emboitements, a emboitement à bout lisse, a deux brides, a brides et bout lisse, a emboitement et bride.

On les rencontres surtout au niveau des montagnes des appareils accessoires robinet-vannes, par exemple et au niveau de certains joints.

d) Les joints

Ils ont pour fonction d'assurer l'étanchéité des jointures des tuyaux et faire face aux sollicitations mécaniques et chimiques. Pour cela, ils doivent épouser parfaitement la loge qui leur est destinée. Il existe trois principaux types de joints : mécaniques, à emboîtement et à bride.

VII.4.5 Bouche ou poteau d'incendie

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum 17(l/s) avec une pression de 10 m (1 bar).

Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 50à 200 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus.



Figure VII.6 : bouche d'incendie

VII.4.6 les organes de mesures

VII.4.6.1 mesure de débit

Le réseau de distribution nécessite l'emplacement des appareils de mesure de débit, qui seront installés en des points adéquats, et servent à l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle de la consommation.

On distingue des appareils traditionnels tel que le diaphragme, le venturi et la tuyère, et D'autres modernes qui sont les plus utilisés comme les débits mètre et les compteurs.

Remarque : On prévoit pour notre cas, l'installation des compteurs à double sens au niveau des Mailles, et des compteurs à un seul sens au point de piquage et au niveau des ramifications.

VII.4.6.2 mesure de pression

Les appareils les plus utilisés en grande installation sont :

- Les manomètres à aiguilles ;
- Les manomètres à soufflé.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les moyens de mise en place des canalisations d'eau potable, ces canalisations doivent être équipées d'accessoires devant être installés avec soin, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes pour assurer un bon fonctionnement du réseau.

Chapitre VIII : organisation de chantier

Introduction

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux.

Il demande et impose un rythme de travail et pour cela il faut une bonne utilisation des moyens humains et dans le but de rechercher : la rapidité, la qualité et l'économie.

VIII.1. Travaux concernant réseau de distribution

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place du réseau de distribution sont :

- **Exécution des tranchées** C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et le déblai sera posé sur un côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.
- **Construction des regards** Les regards constituent l'abri de certains accessoires du réseau comme les vannes, ils sont conçus en béton armé.
- **Pose du lit de sable** Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 10cm dans notre cas.
- **Pose des conduites** Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des canalisations.
- **Remblayage des tranchées** C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

VIII.2. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain

- **Matérialisation** : On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacée de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés ou des bornes.
- **Le nivellement** : Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Lorsque le terrain comporte des obstacles limitant les visées, on procède un nivellement par cheminement et par simple calcul ; on détermine la hauteur de chaque point ainsi que la profondeur de la tranchée dans ce point.

VIII.3. Calcul des volumes des travaux

VIII.3.1. Calcul du volume du déblai de réseau

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

- Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.

La largeur de la tranchée doit être d'une façon qu'un homme puisse travailler sans difficulté, et elle est augmentée au diamètre des conduites à mettre en place.

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

- Profondeur de la tranchée 'H_{tr}'
- Largeur de la tranchée 'b'

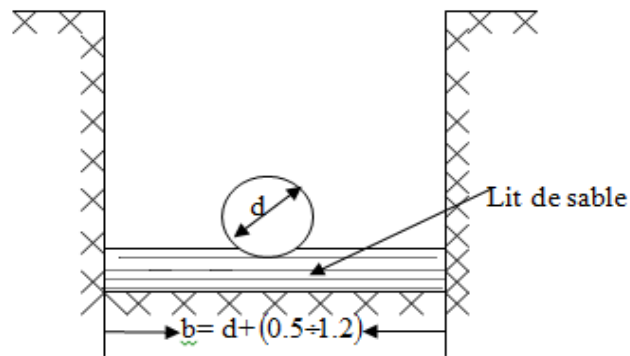


Figure VII.1 : Schéma d'une tranchée.

VIII.3.2. la profondeur (H_{tr})

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

$$H_{tr} = D + h + h_1 \quad (\text{VIII -1})$$

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

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol. On prend :
h=1 m.

h₁ : épaisseur du lit de pose h₁ = 0,10m.

$$D'où : H_{tr} = 1,10 + D \text{ (m)} \quad (\text{VIII -2})$$

VIII.3.3. Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6 \text{ m} \quad (\text{VIII-3})$$

Avec : b : largeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

VIII.3.4. Calcul du volume du déblai

- Sd: la section du déblai (m²)

$$Sd = b * H_{tr}.$$

- Vd: le volume du déblai (m³)

$$Vd = Sd * L$$

Tableau VIII.1 : Calcul du volume du déblai du réseau.

D (mm)	L (m)	b (m)	H tr (m)	Sd (m2)	Vd (m3)
63	4526,6	0,663	1,163	0,77	3490,32
125	1985,77	0,725	1,225	0,89	1763,61
160	354,6	0,76	1,26	0,96	339,56
200	66,89	0,8	1,3	1,04	69,57
250	1339,9	0,85	1,35	1,15	1537,54
				Volume totale	7200,60

VIII.3.5. Lit de sable

Le long de la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur

$$V_s = b \times e \times L \quad (\text{VIII -4})$$

V_s : volume du lit de sable (m^3).

e : épaisseur du lit de sable, $e = 15$ cm.

L : longueur de la tranchée (m).

b : Largeur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau VIII.-2

Tableau VIII.2 : Calcul du volume du lit de sable

D (mm)	L (m)	b (m)	e(m)	V (m^3)
63	4526,6	0,663	0,15	450,17
125	1985,77	0,725	0,15	215,95
160	354,6	0,76	0,15	40,42
200	66,89	0,8	0,15	8,03
250	1339,9	0,85	0,15	170,84
			Volume totale	885,41

VIII.3.6. Volume de la conduite

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, l'étape de la pose des conduites, et a partir des sections se fait la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{\pi * D^2}{4} \quad (\text{VII-5})$$

S_c : section de la conduite (m^2).

D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L \quad (\text{VIII -6})$$

V_c : volume de la conduite (m^3).

Tableau VIII.3 : Calcul du volume des conduites.

D (mm)	L (m)	S_c (m^2)	V_c (m^3)
63	4526,6	0,0031	14,10
125	1985,77	0,0123	24,36
160	354,6	0,0201	7,13
200	66,89	0,0314	2,10
250	1339,9	0,0491	65,74
		Volume totale	113,43

VIII.3.7. Remblai compacté

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc.} - V_s - V_c \quad (\text{VIII -7})$$

V_r : volume du remblai.

V_{exc} : volume du déblai (volume excavé).

V_c : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

$$A.N : V_r = 7200.6 - 885.41 - 113.43 = 6201.76 \text{ m}^3$$

VIII.4. Devis estimatif

L'étude du devis estimatif nous permet d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet,

Tableau VIII.4 : Devis estimatif et quantitatif du projet.

	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	déblai	m ³	7200,6	500	3600300
	lit de sable	m ³	885,41	1500	1328115
	remblaiement	m ³	6201,76	400	2480704
Fourniture transport et pose des conduites	63	ml	4526,6	229,62	1039397,892
	125	ml	1985,77	908,93	1804925,926
	160	ml	354,6	1434,41	508641,786
	200	ml	66,89	2193,54	146725,8906
	250	ml	1339,9	3429,37	4595012,863
vanne en fonte à opercule	63	/	37	18512,74	684971,38
	125	/	18	24372,64	438707,52
	160	/	2	31583,84	63167,68
	200	/	1	50999,8	50999,8
	250	/	12	53970,23	647642,76
raccords à brides	63	/	74	1319,33	97630,42
	125	/	36	2800	100800
	160	/	4	4285,72	17142,88
	200	/	2	7593,42	15186,84
	250	/	24	11157,24	267773,76
les Tés	125/63	/	17	9692,64	164774,88
	160	/	2	7973,97	15947,94
	125	/	4	4630,95	18523,8
	250	/	5	20296,81	101484,05
	63	/	10	3241,66	32416,6
croix	125	/	1	5557,14	5557,14
	somme				18226550,81
	TVA 19%				3463044,653
	coût total				21689595,46

Donc le coût total du projet est environ : 21689595.46 DA.

Remarque : les prix unitaires sont fournis par CHIALI. (2019)

VIII.5. Planification des travaux

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre. Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

VIII.6. Planification par la méthode du réseau

Les principales opérations pour la rénovation des collecteurs d'un projet d'assainissement premièrement il nous faudra creuser afin de retirer les conduites à rénover, les travaux s'effritent par l'ordre suivant.

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

Tableau VIII.5 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier.

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

OPERATION	TR	Précède	Succède
A	30	B	-
B	4	C	A
C	80	D, E, F, G	B
D	10	H	C
E	20	H	C
F	30	H	C
G	20	H	C
H	15	I	D, E, F, G
I	34	J	H
J	26	K	I
K	15	-	J

Les réseaux à nœuds sont représentés sur la figure VIII.2 où :

Avec : TR : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DFP : date de finissement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFPP : date de finissement au plus tard ;

MT : marge total.

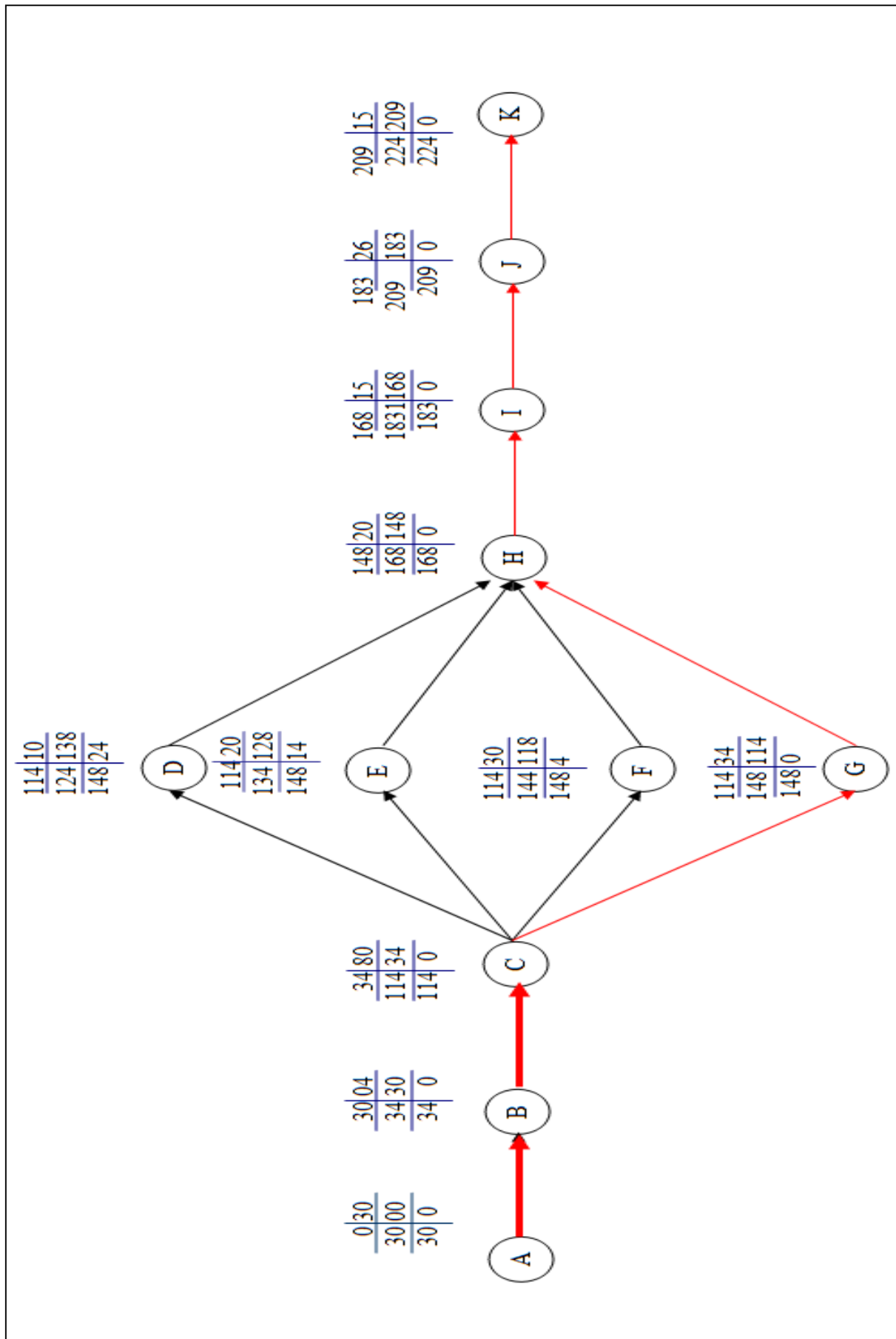


Figure VIII.2 : réseau a nœud

- Le chemin critique : A-B-C-G-H-I-J-K , $\sum TR = 224$ jours , donc la durée de réalisation de ce projet est estimée à 7 mois et 2 semaines.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons estimé les volumes des travaux, pour établir une estimation du coût total du projet qui a été estimé à environ 21689595,46DA .Et nous avons établi une planification des travaux d'où la durée de réalisation de ce projet est estimée à 7 mois et 2 semaines.

Conclusion général

Notre étude menée sur le réseau d'alimentation en eau potable de la localité de Boussedra (W. Annaba), nous a permis d'identifier les dysfonctionnements et de proposer des solutions techniques, en prenant en compte des besoins futurs à l'horizon 2055 et à la base d'un taux d'accroissement de la population de 1.5% .

- D'après l'analyse de la production-consommation, nous avons détecté un surplus remarquable d'où on n'a pas besoin de mobiliser une autre ressource d'eau.
- Le diagnostic de physique nous a permis de constater :
 - La majorité des tronçons de conduite en PVC
 - La majorité des conduites sont en mauvais états
 - La structure des réservoirs et les adductions existantes sont en bon état sauf quelque travail d'entretien.
- Le diagnostic hydraulique moyennant le logiciel EPANET, nous a révélé :
 - Une anomalie du point de vue vitesses qui variaient entre (0.00 à 0.83 m/s).
 - Une anomalie du point de vue pressions qui variaient entre (29 à 90 mce).
- D'après nos constats nous avons proposé la rénovation du réseau de distribution existant de la localité de Boussedra
- La capacité de stockage est suffisante pour satisfaire les besoins actuels et future de l'agglomération.

En utilisant EPANET, nous avons dimensionné le nouveau réseau de distribution :

- toutes les conduites sont en PEHD
- les diamètres varient entre 63 à 250 mm.
- Les pressions varient entre 16 à 47 mce
- Les vitesses varient entre 0.3 à 3 m/s.

Enfin pour réaliser la rénovation du réseau de distribution d'eau potable de la population de la localité de Boussedra, nous estimons un coût de 21689595,46DA et une durée de réalisation de 7 mois et 2 semaines.

Bibliographie

- [1] **SALAH Boualem** , polycopie Alimentation en eau potable , ENSH, Septembre 2014.
- [2] **JEAN-LOUP Robert, Ph.D**, Hydraulique urbaine.2004.
- [3] **A. DUPONT** Paris 1977« Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles.
- [4] **F. VALIRON**: «Gestion des eaux .Alimentation en eau, Assainissement», Cours de l'école nationale des ponts et des chaussées (1988)
- [5] **M. CARLIER** Paris 1972 « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles.
- [6] Catalogue des conduites en PEHD CHIALI.
- [7] Catalogue des conduites en PEHD Tubex.
- [8] Gestion patrimoniale des réseaux d'eaux potable. Volume II : optimiser ses pratiques pour un service durable et performant, ONEMA, AITF, Astee. Mai 2016
- [9] **GODART Hugues** « Adduction et distribution d'eau » Techniques De L'ingénieur, Traité Construction.



ANNEXES

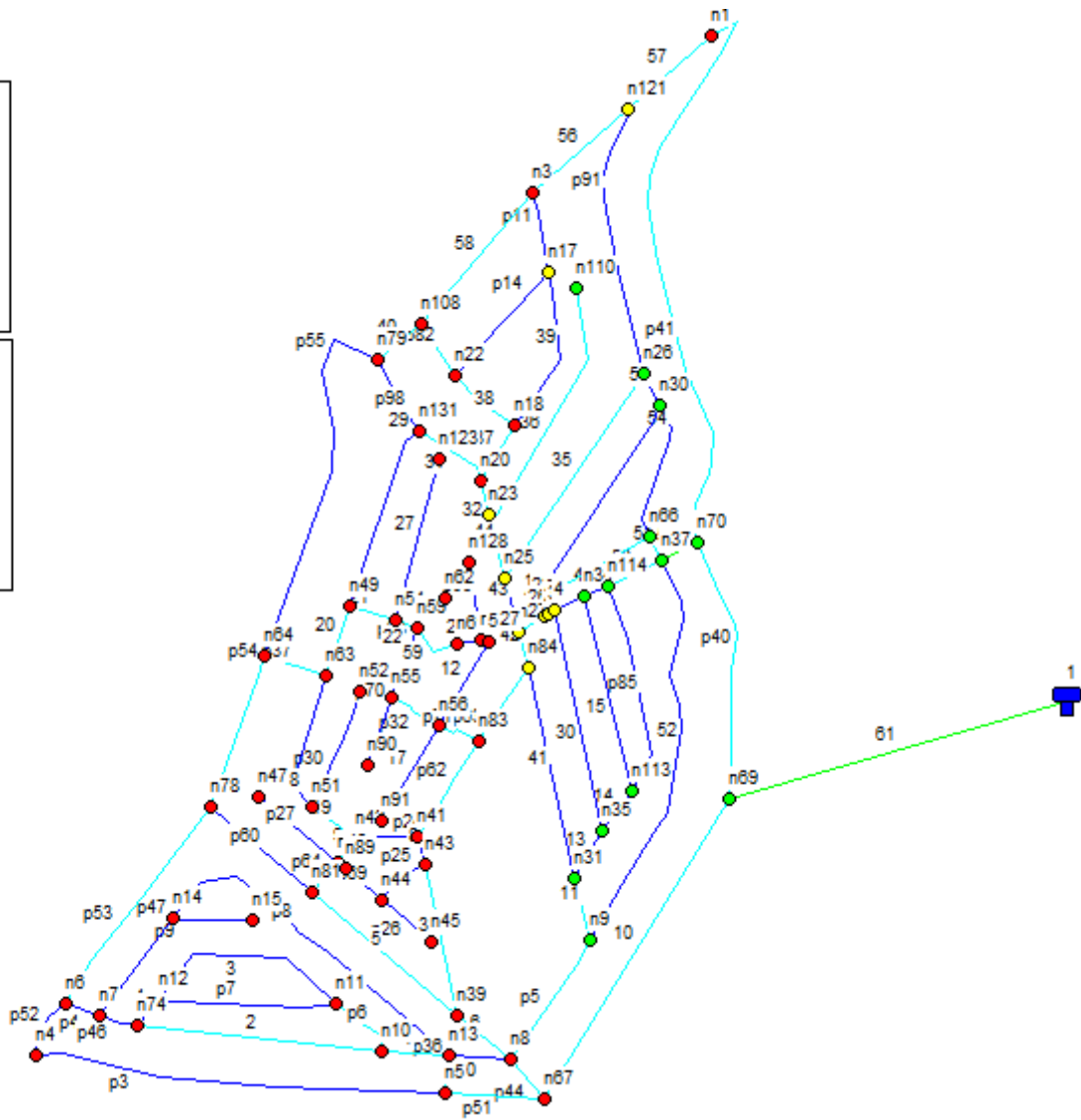
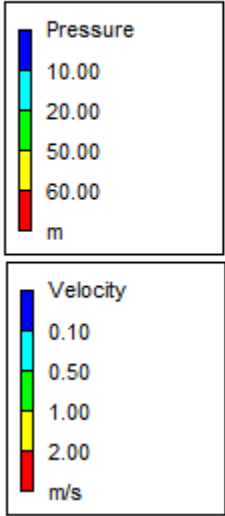
Annexe II.1

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

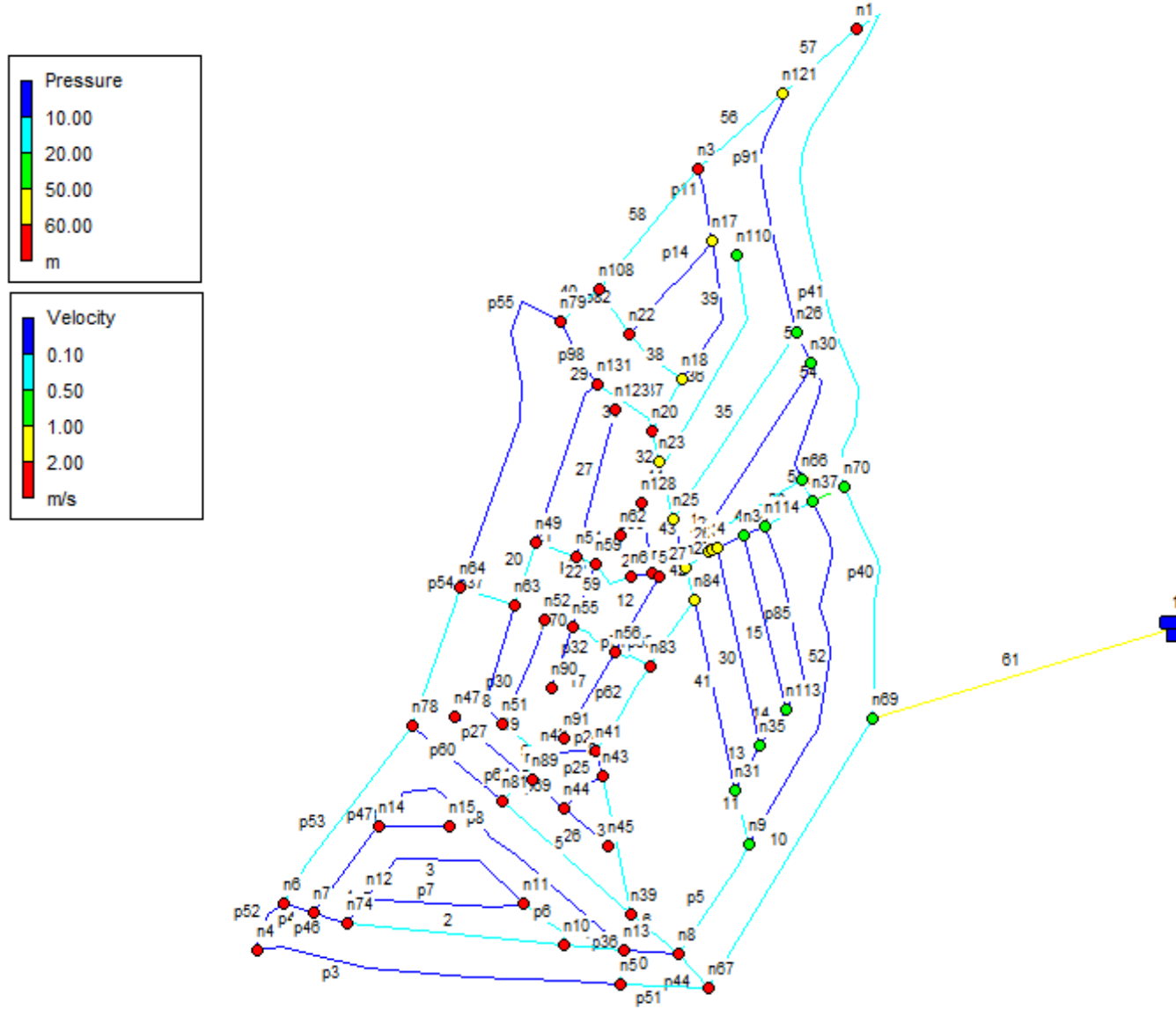
Heures (h)	Nombre d'habitants				Agglomération de type rurale
	Moins de 10000	10001à 50000	50001à 100000	Plus de 100000	
0-1	1.00	1.5	03	3.35	0.75
1-2	1.00	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1.00	1.5	2.5	3.3	01
3-4	1.00	1.5	2.6	3.2	01
4-5	2.00	2.5	3.5	3.25	03
5-6	3.00	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5.00	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.50	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.50	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.50	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.50	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.50	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7.00	5.00	4.4	4.6	8.5
13-14	7.00	5.00	4.1	4.55	06
14-15	5.50	5.50	4.2	4.75	05
15-16	4.50	6.00	4.4	4.7	05
16-17	5.00	6.00	4.3	4.65	3.5
17-18	6.50	5.50	4.1	4.35	3.5
18-19	6.50	5.00	4.5	4.4	06
19-20	5.00	4.50	4.5	4.3	06
20-21	4.50	4.00	4.5	4.3	06
21-22	3.00	3.00	4.8	3.75	03
22-23	2.00	2.00	4.6	3.75	02
23-24	1,00	1.50	3.3	3.7	01

Source polycopie B.SALAH

ANNEXE IV.1 Résultats de simulation du réseau existant (Etat des pressions et vitesses au réseau) **Cas de pointe**



ANNEXE IV.2 Résultats de simulation du réseau existant (Etat des pressions et vitesses au réseau) Cas de pointe+incendie



Annexe V.1

Le tableau V.6 : Charges et pressions dans le réseau projeté en cas de pointe (variante 2)

nœuds	Elévation	demande	charge	pression
Node ID	m	l/s	m.c.e	m.c.e
Junc n1	70.2	1.40	91.97	21.77
Junc n2	71.8	0.81	92.14	20.34
Junc n3	65.5	1.11	90.64	25.14
Junc n4	47	1.05	81.74	34.74
Junc n5	50	1.36	77.11	27.11
Junc n6	44.8	1.17	78.39	33.59
Junc n7	3.6	0.90	39.63	36.03
Junc n8	10.5	1.40	42.14	31.64
Junc n9	26.8	0.88	59.08	32.28
Junc n10	33.6	1.02	79.75	46.15
Junc n11	38.5	0.62	78.43	39.93
Junc n12	16.2	1.20	72.83	56.63
Junc n13	32.8	1.60	78.53	45.73
Junc n14	15	0.90	50.27	35.27
Junc n15	17.5	1.04	59.75	42.25
Junc n16	24.8	1.35	58.30	33.50
Junc n17	51.8	1.35	91.90	40.10
Junc n18	32	1.28	82.37	50.37
Junc n19	11.7	1.88	72.00	60.30
Junc n20	8.3	2.35	42.00	33.70
Junc n21	8.7	1.54	35.02	26.32
Junc n22	8.6	0.58	34.22	25.62
Junc n23	37.3	0.59	78.35	41.05
Junc n24	31.5	0.90	72.30	40.80
Junc n25	24	1.04	66.28	42.28
Junc n26	19.2	0.58	50.60	31.40
Junc n27	28.4	1.03	59.21	30.81
Junc n28	6.8	0.60	38.81	32.01
Junc n29	19	1.01	56.01	37.01
Junc n30	22.6	0.37	57.02	34.42
Junc n31	8.3	0.90	46.31	38.01
Junc n32	12	1.82	37.80	25.80
Junc n33	21.5	1.54	37.75	16.25
Junc n34	43	1.23	81.64	38.64
Junc n35	45	0.93	84.32	39.32
Junc n36	61.5	1.51	84.65	23.15
Junc n37	7.3	1.15	36.41	29.11
Junc n38	8.2	0.69	33.72	25.52

Junc n39	37.7	1.23	76.96	39.26
Junc n40	58.4	1.20	83.46	25.06
Junc n41	62.6	1.15	81.71	19.11
Junc n42	20.5	1.08	65.97	45.47
Junc n43	12.2	1.63	72.14	59.94
Junc n44	8.2	1.13	41.86	33.66
Junc n45	4.8	1.02	39.47	34.67
Junc n46	28.4	1.96	38.30	9.90
Junc n47	29.1	1.22	74.78	45.68
Junc n48	16.4	2.45	36.00	19.60
Junc n49	9.3	1.27	28.13	18.83
Junc n50	8.2	0.23	28.07	19.87
Junc n51	34.5	0.47	74.35	39.85
Junc n52	27.9	0.67	34.82	6.92
Junc n53	13.9	0.44	27.78	13.88

Tableau V.7 : vitesses et pertes de charges dans le réseau projeté en cas de pointe (variante 2)

tronçons	longueur	diamètre	épaisseur	débit	vitesse	perte de charge
conduites ID	m	mm	mm	l/s	m/s	m/km
conduite p1	145.4	250	27,9	-13.62	0.46	1.16
conduite p2	79.98	63	9,4	2.98	1.94	114.33
conduite p3	161	63	9,4	-0.72	0.47	7.72
conduite p4	140.4	125	14	-9.14	1.24	17.78
conduite p5	89.45	63	9,4	-4.28	2.79	230.52
conduite p6	70.29	63	9,4	1.09	0.71	16.87
conduite p8	103.5	250	27,9	-132.33	4.47	91.56
conduite p10	61.84	63	9,4	0.13	0.09	0.36
conduite p11	102.1	125	14	-13.53	1.83	37.84
conduite p13	68.45	63	9,4	2.81	1.83	102.00
conduite p14	152.7	63	9,4	0.58	0.38	5.20
conduite p15	31.33	63	9,4	0.34	0.22	2.00
conduite p18	92.04	125	14	18.57	2.51	70.01
conduite p19	44.05	63	9,4	-0.72	0.47	7.70
conduite p20	91.38	63	9,4	-0.28	0.19	1.44
conduite p21	64.81	125	14	-7.67	1.04	12.70
conduite p22	55.31	63	9,4	-1.14	0.74	18.22
conduite p25	57.64	63	9,4	2.38	1.55	74.27
conduite p26	74.86	63	9,4	0.19	0.12	0.68
conduite p27	41.55	63	9,4	1.51	0.98	31.00
conduite p28	39.57	250	27,9	-57.73	1.95	18.10
conduite p29	116.5	63	9,4	2.49	1.62	80.60
conduite p30	135.4	250	27,9	-65.58	2.21	23.18

conduite p31	209.2	250	27,9	-17.43	0.59	1.83
conduite p32	301.4	63	9,4	1.15	0.75	18.55
conduite p33	181.7	63	9,4	0.69	0.45	7.16
conduite p34	42.94	63	9,4	1.55	1.01	32.69
conduite p35	71.63	250	27,9	69.29	2.34	25.81
conduite p36	43.8	250	27,9	72.05	2.43	27.85
conduite p37	72.98	63	9,4	-4.03	2.63	205.09
conduite p38	82.51	63	9,4	-1.76	1.15	41.44
conduite p39	60.93	250	27,9	-139.76	4.72	101.95
conduite p40	118.6	250	27,9	-9.44	0.32	0.59
conduite p42	104.1	63	9,4	-2.78	1.81	99.65
conduite p43	114.9	63	9,4	-0.13	0.09	0.36
conduite p44	66.89	300	35,2	95.08	2.30	20.28
conduite p45	143.3	250	27,9	-90.99	3.07	43.92
conduite p46	35.25	125	14	16.50	2.23	55.60
conduite p47	91.81	125	14	7.07	0.96	10.88
conduite p48	81.97	250	27,9	-119.84	4.05	75.35
conduite p49	89.08	250	27,9	132.14	4.46	91.32
conduite p50	198.9	63	9,4	1.56	1.01	32.86
conduite p51	25.79	63	9,4	3.69	2.40	172.50
conduite p52	142.1	63	9,4	0.91	0.60	12.09
conduite p53	177.5	63	9,4	1.19	0.78	19.87
conduite p55	93.8	63	9,4	1.36	0.89	25.54
conduite p56	30.56	63	9,4	-0.57	0.37	5.08
conduite p61	186.6	63	9,4	-0.44	0.29	3.14
conduite p62	123.2	63	9,4	3.39	2.21	146.41
conduite p63	197.4	63	9,4	1.69	1.10	38.45
conduite p64	311	125	14	5.06	0.68	5.78
conduite p65	157.4	63	9,4	1.94	1.26	50.03
conduite p66	60.06	63	9,4	0.23	0.15	0.99
conduite p67	56.39	63	9,4	2.07	1.35	56.76
conduite p68	122.4	63	9,4	0.47	0.31	3.54
conduite p69	174.6	63	9,4	0.67	0.44	6.78
conduite p70	111.6	63	9,4	0.44	0.29	3.14
conduite 1	133	300	35,2	109.51	2.64	26.71
conduite 4	100	63	9,4	1.88	1.22	47.02
conduite 5	80.79	63	9,4	1.80	1.17	43.34
conduite 6	183	250	27,9	77.50	2.62	32.10
conduite 7	162.34	63	9,4	4.07	2.65	208.88
conduite 9	140.3	250	27,9	21.00	0.71	2.61
conduite 10	208.2	63	9,4	-0.14	0.09	0.40
conduite 12	49.47	63	9,4	3.68	2.40	172.17

conduite 18	152.6	63	9,4	2.20	1.43	63.75
conduite 19	39.64	63	9,4	3.47	2.26	153.07

Tableau V.8 : Charges et les pressions dans le réseau projeté en cas de pointe + incendie (variante 2)

nœuds	Elévation	demande	charge	pression
Node ID	m	l/s	m.c.e	m.c.e
Junc n1	70.2	18.40	90.37	20.17
Junc n2	71.8	0.81	91.13	19.33
Junc n3	65.5	1.11	89.70	24.20
Junc n4	47	1.05	80.94	33.94
Junc n5	50	1.36	76.29	26.29
Junc n6	44.8	1.17	77.78	32.98
Junc n7	3.6	0.90	39.45	35.85
Junc n8	10.5	1.40	41.99	31.49
Junc n9	26.8	0.88	58.78	31.98
Junc n10	33.6	1.02	79.58	45.98
Junc n11	38.5	0.62	77.88	39.38
Junc n12	16.2	1.20	72.77	56.57
Junc n13	32.8	1.60	78.17	45.37
Junc n14	15	0.90	50.11	35.11
Junc n15	17.5	1.04	59.58	42.08
Junc n16	24.8	1.35	57.96	33.16
Junc n17	51.8	1.35	90.31	38.51
Junc n18	32	1.28	81.80	49.80
Junc n19	11.7	1.88	72.00	60.30
Junc n20	8.3	2.35	42.00	33.70
Junc n21	8.7	1.54	35.02	26.32
Junc n22	8.6	0.58	34.22	25.62
Junc n23	37.3	0.59	77.79	40.49
Junc n24	31.5	0.90	71.95	40.45
Junc n25	24	1.04	66.14	42.14
Junc n26	19.2	0.58	50.41	31.21
Junc n27	28.4	1.03	58.87	30.47
Junc n28	6.8	0.60	38.61	31.81
Junc n29	19	1.01	55.68	36.68
Junc n30	22.6	0.37	56.68	34.08
Junc n31	8.3	0.90	46.07	37.77
Junc n32	12	1.82	37.60	25.60
Junc n33	21.5	1.54	37.52	16.02
Junc n34	43	1.23	81.12	38.12
Junc n35	45	0.93	83.67	38.67

Junc n36	61.5	1.51	83.99	22.49
Junc n37	7.3	1.15	36.41	29.11
Junc n38	8.2	0.69	33.72	25.52
Junc n39	37.7	1.23	76.44	38.74
Junc n40	58.4	1.20	82.85	24.45
Junc n41	62.6	1.15	80.87	18.27
Junc n42	20.5	1.08	65.81	45.31
Junc n43	12.2	1.63	71.99	59.79
Junc n44	8.2	1.13	41.61	33.41
Junc n45	4.8	1.02	39.28	34.48
Junc n46	28.4	1.96	37.96	9.56
Junc n47	29.1	1.22	74.22	45.12
Junc n48	16.4	2.45	35.80	19.40
Junc n49	9.3	1.27	27.93	18.63
Junc n50	8.2	0.23	27.87	19.67
Junc n51	34.5	0.47	73.78	39.28
Junc n52	27.9	0.67	34.62	6.72
Junc n53	13.9	0.44	27.58	13.68

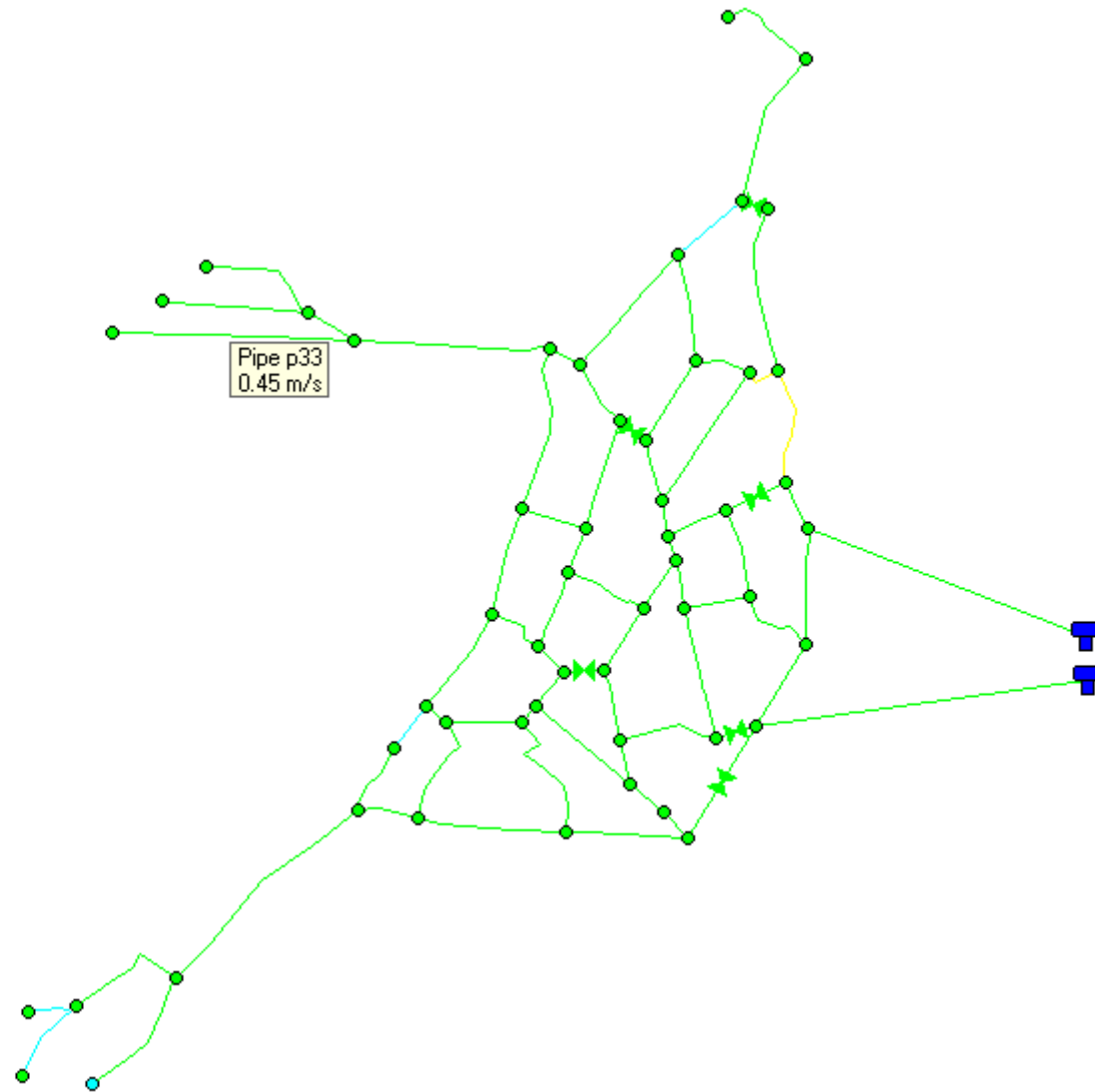
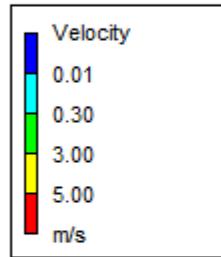
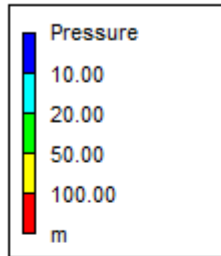
Tableau V.9 : vitesses et pertes de charges dans le réseau projeté en cas de pointe + incendie (variante 2)

tronçons	longueur	diamètre	épaisseur	débit	vitesse	perte de charge
conduites ID	m	mm	mm	l/s	m/s	m/km
conduite p1	145.4	250	27,9	-30.32	1.02	5.24
conduite p2	79.98	63	9,4	2.96	1.93	112.54
conduite p3	161	63	9,4	-0.78	0.51	9.05
conduite p4	140.4	125	14	-9.21	1.25	18.03
conduite p5	89.45	63	9,4	-4.29	2.80	232.13
conduite p6	70.29	63	9,4	1.27	0.83	22.26
conduite p8	103.5	250	27,9	-132.27	4.47	91.49
conduite p10	61.84	63	9,4	0.26	0.17	1.23
conduite p11	102.1	125	14	-13.16	1.78	35.89
conduite p13	68.45	63	9,4	2.81	1.83	102.00
conduite p14	152.7	63	9,4	0.58	0.38	5.20
conduite p15	31.33	63	9,4	0.39	0.25	2.49
conduite p18	92.04	125	14	18.69	2.53	70.85
conduite p19	44.05	63	9,4	-0.68	0.44	6.93
conduite p20	91.38	63	9,4	-0.24	0.16	1.09
conduite p21	64.81	125	14	-7.71	1.04	12.84
conduite p22	55.31	63	9,4	-1.13	0.74	18.04
conduite p25	57.64	63	9,4	2.40	1.56	75.08
conduite p26	74.86	63	9,4	0.23	0.15	0.98

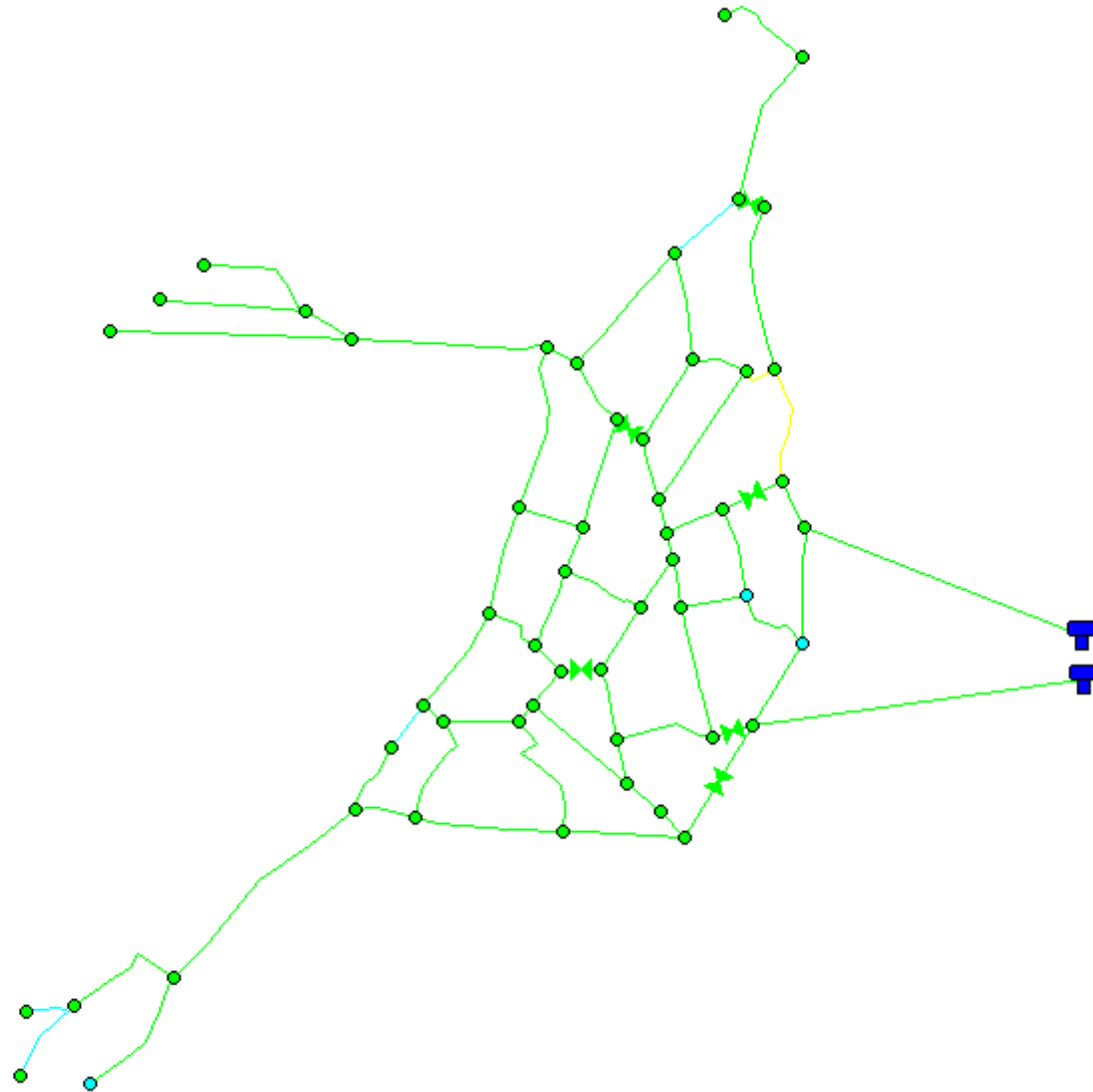
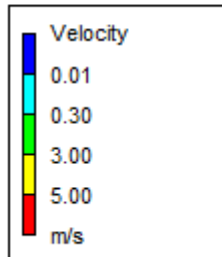
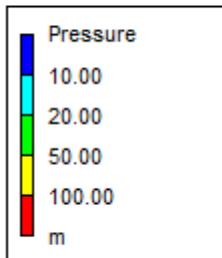
conduite p27	41.55	63	9,4	1.50	0.98	30.77
conduite p28	39.57	250	27,9	-55.57	1.88	16.81
conduite p29	116.5	63	9,4	2.46	1.61	79.10
conduite p30	135.4	250	27,9	-63.90	2.16	22.04
conduite p31	209.2	250	27,9	-17.06	0.58	1.76
conduite p32	301.4	63	9,4	1.15	0.75	18.55
conduite p33	181.7	63	9,4	0.69	0.45	7.16
conduite p34	42.94	63	9,4	1.53	1.00	31.76
conduite p35	71.63	250	27,9	67.59	2.28	24.59
conduite p36	43.8	250	27,9	70.33	2.37	26.57
conduite p37	72.98	63	9,4	-3.92	2.55	194.30
conduite p38	82.51	63	9,4	-1.69	1.10	38.57
conduite p39	60.93	250	27,9	-139.89	4.72	102.14
conduite p40	118.6	250	27,9	-9.26	0.31	0.56
conduite p42	104.1	63	9,4	-2.67	1.74	92.29
conduite p43	114.9	63	9,4	-0.17	0.11	0.61
conduite p44	66.89	300	35,2	92.97	2.25	19.41
conduite p45	143.3	250	27,9	-88.91	3.00	41.97
conduite p46	35.25	125	14	16.13	2.18	53.24
conduite p47	91.81	125	14	7.11	0.96	11.01
conduite p48	81.97	250	27,9	-119.92	4.05	75.45
conduite p49	89.08	250	27,9	132.05	4.46	91.19
conduite p50	198.9	63	9,4	1.54	1.01	32.38
conduite p51	25.79	63	9,4	3.69	2.40	172.77
conduite p52	142.1	63	9,4	0.92	0.60	12.31
conduite p53	177.5	63	9,4	1.21	0.79	20.45
conduite p55	93.8	63	9,4	1.35	0.88	24.99
conduite p56	30.56	63	9,4	-0.60	0.39	5.49
conduite p61	186.6	63	9,4	-0.39	0.25	2.49
conduite p62	123.2	63	9,4	3.34	2.18	142.58
conduite p63	197.4	63	9,4	1.69	1.10	38.45
conduite p64	311	125	14	5.06	0.68	5.78
conduite p65	157.4	63	9,4	1.94	1.26	50.03
conduite p66	60.06	63	9,4	0.23	0.15	0.99
conduite p67	56.39	63	9,4	2.07	1.35	56.53
conduite p68	122.4	63	9,4	0.47	0.31	3.54
conduite p69	174.6	63	9,4	0.67	0.44	6.78
conduite p70	111.6	63	9,4	0.44	0.29	3.14
conduite 1	133	300	35,2	124.11	3.00	34.10
conduite 4	100	63	9,4	1.84	1.20	45.35
conduite 5	80.79	63	9,4	1.73	1.13	40.28
conduite 6	183	250	27,9	75.46	2.55	30.47

conduite 7	162.34	63	9,4	3.99	2.60	201.17
conduite 9	140.3	250	27,9	21.05	0.71	2.62
conduite 10	208.2	63	9,4	0.11	0.07	0.18
conduite 12	49.47	63	9,4	3.66	2.38	169.79
conduite 18	152.6	63	9,4	2.19	1.43	63.16
conduite 19	39.64	63	9,4	3.41	2.22	148.01

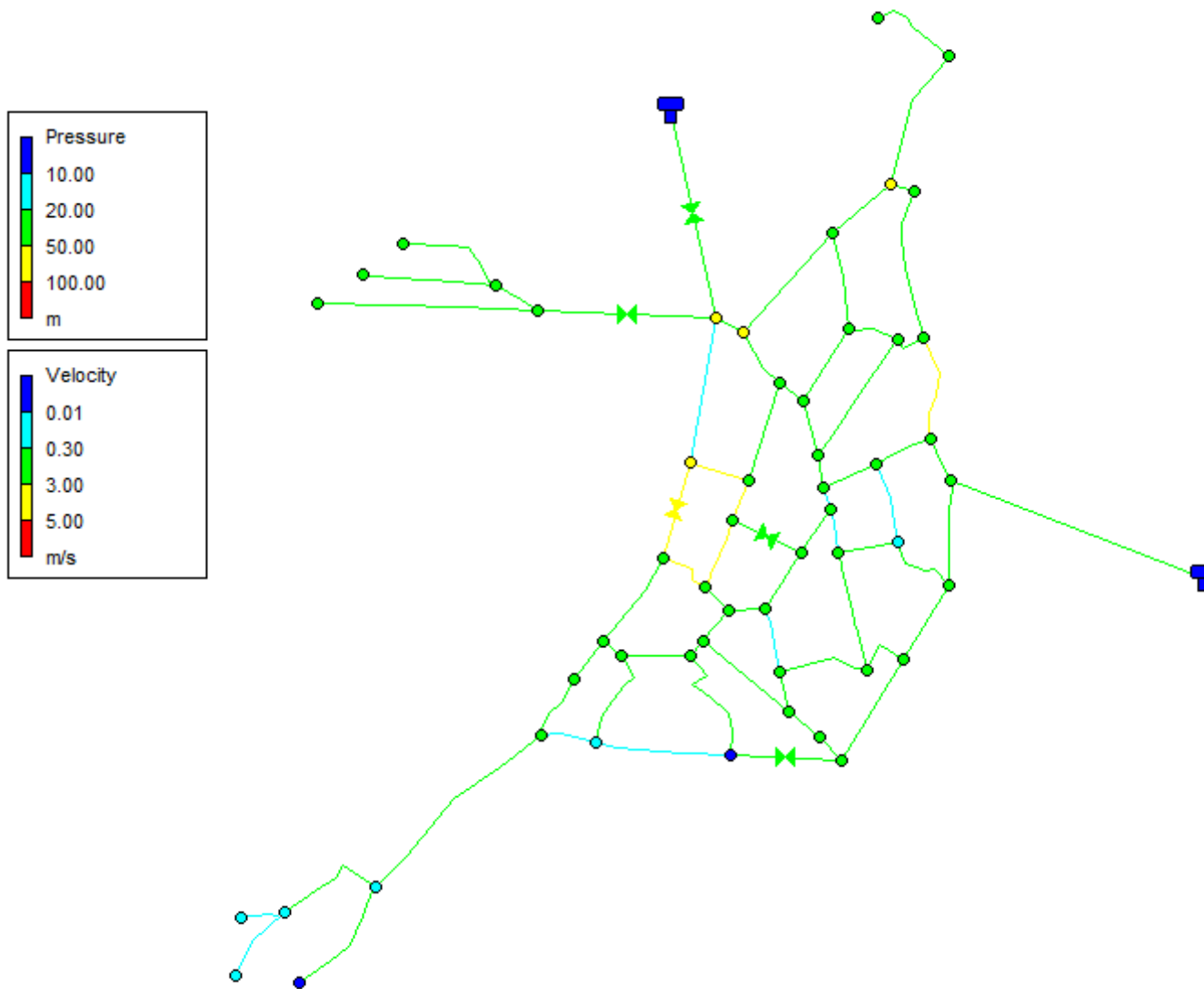
ANNEXE V.2 Résultats de simulation du réseau projeté en Cas de pointe (variante 1)



ANNEXE V.3 Résultats de simulation du réseau projeté en Cas de pointe+incendie (variante 1)



ANNEXE V.4 Résultats de simulation du réseau projeté en Cas de pointe (variante 2)



ANNEXE V.5 Résultats de simulation du réseau projeté en Cas de pointe+incendie (variante 2)

