الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"
ⵜⴰⵙⴷⴰⵡⵜ ⵜⴰⵖⵍⴰⵢⵜ ⵏ ⵜⵎⵙⵙⵓⵔⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

Diagnostic et réhabilitation du système d'AEP de la commune d'El Alaimia (W. Mascara)

Présenté par :
ALI KADA Ahmed Yacine

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
SALAH Boualem	Professeur	Président
KAHLERRAS Malika	M.C.B	Examinateur
BENCHIHEB Nedjoua	M.C.B	Examinateur
SALHI Chahrazed	M.C.B	Promoteur

Session : Septembre 2023

REMERCIEMENT

Tout d'abord, je voudrais commencer par remercier ALLAH qui a éclairé mon chemin et qui m'a donné le courage de terminer mes études tout au long de ces années. J'adresse mes sincères remerciements à tous mes Enseignants de l'ENSH pour leurs contributions à ma formation d'ingénieur d'état en hydraulique. Je voudrais ensuite exprimer ma gratitude à ma promotrice : Mme C. SALHI pour m'avoir guidé avec ses sages conseils afin de mener à bien ce travail. Je remercie le président et les membres du jury qui me font l'honneur de juger mon travail. Également, je souhaite exprimer mes sincères remerciements et ma profonde gratitude envers mes bien-aimées familles qui ont toujours été présentes à mes côtés. C'est grâce à leur soutien que je me trouve ici aujourd'hui. Mes remerciements s'étendent à mes amis et à toutes les personnes qui ont apporté leur contribution, même avec un simple mot de soutien. Je les remercie d'avoir eu foi en moi.

ALI KADA Ahmed Yacine

Dédicace

C'est avec une profonde émotion que je souhaite dédier ce modeste travail à ceux qui ont été présents à chaque étape de ma vie :

À mes parents, source inépuisable de confiance et de soutien tout au long de mon parcours éducatif. Les mots me manquent pour exprimer la gratitude et la fierté qui habitent mon cœur en tant que votre fils.

À mes chers frères, Soheib et Amine, qui m'ont toujours soutenu et répondu présent en toutes circonstances. Votre soutien inconditionnel a été une lumière dans les moments les plus exigeants, et pour cela, je vous admire.

À mes amis d'enfance, de collège et de l'ENSH, qui ont partagé des moments inoubliables et ont contribué à rendre ce voyage éducatif encore plus mémorable.

À tous ceux qui m'entourent avec affection et me portent dans leur cœur, je vous adresse ma reconnaissance sincère.

Cette dédicace reflète l'importance que chacun d'entre vous revêt dans ma vie et dans la réalisation de cette étape significative.

ALI KADA Ahmed Yacine

ملخص

بلدية العلايمية، الموجودة في ولاية معسكر، تواجه حاليًا مشكلة في نظام التزويد بالمياه الشروب. تنشأ هذه المشكلة أساسًا من التقادم في شبكة التوزيع، التي تتميز بقدرتها الغير كافية ونسبة عالية من التسربات. في هذه الدراسة، قمنا بإجراء تقييم شامل لنظام إمداد المياه الشروب في بلدية العلايمية - ولاية معسكر - مما سمح لنا بمعرفة نقاط الضعف في هذا النظام واقتراح العديد من الحلول، من بين أهمها: تجديد جميع الأنابيب التي تشكل شبكة التوزيع من خلال إنشاء شبكة توزيع. توفر هذه الشبكة توزيع المياه على جميع أنحاء المدينة، وبعد ذلك قمنا بتقدير التكلفة الإجمالية للمشروع.

الكلمات المفتاحية: نظام التزويد بالمياه الشروب، احتياجات الماء، خزان، كلفة المشروع.

Résumé

La commune d'El Alaimia, située dans la wilaya de Mascara, est actuellement confrontée à une problématique en ce qui concerne le système d'alimentation en eau potable. Cette situation découle principalement de l'obsolescence du réseau de distribution, caractérisé par une capacité insuffisante et un taux de fuites élevé, dans cette étude nous avons fait un diagnostic complet du système d'alimentation en eau potable de la Commune d'El Alaimia - Wilaya de Mascara- qui nous a permets de connaitre les imperfections de ce système et de proposer plusieurs solutions dont les plus importantes sont : Renouveler la totalité des conduites formant le réseau de distribution par la réalisation d'un nouveau réseau de distribution. Ce réseau assure la distribution de l'eau sur la totalité de la ville, par la suite nous avons estimé le cout global du projet

Mots clés : Système d'alimentation en eau potable, Besoins en eau, Réservoir, cout du projet.

Abstract

The town of El Alaimia, located in the Mascara province, is currently facing an issue concerning its potable water supply system. This situation primarily arises from the obsolescence of the distribution network, characterized by inadequate capacity and a high leakage rate. In this study, we conducted a comprehensive assessment of the potable water supply system in the Municipality of El Alaimia, Mascara Province, which allowed us to identify the imperfections of this system and propose several solutions, with the most significant being: the complete replacement of the pipelines forming the distribution network by establishing a new water supply network. This network ensures water distribution throughout the entire city. Subsequently, we estimated the overall cost of the project.

Keywords: Water supply system, Water Requirements, Reservoir, cost of the project.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction 3

I.1 Situation géographique 3

I.1.1 Présentation de la wilaya de Mascara 3

I.1.2 Présentation de la commune d'El Alaimia 4

I.2 Morphologie et topographie 4

I.3 Situation géologique 5

I.4 Situation hydrographique 5

I.5 Situation Climatologique 6

I.5.1 Précipitations 6

I.5.2 Température 6

I.5.3 Regime de vents 7

I.5.4 Caractéristique du climat 7

I.6 Situation hydraulique 8

I.6.1 Les ressources exploitées 8

I.6.2 Ouvrages de Stockage 8

I.6.3 Réseau de distribution 9

I.7 Conclusion 9

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Introduction 11

II.1 Estimation de la population à l'horizon d'étude 11

II.2 Evaluation des besoins en eau 12

II.2.1 Besoins domestiques 13

II.2.2 Besoins des équipements 13

II.3 Etude des variations des débits journalière 15

II.3.1 Coefficient d'irrégularité maximum journalière 16

II.3.2 Coefficient d'irrégularité minimum journalière 16
II.4 Etude des variations des débits horaire 17
II.4.1 Débit moyen horaire 17
II.4.2 Débits maximum et minimum horaires 17
II.5 Régime de la consommation de l'agglomération 20
II.6 Conclusion 24

CHAPITRE III : DIAGNOSTIC DU RESEAU D'AEP

III.1 Diagnostic de réseau de distribution 26
III.1.1 Diagnostic physique 26
III.1.2 Diagnostic hydraulique 31
III.2 Conclusion 57

CHAPITRE IV : PROJECTION D'UN NOUVEAU RESEAU D'AEP

IV.1 Choix du type de réseau distribution 59
IV.2 Principe de trace du réseau maillé 60
IV.3 Choix du type de conduite 60
IV.4 Détermination des débits 61
IV.5 Simulation hydraulique du réseau projeté 71
IV.5.1 Cas de pointe 71
IV.5.2 Cas de pointe + incendie 78
IV.6 Conclusion 85

CHAPITRE V : ETUDE DE STOCKAGE

V.1 Classification des réservoirs 87
V.1.1 Forme de la cuve 87
V.1.2 Position du réservoir par rapport au sol 88
V.1.3 Nature des matériaux 89
V.2 Calcul du stockage 89
V.2.1 Etude du stockage actuel (2023) 90
V.2.2 Etude du stockage au long terme (2053) 92
V.3 Valorisation des déficits 93
V.4 Dimensionnement de réservoir projeter 94

V.4.1 Forme et type du réservoir 94
V.4.2 Dimensions du réservoir 94
V.4.3 Le diamètre de la cuve 94
V.4.4 Réévaluation de la hauteur d'eau (h) 94
V.4.5 Section de la cuve 94
V.4.6 La hauteur totale du la cuve 95
V.4.7 Hauteur de la réserve d'incendie 95
V.4.8 Résumé des caractéristiques du réservoir projeté 95
V.5 Équipements hydrauliques du réservoir Semi-enterré 96
V.5.1 Équipements hydrauliques 96
V.5.2 Equipements d'intervention 100
V.6 Conclusion 100

CHAPITRE VI : POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES

VI.1 Stockage et approvisionnement 102
VI.2 Réalisation des tranchées 102
VI.3 Largeur des tranchées 102
VI.4 Profondeur des tranchées 103
VI.5 Pose des canalisations 103
VI.6 Assemblage des tubes en PEHD 103
VI.6.1 L'électrosoudage 104
VI.6.2 Le soudage bout-à-bout 105
VI.6.3 L'assemblage par raccord à compression 106
VI.7 Traversé de route 106
VI.8 Stabilisation des conduites 106
VI.9 Essai hydraulique 107
VI.10 Remblaiement 108
VI.11 Désinfection des conduites 109
VI.12 Accessoires du réseau 109
VI.12.1 Robinets vannes 109
VI.12.2 Poteaux d'incendie 110
VI.12.3 Clapets 110

VI.12.4 Ventouses 111
VI.12.5 Mesure de débit 111
VI.12.6 Mesure de pression 111
VI.12.7 Pièces spéciales 112
VI.13 Conclusion 112

Chapitre VII : ORGANISATION DE CHANTIER

VII.1 Métré 114
VII.2 Calcul des travaux de terrassement 114
VII.2.1 Pose des conduites 114
VII.2.2 Construction de réservoirs d'eau 116
VII.3 Devis quantitatif et estimatif des travaux à réalise 118
VII.3.1 Les différents travaux de mise en place des canalisations 120
VII.3.2 Besoins en personnels et en matériels 122
VII.3.3 Etablissement du planning des travaux 123
VII.3.4 Définitions des tâches et leurs durées 123
VII.3.5 Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM) 123
VII.3.6 Détermination du chemin critique 124
VII.4 Conclusion 126

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau I. 1 : Pluie moyenne mensuelle (2001-2020).....6
Tableau I. 2 : Température (2001-2020) 6
Tableau I. 3 : Caractéristiques des forages.....8
Tableau I. 4 : caractéristiques du réservoir R1.....8

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Tableau II. 1 : Évolution de la population de la ville d'El Alaimia. 11
Tableau II. 2 : Débit moyen journalier à différents horizons 13
Tableau II. 3 : Les besoins actuelles de la ville d'El Alaimia (2023). 13
Tableau II. 5 : Taux d'augmentation global. 14
Tableau II. 6 : calcul des débits d'équipement pour les différents horizons. 14
Tableau II. 7 : Tableau récapitulatif des besoins d'El Alaimia 15
Tableau II. 8 : Récapitulatif des débits moyens totaux après majoration de 20%. 15
Tableau II. 9 : Calcul du débit maximal et minimal journalière 17
Tableau II. 10 : Variation de βmax en fonction de la population.....18
Tableau II. 11 : β min en fonction du nombre d'habitants.....19
Tableau II. 12 : Débits (max et min) horaires pour chaque horizon 19
Tableau II. 15 : Variation des débits horaires à la situation actuelle.....20
Tableau II. 17 : Variation des débits horaires à l'horizon de 2038. 22
Tableau II. 17 : Variation des débits horaires à l'horizon de 2053. 23

CHAPITRE III : DIAGNOSTIC DU RESEAU D'AEP

Tableau III. 1 : Répartition des tronçons par nature du matériau.....26
Tableau III. 2 : La répartition des longueurs des tronçons de conduites Aep par diamètres 27
Tableau III. 3 : l'état physique des conduites de distribution. 29
Tableau III. 4 : Description des équipements. 29
Tableau III. 5 : Caractéristiques du château d'eau d'El Alaimia. 30
Tableau III. 6 : Calcul des débits en route. 33
Tableau III. 10 : Calcul des débits nodaux en cas de pointe. 37
Tableau III. 15 : Calcul des débits nodaux en cas de pointe + incendie. 41
Tableau III. 16 : Vitesses et pertes de charge dans le réseau existant en cas de pointe. 45
Tableau III. 18 : Charges et pression dans le réseau existant en cas de pointe. 47
Tableau III. 20 : Vitesses et pertes de charge dans le réseau existant en cas de pointe+incendie. 51

Tableau III. 21 : Vitesses et pertes de charge dans le réseau existant en cas de pointe+incendie. (Suite) 52
Tableau III. 22 : Charges et pression dans le réseau existant en cas de pointe + incendie. 53

CHAPITRE IV : PROJECTION D'UN NOUVEAU RESEAU D'AEP

Tableau IV. 1 : Calcul des débits en route du réseau. 62
Tableau IV. 6 / Calcul des débits nodaux cas de pointe. 66
Tableau IV. 11 : Calcul des débits nodaux en cas de pointe + incendie. 70
Tableau IV. 12 : Vitesses et pertes de charge dans le réseau projeté (cas de pointe) 71
Tableau IV. 15 : Résultat au niveau des nœuds. 73
Tableau IV. 16 : Résultat au niveau des nœuds. (Suite) 74
Tableau IV. 17 : Résultat au niveau des nœuds. (Suite) 75
Tableau IV. 18 : Vitesses et pertes de charge dans le réseau projeté (cas de pointe + incendie) ... 78
Tableau IV. 21 : Résultat au niveau des nœuds. 80

CHAPITRE V : ETUDE DE STOCKAGE

Tableau V. 1 : Besoins actuels en stockage (2023). 91
Tableau V. 2 : Besoins en stockage au moyen terme (2053). 92
Tableau V. 3 : Estimation des déficits et des surplus en stockage de la ville d'El Alaimia 93
Tableau V. 4 : Caractéristiques du réservoir projeté 95

Chapitre VII : ORGANISATION DE CHANTIER

Tableau VII. 1 : Calcul des volumes de terrassement du réseau. 116
Tableau VII. 2 : Caractéristiques du réservoir projeté. 116
Tableau VII. 3 : Récapitulatif des claculs du reservoir. 118
Tableau VII. 4 : Devis quantitatif et estimatif des travaux de terrassement du réseau de distribution. 118
Tableau VII. 5 : Devis quantitatif et estimatif des travaux de reservoir. 119
Tableau VII. 6 : Devis quantitatif et estimatif de pose des canalisations du réseau. 119
Tableau VII. 7 : Devis quantitatif et estimatif des travaux à réaliser-récapitulation 120
Tableau VII. 8 : Besoins en personnels 122
Tableau VII. 9 : Besoins en matériels. 122
Tableau VII. 10 : Temps de réalisation des opérations 123
Tableau VII. 11 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation du réseau 124

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Figure I. 1 : Situation géographique de la wilaya de Mascara (source : DRE) 3
Figure I. 2 : Situation géographique de la commune d'El Alaimia. (Source : APC) 4
Figure I. 3 : Détermination du climat de la zone d'étude par l'indice de De Martnne. 8

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Figure II. 1 : diagramme à barres représentant la consommation en eau à 2023 21
Figure II. 2 : Courbe de cumul de la consommation de l'année 2023 21
Figure II. 3 : diagramme à barres représentant la consommation en eau en 2038 et 2053 24
Figure II. 4 : Courbe de cumul de la consommation pour les années 2038 et 2053. 24

CHAPITRE III : DIAGNOSTIC DU RESEAU D'AEP

Figure III. 1 : Répartition linéaire des conduites de distributions selon la nature de matériau 27
Figure III. 2 : l'état physique des conduites de distribution. (ADE, 2023) 28
Figure III. 3 : l'état physique des équipements du réseau. (ADE, 2023) 29
Figure III. 4 : Réservoir Existant d'El Alaimia de 500 m^3. (ADE, 2023) 30
Figure III. 5 : Courbe de distribution des pressions en cas de pointe. 49
Figure III. 6 : Courbe de distribution des vitesses en cas de pointe. 49
Figure III. 7 : Carte de distribution des pressions et vitesses dans le réseau (cas de pointe) 50
Figure III. 8 : Courbe de distribution des pressions en cas de pointe + incendie. 55
Figure III. 9 : Courbe de distribution des vitesses en cas de pointe + incendie. 55
Figure III. 10 : Carte de distribution des pressions dans le réseau (cas de pointe + incendie) 56

CHAPITRE IV : PROJECTION D'UN NOUVEAU RESEAU D'AEP

Figure IV. 1 : Distribution des pressions dans le réseau projeté (cas de pointe) 76
Figure IV. 2 : Distribution des vitesses dans le réseau projeté (cas de pointe) 76
Figure IV. 3 : Carte de distribution des vitesses et pressions dans le réseau projeté (cas de pointe). 77
Figure IV. 4 : Distribution des pressions dans le réseau projeté (cas de pointe + incendie) 83
Figure IV. 5 : Distribution des vitesses dans le réseau projeté (cas de pointe + incendie) 83
Figure IV. 6 : Carte de distribution des vitesses et pressions dans le réseau projeté (cas de pointe + incendie). 84

CHAPITRE V : ETUDE DE STOCKAGE

Figure V. 1 : Formes de la cuve d'un réservoir. 88
Figure V. 2 : Positions du réservoir par rapport au sol (1) 88
Figure V. 3 : Positions du réservoir par rapport au sol (2). 89
Figure V. 4 : : Schéma générale des équipements hydrauliques du réservoir. 96
Figure V. 5 : Arrivée par dessous (Par le fond) 97
Figure V. 6 : Arrivée par dessous (Par le bas) 97
Figure V. 7 : Conduite de départ 98
Figure V. 8 : Système de matérialisation d'incendie d'évent. 99
Figure V. 9 : Conduite by-pass. 99
Figure V. 10 : Trappes d'accès. 100
Figure V. 11 : Arrivée par surverse (Noyée) 97
Figure V. 12 : Arrivée par surverse (Chute libre) 97

CHAPITRE VI : POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES

Figure VI. 1 : Exemple de montage des avec différents raccords. 105
Figure VI. 2 : Exemple de soudage bout-à-bout. 105
Figure VI. 3 : Assemblage par raccord à compression. 106
Figure VI. 4 : Butée sur un coude horizontal. 107
Figure VI. 5 : Butée sur un coude vertical. 107
Figure VI. 6 : Butée sur un branchement. 107
Figure VI. 7 : Butée sur un cône. 107
Figure VI. 8 : Amarrage sur conduite inclinée. 107
Figure VI. 9 : Coupe transversale type dans une tranchée. 108
Figure VI. 10 : Robinets vanne à opercule 109
Figure VI. 11 : Vanne a papillon 110
Figure VI. 12 : Clapet anti retour. 110
Figure VI. 13 : Ventouse. 111

CHAPITRE VII : GESTION DE PROJET

Figure VII. 1 : Réseau en noeuds pour l'organisation de l'exécution des travaux de réalisation du réseau. 125

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1. Plan de masse et réseau d'Aep existant de la commune d’El Alaimia

Planche N° 2. Plan de masse et réseau d'Aep projeté de la commune d’El Alaimia

Planche N° 3. Profil en long

Planche N° 4. Carnet des Noeuds

Introduction générale

En Algérie, l'eau est une ressource de plus en plus précieuse en raison de la concurrence entre l'agriculture, l'industrie et l'approvisionnement en eau potable (A.E.P) pour des ressources limitées. Le nord de l'Algérie dépend principalement du ruissellement et stocke les eaux de surface dans 52 grands barrages avec une capacité totale de 5,2 milliards de mètres cubes. Cependant, une réserve considérable (7,3 milliards de mètres cubes) se déverse directement dans la mer. La sécheresse récente a accentué ce problème, soulignant l'importance de la gestion de l'eau. L'Algérie avait un taux de raccordement global de 85 % à l'eau potable en 2010, supérieur à la moyenne mondiale de 75 %, et visait à atteindre 100 % de raccordement d'ici 2015. Avec la croissance démographique et le développement des villes, l'amélioration des réseaux existants, y compris l'eau potable, est nécessaire. L'étude se concentre sur le système d'alimentation en eau potable de la Commune d'El Alaimia, dans la wilaya de Mascara. Elle vise à diagnostiquer les problèmes existants, à proposer des solutions et à concevoir un réseau d'A.E.P en tenant compte de la croissance de la population.La première partie consiste en un diagnostic des ressources hydrauliques de la commune, de la capacité de stockage et de distribution, et de la détection des anomalies du système d'A.E.P.

La deuxième partie propose des projets pour le réseau d'A.E.P en équilibrant l'offre et la demande en eau potable. Cela inclut le comblement des insuffisances, l'ajout de forages, et la création de réservoirs pour garantir une pression adéquate. L'étude comprend une partie graphique avec le tracé du réseau et une partie écrite avec des calculs justifiant les diamètres, les vitesses et les pressions. Elle comprend également un devis quantitatif et estimatif du projet. L'étude détaille les caractéristiques géographiques, administratives, climatiques, topographiques, géologiques et démographiques de la région. Les chapitres suivants traitent des besoins en eau, des capacités de stockage, du réseau de distribution, des conditions de pose des conduites dans les tranchées, et de l'organisation du chantier. L'objectif final est d'assurer l'efficacité de l'exécution du projet en déterminant les délais, la répartition des phases d'exécution et les besoins en ressources humaines et matérielles, ainsi que d'estimer le coût global du projet.

Chapitre I :
Présentation de la zone d'étude

Introduction

Avant d'entamer n'importe quel projet, l'étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs qui influencent sur la conception de ce projet. En effet, chaque site présente des spécificités touchant en particulier le projet que ce soit :

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

Donc la présentation de l'agglomération est une phase importante pour procéder au diagnostique et la conception du système d'alimentation en eau potable de la Commune d'El Alaimia**.**

I.1 Situation géographique

I.1.1 Présentation de la wilaya de Mascara

La wilaya de Mascara est située au nord-ouest de l'Algérie. Couvre une superficie de 5135 kilomètres carrés. Elle borde les wilayas d'Oran et de Mostaganem au nord, Tiaret et Relizane à l'est, Sidi Bel Abbés à l'ouest et Saïda au sud. Elle compte 16 daïras et 47 communes.

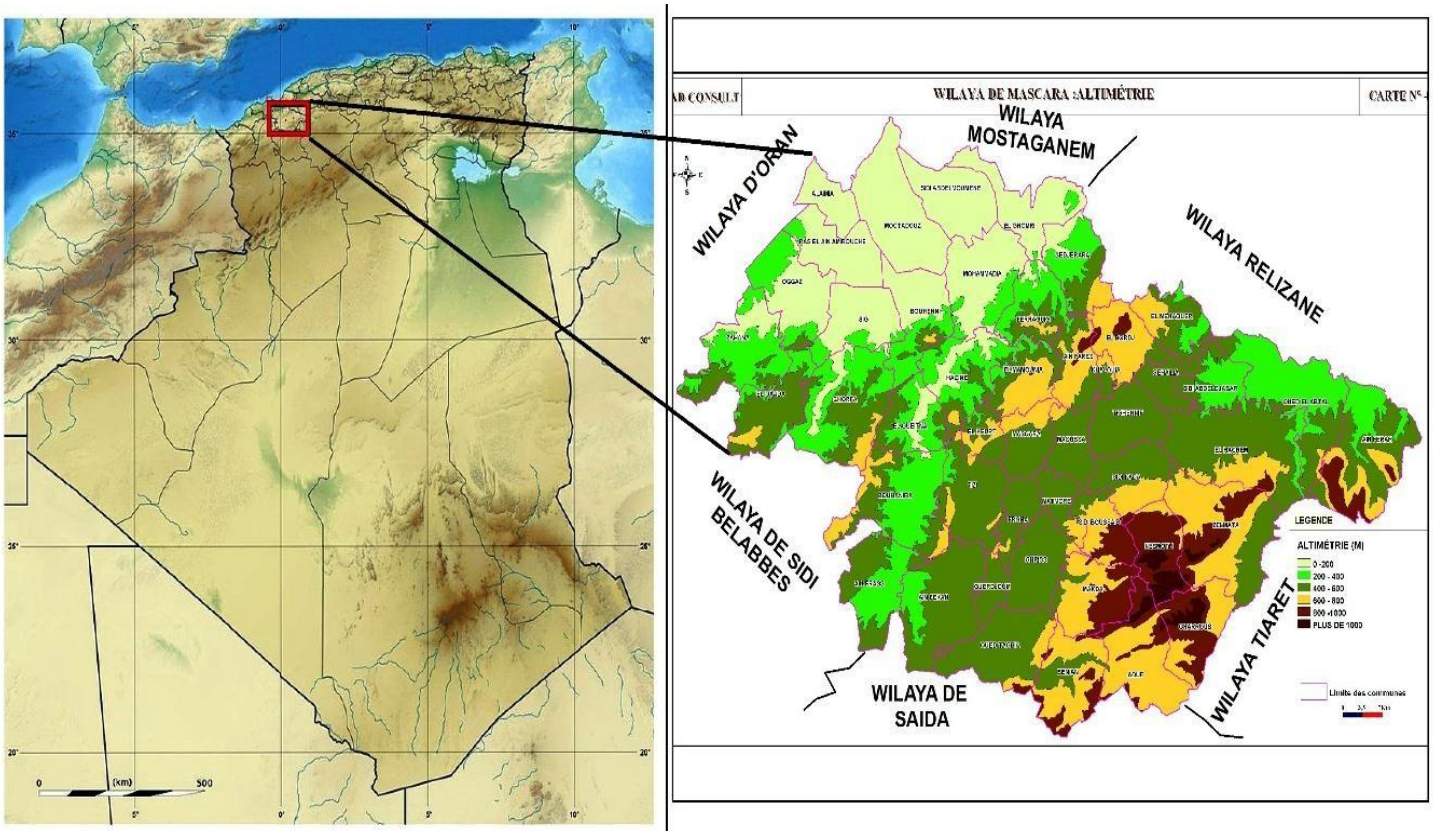


Figure I. 1 : Situation géographique de la wilaya de Mascara (source : DRE)

I.1.2 Présentation de la commune d'El Alaimia

La commune d'El Alaimia est attachée administrativement à la Daïra d'Oggaz Wilaya de Mascara. La Commune compte une population 9786 habitants (d'après le Recensement de janvier 2023) soit 1 % de la population totale de la wilaya, avec une superficie de 83 Km^2.
La densité de population est de 117.90 hab/km^2 .
La commune d'El Alaimia étant le chef-lieu de commune est classée au premier rang quant à sa dotation en matière d'équipements, d'infrastructures, de services et de commerces au niveau de sa commune.



Figure I. 2 : Situation géographique de la commune d'El Alaimia. (Source : APC)

I.2 Morphologie et topographie

L'espace physique communal de El Alamia est formé de trois variétés de relief : zone de plaine-zone de piémonts et zone de collines ; Alaimia est installée entre les marais de la Macta-et les monts de Béni Chougrane sur la plaine d'EL Habra (de Sig) bien que

naturellement steppique constitue grâce à l'irrigation la partie la plus riche de cet ensemble. La commune d'El Alaimia occupe plus de la moitié de la surface totale de la plaine

- La zone de plaine :

La zone de plaine occupe plus de 50% de la surface totale de la commune. Elle est située L'Est et l'Ouest. C'est une plaine basse dont les altitudes moyennes se situent entre 8 à 52 mètres avec des pentes très douces 0.5% à 0.8%.

- La zone des piémonts :

Elle occupe la partie Sud Sud-est et Ouest de la commune avec des altitudes qui varient entre 60 et 100 m et une pente de 8 % à 25 %

- La zone de collines :

Située au Nord-Ouest de la commune avec une altitude qui varie entre 120 et 195 m et une pente de plus de 25 %.

I.3 Situation géologique

La commune d'El Alaimia est composée de quatre formations géologiques. Une partie se trouve au Sud-Sud-Est de la région qui présente une formation géologique constituée de bas fond salé sans végétation vu la présence des marais.

Toute la partie Est qui est égale à 1/3 de sa partie totale est composée d'alluvions ; ce sont des terrains sédimentaires. Ces deux formations sont de l'ère quaternaire. Au Nord et à l'Ouest ainsi qu'au Sud, il y'a des formations incluses dans la quatrième formation ; c'est la carapace de calcaire VILLA-FRANCHIEN. Ces petites formations qui sont de l'ère pliocène formée de grés et de limons continentaux à hélix et grés marins ainsi que des marnes bleues. Ce sont des terrains sédimentaires se trouvant sur les versants au niveau des talwegs et de collines où l'érosion joue le rôle pour les défricher. D'après (P.D.A.U).

I.4 Situation hydrographique

Le réseau hydrographique de la commune d'El Alaimia est caractérisé par la présence de douars tels que El Kranif, M'naceria, Rhamna et Melh. Dans ces douars, on retrouve des Talwegs endoréiques, ce qui signifie qu'ils sont des cours d'eau qui ne se jettent pas dans la mer ou dans d'autres cours d'eau, mais qui s'écoulent dans des zones fermées ou se perdent dans le sol.

Au nord-ouest d'El Alaimia, on trouve l'Oued AKKMES, un cours d'eau périodique. Cela signifie qu'il ne transporte de l'eau que pendant certaines périodes de l'année, généralement en période de fortes pluies ou de fonte des neiges.

L'hydrographie de la commune d'El Alaimia est donc marquée par ces cours d'eau périodiques et les Talwegs endoréiques présents dans les douars mentionnés. D'après (P.D.A.U).

I.5 Situation Climatologique

I.5.1 Précipitations

La région connaît une pluviométrie irrégulière et très variable d'une année à une autre. Le tableau suivant présente les valeurs des précipitations moyennes mensuelles.

La saison pluviale correspond au mois de Novembre- Décembre- Janvier et Février. Donc c'est essentiellement en hiver où le totale des précipitations atteint 350 mm.

Les mois le plus secs sont : Juin, Juillet et Aout.

Tableau I. 1 : Pluie moyenne mensuelle (2001-2020)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Tot
Précipitation (Mm/an)	19	41	54	47	43	45	26	35	19	13	2	5	349

(Source : ANRH)

I.5.2 Température

Le climat dominant est un climat maritime du fait qu'il n'existe aucun obstacle orographique au Nord (pas de montagnes). Sur l'année, la température moyenne à Alaimia est 19.2°

Tableau I. 2 : Température (2001-2020)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
T_{max}(°C)	27	25	21	18	17	18	19	21	23	26	28	30
T_{min}(°C)	21	18	13	11	10	10	12	14	17	20	23	23
Tmoy	**24**	**21**	**17**	**14**	**13**	**14**	**15**	**17**	**20**	**23**	**25**	**26**

(Source : DRE)

I.5.3 Regime de vents

Par définition c'est, le mouvement horizontal de l'air par rapport à la surface de la terre, son apparition est liée à l'inégalité des pressions atmosphériques en différents lieux. Il est caractérisé par deux grandes variables, la vitesse (Km/h) et la direction.

Les vents dominants dans la région proviennent du Sud-ouest et du Nord-est. Le sirocco souffle environ 15 jours pendant l'été (juin-juillet-Août). L'orage est peu fréquent au moins 15 jours par an. Par contre le brouillard totalise 44 jours/an. D'après (P.D.A.U).

I.5.4 Caractéristique du climat

En se basant sur les données pluviométriques et celles des températures durant la même période, on peut déterminer le type de climat de la région à étudier par le calcul de l'indice de De Martonne. Cet indice est fonction des températures et des précipitations ; il est calculé par la relation suivante (Gouaidia, 2008) :

$$I = \frac{P}{T+10} \qquad I.1$$

où :

I_e : L'indice d'aridité de De Martonne.

P : Précipitation annuelles (mm) ; P = 349mm.

T : Température moyenne annuelle (°C) : T=19.2°C.

Après substitution on trouve :

$$\boldsymbol{I = 11.95}$$

Suivant les valeurs de (I), De Martonne a établi la classification suivante :

- I < 5 : climat hyperaride
- 5< I < 7,5 : climat désertique
- 7,5 < I < 10 : climat steppique
- 10 < I < 20 : climat semi-aride
- 20 < I < 30 : climat tempéré.

L'application de la relation (I.1), nous donne un indice d'aridité (11.95) cette valeur est incluse entre (10 et 20) ce qui indique que le climat présent un régime semi- aride (fig. I.4) caractérisé par un hiver froid et pluviaux et un été sec et chaud.

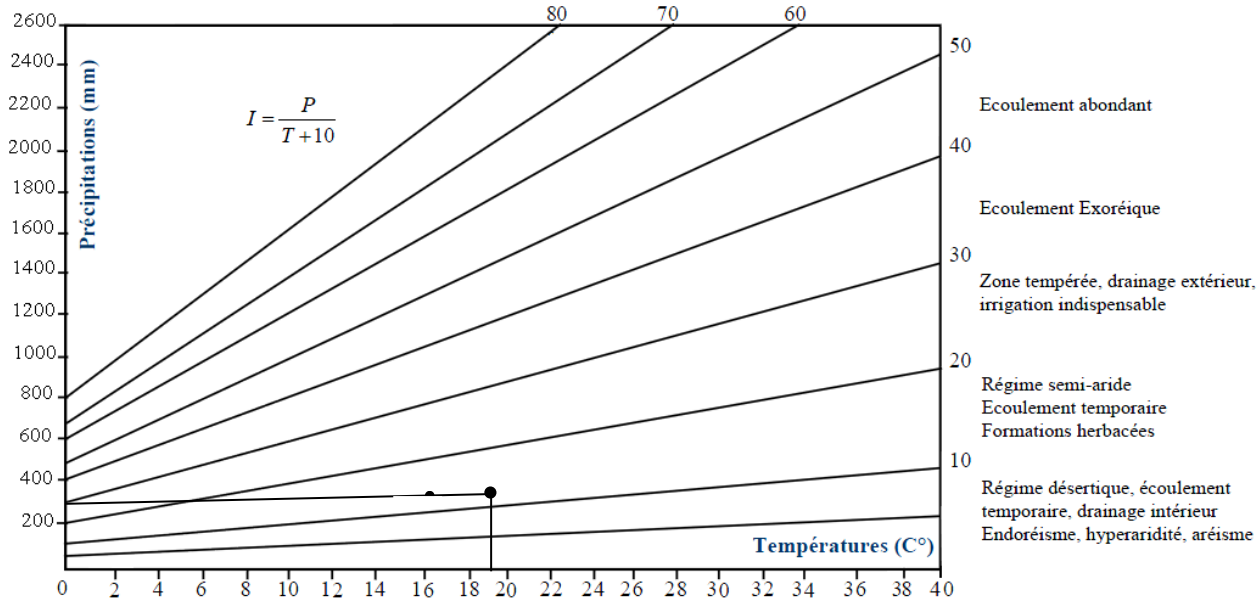


Figure I. 3 : Détermination du climat de la zone d'étude par l'indice de De Martnne.

I.6 Situation hydraulique

I.6.1 Les ressources exploitées

L'agglomération d'El Alaimia est alimentée en eau potable à partir du forage Kranif d'un débit de 15 l/s. Ce dernier alimente un réservoir de 1000 m^3 (R1) à partir duquel une conduite d'amenée en fonte alimente le réservoir de 500 m^3 qui dessert l'agglomération d'El Alaimia.

Tableau I. 3 : Caractéristiques des forages.

Forage	Profondeur (m)	Débit exploité (l/s)
Kranif	100	15

Source : (ADE, 2023)

I.6.2 Ouvrages de Stockage

Tableau I. 4 : caractéristiques du réservoir R1

Type	Capacité (m^3)	Cote du radier (m)	Hauteur d'eau (m)	Etat
Semi-enterré	1000	90	96	Bon- exploité
Surélevé	500	72.5	77	Bon- exploité

Source : (ADE, 2023)

I.6.3 Réseau de distribution

Le réseau de distribution mis en place est de type mixte, les diamètres des conduites varient de Ø63 à Ø315.

I.7 Conclusion

Ce chapitre vise à fournir les informations fondamentales nécessaires à la conception d'un projet d'alimentation en eau potable pour la commune d'El Alaimia. Nous avons examiné les caractéristiques topographiques, démographiques et hydrauliques de la région afin de présenter une vision complète de la situation.

Chapitre II :
Estimation des Besoins en Eau

Introduction

Les volumes et les débits d'eau de consommation, qui varient considérablement en fonction des conditions locales, reflètent en général le niveau de vie des habitants d'une localité. Pour une municipalité donnée, la consommation totale d'eau comprend : l'eau distribuée pour la consommation domestique ; l'eau fournie aux commerces et aux entreprises ; l'eau utilisée à des fins publiques (arrosage des espaces verts et lutte contre les incendies) (Brière, 2000).

Dans ce chapitre, nous allons estimer la consommation totale d'eau journalière dans la ville d'El Alaimia. Nous allons également, à partir des débits moyens et à l'aide de facteurs de pointe, évaluer les débits journaliers maximaux et de pointe. On peut utiliser ces débits pour effectuer les calculs relatifs au calcul de la capacité du réservoir et à la conception des systèmes du réseau de distribution.

II.1 Estimation de la population à l'horizon d'étude

Pour pouvoir parvenir les besoins en eau qui croissent de jours en jours dues principales au phénomène d'accroissement démographique, nous allons procéder au calcul du nombre de population future par la méthode des intérêts composés.

$$P_n = P_0 (1+\alpha)^n \qquad \textit{II. 1}$$

Avec :

- P_n : le nombre d'habitat à l'horizon ;
- P_0 : le nombre d'habitat de l'année de référence ;
- α : taux d'accroissement 2.17% (D.P.S.P , 2023) ;
- n : la déférence entre les deux horizons.

L'évolution de la population se résume dans le tableau suivant :

Tableau II. 1 : Évolution de la population de la ville d'El Alaimia.

Horizon	2023	2038	2053
Nombre de population (habitants)	9786	13504	18634

Source : (D.P.S.P, 2023)

II.2 Evaluation des besoins en eau

Les débits moyens journaliers de la ville d'El Alaimia seront calculés par la formule suivante (Boualem, 1995) :

$$Q_{moyj} = \frac{\sum N_i.D_i}{1000} \ (m^3/j) \qquad \textit{II. 2}$$

Ou :

- N_i : désigne le nombre calculé de consommateurs ou le nombre des usagers dans chaque groupe de catégorie de consommation ;
- i : le nombre de groupe ;
- D_i : désigne la norme moyenne journalière de la consommation (débit unitaire) ou dotation moyen journalière.

En fonction des normes de consommation propres à une agglomération évoquant les besoins journaliers qu'il y a lieu de satisfaire, leur somme peut être établit, il convient ainsi de déterminer ces besoins isolement pour chaque catégorie de consommateur constituant l'agglomération (Boualem, 1995).

Le choix de la dotation se fait en fonction du nombre d'habitant de l'agglomération urbaine étudiée, d'après Dupont (1979) pour une :

- Ville de 5000 à 20000 habitants ; la dotation sera 150 à 200 l/j/habitant ;
- Ville de 20000 à 100000 habitants ; la dotation sera 200 à 300 l/j/habitant ;
- Au-dessus de 100000 habitants ; la dotation sera 300 à 400 l/j/habitant.

La dotation utilisée en Algérie est 150 l/j/habitant. Pour quelques équipements, l'unité est le m^2, la dotation pour ces équipements est choisie pour satisfaire aussi les besoins des personnels.

II.2.1 Besoins domestiques

Les besoins en eau potable à l'échelle domestique sont conditionnés par l'augmentation de la population et l'amélioration du niveau de vie, les besoins moyens journaliers à différent horizons sont donnés dans le tableau :

Tableau II. 2 : Débit moyen journalier à différents horizons

	Unité	**Actuel**	**Moyen terme**	**Long terme**
Horizon	Année	2023	2038	2053
Population	Hab	9786	13504	18634
Dotation	l/j/hab	150,00	180,00	200,00
Q_{moyj}	l/j	1467900,00	2430684,64	3726807,91
	m^3/j	1467,90	2430,68	3726,81

II.2.2 Besoins des équipements

Tableau II. 3 : Les besoins actuelles de la ville d'El Alaimia (2023).

N°	**Type de consommation**		**Nombre**	**Unité**	**Nombre d'unité**	**Dotation (l/j/u)**	**Q_{moyj} (m^3/j)**
1	Scolaire	Ecoles	4,00	Elève	1920,00	25,00	**48,00**
		C.E.M	1,00	Elève	560,00	25,00	**14,00**
		Lycée	1,00	Elève	840,00	25,00	**21,00**
2	Sanitaire	Polyclinique	1,00	Passion	120,00	20,00	**2,40**
		Salle de soin	1,00	Passion	40,00	25,00	**1,00**
		Pharmacie	4,00	Unité	4,00	25,00	**0,10**
3	Administratif	Daïra	1,00	Personne	30,00	10,00	**0,30**
		A.P.C	1,00	Personne	46,00	10,00	**0,46**

Tableau II. 4 : Les besoins actuelles de la ville d'El Alaimia (2023). (Suite)

3	Administratif	algerie poste	1,00	emp	20,00	10,00	**0,20**
		P.T.T	1,00	Personne	10,00	10,00	**0,10**
4	Commerces et services	Station de service	-	Unité	1,00	5000,00	**5,00**
		Abattoir	1,00	Unité	1,00	5000,00	**5,00**
		Bain	1,00	Personne	200,00	200,00	**40,00**
		Marché	1,00	m^2	1000,00	5,00	**5,00**
		Café	8,00	Client	60,00	50,00	**3,00**
		Restaurant	2,00	Repas	200,00	5,00	**1,00**
		Boulangerie	3,00	Unité	3,00	400,00	**1,20**
		Boucherie	2,00	Unité	2,00	50,00	**0,10**
5	Socioculturels et divers	Centre culturel	1,00	Adhérent	50,00	15,00	**0,75**
		Mosquée	3,00	Fidèle	3000,00	20,00	**60,00**
		Stade	1,00	Joueur	100,00	20,00	**2,00**
6	Arrosage	Espaces verts	-	m^2	1200,00	5,00	**6,00**
Total							**216.61**

Source : (ADE, 2023)

Pour les besoins des équipements publics, nous allons supposer un taux d'augmentation global pour tous les secteurs de la commune :

Tableau II. 5 : Taux d'augmentation global.

Horizon	Taux de croissance
2038 (moyen terme)	20%
2053 (long terme)	30%

Source : (ADE, 2023)

Donc on calcule les débits d'équipement pour les différents horizons :

Tableau II. 6 : calcul des débits d'équipement pour les différents horizons.

Horizon	Taux de croissance	$Q\acute{e}quipement$futur (m3/j)
2038 (moyen terme)	20%	259,93
2053 (long terme)	30%	281.59

Après avoir étudié en détail les différents besoins en eau, nous avons élaboré un tableau Résume les différentes classes de consommateurs et le débit total.

Tableau II. 7 : Tableau récapitulatif des besoins d'El Alaimia

Horizon	Actuel	Moyen	Long terme
Années	2023	2038	2053
Population (hab)	9786	13504	18634
Q domestique (m^3/j)	1467,90	2430,68	3726,81
Q équipements (m^3/j)	216,61	259,93	281,59
Q Total (m^3/j)	1684,510	2690,617	4008,401

Il est indispensable de majorer les débits calculés de 20 % pour tenir compte les fuites dans le réseau de distribution.

Tableau II. 8 : Récapitulatif des débits moyens totaux après majoration de 20%.

Horizon	**Q_{moyj} (m^3/j)**
2023	2021,41
2038	3228,74
2053	4810,08

II.3 Etude des variations des débits journalière

Le débit demandé par les consommateurs est soumis à plusieurs variations en raison de l'irrégularité dans la consommation :

- Les variations annuelles et à long temps qui dépendent du niveau de la population
- Les variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'importence de la ville
- Les variations journalières qui dépendent du jour de la semaine où on constate que la consommation est plus importante en weekend

- Les variations horaires qui dépendent du régime de consommation d'eau. On remarque que la consommation est forte au moment de préparation des repas, par contre elle est généralement faible pendant la nuit.

En raison de ces variations, on applique au débit moyen journalier des coefficients correspondants, afin d'obtenir le débit de pointe du jour le plus chargé de l'année.

II.3.1 Coefficient d'irrégularité maximum journalière

$$K_{j\,max} = \frac{Q_{max\,j}}{Q_{moyj}} \qquad \textit{II. 3}$$

Q_{maxj} : le débit maximum journalier

Q_{moyj} : le débit moyen journalier

K_{jmax} : Coefficient d'irrégularité maximum journalière. Ce coefficient garantisse la satisfaction intégrale des besoins en eau pour l'agglomération. Il varie entre 1.1 et 1.3. Pour notre cas en prend K_{jmax} =1,3.

II.3.2 Coefficient d'irrégularité minimum journalière

$$K_{j\,min} = \frac{Q_{min\,j}}{Q_{moyj}} \qquad \textit{II. 4}$$

$Q_{min\,j}$: le débit minimum journalier

$Q_{moy\,j}$: le débit moyen journalier

$K_{j\,min}$: Coefficient d'irrégularité minimum journalière. Ce coefficient est défini comme étant le rapport entre la consommation journalière minimale et la consommation moyenne journalière, il nous permet de connaître le débit minimum journalier, en envisageant une sous consommation en fonction de l'importancede l'agglomération. Il varie entre 0.7 et 0.9. Pour notre cas en prend K_{jmin} =0,9 .

Tableau II. 9 : Calcul du débit maximal et minimal journalière

Horizon	Q moy j (m3/j)	K max j	Q max j	K min j	Q min j
2023	2021,41	*1,3*	2627,84	*0,9*	1819,27
2038	3228,74		4197,36		2905,87
2053	4810,08		6253,11		4329,07

II.4 Etude des variations des débits horaire

II.4.1 Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est la consommation de la journée la plus chargé devisé par 24 heures.

Donné par la relation suivante :

$$Q_{moy\ h} = \frac{Q_{max\ j}}{24} \left(\frac{m^3}{h}\right) \qquad \textit{II. 5}$$

Avec : $Q_{moy\ h}$ **:** débit moyen horaire en m^3/h

$Q_{max\ j}$ **:** débit maximum journalier en m^3/j

II.4.2 Débits maximum et minimum horaires

II.4.2.1 Débits maximum horaire

Il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{max\ h} = K_{max\ h} . Q_{moy\ h} \quad (m^3/h) \qquad \textit{II. 6}$$

Avec : $Q_{max\ h}$ **:** débit max horaire en (m^3/h)

$Q_{moy\ h}$ **:** débit moyen horaire en (m^3/h)

$K_{max\ h}$ **:** coefficient d'irrégularité maximum horaire

II.4.2.2 Coefficient d'irrégularité horaire maximum

$$K_{max\,h} = \frac{Q_{max\,h}}{Q_{moy\,h}} \qquad \textit{II. 7}$$

$Q_{max\,h}$: le débit maximum horaire en m^3/h

$Q_{moy\,h}$: le débit moyen horaire m^3/h

$K_{max\,h}$: Coefficient d'irrégularité horaire maximum qui peut être décomposé, à leur tour, en deux autres coefficients :

$$K_{max\,h} = \alpha_{max}.\beta_{max} \qquad \textit{II. 8}$$

α_{max}: qui dépend de niveau de vie de la population, du niveau de développement des équipements sanitaires, du régime de travail et d'autres conditions locales. Il varie entre 1,2 et 1,4. Pour notre cas on prend $\boldsymbol{\alpha_{max}}$**=1,3**.

β_{max} : lié étroitement à l'accroissement de la population. Les valeurs de β_{max} sont données dans le tableau suivant :

Tableau II. 10 : Variation de βmax en fonction de la population.

Population (hab)	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
$\boldsymbol{\beta_{max}}$	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1

Le calcul de β_{max} pour les déférents horizons se fait par interpolation entre les valeurs correspondantes.

II.4.2.3 Débits minimum horaire

Il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{min\,h} = K_{min\,h}.Q_{moy\,h} \quad (m^3/h) \qquad \textit{II. 9}$$

Avec : $Q_{min\,h}$ **:** débit min horaire (m^3/h)

$Q_{moy\,h}$ **:** débit moyen horaire (m^3/h)

$\mathbf{K_{max\,h}}$ **:** coefficient d'irrégularité minimum horaire

II.4.2.4 Coefficient d'irrégularité horaire maximum

$$K_{min\,h} = \frac{Q_{min\,h}}{Q_{moy\,h}} \qquad \textit{II. 10}$$

De plus, le coefficient Kmin.h est défini comme : $K_{min\,h} = \alpha_{min}.\beta_{min}$ *II. 11*

α_{min} : Coefficient tenant compte du développement industriel et des habitudes de la population, avec une plage de valeurs de 0,4 à 0,6. Pour notre cas, nous utilisons : $\alpha_{min} = 0,5$.

- β min : coefficient étroitement lié à la croissance démographique.

Tableau II. 11 : β min en fonction du nombre d'habitants

Nombre habitant(x1000)	< 1,0	1,5	2,5	4,0	6,0	10,0	20,0	30,0	100	300	>1000
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,85	1,0

Les déférentes valeurs des débits horaires : moyenne, maximal et minimal sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II. 12 : Débits (max et min) horaires pour chaque horizon

Horizon	**Populations**	**$Q_{moy\,h}$ (m^3/h)**	**α_{max}**	**β_{max}**	**$K_{max\,h}$**	**α_{min}**	**β_{min}**	**$K_{min\,h}$**	**$Q_{max\,h}$ (m^3/h)**	**$Q_{min\,h}$ (m^3/h)**
2023	9786	109,493	1,3	1,3	1,69	0,5	0,4	0,2	**185,043**	**21,899**
2038	13504	174,890082	1,3	1,2	1,56	0,5	0,5	0,25	**272,829**	**43,723**
2053	18634	260,546	1,3	1,2	1,56	0,5	0,5	0,25	**305,388**	**48,940**

II.5 Régime de la consommation de l'agglomération

Le débit horaire d'une agglomération varie en fonction de sa taille, et cette variation est illustrée en relation avec le nombre d'habitants. Il est important de noter que cette variation est exprimée en pourcentage par rapport au débit maximal quotidien de l'agglomération. Dans notre cas, nous avons sélectionné la colonne correspondant à une population de moins de 10 000 habitants en 2023 (étant donné que la population en 2023 est de 9 786 habitants). Pour l'horizon 2053, avec une population estimée à 18 634 habitants, nous avons choisi la colonne représentant une population comprise entre 10 000 et 50 000 habitants.
La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau dans l'annexe 1

Nous allons examiner les changements dans la consommation par heure à deux moments différents (actuellement et en 2053). Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II. 13 : Variation des débits horaires à la situation actuelle.

HEURES	2023			
	Consommation totale Qmax j = 2627,84 m3/j		Consommation cumulée	
	%	M^3/h	%	m^3/h
0-1	1	26,28	1	26,28
1--2	1	26,28	2	52,56
2--3	1	26,28	3	78,84
3--4	1	26,28	4	105,11
4--5	2	52,56	6	157,67
5--6	3	78,84	9	236,51
6--7	5	131,39	14	367,9
7--8	6,5	170,81	20,5	538,71
8--9	6,5	170,81	27	709,52
9--10	5,5	144,53	32,5	854,05
10--11	4,5	118,25	37	972,3
11--12	5,5	144,53	42,5	1116,83
12--13	7	183,95	49,5	1300,78
13--14	7	183,95	56,5	1484,73
14--15	5,5	144,53	62	1629,26
15--16	4,5	118,25	66,5	1747,51
16--17	5	131,39	71,5	1878,91
17--18	6,5	170,81	78	2049,72
18--19	6,5	170,81	84,5	2220,52
19--20	5	131,39	89,5	2351,92
20--21	4,5	118,25	94	2470,17
21--22	3	78,84	97	2549

Tableau II. 14 : Variation des débits horaires à la situation actuelle. ***(Suite)***

22--23	2	52,56	99	2601,56
23--24	1	26,28	100	2627,84
Total	100	2627,84		

D'après le tableau ci-dessus nous avons :

- Un débit maximum horaire Qmax h= 183.95 m3/h entre 12h et 14h.
- Un débit minimum horaire Qmin h= 26.28 m3/h entre 23h et 4h.

Les consommations horaires ainsi que la consommation cumulée sont représentées sur les figures suivantes :

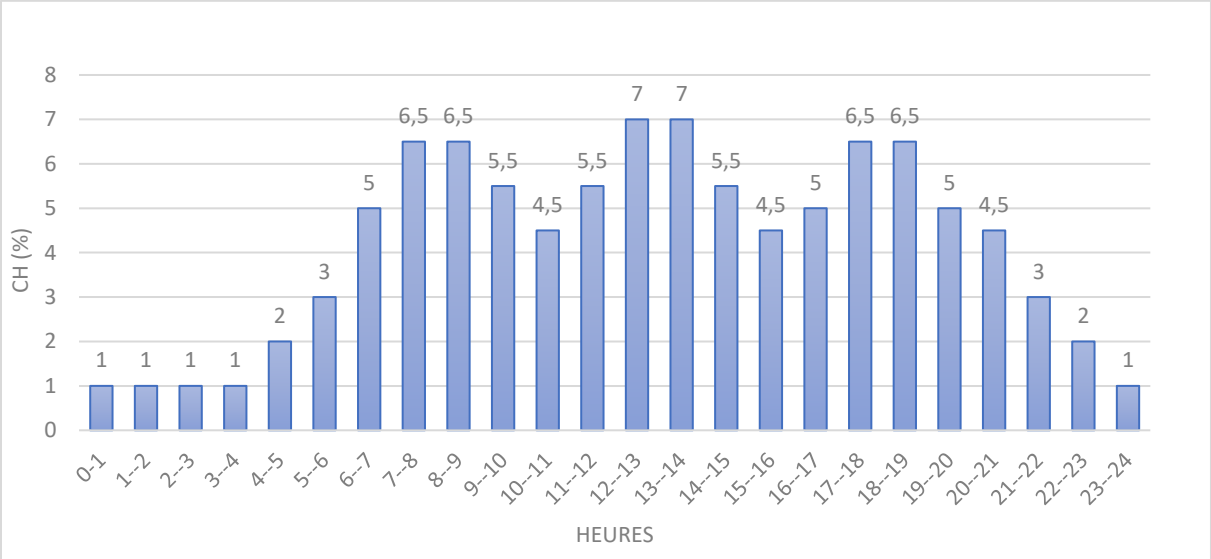


Figure II. 1 : diagramme à barres représentant la consommation en eau à 2023

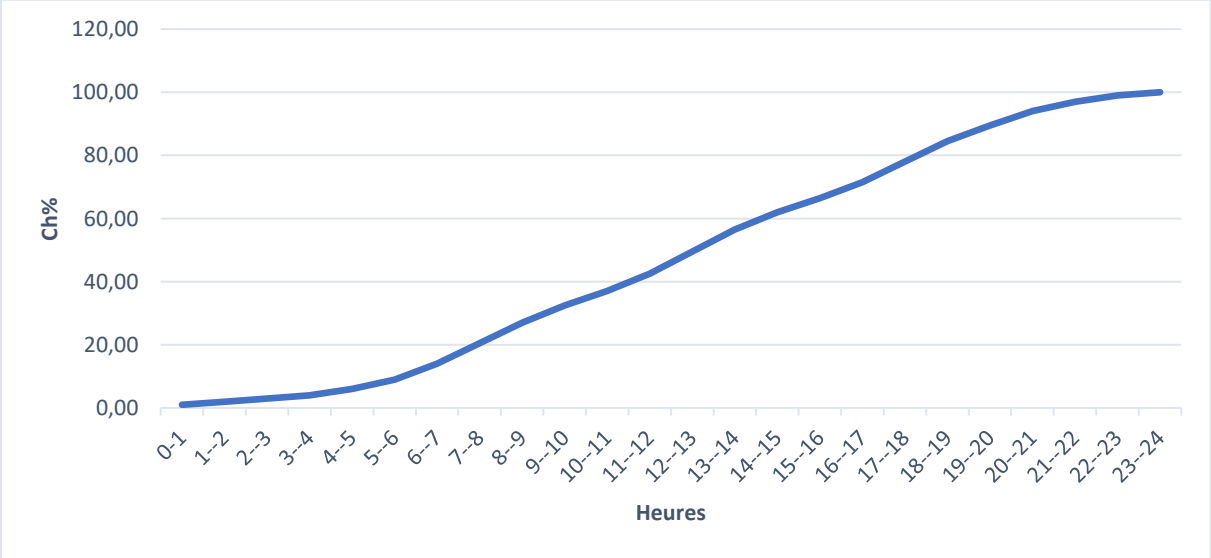


Figure II. 2 : Courbe de cumul de la consommation de l'année 2023

Tableau II. 15 : Variation des débits horaires à l'horizon de 2038.

HEURES	2038			
	Consommation totale Qmax j =4197.36 m3/j		Consommation cumulée	
	%	M^3/h	%	M^3/S
0--1	*1,50*	62,96	1,50	62,96
1--2	*1,50*	62,96	3,00	125,92
2--3	*1,50*	62,96	4,50	188,88
3--4	*1,50*	62,96	6,00	251,84
4--5	*2,50*	104,93	8,50	356,78
5--6	*3,50*	146,91	12,00	503,68
6--7	*4,50*	188,88	16,50	692,56
7--8	*5,50*	230,85	22,00	923,42
8--9	*6,25*	262,34	28,25	1185,75
9--10	*6,25*	262,34	34,50	1448,09
10--11	*6,25*	262,34	40,75	1710,42
11--12	*6,25*	262,34	47,00	1972,76
12--13	*5,00*	209,87	52,00	2182,63
13--14	*5,00*	209,87	57,00	2392,50
14--15	*5,50*	230,85	62,50	2623,35
15--16	*6,00*	251,84	68,50	2875,19
16--17	*6,00*	251,84	74,50	3127,03
17--18	*5,50*	230,85	80,00	3357,89
18--19	*5,00*	209,87	85,00	3567,76
19--20	*4,50*	188,88	89,50	3756,64
20--21	*4,00*	167,89	93,50	3924,53
21--22	*3,00*	125,92	96,50	4050,45
22--23	*2,00*	83,95	98,50	4134,40
23--24	*1,50*	62,96	100,00	4197,36
Total	*100,00*	4197,36		

D'après le tableau ci-dessus nous avons :

- Un débit maximum horaire Qmax h= 262.34 m3/h entre 8h et 12h.
- Un débit minimum horaire Qmin h= 62.96 m3/h entre 23h et 4h.

Tableau II. 16 : Variation des débits horaires à l'horizon de 2053.

HEURES	2053			
	Consommation totale Qmax j =6253,11 m3/j		Consommation cumulée	
	%	M^3/h	%	M^3/S
0--1	*1,50*	93,80	1,50	93,80
1--2	*1,50*	93,80	3,00	187,59
2--3	*1,50*	93,80	4,50	281,39
3--4	*1,50*	93,80	6,00	375,19
4--5	*2,50*	156,33	8,50	531,51
5--6	*3,50*	218,86	12,00	750,37
6--7	*4,50*	281,39	16,50	1031,76
7--8	*5,50*	343,92	22,00	1375,68
8--9	*6,25*	390,82	28,25	1766,50
9--10	*6,25*	390,82	34,50	2157,32
10--11	*6,25*	390,82	40,75	2548,14
11--12	*6,25*	390,82	47,00	2938,96
12--13	*5,00*	312,66	52,00	3251,62
13--14	*5,00*	312,66	57,00	3564,27
14--15	*5,50*	343,92	62,50	3908,19
15--16	*6,00*	375,19	68,50	4283,38
16--17	*6,00*	375,19	74,50	4658,57
17--18	*5,50*	343,92	80,00	5002,49
18--19	*5,00*	312,66	85,00	5315,14
19--20	*4,50*	281,39	89,50	5596,53
20--21	*4,00*	250,12	93,50	5846,66
21--22	*3,00*	187,59	96,50	6034,25
22--23	*2,00*	125,06	98,50	6159,31
23--24	*1,50*	93,80	100,00	6253,11
Total	*100,00*	6253,11		

D'après le tableau ci-dessus nous avons :

- Un débit maximum horaire Qmax h= 390,82 m3/h entre 8h et 12h.
- Un débit minimum horaire Qmin h= 93,80 m3/h entre 23h et 4h.

Les consommations horaires ainsi que la consommation cumulée sont représentées sur les figures suivantes :

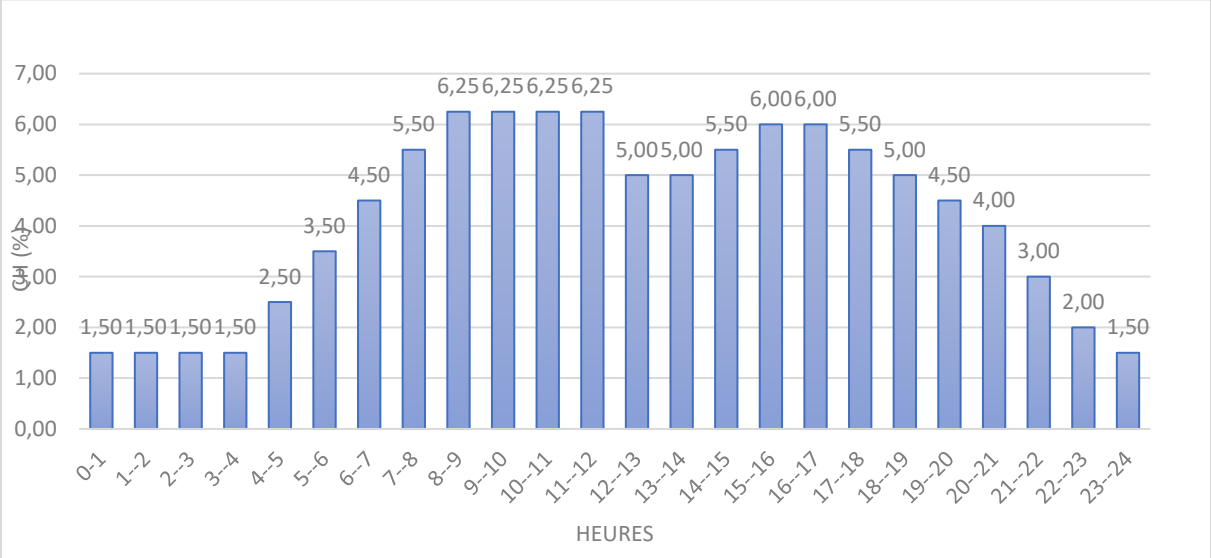


Figure II. 3 : diagramme à barres représentant la consommation en eau en 2038 et 2053

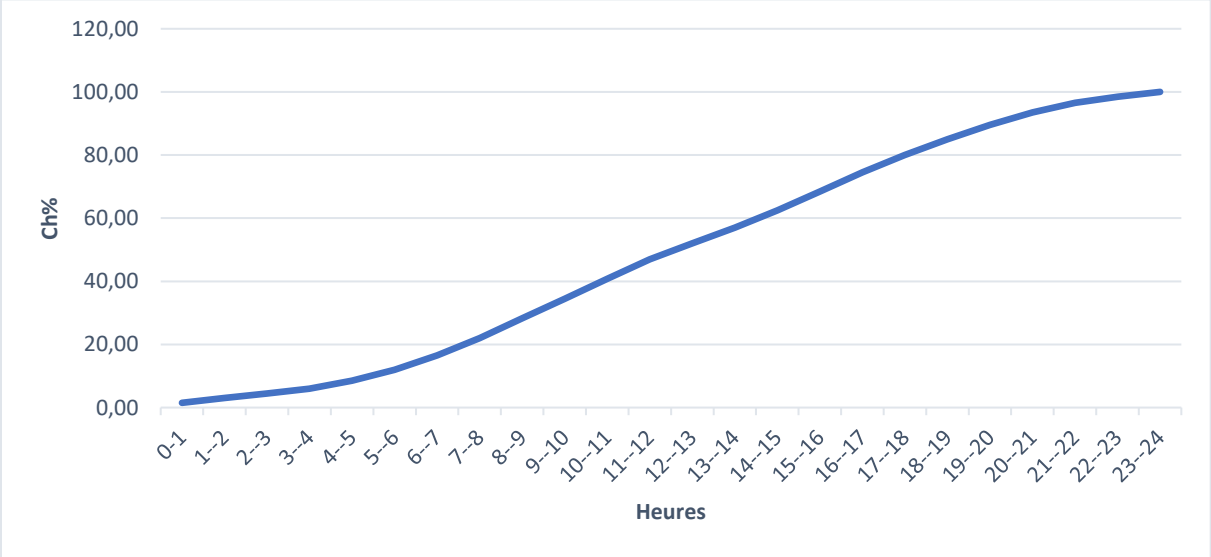


Figure II. 4 : Courbe de cumul de la consommation pour les années 2038 et 2053.

II.6 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons déterminé tous les débits journaliers (maximum et minimum) actuel et pour l'horizon d'étude On remarque que la consommation d'eau à long terme (2053) est à peu près le double de la consommation actuelle (2023). Les débits que nous avons calculés seront utilisés comme point de départ pour concevoir notre système d'alimentation en eau potable

Chapitre III :
Diagnostic du réseau d'AEP

Introduction

Le but de cette étude est de vérifier les capacités de fonctionnement du réseau de distribution, cette vérification nous éclairera sur les caractéristiques hydrauliques à savoir le Débit, le Diamètre et la vitesse d'écoulement et de déterminer éventuellement les anomalies et le dysfonctionnement du réseau existant soit partiellement ou en totalité.

Sur la base du plan du réseau existant, nous allons élaborer une simulation hydraulique à court terme en 2023 (actuel) et long terme en 2053.

III.1 Diagnostic de réseau de distribution

III.1.1 Diagnostic physique

La commune d'El Alaimia est dotée d'un système de distribution de type mixte, il s'étend sur 8067,63 m, il est constitué principalement de conduites en PVC qui sont mise en service en 1970 (ADE, 2023) . Les diamètres des conduites varient de Ø63 et Ø315.

III.1.1.1 Matériau des conduites de réseau existant

La répartition des tronçons par nature du matériau est montrée dans le tableau suivant :

Tableau III. 1 : Répartition des tronçons par nature du matériau

Réseau de Distribution		
Matériau	**Longueur (m)**	**Longueur (%)**
Réseau en PVC	6408,12	79,43
Réseau en PEHD	1387,63	17,20
Réseau en Acier	271,88	3.37
Total	**8067,63**	**100**

Source : (ADE, 2023)

Le schéma suivant représente la Répartition des conduites de distributions de la commune d'El Alaimia selon la nature de matériau :

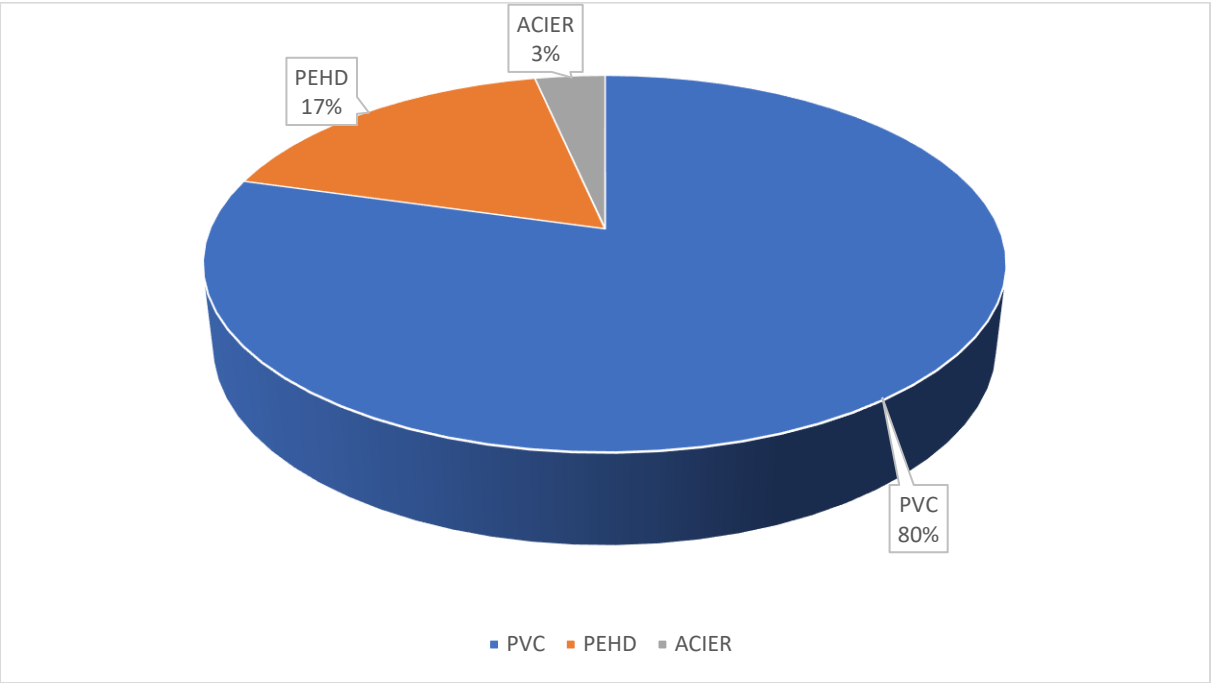


Figure III. 1 : Répartition linéaire des conduites de distributions selon la nature de matériau

Le tableau suivant représente la répartition des tronçons par diamètres des conduites montré dans la planche de réseau existant de la commune :

Tableau III. 2 : La répartition des longueurs des tronçons de conduites Aep par diamètres

Diamètre exterieure (mm)	**Nombre de Trancon**	**Longueur Totale (m)**	**Longueur Totale (%)**
315	1	27	0,36
200	7	615	8,19
160	7	653	8,70
125	11	1374	18,30
110	15	1542	20,54
90	37	3264	43,48
63	1	32	0,43
	Total	**7507**	**100,00**

III.1.1.2 Interpretation

- Environ 80% des conduites présentes dans le réseau de distribution sont constituées de tuyaux en PVC. Contrairement aux tuyaux en PEHD, les tuyaux en PVC ont une plus grande tendance à se rompre par fissuration en raison des contraintes extérieures.

- Les tuyaux en PEHD, quant à eux, sont peu fréquemment employés dans le réseau (environ 17%). Sur le plan des performances, les tuyaux en PEHD présentent des joints plus efficaces en comparaison avec les tuyaux en PVC, ce qui explique leur moindre propension aux fuites

III.1.1.3 État physique des conduites

Les figures ci-dessous présentent l'état physique du réseau de distribution.

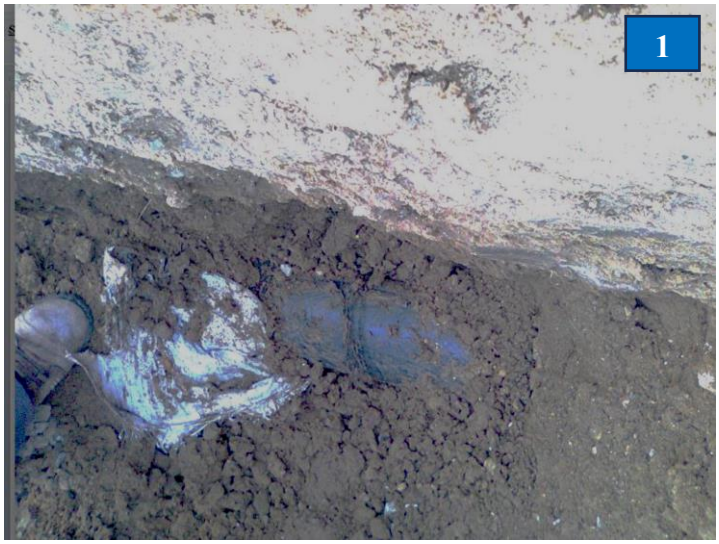




Figure III. 2 : l'état physique des conduites de distribution. (ADE, 2023)

Les données relatives à chaque conduite sont représentées dans le tableau (III.3) à la page suivante.

Tableau III. 3 : l'état physique des conduites de distribution.

N° de conduite	Profondeur de la fouille (m)	Matériau de la conduite	Diamètre de la conduite (mm)	Condition
1	0.70	PVC PN32	110	Mauvaise état
2	1	Acier	200	Fuite d'eau

Observations :

- Des problèmes de fuite au niveau des joints dans la conduite (1) sont apparents.
- Certaines profondeurs de pose sont très réduites (0.7 m), la plupart d'entre elles étant inférieures à la norme générale de 1.2m, ce qui expose les conduites à des risques de dommages dus aux charges extérieures.
- L'absence de lit de sable sous les conduits indique un non-respect des normes de pose des canalisations d'eau potable (AEP).

III.1.1.4 État physique des équipements de réseau



Figure III. 3 : l'état physique des équipements du réseau. (ADE, 2023)

Les observations et les donnes relative de chaque photo sont montrée dans le tableau (III.4) :

Tableau III. 4 : Description des équipements.

N° de photographie	Désignation
P_1	Chambre de vanne (110 mm) protégées avec une porte métallique en bon état
P_2	Vanne Ø200 à volant sans regard de protection

III.1.1.5 État des réservoirs existants

L'agglomération d'El Alaimia contient un seul (01) réservoir existant dont la capacité est de 500 m^3. Ce réservoir est situé dans le ouest de la ville d'El Alaimia et assure l'alimentation en eau potable de tous les habitants de la ville. Le réservoir est construit en béton armé et est de forme cylindrique.



Figure III. 4 : Réservoir Existant d'El Alaimia de 500 m^3. (ADE, 2023)

Tableau III. 5 : Caractéristiques du château d'eau d'El Alaimia.

Type	Surélevé
Forme	Cylindrique
Capacité	500 m3
Année de réalisation	1970
Cote du radier	72.5 m
Cote du Trop plein	77 m
Diamètre et matériau de la conduite d'arrivée	Ø 300 Fonte
Diamètre et matériau de la conduite vidange	Ø 400
Etat du génie civil	Bien
Télégestion	Oui

Source : (ADE, 2023)

Le réservoir est dans un bon état général et ne nécessite pas de travaux de réparation ou de maintenance majeurs. Cependant, il est important de surveiller régulièrement l'état du réservoir afin de garantir sa pérennité.

III.1.2 Diagnostic hydraulique

Pour réaliser ce travail, nous avons utilisé un logiciel de calcul hydraulique **« EPANET ».**

Logiciel EPANET

Le logiciel EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et de simulation de la qualité de l'eau dans les réseaux d'eau potable. Un réseau d'eau potablesur un logiciel se définit par des tuyaux (tronçons sur le logiciel), des nœuds (intersection de deux tuyaux et extrémité d'une antenne) mais également d'autres organes (réservoirs, pompes, clapets, différents types de vannes…). Le logiciel permet de calculer le débit parcourant chaque tuyau, la pression à chacun des nœuds mais également le niveau de l'eau à n'importe quel moment de la journée et quelle que soit la période de l'année où on se situe. Le moteur de calcul hydraulique intégré permet de traiter des réseaux de taille illimitée. Il disposede plusieurs formules de calcul de pertes de charges, il inclut les différentes pertes de charge singulières et simule les pompes à vitesse fixe et variable. En résumé, le logiciel présente tous les outils pour remplir les objectifs suivants :

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

III.1.2.1 Type du système de distribution

Le système de distribution existant de la ville d'El Alaimia est composé de deux réservoirsqui assurent la distribution d'eau potable gravitairement vers l'agglomération.

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

- Cas de pointe
- Cas de pointe + incendie

III.1.2.2 Calcul hydraulique du réseau de distribution

Détermination des débits :

III.1.2.2.1 Débit spécifique

Il est défini comme étant le rapport entre le débit de pointe et la somme des longueurs des tronçons du réseau, on suppose que les besoins sont uniformément répartis sur toute la longueur.

La formule de calcul du débit spécifique est donnée comme suit :

$$Q_{sp} = \frac{Q_r}{\sum L_i} \qquad \textit{III. 1}$$

Avec :

Q_{sp} : débit spécifique (l/s/ml).

$\sum$Li : somme des longueurs des tronçons du réseau (m)

Q_r : Débit de route (l/s) avec : $Q_r = Q_p - \sum Q_{conc}$ *III. 2*

Q_p : Débit de pointe (l/s) ; $= Q_p = 262.34\ m^3/h = 72.87$ l/s *dans notre agglomération*

$\sum Q_{conc}$: Somme des débits concentrés (l/s), qui correspondent aux consommations d'industrie, et d'agriculture en d'hors de réseau. Dans notre étude : $\sum Q_{conc} = 0$.

Donc : $\boldsymbol{Q_r = Q_p = 72.87}$ **l/s**

Le débit spécifique, calculé par l'équation (III.1) est :

$$\boldsymbol{Q_{sp} = 0{,}009707}\ \textbf{l/s/ml}$$

III.1.2.2.2 Débit en route

Le débit en route se définit comme étant le débit réparti uniformément le long d'un tronçon du réseau. Le débit en route est donné par la relation suivante :

$$Qr = Qsp * Li \qquad III.3$$

Les résultats relatifs aux calculs des débit en route et aux nœuds pour le cas de pointe sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III. 6 : Calcul des débits en route.

Noeud	Tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/m/s)	Qr (l/s)
N2	P-1	27,07	0,009707	0,2628
	P-2	152,47		1,4800
	P-5	140,81		1,3668
N3	P-2	152,47		1,4800
	P-3	120,07		1,1655
	P-4	47,3		0,4591
N3	P-2	152,47		1,4800
	P-3	120,07		1,1655
	P-4	47,3		0,4591
N4	P-3	120,07		1,1655
N5	P-4	47,3		0,4591
N6	P-5	140,81		1,3668
	P-6	230,7		2,2394
	P-9	82,54		0,8012
N7	P-32	173,94		1,6884
	P-6	230,7		2,2394
	P-7	8,46		0,0821
N8	P-35	309,28		3,0022
	P-7	8,46		0,0821
	P-8	38,01		0,3690
N9	P-74	36,68		0,3561
	P-75	42,5		0,4125
	P-76	77,55		0,7528
N10	P-10	57,78		0,5609
	P-77	48,38		0,4696
	P-9	82,54		0,8012
N11	P-10	57,78		0,5609
	P-11	30,12		0,2924
	P-12	8,2		0,0796
N12	P-11	30,12		0,2924
N13	P-12	8,2		0,0796

Tableau III. 7 : Calcul des débits en route. (Suite)

Noeud	Tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/m/s)	Qr (l/s)
N14	P-13	122,52	0,009707	1,1893
	P-74	36,68		0,3561
	P-77	48,38		0,4696
N15	P-13	122,52		1,1893
	P-14	48,72		0,4729
	P-42	119,62		1,1612
N16	P-14	48,72		0,4729
	P-15	19,57		0,1900
	P-16	37,21		0,3612
N17	P-15	19,57		0,1900
N18	P-16	37,21		0,3612
	P-17	45,37		0,4404
N19	P-17	45,37		0,4404
N20	P-19	9,02		0,0876
	P-78	184,34		1,7894
	P-79	101,74		0,9876
N21	P-19	9,02		0,0876
	P-80	74,65		0,7246
	P-81	137,38		1,3335
N22	P-20	124,01		1,2038
N23	P-20	124,01		1,2038
	P-21	28,15		0,2733
	P-81	137,38		1,3335
N24	P-21	28,15		0,2733
	P-22	40,35		0,3917
	P-23	51,4		0,4989
N25	P-22	40,35		0,3917
N26	P-23	51,4		0,4989
	P-24	39,54		0,3838
	P-31	95,32		0,9253
N27	P-24	39,54		0,3838
	P-25	158,53		1,5389
	P-27	178,83		1,7359
	P-30	82,22		0,7981
N28	P-26	172,59		1,6753
	P-56	109,76		1,0654
	P-82	60,04		0,5828
N29	P-26	172,59		1,6753
	P-27	178,83		1,7359
	P-55	161,68		1,5694
N30	P-30	82,22		0,7981
N31	P-31	95,32		0,9253
N32	P-32	173,94		1,6884
	P-33	192,81		1,8716
	P-37	30,16		0,2928

Tableau III. 8 : Calcul des débits en route. (Suite)

Noeud	Tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/m/s)	Qr (l/s)
N33	P-33	192,81	0,009707	1,8716
	P-34	39,26		0,3811
	P-40	93,31		0,9058
N34	P-34	39,26		0,3811
	P-35	309,28		3,0022
	P-80	74,65		0,7246
N35	P-36	278,91		2,7074
	P-75	42,5		0,4125
	P-8	38,01		0,3690
N36	P-36	278,91		2,7074
N37	P-37	30,16		0,2928
	P-38	32,46		0,3151
	P-39	208,37		2,0226
N38	P-38	32,46		0,3151
N39	P-39	208,37		2,0226
N40	P-40	93,31		0,9058
N41	P-41	304,24		2,9533
N42	P-42	119,62		1,1612
	P-43	72,88		0,7074
	P-45	168,83		1,6388
N43	P-43	72,88		0,7074
	P-44	43,34		0,4207
	P-46	122,03		1,1845
N44	P-44	43,34		0,4207
N45	P-45	168,83		1,6388
	P-49	74,26		0,7208
	P-50	189,6		1,8404
N46	P-46	122,03		1,1845
	P-47	13,42		0,1303
	P-48	40,16		0,3898
N47	P-47	13,42		0,1303
N48	P-48	40,16		0,3898
	P-49	74,26		0,7208
	P-50	189,6		1,8404
N49	P-18	44,58		0,4327
	P-51	213,9		2,0763
	P-78	184,34		1,7894
N50	P-51	213,9		2,0763
N51	P-18	44,58		0,4327
	P-52	64,76		0,6286
	P-76	77,55		0,7528
N52	P-52	64,76		0,6286
	P-53	31,37		0,3045
	P-54	58,42		0,5671
N53	P-53	31,37		0,3045

Tableau III. 9 : Calcul des débits en route. (Suite)

Noeud	Tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/m/s)	Qr (l/s)
N54	P-54	58,42	0,009707	0,5671
N55	P-41	304,24		2,9533
	P-55	161,68		1,5694
	P-79	101,74		0,9876
N56	P-56	109,76		1,0654
N57	P-25	158,53		1,5389
	P-57	111,28		1,0802
	P-82	60,04		0,5828
N58	P-57	111,28		1,0802
	P-58	30,92		0,3001
	P-61	34,9		0,3388
N59	P-58	30,92		0,3001
	P-59	18,5		0,1796
	P-60	36,21		0,3515
N60	P-59	18,5		0,1796
N61	P-60	36,21		0,3515
N62	P-61	34,9		0,3388
	P-62	67,27		0,6530
	P-63	51,95		0,5043
N63	P-62	67,27		0,6530
	P-63	51,95		0,5043
	P-64	263,44		2,5572
N64	P-64	263,44		2,5572
	P-65	17,16		0,1666
	P-72	100,72		0,9777
N65	P-65	17,16		0,1666
	P-66	66,4		0,6445
	P-73	31,74		0,3081
N66	P-66	66,4		0,6445
	P-67	21,33		0,2071
	P-70	109,07		1,0587
N67	P-67	21,33		0,2071
	P-69	55,74		0,5411
	P-71	339,1		3,2916
N68	P-69	55,74		0,5411
N69	P-70	109,07		1,0587
N70	P-71	339,1		3,2916
N71	P-72	100,72		0,9777
N72	P-73	31,74		0,3081

III.1.2.2.3 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 :

$$Qn\ (l/s) = 0{,}5\sum Qr + \sum Qc \qquad \textit{III. 4}$$

Avec :

$\sum Qr$: La somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i (l/s).

$\sum Qconc$: La somme des débits concentrés aux nœuds i (l/s).

A. Cas de pointe

Les résultats des calculs des débits nodaux en cas de pointe du réseau de distribution sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III. 10 : Calcul des débits nodaux en cas de pointe.

Noeud	Troncon	Longueur (m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
N2	P-1	27,07	0,2628	1,555
	P-2	152,47	1,4800	
	P-5	140,81	1,3668	
N3	P-2	152,47	1,4800	1,552
	P-3	120,07	1,1655	
	P-4	47,3	0,4591	
N3	P-2	152,47	1,4800	1,552
	P-3	120,07	1,1655	
	P-4	47,3	0,4591	
N4	P-3	120,07	1,1655	0,583
N5	P-4	47,3	0,4591	0,230
N6	P-5	140,81	1,3668	2,204
	P-6	230,7	2,2394	
	P-9	82,54	0,8012	
N7	P-32	173,94	1,6884	2,005
	P-6	230,7	2,2394	
	P-7	8,46	0,0821	
N8	P-35	309,28	3,0022	1,727
	P-7	8,46	0,0821	
	P-8	38,01	0,3690	
N9	P-74	36,68	0,3561	0,761
	P-75	42,5	0,4125	
	P-76	77,55	0,7528	

Tableau III. 11 : Calcul des débits nodaux en cas de pointe. (Suite)

Noeud	Troncon	Longueur (m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
N10	P-10	57,78	0,5609	0,916
	P-77	48,38	0,4696	
	P-9	82,54	0,8012	
N11	P-10	57,78	0,5609	0,466
	P-11	30,12	0,2924	
	P-12	8,2	0,0796	
N12	P-11	30,12	0,2924	0,146
N13	P-12	8,2	0,0796	0,040
N14	P-13	122,52	1,1893	1,007
	P-74	36,68	0,3561	
	P-77	48,38	0,4696	
N15	P-13	122,52	1,1893	1,412
	P-14	48,72	0,4729	
	P-42	119,62	1,1612	
N16	P-14	48,72	0,4729	0,512
	P-15	19,57	0,1900	
	P-16	37,21	0,3612	
N17	P-15	19,57	0,1900	0,095
N18	P-16	37,21	0,3612	0,401
	P-17	45,37	0,4404	
N19	P-17	45,37	0,4404	0,220
N20	P-19	9,02	0,0876	1,432
	P-78	184,34	1,7894	
	P-79	101,74	0,9876	
N21	P-19	9,02	0,0876	1,073
	P-80	74,65	0,7246	
	P-81	137,38	1,3335	
N22	P-20	124,01	1,2038	0,602
N23	P-20	124,01	1,2038	1,405
	P-21	28,15	0,2733	
	P-81	137,38	1,3335	
N24	P-21	28,15	0,2733	0,582
	P-22	40,35	0,3917	
	P-23	51,4	0,4989	
N25	P-22	40,35	0,3917	0,196
N26	P-23	51,4	0,4989	0,904
	P-24	39,54	0,3838	
	P-31	95,32	0,9253	
N27	P-24	39,54	0,3838	2,228
	P-25	158,53	1,5389	
	P-27	178,83	1,7359	
	P-30	82,22	0,7981	
N28	P-26	172,59	1,6753	1,662
	P-56	109,76	1,0654	
	P-82	60,04	0,5828	

Tableau III. 12 : Calcul des débits nodaux en cas de pointe. (Suite)

Noeud	Troncon	Longueur (m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
N29	P-26	172,59	1,6753	2,490
	P-27	178,83	1,7359	
	P-55	161,68	1,5694	
N30	P-30	82,22	0,7981	0,399
N31	P-31	95,32	0,9253	0,463
N32	P-32	173,94	1,6884	1,926
	P-33	192,81	1,8716	
	P-37	30,16	0,2928	
N33	P-33	192,81	1,8716	1,579
	P-34	39,26	0,3811	
	P-40	93,31	0,9058	
N34	P-34	39,26	0,3811	2,054
	P-35	309,28	3,0022	
	P-80	74,65	0,7246	
N35	P-36	278,91	2,7074	1,744
	P-75	42,5	0,4125	
	P-8	38,01	0,3690	
N36	P-36	278,91	2,7074	1,354
N37	P-37	30,16	0,2928	1,315
	P-38	32,46	0,3151	
	P-39	208,37	2,0226	
N38	P-38	32,46	0,3151	0,158
N39	P-39	208,37	2,0226	1,011
N40	P-40	93,31	0,9058	0,453
N41	P-41	304,24	2,9533	1,477
N42	P-42	119,62	1,1612	1,754
	P-43	72,88	0,7074	
	P-45	168,83	1,6388	
N43	P-43	72,88	0,7074	1,156
	P-44	43,34	0,4207	
	P-46	122,03	1,1845	
N44	P-44	43,34	0,4207	0,210
N45	P-45	168,83	1,6388	2,100
	P-49	74,26	0,7208	
	P-50	189,6	1,8404	
N46	P-46	122,03	1,1845	0,852
	P-47	13,42	0,1303	
	P-48	40,16	0,3898	
N47	P-47	13,42	0,1303	0,065
N48	P-48	40,16	0,3898	1,476
	P-49	74,26	0,7208	
	P-50	189,6	1,8404	
N49	P-18	44,58	0,4327	2,149
	P-51	213,9	2,0763	
	P-78	184,34	1,7894	

Tableau III. 13 : Calcul des débits nodaux en cas de pointe. (Suite)

Noeud	Troncon	Longueur (m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
N50	P-51	213,9	2,0763	1,038
N51	P-18	44,58	0,4327	0,907
	P-52	64,76	0,6286	
	P-76	77,55	0,7528	
N52	P-52	64,76	0,6286	0,750
	P-53	31,37	0,3045	
	P-54	58,42	0,5671	
N53	P-53	31,37	0,3045	0,152
N54	P-54	58,42	0,5671	0,284
N55	P-41	304,24	2,9533	2,755
	P-55	161,68	1,5694	
	P-79	101,74	0,9876	
N56	P-56	109,76	1,0654	0,533
N57	P-25	158,53	1,5389	1,601
	P-57	111,28	1,0802	
	P-82	60,04	0,5828	
N58	P-57	111,28	1,0802	0,860
	P-58	30,92	0,3001	
	P-61	34,9	0,3388	
N59	P-58	30,92	0,3001	0,416
	P-59	18,5	0,1796	
	P-60	36,21	0,3515	
N60	P-59	18,5	0,1796	0,090
N61	P-60	36,21	0,3515	0,176
N62	P-61	34,9	0,3388	0,748
	P-62	67,27	0,6530	
	P-63	51,95	0,5043	
N63	P-62	67,27	0,6530	1,857
	P-63	51,95	0,5043	
	P-64	263,44	2,5572	
N64	P-64	263,44	2,5572	1,851
	P-65	17,16	0,1666	
	P-72	100,72	0,9777	
N65	P-65	17,16	0,1666	0,560
	P-66	66,4	0,6445	
	P-73	31,74	0,3081	
N66	P-66	66,4	0,6445	0,955
	P-67	21,33	0,2071	
	P-70	109,07	1,0587	
N67	P-67	21,33	0,2071	2,020
	P-69	55,74	0,5411	
	P-71	339,1	3,2916	
N68	P-69	55,74	0,5411	0,271
N69	P-70	109,07	1,0587	0,529
N70	P-71	339,1	3,2916	1,646

Tableau III. 14 : Calcul des débits nodaux en cas de pointe. (Suite)

Noeud	Troncon	Longueur (m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
N71	P-72	100,72	0,9777	0,489
N72	P-73	31,74	0,3081	0,154

B. Cas de pointe + incendie

Dans le cas de pointe + incendie, le calcul se fait de la même manière que le cas de pointe sauf qu'on doit s'assurer que le débit d'incendie de 17 l/s donné par le réservoir (R1) arrive au point le plus défavorable qui est dans notre cas le nœud N71.

Tableau III. 15 : Calcul des débits nodaux en cas de pointe + incendie.

Noeud	Troncon	Longueur (m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)	Qc (l/s)	Qn totale (l/s)
N71	P-72	100,72	0,9777	0,489	17	17,489

III.1.2.2.4 Modélisation hydraulique du réseau de distribution existant

Nous allons procéder à une simulation hydraulique du réseau de distribution avec le logiciel EPANET, pour pouvoir comprendre le comportement du réseau de point de vue écoulement.

A. Formule de perte de charge utilisée

EPANET permet d'utiliser plusieurs équations de calcul des pertes de charge (Hazen-Willaims , Darcy-Weisbach , Chezy-Manning). Les pertes de charge régulières sont les plus souvent calculéesà partir de l'équation de Darcy-Weisbach d'où notre choix pour cette dernière.

B. Formule de Darcy-Weisbach

La formule de Darcy-Weisbach est théoriquement la plus correcte et la plus largement utilisée en Europe. Elle s'applique à tous les régimes d'écoulement et à tous les liquides.

$$H_L = f\frac{L}{d}\frac{v^2}{2g} = 0{,}0827\, f\frac{L}{d^5}Q^2 \qquad \textit{III. 5}$$

H_L : Pertes de charges (m)
g : Accélération de la pesanteur (m/s2)
L : Longueur du tuyau (m)
d : Diamètre du tuyau (m)
v : Vitesse d'écoulement (m/s)
f : Facteur de friction.
Q : Débit (m/s)

C. Résultats de la simulation

a. Cas de pointe

Les résultats des différents tronçons cas de pointe est donnée dans le tableaux suivant :

Tableau III. 16 : Vitesses et pertes de charge dans le réseau existant en cas de pointe.

Tronçons	Noeud de départ	Noeud d'arrivé	Longueur (m)	Diamètre extérieur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Perte de Charge (m/km)
P-1	T-3	N2	27,07	315	277,6	72,74	1,20	3,82
P-2	N2	N3	152,47	90	79,2	2,36	0,48	3,30
P-3	N3	N4	120,07	90	79,2	0,58	0,12	0,28
P-4	N3	N5	47,3	90	79,2	0,23	0,05	0,06
P-5	N2	N6	140,81	200	176,2	68,82	2,82	31,86
P-6	N6	N7	230,7	110	96,8	10,41	1,41	18,21
P-7	N7	N8	8,46	110	96,8	4,11	0,56	3,38
P-8	N8	N35	38,01	90	79,2	-2,88	0,59	4,70
P-9	N10	N6	82,54	200	176,2	-56,21	2,31	21,86
P-10	N10	N11	57,78	90	79,2	0,65	0,13	0,34
P-11	N11	N12	30,12	90	79,2	0,15	0,03	0,02
P-12	N11	N13	8,2	90	79,2	0,04	0,01	0,00
P-13	N14	N15	122,52	110	96,8	10,25	1,39	17,72
P-14	N15	N16	48,72	90	79,2	1,23	0,25	1,03
P-15	N16	N17	19,57	90	79,2	0,09	0,02	0,01
P-16	N16	N18	37,21	90	79,2	0,62	0,13	0,31
P-17	N18	N19	45,37	90	79,2	0,22	0,04	0,05
P-18	N51	N49	44,58	200	176,2	34,55	1,42	8,89
P-19	N20	N21	9,02	160	141	10,88	0,70	3,18
P-20	N23	N22	124,01	90	79,2	0,60	0,12	0,30
P-21	N23	N24	28,15	125	110,2	8,86	0,93	7,23
P-22	N24	N25	40,35	90	79,2	0,20	0,04	0,04
P-23	N24	N26	51,4	125	110,2	8,08	0,85	6,12
P-24	N26	N27	39,54	125	110,2	6,72	0,70	4,38
P-25	N27	N57	158,53	125	110,2	5,88	0,62	3,45
P-26	N28	N29	172,59	160	141	-10,53	0,67	3,00
P-27	N29	N27	178,83	90	79,2	1,79	0,36	2,02
P-30	N27	N30	82,22	90	79,2	0,40	0,08	0,15
P-31	N26	N31	95,32	90	79,2	0,46	0,09	0,19
P-32	N7	N32	173,94	90	79,2	4,29	0,87	9,62
P-33	N32	N33	192,81	90	79,2	-0,12	0,02	0,01
P-34	N33	N34	39,26	160	141	-2,15	0,14	0,18
P-35	N8	N34	309,28	110	96,8	5,27	0,72	5,29
P-36	N35	N36	278,91	90	79,2	1,35	0,27	1,23
P-37	N32	N37	30,16	90	79,2	2,48	0,50	3,60
P-38	N37	N38	32,46	63	55,4	0,16	0,07	0,16
P-39	N37	N39	208,37	90	79,2	1,01	0,21	0,73
P-40	N33	N40	93,31	160	141	0,45	0,03	0,01
P-41	N55	N41	304,24	125	110,2	1,48	0,15	0,30

Tableau III. 17 : Vitesses et pertes de charge dans le réseau existant en cas de pointe. (Suite)

Tronçons	Noeud de départ	Noeud d'arrivé	Longueur (m)	Diamètre extérieur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Debit (L/s)	Vitesse (m/s)	Perte de Charge (m/km)
P-42	N15	N42	119,62	110	96,8	7,61	1,03	10,30
P-43	N42	N43	72,88	110	96,8	3,80	0,52	2,94
P-44	N43	N44	43,34	90	79,2	0,21	0,04	0,05
P-45	N42	N45	168,83	90	79,2	2,06	0,42	2,58
P-46	N43	N46	122,03	110	96,8	2,43	0,33	1,33
P-47	N46	N47	13,42	110	96,8	0,07	0,01	0,00
P-48	N46	N48	40,16	90	79,2	1,51	0,31	1,50
P-49	N48	N45	74,26	90	79,2	0,12	0,02	0,01
P-50	N45	N48	189,6	90	79,2	0,08	0,02	0,00
P-51	N49	N50	213,9	90	79,2	1,04	0,21	0,77
P-52	N51	N52	64,76	90	79,2	1,19	0,24	0,97
P-53	N52	N53	31,37	90	79,2	0,15	0,03	0,02
P-54	N52	N54	58,42	90	79,2	0,28	0,06	0,08
P-55	N29	N55	161,68	160	141	-14,82	0,95	5,58
P-56	N28	N56	109,76	125	110,2	0,53	0,06	0,05
P-57	N57	N58	111,28	125	110,2	12,62	1,32	13,79
P-58	N58	N59	30,92	90	79,2	0,68	0,14	0,37
P-59	N59	N60	18,5	90	79,2	0,09	0,02	0,01
P-60	N59	N61	36,21	90	79,2	0,18	0,04	0,03
P-61	N58	N62	34,9	125	110,2	11,08	1,16	10,87
P-62	N62	N63	67,27	110	96,8	4,80	0,65	4,46
P-63	N63	N62	51,95	110	96,8	-5,53	0,75	5,78
P-64	N63	N64	263,44	110	96,8	8,48	1,15	12,51
P-65	N64	N65	17,16	110	96,8	6,13	0,83	6,96
P-66	N65	N66	66,4	110	96,8	5,42	0,74	5,56
P-67	N66	N67	21,33	110	96,8	3,94	0,53	3,13
P-69	N67	N68	55,74	110	96,8	0,27	0,04	0,03
P-70	N66	N69	109,07	90	79,2	0,53	0,11	0,24
P-71	N67	N70	339,1	125	110,2	1,65	0,17	0,36
P-72	N64	N71	100,72	90	79,2	0,49	0,10	0,21
P-73	N65	N72	31,74	90	79,2	0,15	0,03	0,02
P-74	N9	N14	36,68	200	176,2	-43,38	1,78	13,52
P-75	N35	N9	42,5	90	79,2	-5,98	1,21	17,58
P-76	N9	N51	77,55	200	176,2	36,64	1,50	9,90
P-77	N14	N10	48,38	200	176,2	-54,64	2,24	20,74
P-78	N49	N20	184,34	200	176,2	31,36	1,29	7,44
P-79	N20	N55	101,74	160	141	19,05	1,22	8,83
P-80	N34	N21	74,65	160	141	1,06	0,07	0,05
P-81	N21	N23	137,38	125	110,2	10,87	1,14	10,49
P-82	N57	N28	60,04	125	110,2	-8,34	0,87	6,48

Maintenant on s'intéresse à l'état des nœuds dans le réseau.

Tableau III. 18 : Charges et pression dans le réseau existant en cas de pointe.

Nœud	Élévation(m)	Qn (l/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
N2	61,55	1,55	76,86	15,31
N3	61,34	1,55	76,36	15,02
N4	58,72	0,58	76,32	17,60
N5	61,15	0,23	76,35	15,20
N6	58,70	2,20	72,38	13,68
N7	55,29	2,00	68,18	12,89
N8	55,11	1,73	68,15	13,04
N9	54,68	0,76	69,07	14,39
N10	57,00	0,92	70,57	13,57
N11	56,75	0,47	70,55	13,80
N12	57,39	0,15	70,55	13,16
N13	56,82	0,04	70,55	13,73
N14	55,80	1,01	69,57	13,77
N15	55,15	1,41	67,40	12,25
N16	55,15	0,51	67,35	12,20
N17	54,97	0,09	67,35	12,38
N18	54,03	0,40	67,34	13,31
N19	53,64	0,22	67,33	13,69
N20	48,07	1,43	66,52	18,45
N21	48,13	1,07	66,50	18,37
N22	45,33	0,60	65,01	19,68
N23	44,13	1,41	65,05	20,92
N24	43,90	0,58	64,84	20,94
N25	44,22	0,20	64,84	20,62
N26	43,35	0,90	64,53	21,18
N27	42,45	2,23	64,35	21,90
N28	38,04	1,66	64,19	26,15
N29	32,18	2,49	64,69	32,51
N30	41,00	0,40	64,34	23,34
N31	43,58	0,46	64,51	20,93
N32	51,21	1,93	66,50	15,29
N33	48,23	1,58	66,49	18,26
N34	48,20	2,05	66,50	18,30
N35	54,60	1,74	68,33	13,73
N36	48,56	1,35	67,97	19,41
N37	50,53	1,32	66,39	15,86
N38	38,62	0,16	66,35	27,73
N39	33,84	1,01	66,19	32,35
N40	48,41	0,45	66,49	18,08
N41	43,99	1,48	65,53	21,54
N42	52,11	1,75	66,17	14,06
N43	52,00	1,16	65,95	13,95
N44	51,00	0,21	65,95	14,95

Tableau III. 19 : Charges et pression dans le réseau existant en cas de pointe. (Suite)

Nœud	Elevation(m)	Qn (l/s)	Cote piezométrique (m)	Pression (m.c.e)
N45	48,18	2,10	65,72	17,54
N46	47,14	0,85	65,78	18,64
N47	46,73	0,07	65,78	19,05
N48	47,07	1,48	65,72	18,65
N49	51,20	2,15	67,90	16,70
N50	48,03	1,04	67,73	19,70
N51	52,39	0,91	68,30	15,91
N52	52,22	0,75	68,24	16,02
N53	52,18	0,15	68,23	16,05
N54	35,85	0,28	68,19	32,34
N55	46,41	2,76	65,62	19,21
N56	35,73	0,53	64,18	28,45
N57	38,88	1,60	63,80	24,92
N58	35,94	0,86	62,26	26,32
N59	35,89	0,42	62,25	26,36
N60	35,84	0,09	62,25	26,41
N61	36,22	0,18	62,25	26,03
N62	35,41	0,75	61,88	26,47
N63	34,84	1,86	61,58	26,74
N64	33,19	1,85	58,29	25,10
N65	33,45	0,56	58,17	24,72
N66	34,61	0,96	57,81	23,20
N67	34,83	2,02	57,74	22,91
N68	35,44	0,27	57,74	22,30
N69	35,31	0,53	57,78	22,47
N70	37,02	1,65	57,63	20,61
N71	32,80	0,49	58,27	25,47
N72	33,58	0,15	58,17	24,59

Les résultats obtenus pour les pressions et les vitesses sont représentés dans les figures (**III.5**) et (**III.6**) qui suivent :

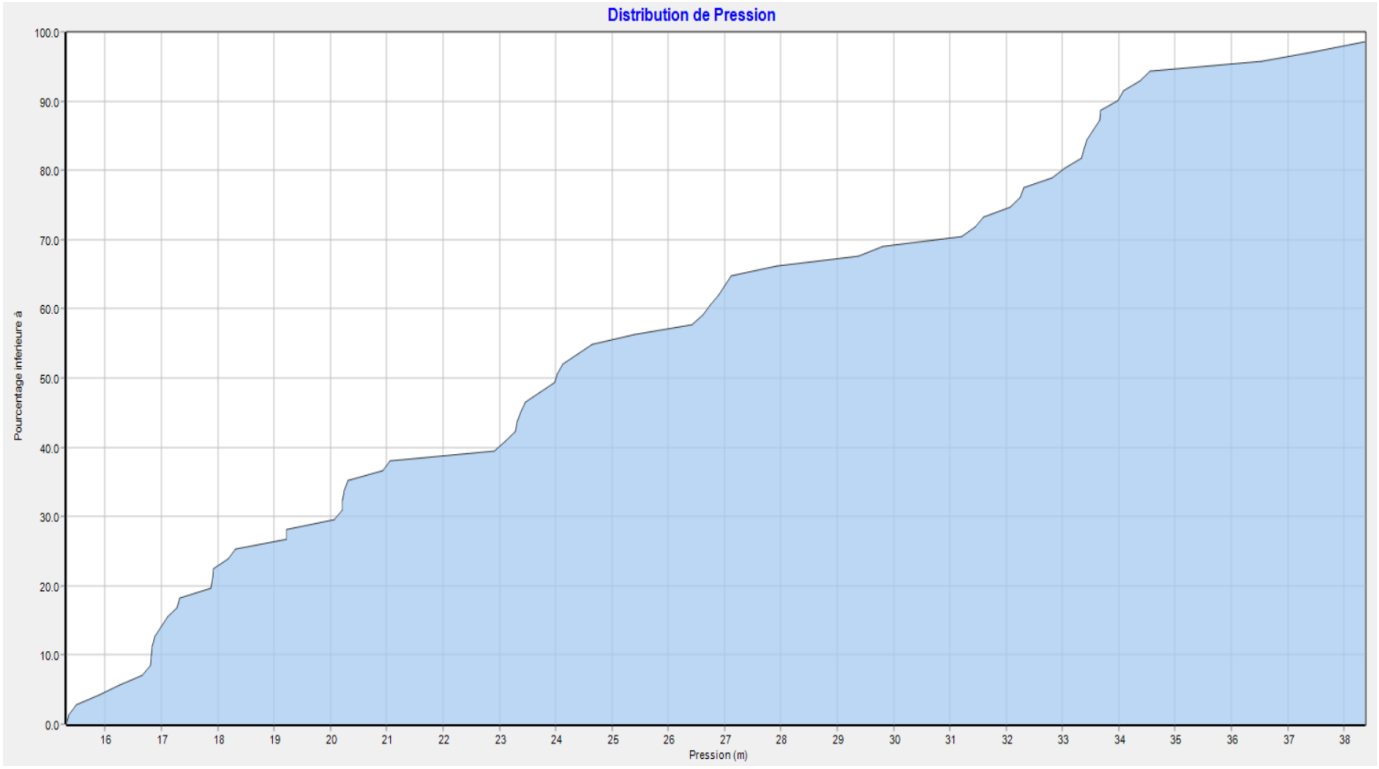


Figure III. 5 : Courbe de distribution des pressions en cas de pointe.

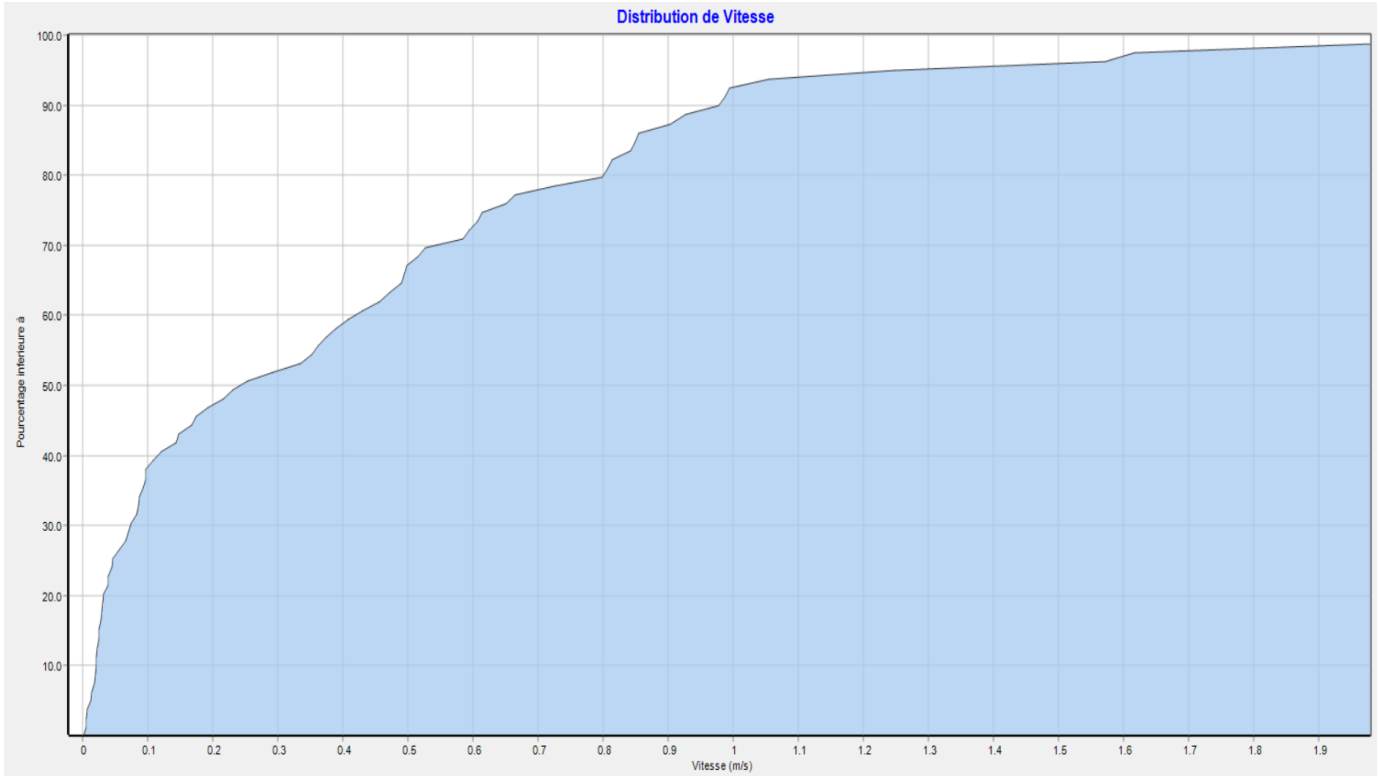


Figure III. 6 : Courbe de distribution des vitesses en cas de pointe.

La carte de distribution des pressions et les vitesses dans le réseau (cas de pointe) est montrée dans la figure (**III.7**) :

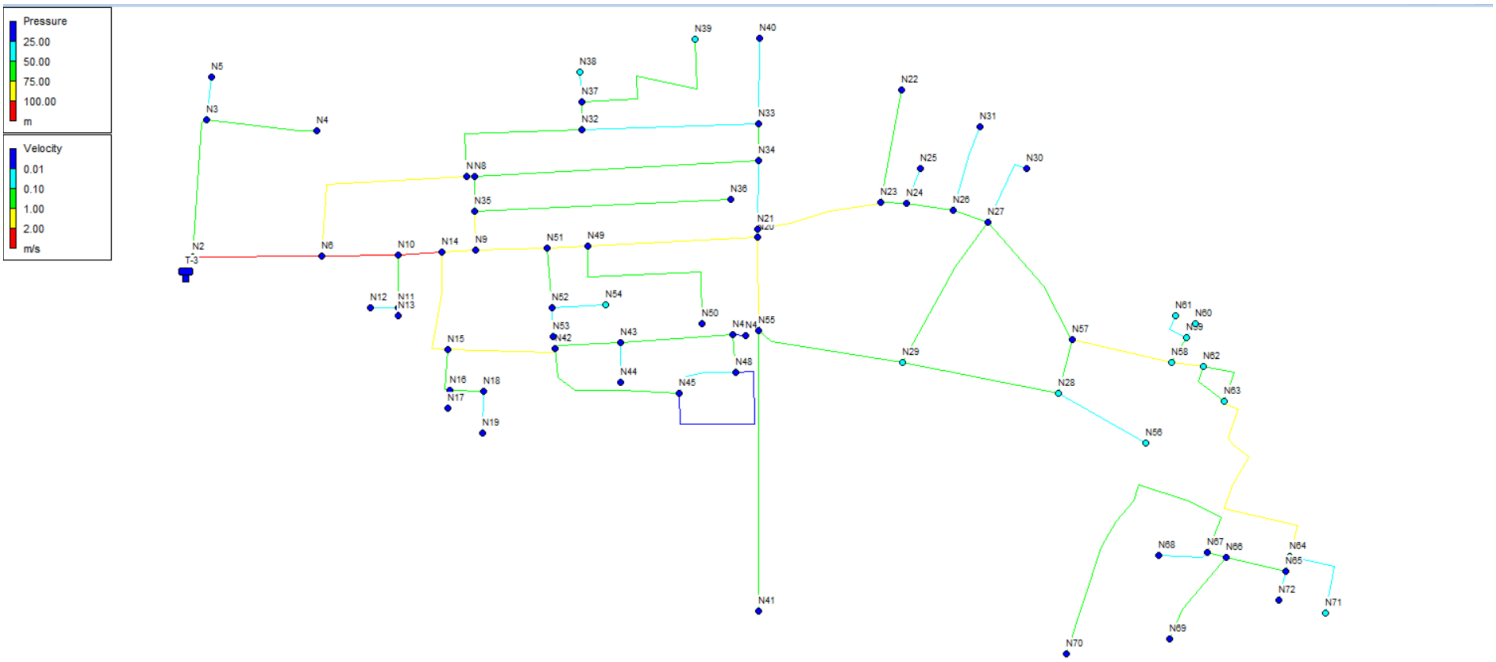


Figure III. 7 : Carte de distribution des pressions et vitesses dans le réseau (cas de pointe)

b. Cas de pointe + incendie

Tableau III. 20 : Vitesses et pertes de charge dans le réseau existant en cas de pointe+incendie.

Tronçons	Noeud de départ	Noeud d'arrivé	Longueur (m)	Diamètre extérieur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Perte de Charge (m/km)
P-1	T-3	N2	27,07	315	277,6	89,74	1,48	5,62
P-2	N2	N3	152,47	90	79,2	2,36	0,48	3,30
P-3	N3	N4	120,07	90	79,2	0,58	0,12	0,28
P-4	N3	N5	47,3	90	79,2	0,23	0,05	0,06
P-5	N2	N6	140,81	200	176,2	85,82	3,52	48,16
P-6	N6	N7	230,7	110	96,8	13,18	1,79	28,10
P-7	N7	N8	8,46	110	96,8	5,27	0,72	5,28
P-8	N8	N35	38,01	90	79,2	-4,14	0,84	9,01
P-9	N10	N6	82,54	200	176,2	-70,44	2,89	33,27
P-10	N10	N11	57,78	90	79,2	0,65	0,13	0,34
P-11	N11	N12	30,12	90	79,2	0,15	0,03	0,02
P-12	N11	N13	8,2	90	79,2	0,04	0,01	0,00
P-13	N14	N15	122,52	110	96,8	10,25	1,39	17,72
P-14	N15	N16	48,72	90	79,2	1,23	0,25	1,03
P-15	N16	N17	19,57	90	79,2	0,09	0,02	0,01
P-16	N16	N18	37,21	90	79,2	0,62	0,13	0,31
P-17	N18	N19	45,37	90	79,2	0,22	0,04	0,05
P-18	N51	N49	44,58	200	176,2	47,52	1,95	16,01
P-19	N20	N21	9,02	160	141	13,10	0,84	4,46
P-20	N23	N22	124,01	90	79,2	0,60	0,12	0,30
P-21	N23	N24	28,15	125	110,2	15,11	1,58	19,18
P-22	N24	N25	40,35	90	79,2	0,20	0,04	0,04
P-23	N24	N26	51,4	125	110,2	14,34	1,50	17,41
P-24	N26	N27	39,54	125	110,2	12,97	1,36	14,49
P-25	N27	N57	158,53	125	110,2	13,28	1,39	15,13
P-26	N28	N29	172,59	160	141	-20,14	1,29	9,77
P-27	N29	N27	178,83	90	79,2	2,94	0,60	4,86
P-30	N27	N30	82,22	90	79,2	0,40	0,08	0,15
P-31	N26	N31	95,32	90	79,2	0,46	0,09	0,19
P-32	N7	N32	173,94	90	79,2	5,91	1,20	17,21
P-33	N32	N33	192,81	90	79,2	1,50	0,30	1,47
P-34	N33	N34	39,26	160	141	-0,53	0,03	0,02
P-35	N8	N34	309,28	110	96,8	7,68	1,04	10,45
P-36	N35	N36	278,91	90	79,2	1,35	0,27	1,23
P-37	N32	N37	30,16	90	79,2	2,48	0,50	3,60
P-38	N37	N38	32,46	63	55,4	0,16	0,07	0,16
P-39	N37	N39	208,37	90	79,2	1,01	0,21	0,73
P-40	N33	N40	93,31	160	141	0,45	0,03	0,01
P-41	N55	N41	304,24	125	110,2	1,48	0,15	0,30
P-42	N15	N42	119,62	110	96,8	7,61	1,03	10,30
P-43	N42	N43	72,88	110	96,8	3,80	0,52	2,94

Tableau III. 21 : Vitesses et pertes de charge dans le réseau existant en cas de pointe+incendie. (Suite)

Tronçons	Noeud de départ	Noeud d'arrivé	Longueur (m)	Diamètre extérieur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Perte de Charge (m/km)
P-44	N43	N44	43,34	90	79,2	0,21	0,04	0,05
P-45	N42	N45	168,83	90	79,2	2,06	0,42	2,58
P-46	N43	N46	122,03	110	96,8	2,43	0,33	1,33
P-47	N46	N47	13,42	110	96,8	0,07	0,01	0,00
P-48	N46	N48	40,16	90	79,2	1,51	0,31	1,50
P-49	N48	N45	74,26	90	79,2	0,12	0,02	0,01
P-50	N45	N48	189,6	90	79,2	0,08	0,02	0,00
P-51	N49	N50	213,9	90	79,2	1,04	0,21	0,77
P-52	N51	N52	64,76	90	79,2	1,19	0,24	0,97
P-53	N52	N53	31,37	90	79,2	0,15	0,03	0,02
P-54	N52	N54	58,42	90	79,2	0,28	0,06	0,08
P-55	N29	N55	161,68	160	141	-25,56	1,64	15,15
P-56	N28	N56	109,76	125	110,2	0,53	0,06	0,05
P-57	N57	N58	111,28	125	110,2	29,62	3,11	66,68
P-58	N58	N59	30,92	90	79,2	0,68	0,14	0,37
P-59	N59	N60	18,5	90	79,2	0,09	0,02	0,01
P-60	N59	N61	36,21	90	79,2	0,18	0,04	0,03
P-61	N58	N62	34,9	125	110,2	28,08	2,94	60,36
P-62	N62	N63	67,27	110	96,8	12,71	1,73	26,28
P-63	N63	N62	51,95	110	96,8	-14,62	1,99	34,02
P-64	N63	N64	263,44	110	96,8	25,48	3,46	95,40
P-65	N64	N65	17,16	110	96,8	6,13	0,83	6,96
P-66	N65	N66	66,4	110	96,8	5,42	0,74	5,56
P-67	N66	N67	21,33	110	96,8	3,94	0,53	3,13
P-69	N67	N68	55,74	110	96,8	0,27	0,04	0,03
P-70	N66	N69	109,07	90	79,2	0,53	0,11	0,24
P-71	N67	N70	339,1	125	110,2	1,65	0,17	0,36
P-72	N64	N71	100,72	90	79,2	17,49	3,55	127,28
P-73	N65	N72	31,74	90	79,2	0,15	0,03	0,02
P-74	N9	N14	36,68	200	176,2	-57,61	2,36	22,88
P-75	N35	N9	42,5	90	79,2	-7,24	1,47	24,88
P-76	N9	N51	77,55	200	176,2	49,61	2,03	17,34
P-77	N14	N10	48,38	200	176,2	-68,87	2,82	31,90
P-78	N49	N20	184,34	200	176,2	44,33	1,82	14,08
P-79	N20	N55	101,74	160	141	29,80	1,91	20,10
P-80	N34	N21	74,65	160	141	5,09	0,33	0,81
P-81	N21	N23	137,38	125	110,2	17,12	1,80	24,13
P-82	N57	N28	60,04	125	110,2	-17,94	1,88	26,32

Maintenant on s'intéresse à l'état des nœuds dans le réseau.

Tableau III. 22 : Charges et pression dans le réseau existant en cas de pointe + incendie.

Nœud	Élévation(m)	Qn (l/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
N2	61,55	1,55	76,81	15,26
N3	61,34	1,55	76,31	14,97
N4	58,72	0,58	76,27	17,55
N5	61,15	0,23	76,3	15,15
N6	58,70	2,2	70,04	11,34
N7	55,29	2	63,56	8,27
N8	55,11	1,73	63,52	8,41
N9	54,68	0,76	64,91	10,23
N10	57,00	0,92	67,29	10,29
N11	56,75	0,47	67,27	10,52
N12	57,39	0,15	67,28	9,89
N13	56,82	0,04	67,27	10,45
N14	55,80	1,01	65,75	9,95
N15	55,15	1,41	63,59	8,44
N16	55,15	0,51	63,53	8,38
N17	54,97	0,09	63,53	8,56
N18	54,03	0,4	63,52	9,49
N19	53,64	0,22	63,52	9,88
N20	48,07	1,43	60,25	12,18
N21	48,13	1,07	60,21	12,08
N22	45,33	0,6	56,86	11,53
N23	44,13	1,41	56,9	12,77
N24	43,90	0,58	56,36	12,46
N25	44,22	0,2	56,36	12,14
N26	43,35	0,9	55,46	12,11
N27	42,45	2,23	54,89	12,44
N28	38,04	1,66	54,06	16,02
N29	32,18	2,49	55,73	23,55
N30	41,00	0,4	54,88	13,88
N31	43,58	0,46	55,45	11,87
N32	51,21	1,93	60,57	9,36
N33	48,23	1,58	60,28	12,05
N34	48,20	2,05	60,28	12,08
N35	54,60	1,74	63,86	9,26
N36	48,56	1,35	63,5	14,94
N37	50,53	1,32	60,46	9,93
N38	38,62	0,16	60,42	21,8
N39	33,84	1,01	60,26	26,42
N40	48,41	0,45	60,27	11,86
N41	43,99	1,48	58,12	14,13
N42	52,11	1,75	62,35	10,24

Tableau III. 23 : Charges et pression dans le réseau existant en cas de pointe + incendie. (Suite)

Nœud	Élévation(m)	Qn (l/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
N43	52,00	1,16	62,14	10,14
N44	51,00	0,21	62,13	11,13
N45	48,18	2,1	61,9	13,72
N46	47,14	0,85	61,96	14,82
N47	46,73	0,07	61,96	15,23
N48	47,07	1,48	61,9	14,83
N49	51,20	2,15	62,85	11,65
N50	48,03	1,04	62,68	14,65
N51	52,39	0,91	63,57	11,18
N52	52,22	0,75	63,5	11,28
N53	52,18	0,15	63,5	11,32
N54	35,85	0,28	63,46	27,61
N55	46,41	2,76	58,21	11,8
N56	35,73	0,53	54,05	18,32
N57	38,88	1,6	52,49	13,61
N58	35,94	0,86	45,08	9,14
N59	35,89	0,42	45,07	9,18
N60	35,84	0,09	45,07	9,23
N61	36,22	0,18	45,07	8,85
N62	35,41	0,75	42,98	7,57
N63	34,84	1,86	41,21	6,37
N64	33,19	1,85	16,14	-17,05
N65	33,45	0,56	16,02	-17,43
N66	34,61	0,96	15,66	-18,95
N67	34,83	2,02	15,59	-19,24
N68	35,44	0,27	15,59	-19,85
N69	35,31	0,53	15,63	-19,68
N70	37,02	1,65	15,47	-21,55
N71	32,80	17,49	3,35	-29,45
N72	33,58	0,15	16,02	-17,56

Les figures suivantes représentent la courbe de distribution des pressions et des vitesses dans les noeuds du réseau :

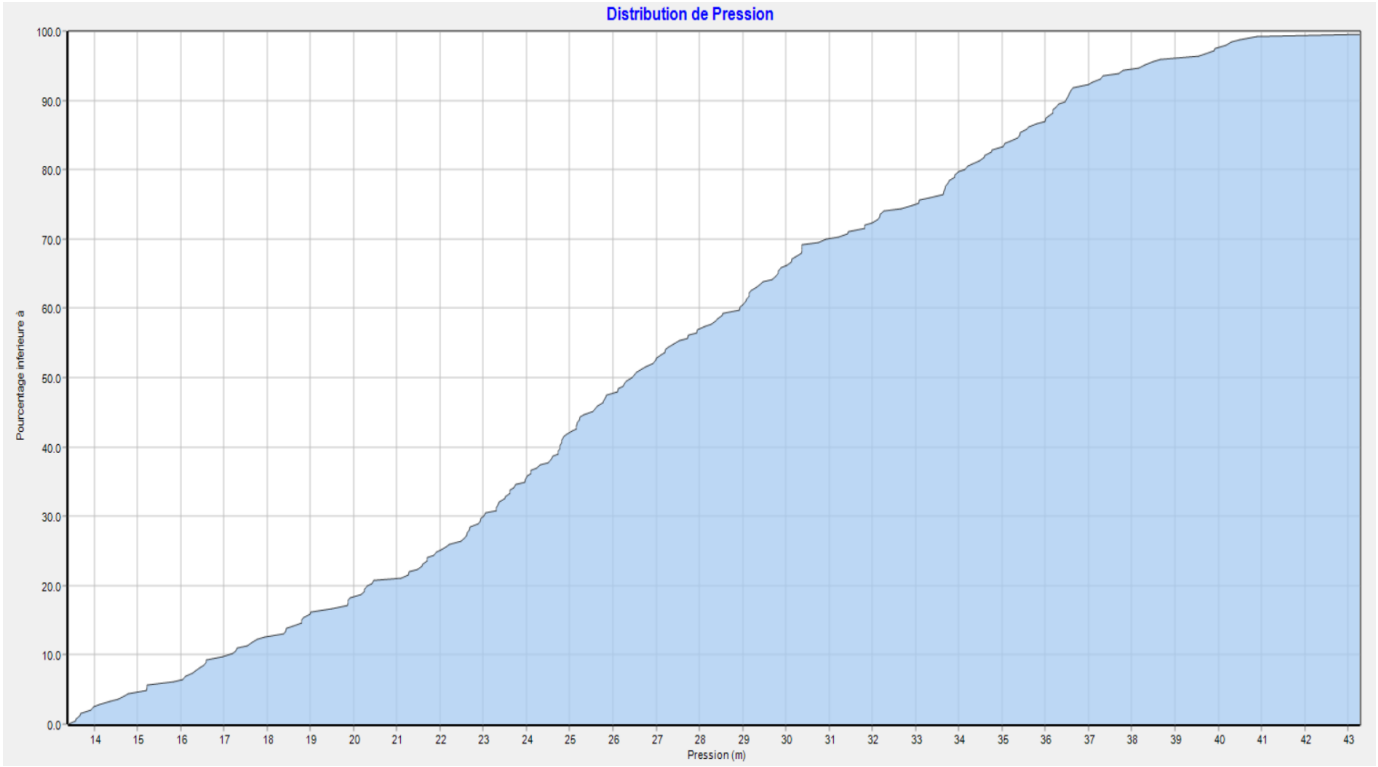


Figure III. 8 : Courbe de distribution des pressions en cas de pointe + incendie.

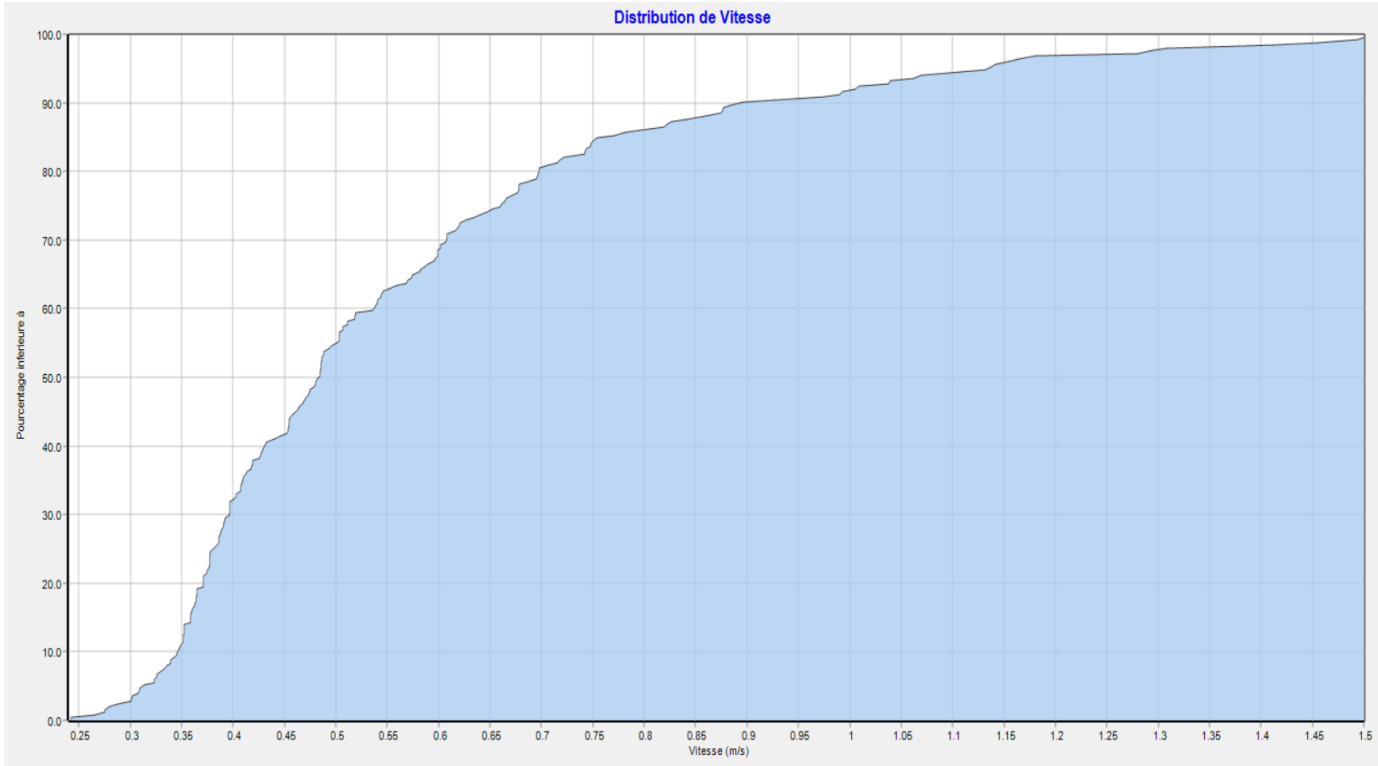


Figure III. 9 : Courbe de distribution des vitesses en cas de pointe + incendie.

La carte de distribution des pressions et vitesses dans le réseau (cas de pointe + incendie) est montrée dans la figure (**III.10**) :

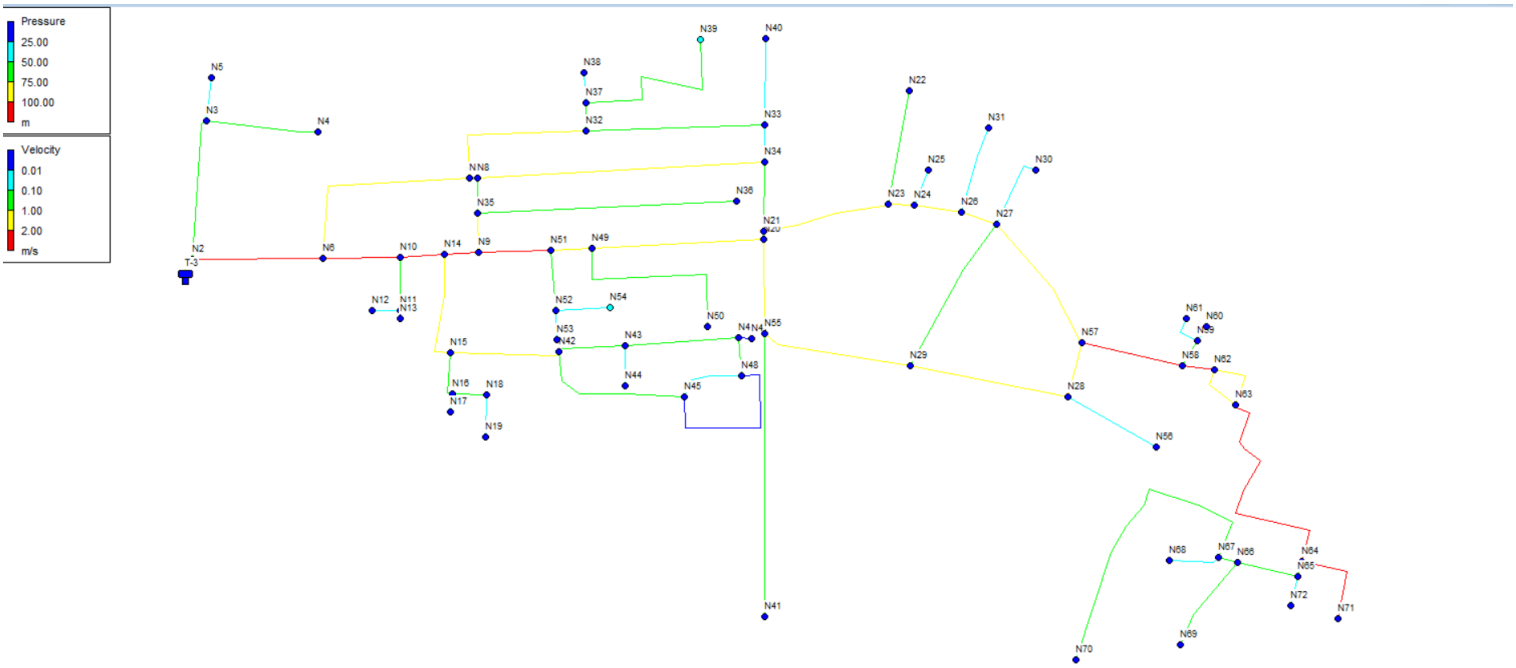


Figure III. 10 : Carte de distribution des pressions dans le réseau (cas de pointe + incendie)

Observations :

- Une anomalie est présente dans la répartition des pressions lors du cas de pointe + incendie. La simulation indique qu'il y a des dépressions au niveau de certains nœuds du réseau (soit 12.68 % du réseau) dans ce cas. Par conséquent, on peut déduire que l'écoulement d'eau est interrompu dans ces zones.
- Dans le cas de pointe + incendie, 11.39 % des vitesses dépassent la norme de 2 m/s, tandis qu'environ 51.90 % des vitesses sont faibles (inférieures à 0.5 m/s), ce qui signifie que seuls 36.71 % respectent les normes.

D. Interprétation des résultats de simulation :

- L'analyse des résultats de simulation pour les deux scénarios (pointe et pointe + incendie) met en évidence le fait que notre réseau ne satisfait pas les conditions de fonctionnement standard en raison de vitesses et de pressions inacceptables, qui dévient considérablement des normes de performance attendues.
- Dans le cas de pointe, bien que les pressions se situent dans les limites normales, des vitesses anormalement basses ont été enregistrées à travers l'ensemble du réseau. Cela indique que notre réseau est surdimensionné. En revanche, dans le contexte de pointe + incendie, on observe l'existence de pressions négatives et de valeurs de vitesses très faibles dans le réseau.
- Les vitesses présentent également des variations non conformes aux normes. Dans certains cas, elles sont excessivement faibles, tandis que dans d'autres, elles sont excessivement élevées. Cela montre que notre réseau n'est pas bien optimisé pour les scénarios d'incendie.

III.2 Conclusion

L'analyse réalisée dans ce chapitre montre que notre réseau ne répond pas pleinement aux exigences et aux normes fonctionnement des réseaux d'eau potable, et nous constatons des vitesses faibles et des pressions insuffisantes dans la majeure partie du réseau.
Il faut donc trouver une solution pour notre agglomération : compte tenu des dysfonctionnements mis en évidence par les études diagnostics, nous proposons de projeter un nouveau réseau pour répondre aux besoins de la population de la commune d’El Alaimia.

Chapitre IV :
Projection d'un nouveau réseau d'AEP

Introduction

Le réseau de distribution est un système de conduite de diamètres différents connectées entre eux par l'intermédiaire des pièces spéciales (coudes, croix, cônes. etc.) ; l'eau est distribuée a partir de ce réseau qui doit être dimensionné de telle façon à assurer :

- Les forts débits instantanés en tenant compte des débits de pointe,
- Une vitesse de l'eau dans les conduites qui sera de l'ordre de (0.5 à 1.5) m/s pour puisse avoir une durée d'exploitation important car les vitesses inférieures à 0.5m/s favorisent les dépôts qui sont difficile a évacuer avec le temps, par contre les vitesses supérieures à 1.5 m/s produisent des forces importantes qui causent l'érosion de la conduite et augmentent la consommation de l'eau,
- Une pression nécessaire à chaque catégorie des consommateurs pendant toute la journée (une charge minimale de 10 m doit être privée sur les orifices de puisage les plus élevés) en évitant les pressions supérieures à 60 m à cause des risques de fuites et des bruits désagréables.

L'incapacité du réseau ramifié existant à satisfaire les besoins en eau des habitants est due à l'accroissement du tissu urbain en matière d'équipements et d'habitat, l'écoulement de l'eau dans un même sens prive les zones élevées du site d'un approvisionnement convenable. Le relief plus ou moins accidenté ne permet pas dans le cas de notre réseau ramifié d'avoir des pressions satisfaisantes. L'état avancé de vétusté du réseau et la répartition des infrastructures dans le périmètre nous incitent à préconiser un nouveau réseau.

IV.1 Choix du type de réseau distribution

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération, on distingue les différents types de réseaux de distributions suivants :

- Les réseaux ramifiés
- Les réseaux maillés.
- Les réseaux mixtes (ramifié + maillés).

Les réseaux ramifiés sont des réseaux dont les conduites ne sont alimentées que par une seule source située à l'amont. Un réseau ramifié se termine par des conduites appelées antennes (aucune d'entre elles n'assure une alimentation en retour), ils présentent l'avantage d'être économiques mais manquent de sécurité et souplesse en cas de rupture.

Les réseaux maillés permettent, au contraire, une alimentation en retour plus équilibrée. Ils sont, bien entendus, coûteux à l'établissement mais en raison de la sécurité qu'ils procurent, ils doivent être toujours préférés aux réseaux ramifiés.

Les réseaux mixtes sont autres que la combinaison entre des réseaux ramifiés et des réseaux maillés.

Le choix de type de réseau de distribution est fonction :

- Du plan d'urbanisme directeur de l'agglomération,
- Du plan de masse de l'agglomération,
- De la position des grands consommateurs.

Selon la forme et la situation de notre agglomération, nous avons adopté le réseau mixte formé de 5 mailles. Bien qu'il ne soit pas économique, mais il présente l'avantage d'assurer l'alimentation en retour. En cas d'accident au niveau d'un tronçon, il peut être isolé et les autres consommateurs peuvent être alimentés.

IV.2 Principe de trace du réseau maillé

Pour tracer un réseau maillé, il faut :

- Déterminer le lieu des consommateurs principaux
- Tracer les conduites maîtresses de telle façon qu'on peut prévoir les conduites secondaires
- Déterminer les sens d'écoulement.

IV.3 Choix du type de conduite

Le choix des tuyaux utilisés est fonction de la pression, de la nature du terrain, du coût de fourniture et de la mise en œuvre ainsi que la facilité de réalisation des raccordements, les prises de branchement et les réparations en cas des fuites.

Comme pour l'ancien réseau, Les conduites du réseau projeté seront en PEHD (Polyéthylène Haute Densité) grâce aux avantages qu'elles présentent :

- Longue durée de vie
- Disponibilité sur le marché national
- Une légèreté relative ce qui réduit le coût du transport et de la manutention
- Une bonne résistance aux agents extérieurs (agressivité du terrain)
- Facilité de pose et de la réalisation des travaux de montage

La pression nominale de ces conduites est 10 bars.

IV.4 Détermination des débits

- **Débits en route**

Les canalisations du réseau sont tracées en fonction de la répartition des habitants, tout en suivant les cheminements des rues. Le débit en route est le débit reparti uniformément le long du réseau, il est calculé par la formule suivante :

$$Q\,r = Q\,p \quad - \sum Q\,conc \qquad IV.\,1$$

Q_r : Débit de route (l/s),

Q_p : Débit de pointe (l/s) ; Q_p = 390,82 m^3/h = 108,56 l/s dans notre agglomération,

$\sum Q_{conc}$: Somme des débits concentrés (l/s), qui correspondent aux consommations d'industrie, et d'agriculture en d'hors de réseau. Dans notre projet : $\sum Q_{conc} = 0$.

Donc :

$$\boldsymbol{Q_r = Q_p = 108{,}56\ l/s}$$

- **Débit spécifique**

Pour le calcul on admet l'hypothèse selon laquelle les besoins domestiques seront répartis régulièrement sur la longueur du réseau de distribution, pour cette raison on a calculé le débit spécifique :

$$Q_{sp} = \frac{Q_r}{\sum L_i} \qquad IV.\,2$$

Avec : Q_r : débit de route (Q_r = 108.56 l/s)

$\sum L_i$= somme des longueurs des tronçons du réseau, $\sum L_i$= 12473,08 m ;

Le débit spécifique, calculé par l'équation (IV.2) est : $Q_{sp} = \frac{108{,}56}{12473{,}08}$

$$\boldsymbol{Q_{sp} = 0{,}008704\ l/s/ml}$$

- **Débits par tronçon**

Le débit en route Q_{ri} de chaque tronçon sera calculé comme suite :

$$Qri = Qsp \times Li \qquad IV.3$$

L_i : longueur de chaque tronçon *i*.

Les débits en route pour tous les tronçons du réseau, calculé par l'équation (IV.1), sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 1 : Calcul des débits en route du réseau.

Noeud	Tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/s/ml)	Qr (l/s)
N1	P1	280,12	0,008704	2,4382
	P7	82,96		0,7221
	P8	195,07		1,6979
N1	P1	280,12		2,4382
	P7	82,96		0,7221
	P8	195,07		1,6979
N2	P59	208,38		1,8137
	P7	82,96		0,7221
	P71	199,33		1,7350
N2	P59	208,38		1,8137
	P7	82,96		0,7221
	P71	199,33		1,7350
N3	P19	21,47		0,1869
	P55	142,15		1,2373
	P59	208,38		1,8137
N4	P18	6,81		0,0593
	P19	21,47		0,1869
	P2	249,53		2,1719
N5	P21	41,9		0,3647
	P57	145,16		1,2635
	P8	195,07		1,6979
N6	P71	199,33		1,7350
N7	P14	130,97		1,1400
	P55	142,15		1,2373
	P79	292,59		2,5467
N8	P57	145,16		1,2635
N9	P21	41,9		0,3647
	P23	53,96		0,4697
	P54	142,14		1,2372
N10	P54	142,14		1,2372

Tableau IV. 2 : Calcul des débits en route du réseau. (Suite)

Noeud	Tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/s/ml)	Qr (l/s)
N11	P15	134,34	0,008704	1,1693
	P2	249,53		2,1719
	P46	124,31		1,0820
N12	P46	124,31		1,0820
N13	P23	53,96		0,4697
	P31	76,14		0,6627
	P51	137,96		1,2008
N14	P51	137,96		1,2008
N15	P53	141,8		1,2342
N16	P14	130,97		1,1400
	P41	115,73		1,0073
	P53	141,8		1,2342
N17	P50	134,06		1,1669
N18	P22	49,21		0,4283
	P31	76,14		0,6627
	P50	134,06		1,1669
N19	P12	129,46		1,1268
	P15	134,34		1,1693
	P67	177,75		1,5471
N20	P22	49,21		0,4283
	P26	61,6		0,5362
	P73	208,01		1,8105
N21	P79	292,59		2,5467
N22	P73	208,01		1,8105
N23	P41	115,73		1,0073
	P66	174,23		1,5165
	P9	231,48		2,0148
N24	P66	174,23		1,5165
N25	P76	223,99		1,9496
N26	P12	129,46		1,1268
N27	P25	59,43		0,5173
	P26	61,6		0,5362
	P72	203,97		1,7754
N28	P72	203,97		1,7754
N29	P16	117,51		1,0228
	P62	165,61		1,4415
	P67	177,75		1,5471
N30	P25	59,43		0,5173
	P27	66,94		0,5826
	P70	198,72		1,7297
N31	P70	198,72		1,7297
N32	P44	119,14		1,0370

Tableau IV. 3 : Calcul des débits en route du réseau. (Suite)

Noeud	Tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/s/ml)	Qr (l/s)
N33	P27	66,94	0,008704	0,5826
	P69	194,71		1,6948
	P74	273,81		2,3832
N34	P69	194,71		1,6948
N35	P16	117,51		1,0228
N36	P77	225,93		1,9665
N37	P20	33,99		0,2958
	P62	165,61		1,4415
	P77	225,93		1,9665
N38	P20	33,99		0,2958
	P33	76,3		0,6641
	P81	253,56		2,2070
N39	P10	87,77		0,7640
	P44	119,14		1,0370
	P81	253,56		2,2070
N40	P10	87,77		0,7640
	P13	122,16		1,0633
	P35	80,66		0,7021
	P76	223,99		1,9496
N41	P13	122,16		1,0633
	P34	78,73		0,6853
	P74	273,81		2,3832
	P9	231,48		2,0148
N42	P64	197,6		1,7199
N43	P33	76,3		0,6641
	P40	113,92		0,9916
	P83	326,81		2,8446
N44	P24	55,71		0,4849
	P34	78,73		0,6853
	P64	197,6		1,7199
N45	P30	76,07		0,6621
	P35	80,66		0,7021
	P58	158,64		1,3808
N46	P58	158,64		1,3808
N47	P83	326,81		2,8446
N48	P24	55,71		0,4849
	P3	136,01		1,1838
	P5	77,91		0,6781
N49	P30	76,07		0,6621
	P6	170,08		1,4804
	P68	178,77		1,5560
N50	P3	136,01		1,1838
N51	P40	113,92		0,9916
	P47	131,39		1,1436
	P82	324,63		2,8256

Tableau IV. 4 : Calcul des débits en route du réseau. (Suite)

Noeud	Tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/s/ml)	Qr (l/s)
N52	P82	324,63		2,8256
N53	P28	68,23		0,5939
	P45	120,48		1,0487
	P5	77,91		0,6781
N54	P68	178,77		1,5560
N55	P45	120,48		1,0487
N56	P28	68,23		0,5939
	P56	158,38		1,3785
	P78	309,07		2,6901
N57	P17	286,87		2,4969
	P36	91,3		0,7947
	P47	131,39		1,1436
N58	P43	116,42		1,0133
	P48	171,96		1,4967
	P6	170,08		1,4804
N59	P56	158,38		1,3785
N60	P32	77,03		0,6705
	P36	91,3		0,7947
	P80	254,95		2,2191
N61	P17	286,87		2,4969
	P37	103,6		0,9017
	P38	97,69		0,8503
	P43	116,42	0,008704	1,0133
N62	P32	77,03		0,6705
	P61	163,23		1,4208
	P65	174,13		1,5156
N63	P48	171,96		1,4967
N64	P37	103,6		0,9017
	P63	180,19		1,5684
	P78	309,07		2,6901
N65	P38	97,69		0,8503
	P4	126,01		1,0968
	P42	116,23		1,0117
N66	P65	174,13		1,5156
N67	P42	116,23		1,0117
N68	P61	163,23		1,4208
N69	P60	163,7		1,4248
N70	P29	75,72		0,6591
	P4	126,01		1,0968
	P60	163,7		1,4248
N71	P63	180,19		1,5684
N72	P39	104,88		0,9129
	P49	180,78		1,5735
	P80	254,95		2,2191
N73	P11	110,34		0,9604

Tableau IV. 5 : Calcul des débits en route du réseau. (Suite)

Noeud	Tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/s/ml)	Qr (l/s)
N74	P11	110,34	0,008704	0,9604
	P29	75,72		0,6591
	P75	462,16		4,0226
N75	P39	104,88		0,9129
	P52	140,62		1,2240
	P75	462,16		4,0226
N76	P49	180,78		1,5735
N77	P52	140,62		1,2240

- **Débits aux nœuds**

Le débit de chaque nœud du secteur étudié sera calculé par la formule suivante :

$$Q_n = 0.5(\sum Q_{ri})_n + (\sum Q_{conc})_n \qquad IV.4$$

Q_n : Débit au nœud n (l/s)

$(\sum Q_{ri})_n$: La somme des débits en route des tronçons reliés au nœud *n* (l/s)

$(\sum Q_{conc})_n$: La somme des débits concentrés au nœud *n* (l/s), $(\sum Q_{conc})_n = 0$ (l/s).

IV.4.1.1 Cas de pointe

Tableau IV. 6 / Calcul des débits nodaux cas de pointe.

Noeud	Tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/m/s)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
N1	P1	280,12	0,008704	2,4382	2,429
	P7	82,96		0,7221	
	P8	195,07		1,6979	
N1	P1	280,12		2,4382	2,429
	P7	82,96		0,7221	
	P8	195,07		1,6979	
N2	P59	208,38		1,8137	2,135
	P7	82,96		0,7221	
	P71	199,33		1,7350	
N2	P59	208,38		1,8137	2,135
	P7	82,96		0,7221	
	P71	199,33		1,7350	
N3	P19	21,47		0,1869	1,619
	P55	142,15		1,2373	
	P59	208,38		1,8137	

Tableau IV. 7 : Calcul des débits nodaux cas de pointe. (Suite)

Noeud	Tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/m/s)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
N4	P18	6,81	0,008704	0,0593	1,209
	P19	21,47		0,1869	
	P2	249,53		2,1719	
N5	P21	41,9		0,3647	1,663
	P57	145,16		1,2635	
	P8	195,07		1,6979	
N6	P71	199,33		1,7350	0,867
N7	P14	130,97		1,1400	2,462
	P55	142,15		1,2373	
	P79	292,59		2,5467	
N8	P57	145,16		1,2635	0,632
N9	P21	41,9		0,3647	1,036
	P23	53,96		0,4697	
	P54	142,14		1,2372	
N10	P54	142,14		1,2372	0,619
N11	P15	134,34		1,1693	2,212
	P2	249,53		2,1719	
	P46	124,31		1,0820	
N12	P46	124,31		1,0820	0,541
N13	P23	53,96		0,4697	1,167
	P31	76,14		0,6627	
	P51	137,96		1,2008	
N14	P51	137,96		1,2008	0,600
N15	P53	141,8		1,2342	0,617
N16	P14	130,97		1,1400	1,691
	P41	115,73		1,0073	
	P53	141,8		1,2342	
N17	P50	134,06		1,1669	0,583
N18	P22	49,21		0,4283	1,129
	P31	76,14		0,6627	
	P50	134,06		1,1669	
N19	P12	129,46		1,1268	1,922
	P15	134,34		1,1693	
	P67	177,75		1,5471	
N20	P22	49,21		0,4283	1,388
	P26	61,6		0,5362	
	P73	208,01		1,8105	
N21	P79	292,59		2,5467	1,273
N22	P73	208,01		1,8105	0,905
N23	P41	115,73		1,0073	2,269
	P66	174,23		1,5165	
	P9	231,48		2,0148	
N24	P66	174,23		1,5165	0,758
N25	P76	223,99		1,9496	0,975

Tableau IV. 8 : Calcul des débits nodaux cas de pointe. (Suite)

Noeud	Tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/m/s)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
N26	P12	129,46	0,008704	1,1268	0,563
N27	P25	59,43		0,5173	1,414
	P26	61,6		0,5362	
	P72	203,97		1,7754	
N28	P72	203,97		1,7754	0,888
N29	P16	117,51		1,0228	2,006
	P62	165,61		1,4415	
	P67	177,75		1,5471	
N30	P25	59,43		0,5173	1,415
	P27	66,94		0,5826	
	P70	198,72		1,7297	
N31	P70	198,72		1,7297	0,865
N32	P44	119,14		1,0370	0,518
N33	P27	66,94		0,5826	2,330
	P69	194,71		1,6948	
	P74	273,81		2,3832	
N34	P69	194,71		1,6948	0,847
N35	P16	117,51		1,0228	0,511
N36	P77	225,93		1,9665	0,983
N37	P20	33,99		0,2958	1,852
	P62	165,61		1,4415	
	P77	225,93		1,9665	
N38	P20	33,99		0,2958	1,583
	P33	76,3		0,6641	
	P81	253,56		2,2070	
N39	P10	87,77		0,7640	2,004
	P44	119,14		1,0370	
	P81	253,56		2,2070	
N40	P10	87,77		0,7640	2,239
	P13	122,16		1,0633	
	P35	80,66		0,7021	
	P76	223,99		1,9496	
N41	P13	122,16		1,0633	3,073
	P34	78,73		0,6853	
	P74	273,81		2,3832	
	P9	231,48		2,0148	
N42	P64	197,6		1,7199	0,860
N43	P33	76,3		0,6641	2,250
	P40	113,92		0,9916	
	P83	326,81		2,8446	
N44	P24	55,71		0,4849	1,445
	P34	78,73		0,6853	
	P64	197,6		1,7199	

Tableau IV. 9 : Calcul des débits nodaux cas de pointe. (Suite)

Noeud	Tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/m/s)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
N45	P30	76,07	0,008704	0,6621	1,372
	P35	80,66		0,7021	
	P58	158,64		1,3808	
N46	P58	158,64		1,3808	0,690
N47	P83	326,81		2,8446	1,422
N48	P24	55,71		0,4849	1,173
	P3	136,01		1,1838	
	P5	77,91		0,6781	
N49	P30	76,07		0,6621	1,849
	P6	170,08		1,4804	
	P68	178,77		1,5560	
N50	P3	136,01		1,1838	0,592
N51	P40	113,92		0,9916	2,480
	P47	131,39		1,1436	
	P82	324,63		2,8256	
N52	P82	324,63		2,8256	1,413
N53	P28	68,23		0,5939	1,160
	P45	120,48		1,0487	
	P5	77,91		0,6781	
N54	P68	178,77		1,5560	0,778
N55	P45	120,48		1,0487	0,524
N56	P28	68,23		0,5939	2,331
	P56	158,38		1,3785	
	P78	309,07		2,6901	
N57	P17	286,87		2,4969	2,218
	P36	91,3		0,7947	
	P47	131,39		1,1436	
N58	P43	116,42		1,0133	1,995
	P48	171,96		1,4967	
	P6	170,08		1,4804	
N59	P56	158,38		1,3785	0,689
N60	P32	77,03		0,6705	1,842
	P36	91,3		0,7947	
	P80	254,95		2,2191	
N61	P17	286,87		2,4969	2,631
	P37	103,6		0,9017	
	P38	97,69		0,8503	
	P43	116,42		1,0133	
N62	P32	77,03		0,6705	1,803
	P61	163,23		1,4208	
	P65	174,13		1,5156	
N63	P48	171,96		1,4967	0,748

Tableau IV. 10 : Calcul des débits nodaux cas de pointe. (Suite)

Noeud	Tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/m/s)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
N64	P37	103,6	0,008704	0,9017	2,580
	P63	180,19		1,5684	
	P78	309,07		2,6901	
N65	P38	97,69		0,8503	1,479
	P4	126,01		1,0968	
	P42	116,23		1,0117	
N66	P65	174,13		1,5156	0,758
N67	P42	116,23		1,0117	0,506
N68	P61	163,23		1,4208	0,710
N69	P60	163,7		1,4248	0,712
N70	P29	75,72		0,6591	1,590
	P4	126,01		1,0968	
	P60	163,7		1,4248	
N71	P63	180,19		1,5684	0,784
N72	P39	104,88		0,9129	2,353
	P49	180,78		1,5735	
	P80	254,95		2,2191	
N73	P11	110,34		0,9604	0,480
N74	P11	110,34		0,9604	2,821
	P29	75,72		0,6591	
	P75	462,16		4,0226	
N75	P39	104,88		0,9129	3,080
	P52	140,62		1,2240	
	P75	462,16		4,0226	
N76	P49	180,78		1,5735	0,787
N77	P52	140,62		1,2240	0,612

IV.4.1.2 Cas de pointe + incendie :

On suppose que l'incendie se déclenche pendant la période de pointe. Le débit d'incendie est considéré comme un débit concentré de 17 l/s donné par le réservoir (R1). Dans notre cas, on suppose que l'incendie éclate au nœud N123 qui est le point le plus défavorable du réseau.

Tableau IV. 11 : Calcul des débits nodaux en cas de pointe + incendie.

Noeud	Tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/m/s)	Qr (l/s)	Qn (l/s)	Qc (l/s)	Qn totale (l/s)
N75	P39	104,88	0,008704	0,9129	3,080	17	20,080
	P52	140,62		1,2240			
	P75	462,16		4,0226			

IV.5 Simulation hydraulique du réseau projeté

IV.5.1 Cas de pointe

Les vitesses et les pertes de charges dans le réseau projeté (cas de pointe) sont données dans le tableau (I**V.12**) :

Tableau IV. 12 : Vitesses et pertes de charge dans le réseau projeté (cas de pointe)

Tronçons	Noeud de départ	Noeud d'arrivé	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Δh (m/km)
P1	R-1	N1	280,12	220,4	43,15	1,13	4,52
P2	N4	N11	249,53	176,2	30,20	1,24	6,98
P3	N48	N50	136,01	53,6	0,59	0,26	1,86
P4	N65	N70	126,01	141,0	7,51	0,48	1,64
P5	N48	N53	77,91	176,2	11,63	0,48	1,23
P6	N49	N58	170,08	176,2	12,41	0,51	1,39
P7	N2	N1	82,96	176,2	-20,22	0,83	3,35
P8	N1	N5	195,07	176,2	20,50	0,84	3,44
P9	N23	N41	231,48	220,4	39,28	1,03	3,80
P10	N40	N39	87,77	79,2	3,22	0,65	5,77
P11	N73	N74	110,34	53,6	-0,48	0,21	1,29
P12	N19	N26	129,46	53,6	0,56	0,25	1,71
P13	N40	N41	122,16	220,4	-23,53	0,62	1,50
P14	N7	N16	130,97	220,4	44,62	1,17	4,80
P15	N11	N19	134,34	176,2	27,45	1,13	5,86
P16	N35	N29	117,51	53,6	-0,51	0,23	1,44
P17	N61	N57	286,87	63,8	1,09	0,34	2,38
P18	T-2	N4	6,81	352,6	64,16	0,66	0,96
P19	N3	N4	21,47	220,4	-32,75	0,86	2,73
P20	N37	N38	33,99	176,2	19,61	0,80	3,17
P21	N5	N9	41,9	176,2	18,21	0,75	2,77
P22	N18	N20	49,21	141,0	13,07	0,84	4,47
P23	N9	N13	53,96	141,0	16,55	1,06	6,86
P24	N44	N48	55,71	176,2	13,40	0,55	1,59
P25	N27	N30	59,43	141,0	8,48	0,54	2,04
P26	N20	N27	61,6	141,0	10,78	0,69	3,15
P27	N30	N33	66,94	141,0	6,20	0,40	1,16
P28	N53	N56	68,23	176,2	9,95	0,41	0,93
P29	N74	N70	75,72	110,2	-5,21	0,55	2,79
P30	N49	N45	76,07	220,4	-15,03	0,39	0,67
P31	N13	N18	76,14	141,0	14,79	0,95	5,59
P32	N62	N60	77,03	96,8	-3,27	0,44	2,26
P33	N38	N43	76,3	220,4	18,72	0,49	0,99
P34	N41	N44	78,73	176,2	15,70	0,64	2,12
P35	N40	N45	80,66	220,4	17,10	0,45	0,84
P36	N60	N57	91,3	176,2	-10,03	0,41	0,95

Tableau IV. 13 : Vitesses et pertes de charge dans le réseau projeté (cas de pointe). (Suite)

Tronçons	Noeud de départ	Noeud d'arrivé	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Δh (m/km)
P37	N64	N61	103,6	96,8	3,56	0,48	2,63
P38	N65	N61	97,69	141,0	-9,50	0,61	2,51
P39	N75	N72	104,88	110,2	-1,78	0,19	0,41
P40	N51	N43	113,92	220,4	-15,05	0,39	0,67
P41	N23	N16	115,73	220,4	-42,31	1,11	4,36
P42	N65	N67	116,23	53,6	0,51	0,22	1,41
P43	N58	N61	116,42	141,0	9,66	0,62	2,59
P44	N32	N39	119,14	53,6	-0,52	0,23	1,48
P45	N53	N55	120,48	53,6	0,52	0,23	1,51
P46	N12	N11	124,31	53,6	-0,54	0,24	1,59
P47	N51	N57	131,39	220,4	11,16	0,29	0,39
P48	N63	N58	171,96	53,6	-0,75	0,33	2,81
P49	N72	N76	180,78	53,6	0,79	0,35	3,07
P50	N17	N18	134,06	53,6	-0,58	0,26	1,82
P51	N13	N14	137,96	53,6	0,60	0,27	1,91
P52	N75	N77	140,62	53,6	0,61	0,27	1,97
P53	N15	N16	141,8	53,6	-0,62	0,27	2,00
P54	N9	N10	142,14	53,6	0,62	0,27	2,01
P55	N3	N7	142,15	220,4	48,35	1,27	5,57
P56	N56	N59	158,38	53,6	0,69	0,31	2,43
P57	N5	N8	145,16	53,6	0,63	0,28	2,09
P58	N45	N46	158,64	53,6	0,69	0,31	2,44
P59	N3	N2	208,38	176,2	-17,22	0,71	2,50
P60	N69	N70	163,7	53,6	-0,71	0,32	2,58
P61	N62	N68	163,23	53,6	0,71	0,31	2,56
P62	N29	N37	165,61	176,2	22,44	0,92	4,06
P63	N71	N64	180,19	53,6	-0,78	0,35	3,05
P64	N44	N42	197,6	53,6	0,86	0,38	3,59
P65	N66	N62	174,13	53,6	-0,76	0,34	2,87
P66	N24	N23	174,23	53,6	-0,76	0,34	2,87
P67	N19	N29	177,75	176,2	24,96	1,02	4,92
P68	N49	N54	178,77	53,6	0,78	0,34	3,01
P69	N34	N33	194,71	53,6	-0,85	0,38	3,50
P70	N30	N31	198,72	53,6	0,86	0,38	3,62
P71	N6	N2	199,33	53,6	-0,87	0,38	3,64
P72	N28	N27	203,97	53,6	-0,89	0,39	3,79
P73	N20	N22	208,01	53,6	0,91	0,40	3,93
P74	N33	N41	273,81	79,2	3,02	0,61	5,15
P75	N74	N75	462,16	110,2	1,91	0,20	0,47
P76	N25	N40	223,99	63,8	-0,97	0,30	1,95
P77	N36	N37	225,93	63,8	-0,98	0,31	1,98
P78	N56	N64	309,07	176,2	6,92	0,28	0,49
P79	N7	N21	292,59	63,8	1,27	0,40	3,12

Tableau IV. 14 : Vitesses et pertes de charge dans le réseau projeté (cas de pointe). (Suite)

Tronçons	Noeud de départ	Noeud d'arrivé	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Δh (m/km)
P80	N72	N60	254,95	176,2	-4,92	0,20	0,26
P81	N39	N38	253,56	53,6	0,70	0,31	2,48
P82	N52	N51	324,63	63,8	-1,41	0,44	3,75
P83	N43	N47	326,81	63,8	1,42	0,44	3,79

Après avoir déterminé les vitesses et les pertes de charges dans les conduites, on passe maintenant aux noeuds afin de calculer les pressions :

Tableau IV. 15 : Résultat au niveau des nœuds.

Nœud	Élévation(m)	Qn (l/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
N1	63,40	2,43	74,71	11,31
N2	62,74	2,14	74,42	11,68
N3	61,68	1,62	73,9	12,22
N4	59,74	1,21	73,95	14,21
N5	58,78	1,66	74,02	15,24
N6	58,61	0,87	73,69	15,08
N7	58,72	2,46	73,1	14,38
N8	58,55	0,63	73,72	15,17
N9	57,63	1,04	73,91	16,28
N10	57,99	0,62	73,62	15,63
N11	56,80	2,21	72,21	15,41
N12	57,00	0,54	72,02	15,02
N13	55,32	1,17	73,53	18,21
N14	57,15	0,60	73,27	16,12
N15	55,58	0,62	72,19	16,61
N16	55,81	1,69	72,47	16,66
N17	55,21	0,58	72,87	17,66
N18	53,10	1,13	73,1	20,00
N19	53,44	1,92	71,42	17,98
N20	52,15	1,39	72,88	20,73
N21	52,79	1,27	72,18	19,39
N22	52,86	0,91	72,06	19,20
N23	52,31	2,27	71,96	19,65
N24	51,88	0,76	71,46	19,58
N25	51,95	0,97	70,46	18,51
N26	51,45	0,56	71,19	19,74
N27	50,63	1,41	72,68	22,05
N28	51,19	0,89	71,91	20,72
N29	34,09	2,01	70,5	36,41
N30	49,77	1,41	72,56	22,79
N31	49,81	0,86	71,84	22,03

Tableau IV. 16 : Résultat au niveau des nœuds. (Suite)

Nœud	Elevation(m)	Qn (l/s)	Cote piezométrique (m)	Pression (m.c.e)
N32	48,74	0,52	70,2	21,46
N33	47,06	2,33	72,48	25,42
N34	48,89	0,85	71,8	22,91
N35	47,13	0,51	70,37	23,24
N36	47,01	0,98	69,42	22,41
N37	44,05	1,85	69,85	25,80
N38	42,04	1,58	69,74	27,70
N39	45,94	2,00	70,38	24,44
N40	46,13	2,24	70,89	24,76
N41	48,06	3,07	71,07	23,01
N42	47,34	0,86	70,19	22,85
N43	40,97	2,25	69,66	28,69
N44	45,69	1,45	70,9	25,21
N45	43,99	1,37	70,81	26,82
N46	44,83	0,69	70,42	25,59
N47	43,60	1,42	68,43	24,83
N48	44,10	1,17	70,8	26,70
N49	41,75	1,85	70,75	29,00
N50	45,44	0,59	70,55	25,11
N51	39,29	2,48	69,59	30,30
N52	40,60	1,41	68,37	27,77
N53	43,76	1,16	70,71	26,95
N54	42,53	0,78	70,22	27,69
N55	43,43	0,52	70,53	27,10
N56	41,70	2,33	70,64	28,94
N57	37,04	2,22	69,53	32,49
N58	37,98	2,00	70,51	32,53
N59	39,31	0,69	70,25	30,94
N60	35,68	1,84	69,43	33,75
N61	35,49	2,63	70,2	34,71
N62	35,30	1,80	69,26	33,96
N63	35,88	0,75	70,02	34,14
N64	35,75	2,58	70,48	34,73
N65	34,05	1,48	69,96	35,91
N66	33,83	0,76	68,76	34,93
N67	33,86	0,51	69,79	35,93
N68	32,93	0,71	68,83	35,90
N69	32,85	0,71	69,32	36,47
N70	31,79	1,59	69,74	37,95
N71	33,11	0,78	69,92	36,81
N72	31,57	2,35	69,36	37,79
N73	32,00	0,48	69,39	37,39
N74	30,50	2,82	69,53	39,03
N75	30,22	3,08	69,31	39,09

Tableau IV. 17 : Résultat au niveau des nœuds. (Suite)

Nœud	Elevation(m)	Qn (l/s)	Cote piezométrique (m)	Pression (m.c.e)
N76	30,32	0,79	68,80	38,48
N77	30,14	0,61	69,03	38,89

Les résultats obtenus pour les pressions et les vitesses sont représentés dans les figures (**IV.1**) et (**IV.2**) qui suivent :

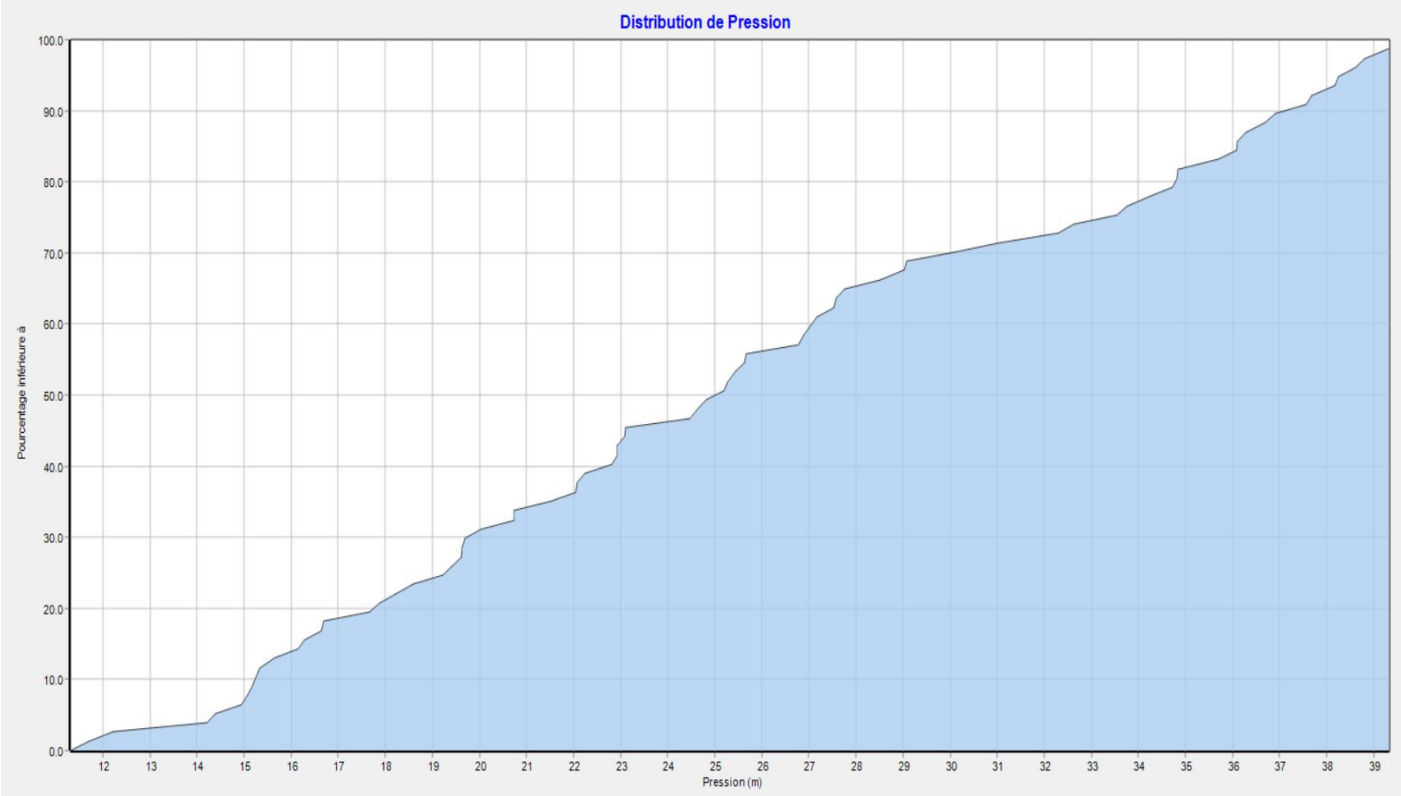


Figure IV. 1 : Distribution des pressions dans le réseau projeté (cas de pointe)

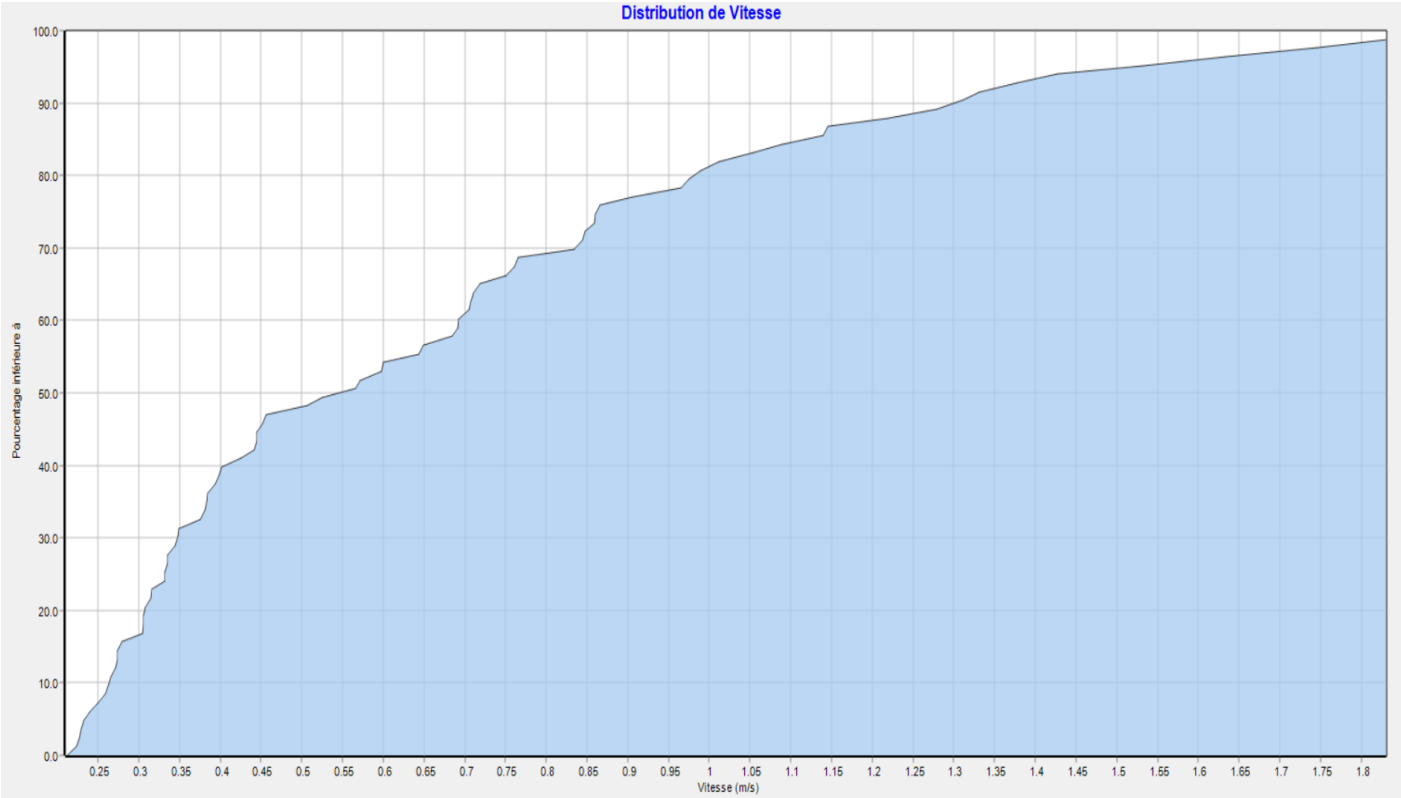


Figure IV. 2 : Distribution des vitesses dans le réseau projeté (cas de pointe)

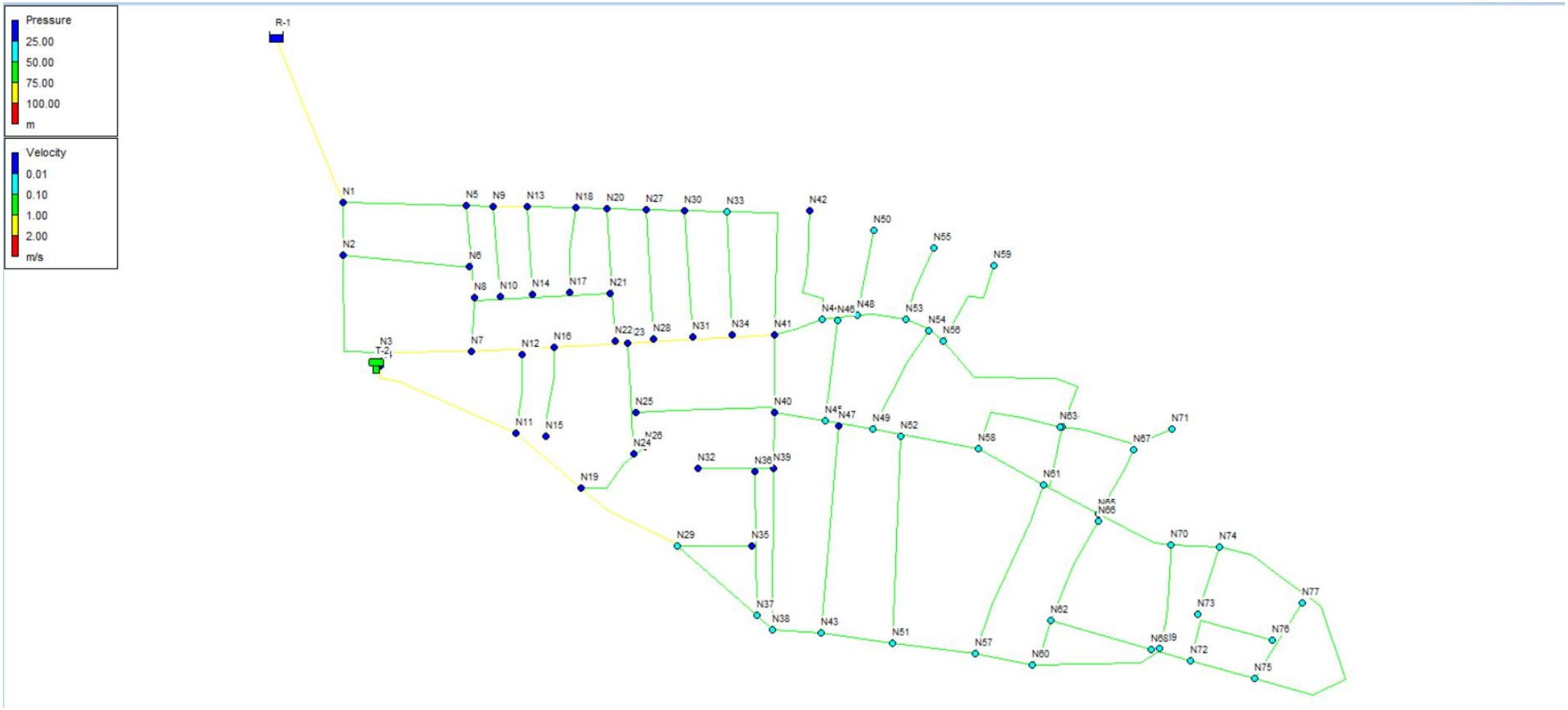


Figure IV. 3 : Carte de distribution des vitesses et pressions dans le réseau projeté (cas de pointe).

IV.5.1.1 Observations

- Bonne distribution des pressions dans le réseau projeté (cas de pointe), tous les nœuds avoir des pressions supérieures à 1 bar (10 m.c.e), et sont distribuée entre 11.31 et 39,09 m.c.e
- Pour la simulation sur les conduites nous avons remarqués que les vitesses sont entre 0.3 m/s et 1.5 m/s dans la majorité des tronçons.

IV.5.1.2 Interprétation des résultats de simulation

- Le fonctionnement du réseau projeté en cas de pointe est meilleur que celui du réseau existant. Les nouveaux diamètres permettront d'augmenter les vitesses les plus faibles dans les régions qui avaient des problèmes de vitesse.
- Les résultats du tableau montrent que les pressions sont bien réparties dans le réseau, et sont généralement comprises entre 1.1 et 3.9 bars dans tous les nœuds.
- On enregistre des vitesses acceptables dans la majorité des tronçons.

IV.5.2 Cas de pointe + incendie

Les vitesses et les pertes de charges dans le réseau projeté (cas de pointe) sont données dans le tableau (I**V.18**) :

Tableau IV. 18 : Vitesses et pertes de charge dans le réseau projeté (cas de pointe + incendie)

Tronçons	Noeud de départ	Noeud d'arrivé	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Δh (m/km)
P1	R-1	N1	280,12	220,4	43,82	1,15	4,65
P2	N4	N11	249,53	176,2	39,32	1,61	11,33
P3	N48	N50	136,01	53,6	0,59	0,26	1,86
P4	N65	N70	126,01	141,0	13,50	0,86	4,74
P5	N48	N53	77,91	176,2	14,00	0,57	1,72
P6	N49	N58	170,08	176,2	17,14	0,70	2,49
P7	N2	N1	82,96	176,2	-20,14	0,83	3,33
P8	N1	N5	195,07	176,2	21,25	0,87	3,67
P9	N23	N41	231,48	220,4	46,42	1,22	5,17
P10	N40	N39	87,77	79,2	4,00	0,81	8,51
P11	N73	N74	110,34	53,6	-0,48	0,21	1,29
P12	N19	N26	129,46	53,6	0,56	0,25	1,71
P13	N40	N41	122,16	220,4	-29,04	0,76	2,19
P14	N7	N16	130,97	220,4	51,75	1,36	6,31
P15	N11	N19	134,34	176,2	36,56	1,50	9,91
P16	N35	N29	117,51	53,6	-0,51	0,23	1,44
P17	N61	N57	286,87	63,8	2,21	0,69	8,34

Tableau IV. 19 : Vitesses et pertes de charge dans le réseau projeté (cas de pointe + incendie) (Suite)

Tronçons	Noeud de départ	Noeud d'arrivé	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Δh (m/km)
P18	T-2	N4	6,81	352,6	80,50	0,82	1,45
P19	N3	N4	21,47	220,4	-39,97	1,05	3,93
P20	N37	N38	33,99	176,2	28,73	1,18	6,37
P21	N5	N9	41,9	176,2	18,96	0,78	2,98
P22	N18	N20	49,21	141,0	13,82	0,89	4,94
P23	N9	N13	53,96	141,0	17,30	1,11	7,44
P24	N44	N48	55,71	176,2	15,77	0,65	2,14
P25	N27	N30	59,43	141,0	9,23	0,59	2,38
P26	N20	N27	61,6	141,0	11,53	0,74	3,56
P27	N30	N33	66,94	141,0	6,95	0,44	1,43
P28	N53	N56	68,23	176,2	12,32	0,51	1,37
P29	N74	N70	75,72	110,2	-11,20	1,17	11,14
P30	N49	N45	76,07	220,4	-19,77	0,52	1,09
P31	N13	N18	76,14	141,0	15,53	0,99	6,11
P32	N62	N60	77,03	96,8	-3,27	0,44	2,26
P33	N38	N43	76,3	220,4	28,62	0,75	2,13
P34	N41	N44	78,73	176,2	18,07	0,74	2,73
P35	N40	N45	80,66	220,4	21,83	0,57	1,31
P36	N60	N57	91,3	176,2	-21,04	0,86	3,61
P37	N64	N61	103,6	96,8	5,93	0,81	6,59
P38	N65	N61	97,69	141,0	-15,49	0,99	6,08
P39	N75	N72	104,88	110,2	-12,79	1,34	14,20
P40	N51	N43	113,92	220,4	-24,94	0,65	1,66
P41	N23	N16	115,73	220,4	-49,45	1,30	5,80
P42	N65	N67	116,23	53,6	0,51	0,22	1,41
P43	N58	N61	116,42	141,0	14,40	0,92	5,33
P44	N32	N39	119,14	53,6	-0,52	0,23	1,48
P45	N53	N55	120,48	53,6	0,52	0,23	1,51
P46	N12	N11	124,31	53,6	-0,54	0,24	1,59
P47	N51	N57	131,39	220,4	21,05	0,55	1,22
P48	N63	N58	171,96	53,6	-0,75	0,33	2,81
P49	N72	N76	180,78	53,6	0,79	0,35	3,07
P50	N17	N18	134,06	53,6	-0,58	0,26	1,81
P51	N13	N14	137,96	53,6	0,60	0,27	1,91
P52	N75	N77	140,62	53,6	0,61	0,27	1,97
P53	N15	N16	141,8	53,6	-0,62	0,27	2,00
P54	N9	N10	142,14	53,6	0,62	0,27	2,01
P55	N3	N7	142,15	220,4	55,49	1,45	7,17
P56	N56	N59	158,38	53,6	0,69	0,31	2,43
P57	N5	N8	145,16	53,6	0,63	0,28	2,09

Tableau IV. 20 : Vitesses et pertes de charge dans le réseau projeté (cas de pointe + incendie) (Suite)

Tronçons	Noeud de départ	Noeud d'arrivé	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Δh (m/km)
P58	N45	N46	158,64	53,6	0,69	0,31	2,44
P59	N3	N2	208,38	176,2	-17,13	0,70	2,48
P60	N69	N70	163,7	53,6	-0,71	0,32	2,58
P61	N62	N68	163,23	53,6	0,71	0,31	2,56
P62	N29	N37	165,61	176,2	31,56	1,29	7,56
P63	N71	N64	180,19	53,6	-0,78	0,35	3,05
P64	N44	N42	197,6	53,6	0,86	0,38	3,59
P65	N66	N62	174,13	53,6	-0,76	0,34	2,87
P66	N24	N23	174,23	53,6	-0,76	0,34	2,87
P67	N19	N29	177,75	176,2	34,08	1,40	8,71
P68	N49	N54	178,77	53,6	0,78	0,34	3,01
P69	N34	N33	194,71	53,6	-0,85	0,38	3,50
P70	N30	N31	198,72	53,6	0,86	0,38	3,62
P71	N6	N2	199,33	53,6	-0,87	0,38	3,64
P72	N28	N27	203,97	53,6	-0,89	0,39	3,79
P73	N20	N22	208,01	53,6	0,91	0,40	3,93
P74	N33	N41	273,81	79,2	3,77	0,77	7,66
P75	N74	N75	462,16	110,2	7,90	0,83	5,91
P76	N25	N40	223,99	63,8	-0,97	0,30	1,95
P77	N36	N37	225,93	63,8	-0,98	0,31	1,98
P78	N56	N64	309,07	176,2	9,30	0,38	0,82
P79	N7	N21	292,59	63,8	1,27	0,40	3,12
P80	N72	N60	254,95	176,2	-15,93	0,65	2,18
P81	N39	N38	253,56	53,6	1,47	0,65	9,32
P82	N52	N51	324,63	63,8	-1,41	0,44	3,75
P83	N43	N47	326,81	63,8	1,42	0,44	3,79

Après avoir déterminé les vitesses et les pertes de charges dans les conduites, on passe maintenant aux nœuds afin de calculer les pressions :

Tableau IV. 21 : Résultat au niveau des nœuds.

Nœud	Élévation(m)	Qn (l/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
N1	63,40	2,43	74,67	11,27
N2	62,74	2,14	74,39	11,65
N3	61,68	1,62	73,87	12,19
N4	59,74	1,21	73,95	14,21
N5	58,78	1,66	73,94	15,16
N6	58,61	0,87	73,65	15,04
N7	58,72	2,46	72,85	14,13

Tableau IV. 22 : Résultat au niveau des nœuds. (Suite)

Nœud	Élévation(m)	Qn (l/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
N8	58,55	0,63	73,64	15,09
N9	57,63	1,04	73,82	16,19
N10	57,99	0,62	73,53	15,54
N11	56,80	2,21	71,13	14,33
N12	57,00	0,54	70,93	13,93
N13	55,32	1,17	73,41	18,09
N14	57,15	0,60	73,15	16
N15	55,58	0,62	71,73	16,15
N16	55,81	1,69	72,02	16,21
N17	55,21	0,58	72,7	17,49
N18	53,10	1,13	72,94	19,84
N19	53,44	1,92	69,79	16,35
N20	52,15	1,39	72,69	20,54
N21	52,79	1,27	71,93	19,14
N22	52,86	0,91	71,88	19,02
N23	52,31	2,27	71,34	19,03
N24	51,88	0,76	70,84	18,96
N25	51,95	0,97	69,44	17,49
N26	51,45	0,56	69,56	18,11
N27	50,63	1,41	72,47	21,84
N28	51,19	0,89	71,7	20,51
N29	34,09	2,01	68,2	34,11
N30	49,77	1,41	72,33	22,56
N31	49,81	0,86	71,61	21,8
N32	48,74	0,52	68,95	20,21
N33	47,06	2,33	72,23	25,17
N34	48,89	0,85	71,55	22,66
N35	47,13	0,51	68,07	20,94
N36	47,01	0,98	66,54	19,53
N37	44,05	1,85	66,97	22,92
N38	42,04	1,58	66,75	24,71
N39	45,94	2,00	69,12	23,18
N40	46,13	2,24	69,87	23,74
N41	48,06	3,07	70,14	22,08
N42	47,34	0,86	69,21	21,87
N43	40,97	2,25	66,58	25,61
N44	45,69	1,45	69,92	24,23
N45	43,99	1,37	69,75	25,76
N46	44,83	0,69	69,37	24,54
N47	43,60	1,42	65,36	21,76

Tableau IV. 23 : Résultat au niveau des noeuds. (Suite)

Nœud	Élévation(m)	Qn (l/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
N48	44,10	1,17	69,79	25,69
N49	41,75	1,85	69,67	27,92
N50	45,44	0,59	69,54	24,1
N51	39,29	2,48	66,4	27,11
N52	40,60	1,41	65,18	24,58
N53	43,76	1,16	69,66	25,9
N54	42,53	0,78	69,13	26,6
N55	43,43	0,52	69,48	26,05
N56	41,70	2,33	69,56	27,86
N57	37,04	2,22	66,23	29,19
N58	37,98	2,00	69,23	31,25
N59	39,31	0,69	69,17	29,86
N60	35,68	1,84	65,89	30,21
N61	35,49	2,63	68,61	33,12
N62	35,30	1,80	65,72	30,42
N63	35,88	0,75	68,75	32,87
N64	35,75	2,58	69,29	33,54
N65	34,05	1,48	68,02	33,97
N66	33,83	0,76	65,22	31,39
N67	33,86	0,51	67,85	33,99
N68	32,93	0,71	65,29	32,36
N69	32,85	0,71	66,99	34,14
N70	31,79	1,59	67,41	35,62
N71	33,11	0,78	68,74	35,63
N72	31,57	2,35	65,33	33,76
N73	32,00	0,48	66,43	34,43
N74	30,50	2,82	66,57	36,07
N75	30,22	20,08	63,84	33,62
N76	30,32	0,79	64,77	34,45
N77	30,14	0,61	63,56	33,42

Les résultats obtenus pour les pressions et les vitesses sont représentés dans les figures (**IV.4**) et (**IV.5**) qui suivent:

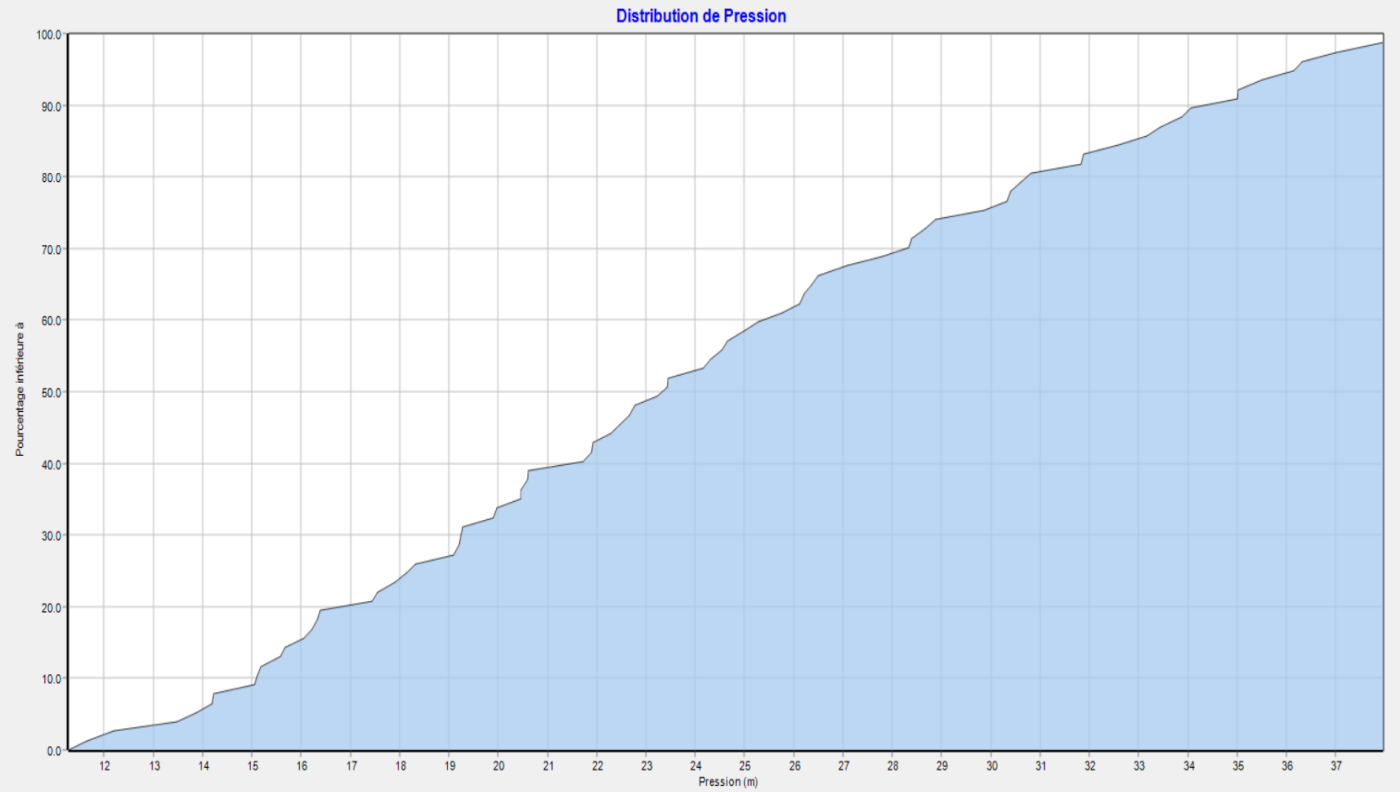


Figure IV. 4 : Distribution des pressions dans le réseau projeté (cas de pointe + incendie)

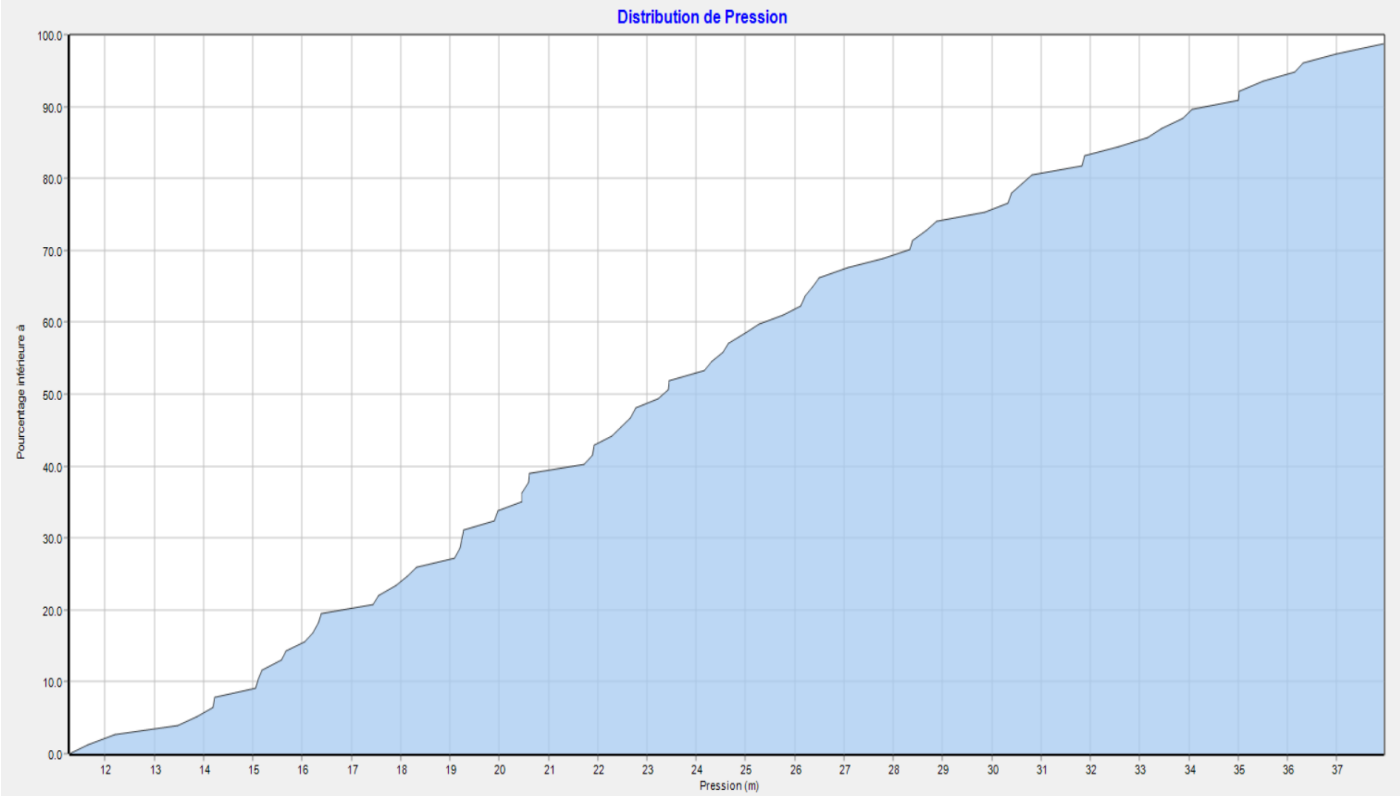


Figure IV. 5 : Distribution des vitesses dans le réseau projeté (cas de pointe + incendie)

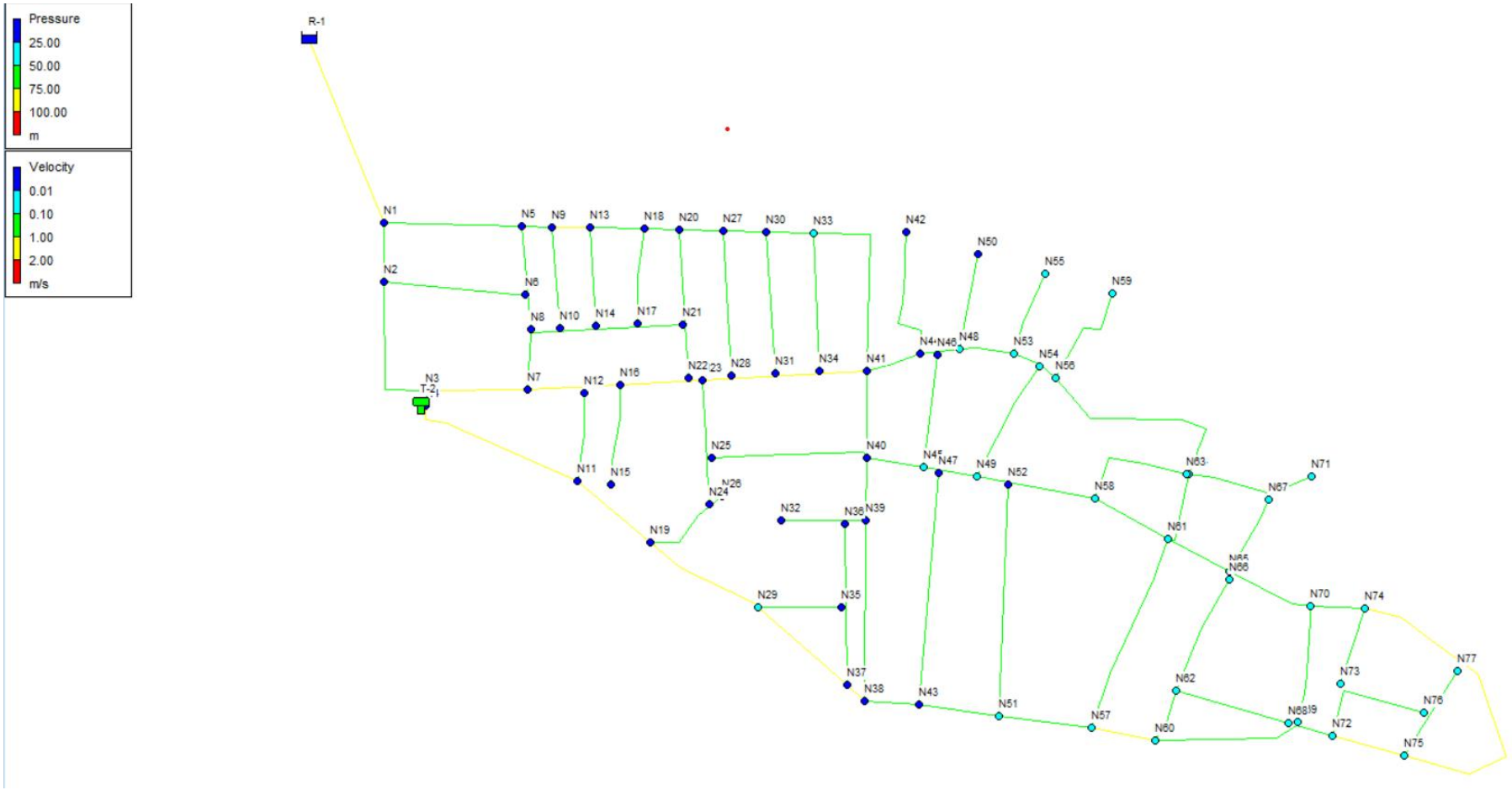


Figure IV. 6 : Carte de distribution des vitesses et pressions dans le réseau projeté (cas de pointe + incendie).

IV.5.2.1 Observations

- Bonne distribution des pressions dans le réseau projeté (cas de pointe + inc), tous les nœuds avoir des pressions supérieures à 1 bar (10 m.c.e), et sont distribuée entre 11.27 et 36.07 m.c.e.
- Pour la simulation sur les conduites nous avons remarqués que les vitesses sont entre 0.3 m/s et 1.5 m/s dans la majorité des tronçons.

IV.5.2.2 Interprétation des résultats de simulation

- Les résultats du tableau montrent que les pressions sont généralement comprises entre 1.1 et 3.6 bars dans tous les nœuds, donc la répartition des pressions est bonne.
- Nous avons remarqué que les vitesses dans notre réseau sont bonnes dans les nouvelles conduites projetées (malgré il reste des faible vitesse)
- Les résultats montrent que les pressions sur notre réseau sont acceptables, mais nous devons trouver une solution au problème de vitesses faibles.

IV.5.2.3 Recommandations

Nous suggérons l'installation de vannes de vidange dans les parties du réseau à faible vitesse, comme les points bas des conduites.

IV.6 Conclusion

Nous avons obtenu des pressions adéquates dans le réseau projeté (de 1.3 à 3.9 bars) après les simulations et nous avons suggéré l'installation de vannes de vidange pour éviter le dépôt des sédiments afin de résoudre le problème des vitesses faibles. Ces valeurs et solutions proposées nous permettront de résoudre les problèmes actuels du réseau de distribution de la commune d'El Alaimia. Le réseau projeté garantit également un débit d'incendie et un bon fonctionnement.

Chapitre V : Etude de stockage

Introduction

Le réservoir est un ouvrage hydraulique qui permet de (Dupont, 1979), (Goméllа & Guérrée, 1980), (Bonnin, 1977) :

- Stocker l'eau pendant les heures creuses de consommation et la restitution de l'eau pendant les autres heures ou la consommation devient importantes
- Satisfaire les besoins en eau potable de l'agglomération, pour une certaine durée, avec une pression régulière ;
- Maintenir l'eau à l'abri de tout risque de contamination
- Combattre efficacement les incendies ; il doit permettre d'alimenter pendant deux heures une bouche d'incendie débitant 17 l/s soit un volume de 120 m^3
- Assurer une marche plus uniforme des pompes
- Assurer la distribution en cas d'accident (arrêt de pompe, accident sur la conduite d'adduction. etc)

Un réservoir peut reposer directement sur le sol ou être partiellement ou totalement enterré. Il peut aussi être surélevé et supporté par une tour, par des murs ou par des poteaux. Ces réservoirs surélevés destinés au stockage d'eau sont appelés château d'eau.

Dans ce chapitre on va analyser le stockage et étudier le réservoir projeté ; sa capacité et ces équipements.

V.1 Classification des réservoirs

On peut les classer selon :

V.1.1 Forme de la cuve

- Réservoir carré ;
- Réservoir rectangulaire ;
- Réservoir circulaire.

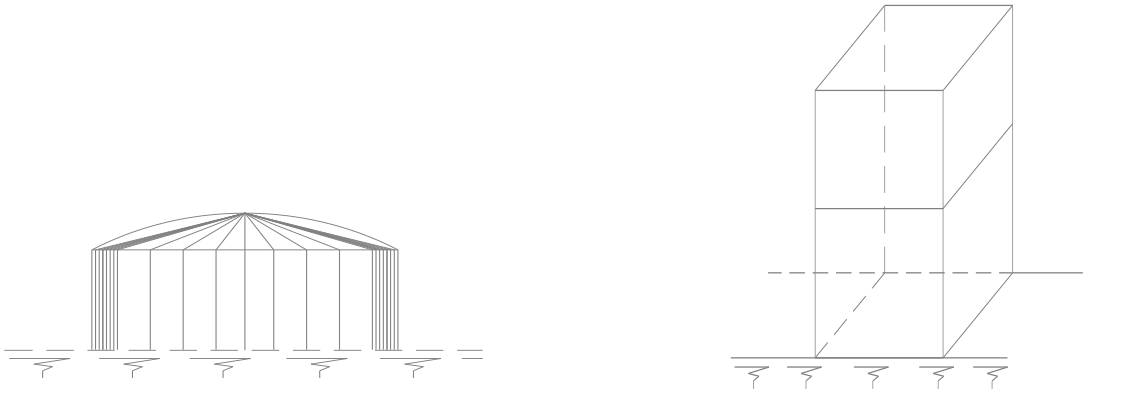


Figure V. 1 : Formes de la cuve d'un réservoir.

V.1.2 Position du réservoir par rapport au sol

Ils peuvent être :

- Enterrés ;
- Semi-enterrés ;
- Surélevés.

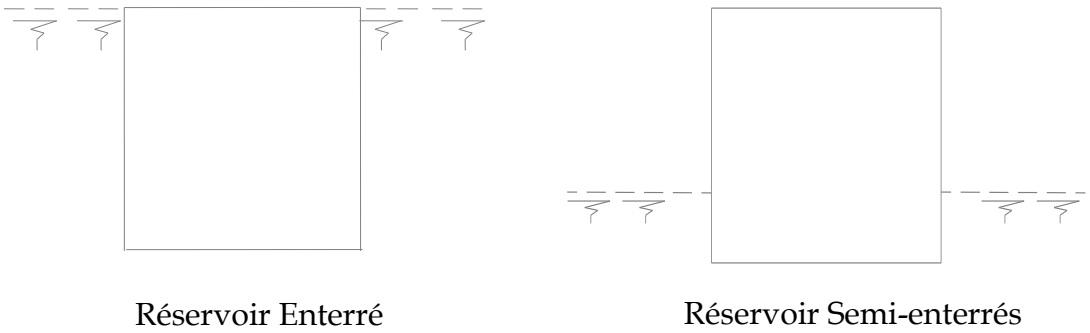


Figure V. 2 : Positions du réservoir par rapport au sol (1)



Figure V. 3 : Positions du réservoir par rapport au sol (2).

V.1.3 Nature des matériaux

- Réservoirs en maçonnerie.

- Réservoirs en béton armé ou en béton précontraint.

V.2 Calcul du stockage

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations de débits à l'entrée comme à la sortie pendant les différentes heures de la journée, c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont (station de pompage) et d'autre part de la variation de la demande.

En ce qui concerne les ouvrages amont, qui consomment souvent beaucoup d'énergie, leur exploitation est le plus souvent soit continue soit limitée aux heures où le prix de l'énergie est moins élevé. L'économie apportée par le réservoir se limitera alors pratiquement à celle réalisée sur le prix de l'énergie.

A l'aval du réservoir, il faut considérer les variations du débit demandé et la période sur laquelle on désire amortir ces variations. Nous avons indiqué au chapitre (II) qu'il existe des variations journalières, conduisant en pratique à faire varier sensiblement de 1 à 2 les quantités d'eau consommées au cours d'une journée.

Pour le calcul il existe des coefficients horaires (ah) qui sont en fonction de la répartition de la consommation journalière (voir Annexe 1) (Boualem, 1995).

Le calcul sera dressé dans un tableau (voir les tableaux V.2, V.3 et V.4) :

Colonne 1 : heure de la journée ;

Colonne 2 : les coefficients ah (%) ;

$$\textit{Colonne 3 : volume apporté} = Q \times \Delta t = \frac{Q_{max\,j}(m^3/j)}{TP(heure)} \qquad V.1$$

TP = temps de pompage en heures ;

$$\textit{Colonne 4 : volume consommé} = Q_{max\,j}(m^3/j)\left(\frac{ah(\%)}{100}\right) \qquad V.2$$

Colonne 5 : le cumule des valeurs de la colonne 3 ;

Colonne 6 : le cumule des valeurs de la colonne 4 ;

Colonne 7 : différence positive des valeurs des colonnes (5)-(6) ;

Colonne 7 : différence négative des valeurs des colonnes (5)-(6).

Le volume du réservoir

$$V_r = \Delta V^{+}_{\max} + \Delta V^{-}_{\max} + V_{ri} \qquad V.3$$

$\Delta V^{+}_{\max}$ et $\Delta V^{-}_{\max}$ sont respectivement les excès et les insuffisances (maximums) lors des différentes heures de la journée ;

V_{ri} = réserve d'incendie (V_{ri} =120 m^3).

On prend ensuite un volume normalisé.

Les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux suivants. Dans le calcul nous avons choisi un temps de pompage TP=20 heures.

V.2.1 Etude du stockage actuel (2023)

Le débit maximum journalier = 2627.84 m^3/j

Le nombre de population à l'horizon = 9786 habitants

Le temps de pompage = 20 heures

Tableau V. 1 : Besoins actuels en stockage (2023).

Heures	Ah (%)	Volumes partiels (m^3)		Volumes cumules (m^3)		Différences (m^3)	
		Apport	Consommé	Apport	Consommé	ΔV^+	ΔV^-
0-1	1,00	0,00	26,28	0,00	26,28		26,28
1--2	1,00	0,00	26,28	0,00	52,56		52,56
2--3	1,00	0,00	26,28	0,00	78,84		78,84
3--4	1,00	0,00	26,28	0,00	105,11		105,11
4--5	2,00	131,39	52,56	131,39	157,67		26,28
5--6	3,00	131,39	78,84	262,78	236,51	**26,28**	
6--7	5,00	131,39	131,39	394,18	367,90	**26,28**	
7--8	6,50	131,39	170,81	525,57	538,71		13,14
8--9	6,50	131,39	170,81	656,96	709,52		52,56
9--10	5,50	131,39	144,53	788,35	854,05		65,70
10--11	4,50	131,39	118,25	919,74	972,30		52,56
11--12	5,50	131,39	144,53	1051,14	1116,83		65,70
12--13	7,00	131,39	183,95	1182,53	1300,78		118,25
13--14	7,00	131,39	183,95	1313,92	1484,73		170,81
14--15	5,50	131,39	144,53	1445,31	1629,26		183,95
15--16	4,50	131,39	118,25	1576,70	1747,51		170,81
16--17	5,00	131,39	131,39	1708,10	1878,91		170,81
17--18	6,50	131,39	170,81	1839,49	2049,72		210,23
18--19	6,50	131,39	170,81	1970,88	2220,52		**249,64**
19--20	5,00	131,39	131,39	2102,27	2351,92		**249,64**
20--21	4,50	131,39	118,25	2233,66	2470,17		236,51
21--22	3,00	131,39	78,84	2365,06	2549,00		183,95
22--23	2,00	131,39	52,56	2496,45	2601,56		105,11
23--24	1,00	131,39	26,28	2627,84	2627,84		0,00

La réserve d'incendie V_i = 120 m^3 ;

$$V_r = 249.64 + 26.28 + 120 = 395.92\ m^3$$

Le volume du réservoir calculé est $\boldsymbol{V_r}$ **= 395,92 m³**.

V.2.2 Etude du stockage au long terme (2053)

Le débit maximum journalier = 6253,11 m^3/j

Le nombre de population à l'horizon = 18634 habitants

Le temps de pompage = 20 heures

Tableau V. 2 : Besoins en stockage au moyen terme (2053).

Heures	Ah (%)	Volumes partiels (m^3)		Volumes cumules (m^3)		Différences (m^3)	
		Apport	Consommé	Apport	Consommé	ΔV^+	ΔV^-
0-1	1,5	0,00	93,80	0,00	93,80		93,80
1--2	1,5	0,00	93,80	0,00	187,59		187,59
2--3	1,5	0,00	93,80	0,00	281,39		281,39
3--4	1,5	0,00	93,80	0,00	375,19		375,19
4--5	2,5	312,66	156,33	312,66	531,51		218,86
5--6	3,5	312,66	218,86	625,31	750,37		125,06
6--7	4,5	312,66	281,39	937,97	1031,76		93,80
7--8	5,5	312,66	343,92	1250,62	1375,68		125,06
8--9	6,25	312,66	390,82	1563,28	1766,50		203,23
9--10	6,25	312,66	390,82	1875,93	2157,32		281,39
10--11	6,25	312,66	390,82	2188,59	2548,14		359,55
11--12	6,25	312,66	390,82	2501,24	2938,96		437,72
12--13	5	312,66	312,66	2813,90	3251,62		437,72
13--14	5	312,66	312,66	3126,56	3564,27		437,72
14--15	5,5	312,66	343,92	3439,21	3908,19		468,98
15--16	6	312,66	375,19	3751,87	4283,38		531,51
16--17	6	312,66	375,19	4064,52	4658,57		594,05
17--18	5,5	312,66	343,92	4377,18	5002,49		**625,31**
18--19	5	312,66	312,66	4689,83	5315,14		**625,31**
19--20	4,5	312,66	281,39	5002,49	5596,53		594,05
20--21	4	312,66	250,12	5315,14	5846,66		531,51
21--22	3	312,66	187,59	5627,80	6034,25		406,45
22--23	2	312,66	125,06	5940,45	6159,31		218,86
23--24	1,5	312,66	93,80	6253,11	6253,11		0,00

Le réserve d'incendie V_i = 120 m^3 ;

$$V_r = 625.31 + 120 = 754.31\, m^3$$

Le volume du réservoir calculé est V_r = 745.31 m^3 ;

V.3 Valorisation des déficits

Le tableau V.3 résume les déficits et les surplus en stockage de la ville d'El Alaimia.

Tableau V. 3 : Estimation des déficits et des surplus en stockage de la ville d'El Alaimia.

	2023	**2053**
Stockage disponible (m^3)	500.00	500.00
Besoins en stockage (m^3)	395.92	745.31
Surplus (m^3)	104.08	-
Déficit (m^3)	-	245.31

La commune d'El Alaimia possède actuellement d'un seul réservoir d'une capacité de Stockage de 500 m^3, Après avoir fait le calcul nous avons trouvé que le bilan de comparaison montre un déficit à l'horizons de calcul (long terme*).* De ce fait, il faut projeter un autre réservoir d'un volume normalisé de 300 m^3 implanté à une cote de 76 m (trop-plein).

V.4 Dimensionnement de réservoir projeter

V.4.1 Forme et type du réservoir

Les conditions topographiques (cote terrain naturelle) dans le site des réservoirs sont hydrauliquement favorables (ce qui concerne la charge disponible), donc on opte pour un réservoir **Semi-enterré** de forme **circulaire** car ce type est plus économique.

V.4.2 Dimensions du réservoir

La hauteur d'eau à l'intérieur de la cuve se situe généralement entre 3 et 6 m en moyenne. Cependant, les réservoirs de grande capacité des agglomérations importante peuvent présenter des hauteurs d'eau comprise entre 7 et 10 m.

V.4.3 Le diamètre de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve moyennant par la formule (V.3) :

$$D = \sqrt{\frac{4*V_n}{\pi*h}} \qquad V.1$$

Vn : capacité normalisée du réservoir (m^3) (Vn = 300 m^3).

D : diamètre de la cuve (m).

h : hauteur utile optimale d'eau (m), on propose une hauteur de 4 m .

$$D = \sqrt{\frac{4 * 300}{\pi * 4}} = 9.77\ m$$

On prend : **D =10 m**.

V.4.4 Réévaluation de la hauteur d'eau (h)

$$h = \frac{4*V_n}{\pi*D^2} \qquad V.2$$

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2} = \frac{4 * 300}{\pi * 10^2} = 3.82\ m$$

Donc **h = 3.98 m.**

V.4.5 Section de la cuve

$$S = \frac{V_n}{h} \qquad V.3$$

$$S = \frac{V_n}{h} = \frac{300}{3.82} = 78.50\ m^2$$

Alors : **S = 78.50 m^2**.

V.4.6 La hauteur totale du la cuve

Il faut prévoir un espace appelé revanche où matelas d'air d'une épaisseur variant de 0.25 à l m au-dessus du plan d'eau :

$$H=h+R \qquad V.4$$

H : hauteur totale de la cuve (m).

R : revanche (m), on prend : R = **0.52** m.

$$H = 3.82 + 0.68 = 4.50\ m$$

Donc **H = 4.50 m**

V.4.7 Hauteur de la réserve d'incendie

Cette hauteur est calculée en divisant le volume de la réserve d'incendie (120 m3) sur la surface de la cuve.

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \qquad V.5$$

$$h_{inc} = \frac{120}{78.50} = 1.53\ m$$

Donc : **h_{inc}= 1.53 m**

V.4.8 Résumé des caractéristiques du réservoir projeté

Le tableau (V.6) récapitule les différentes propriétés du réservoir projeté :

Tableau V. 4 : Caractéristiques du réservoir projeté

Réservoir	Type	Forme du réservoir	Volume (m3)	h (m)	S (m2)	D (m)	H (m)
Projeté (R2)	Semi-enterré	Circulaire	300	3,98	78.50	10	4,50

V.5 Équipements hydrauliques du réservoir Semi-enterré

V.5.1 Équipements hydrauliques

- Un réservoir unique ou compartimenté, doit être équipé par :
- Une conduite d'arrivée ou d'alimentation.
- Une conduite de départ ou de distribution.
- Une conduite de vidange.
- Une conduite de trop-plein.
- Une conduite by-pass.
- Un système de matérialisation d'incendie.

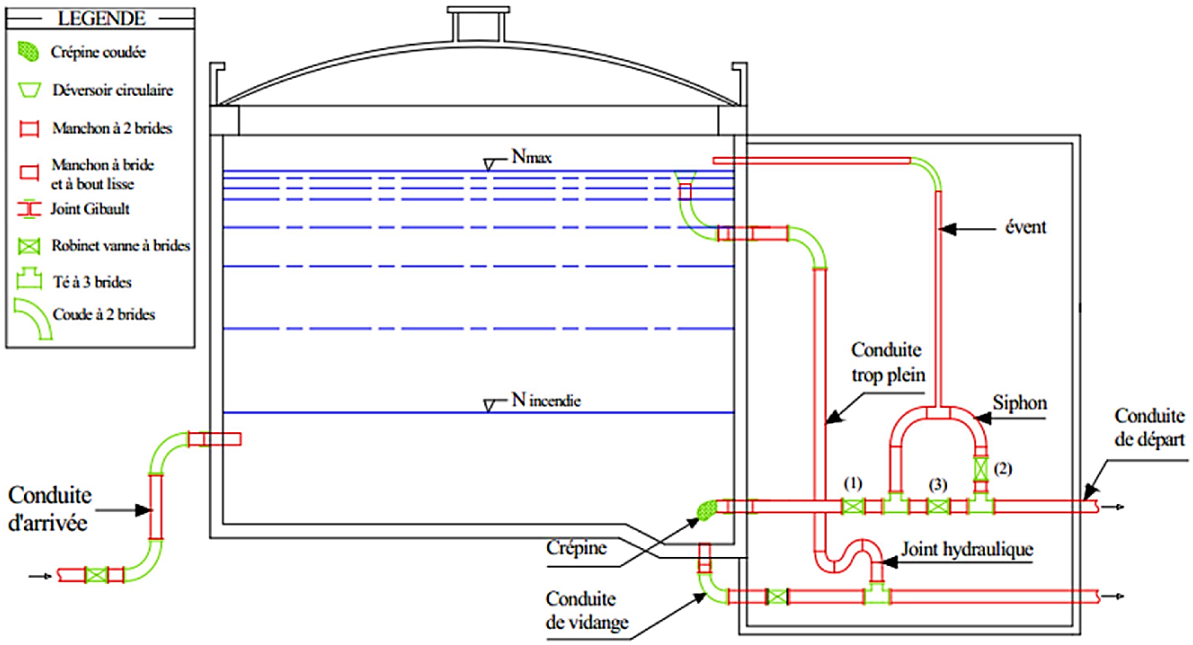


Figure V. 4 : : Schéma générale des équipements hydrauliques du réservoir.

V.5.1.1 Dispositifs d'alimentation

Il existe 4 méthodes pour l'alimentation d'un réservoir à savoir :

• Arrivée par surverse.

• Arrivée par surverse noyée.

• Arrivée par le bas.

• Arrivée par le fond.

a) Par surverse

Soit avec chute libre soit en plongeant la conduite de façon que son extrémité soit toujours noyée, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère, facilement le gaz carbonique dissous et par suitee il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.

b) Par-dessous

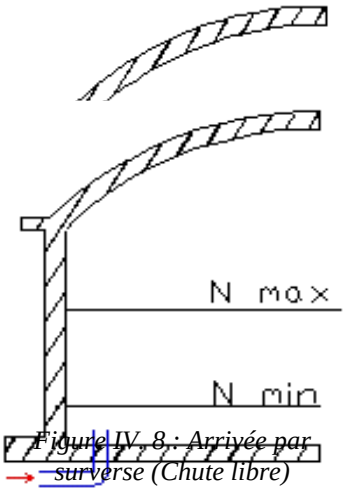


Figure IV. 8 : Arrivée par surverse (Chute libre)

Figure V. 11 : Arrivée par dessous (Par le fond)

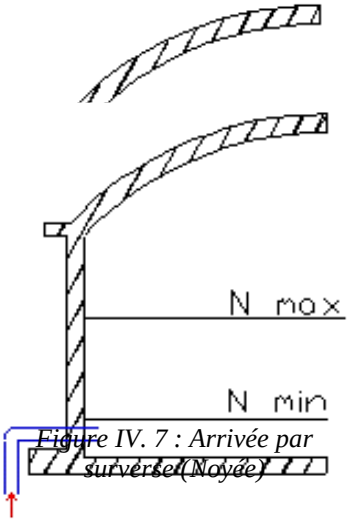


Figure IV. 7 : Arrivée par surverse(Noyée)

Figure V. 12 : Arrivée par dessous (Par le bas)

Soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

- Nous avons choisi d'acheminer l'arrivée de la conduite depuis le bas du réservoir pour favoriser le renouvellement de la réserve incendie en créant des turbulences et un flux en rouleau, tout en évitant l'accumulation de tartre dans notre réseau.
- Il est important que la conduite d'arrivée soit positionée en opposition à la conduite de départ afin de favoriser le mélange de l'eau par agitation et la création de turbulences, ce qui permettra un renouvellement efficace de l'eau dans le réservoir en favorisant un écoulement en rouleaux.
-

V.5.1.2 Conduite de départ ou de distribution

- L'extrémité de la conduite de distribution est positionnée à une hauteur de 0,15 à 0,2 mètres au-dessus du radier afin de prévenir l'entrée de boue ou de sable dans le réseau de distribution, ce qui pourrait éventuellement causer des obstructions.
- Un espace minimum de 0,5 mètre au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite est réservé pour faire face à une éventuelle baisse maximale du niveau de l'eau.
- À l'extrémité de la conduite, une grille ou une crépine courbée est installée pour éviter la formation de vortex indésirables.

- Dans le cas d'une rupture de la conduite de distribution, en particulier dans le contexte d'un grand réservoir, il est essentiel de pouvoir isoler rapidement la conduite pour prévenir les pertes d'eau en cas de cassure. Il est envisageable de rendre cette opération automatique en utilisant une vanne-papillon qui se ferme automatiquement dès qu'une sur-vitesse est détectée dans la conduite.

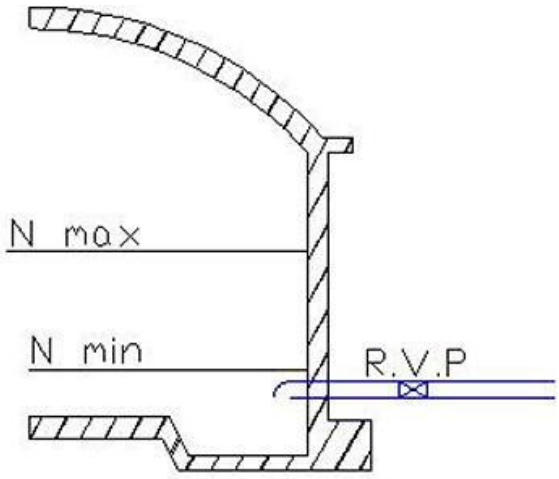


Figure V. 5 : Conduite de départ

V.5.1.3 Conduite du trop-plein et de vidange

a) Conduite de trop-plein : Cette canalisation a pour fonction d'évacuer l'excès d'eau qui peut arriver dans le réservoir, afin d'éviter tout déversement en cas de maintien de la pompe d'alimentation en marche. Son extrémité supérieure est équipée d'un entonnoir qui agit comme un déversoir circulaire pour permettre cette évacuation.

b) Conduite de vidange : Cette conduite est utilisée pour vider le château d'eau, que ce soit pour des opérations de nettoyage ou de réparation. En général, elle est raccordée à la conduite de trop-plein. Elle est munie d'un robinet-vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter l'accumulation de sable, ce qui pourrait rendre son fonctionnement difficile.

V.5.1.4 Système de matérialisation de la réserve d'incendie

Afin de maintenir une réserve d'eau pour la lutte contre les incendies en toute sécurité, il est essentiel d'empêcher son utilisation régulière. Pour ce faire, un système en siphon est présenté dans la Figure (V.10)

Il s'agit d'une disposition spéciale à mettre en place au niveau du réservoir, permettant d'interrompre l'écoulement une fois que le niveau d'eau réservé à l'extinction des incendies est atteint. Ce système ne comporte qu'une seule prise et est équipé d'un siphon à évent, avec une réserve d'incendie commandée à distance.

Son fonctionnement est le suivant :

• En mode normal : les vannes 3 et 1 sont ouvertes, tandis que la vanne 2 est fermée.

• En cas d'incendie : il suffit d'ouvrir les vannes 1 et 2, comme indiqué dans la figure suivante

Ce système garantit une réserve d'eau dédiée à la lutte contre les incendies, tout en empêchant son utilisation accidentelle ou inappropriée.

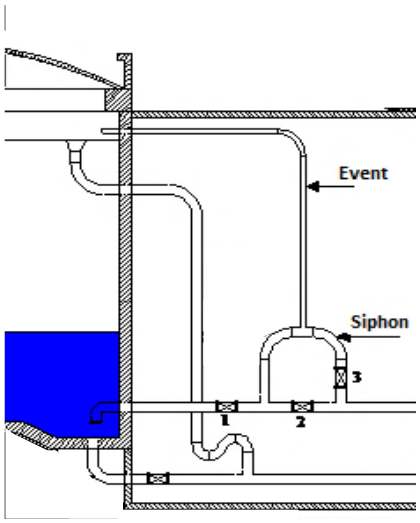


Figure V. 6 : Système de matérialisation d'incendie d'évent.

V.5.1.5 Conduite by-pass

Afin de garantir la continuité de la distribution lors de travaux de maintenance ou de vidange de la cuve, un tronçon de conduite appelé By-pass est utilisé pour relier la conduite d'adduction à celle de distribution (figure IV.11).

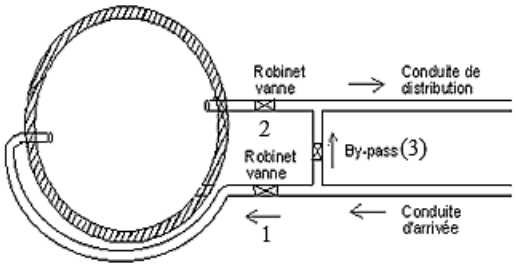


Figure V. 7 : Conduite by-pass.

V.5.2 Equipements d'intervention

Il est essentiel de garantir un accès adéquat aux cuves afin de permettre la surveillance, l'entretien et les réparations lorsque cela est nécessaire. En général, on prévoit une trappe d'accès destinée au personnel (voir figure IV.12) ainsi qu'une trappe spécifiquement conçue pour faciliter l'entrée du matériel et des matériaux si besoin.

Toutes les entrées aux cuves et aux chambres de vannes, qu'il s'agisse de portes, de trappes, d'échelles, etc., doivent être sécurisées pour prévenir tout accès non autorisé de personnes extérieures au service.

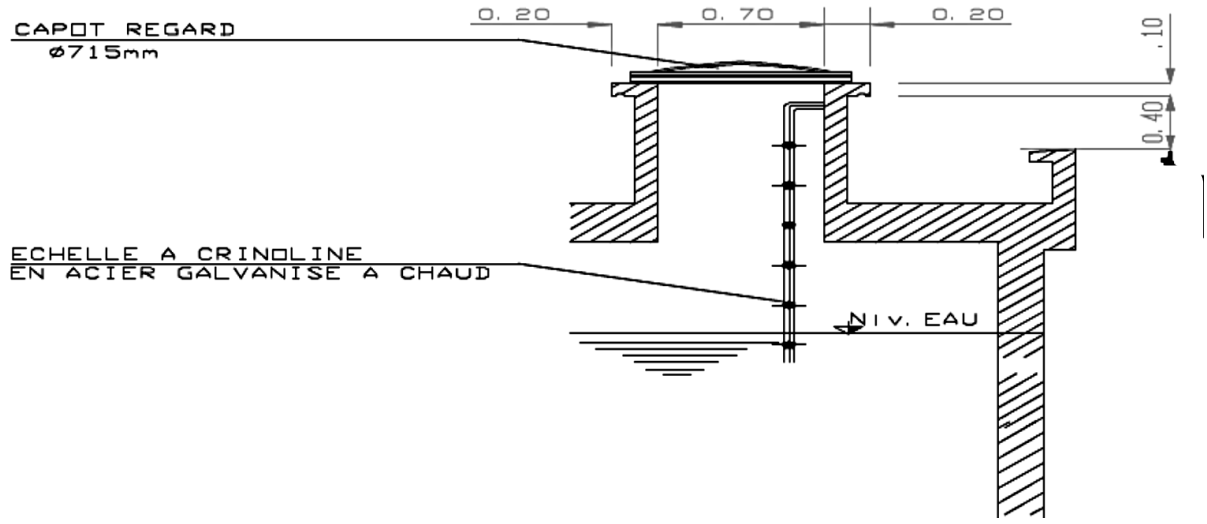


Figure V. 8 : Trappes d'accès.

V.6 Conclusion

Le chapitre a mené une étude des réservoirs qui a révélé que la capacité de stockage actuelle ne répond pas aux besoins d'agglomération à l'horizon d'étude (2053), nous allons donc prévoir un autre réservoir d'un volume de 200 m3 pour résoudre ce problème.

Chapitre VI :
Pose de canalisation et accessoires

Introduction

Les canalisations sont généralement posées en trancher, a l'exception de certains cas ou elles sont posées en élévation, sur des ouvrages d'art ou sur le sol à conditions d'être rigoureusement entretenues et protèges. Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même par contre le mode de pose est variable d'un terrain a l'autre, ceci dans le fait de diminuer l'effet des différentes contraintes agissantes sur la canalisation.

VI.1 Stockage et approvisionnement

Les tuyaux doivent être de préférence stockés à l'ombre sur des aires planes ; lors de la décharge des camions il faut interdit de jeter les tubes à terres.

VI.2 Réalisation des tranchées

Le rôle de la tranchée est d'assurer un logement adéquat à la canalisation, garantissant ainsi à la conduite une longue durée de vie sans défaillance. Elle est réalisée de la manière suivante :

- Implantation du tracé de la conduite selon le profil en long et le plan de situation.
- Creuser la trancher avec les profondeurs demandées en profil en long. La plupart du temps les conduites sont posées en tranchée ouvert.

Cette opération s'effectue par tronçon successifs, en commençants par le point haut de manière, a assurer s'il y a lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltration (Goméla & Guérrée, 1980).

Il est prudent de respecter les distances minimales ci-après entre les génératrices les plus reprochées des natures de conduites :

- Entre conduite d'eau et de conduite de gaz : 0.50 m
- Entre conduite d'eau et câbles électriques : 0.20 m

Par ailleurs, la distance entre la génératrice sera de 1.50 m au minimum (Dupont, 1979)

VI.3 Largeur des tranchées

La larguer des tranchées doit être telle qu'un homme puisse travailler aisément, elle est rarement inferieure a 0.7 m pour les petits diamètres. Au droit des joints on établit des niches (élargissement de la tranchée pour facilité le raccordement et l'opération de l'assemblage des conduites) (Gomélla & Guérrée, 1980), cette larguer doit être égale a:

$$b=(D+2\bullet 0.30) \qquad VI.\ 1$$

b : larguer de la trachée en m ;

D : diamètre extérieure de la conduite en m.

VI.4 Profondeur des tranchées

La tranchée doit avoir une profondeur de telle façon à recevoir le lit de pose, la conduite et l'épaisseur de remblai (80 cm au minimum) (Dupont, 1979).

La profondeur de la tranchée sera :

$$H = D + h_e + 0{,}2 \qquad VI.\ 2$$

H : profondeur de la tranchée (m),

0,2 m : épaisseur de lit de pose,

h_e : distance entre le génératrice supérieure et le niveau de sol pour éviter les dégâts qui pourraient être causé par le gel et les charges extérieurs et pour que la température de l'eau reste constante, h_e: varie entre 0,6 à 1,2 m (voir les profils en long).

VI.5 Pose des canalisations

Il est essentiel que les tuyaux soient posés en files bien alignées et bien nivelées. Le fond de la tranchée est purgé des pierres qui pourraient s'y trouver ; il est convenablement dressé. Il est ensuite recouvert d'un lit de pose de 0,15 m a 0,20 m d'épaisseur bien pilonne et bien nivelées suivent les cotes du profil en long. Ce lit de pose est constitué :

- Par du gravier dans les terres ordinaires,
- Par de la pierre cassée à l'anneau de 5 cm pour former drains, dans les terrains imperméables ou rocheux,
- Par un lit de béton maigre dans les parties rocheux très en pente.

Avant la descente en fouille, les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subi des chocs, ils sont débarrassés de tous corps étrangers et on les descend lentement au plan ou a la grue dans le fond de la fouille. Pour faciliter le nivellement, ils sont cales sur bois, puis ou exécute les joint (Dupont (1979)), (Goméllа & Guérrée, 1980).

VI.6 Assemblage des tubes en PEHD

L'usage de tubes en PEHD en rouleaux limite considérablement le nombre de raccords à effectuer. Par ailleurs, que se soit pour les gros diamètres qui sont livrés en barres, ou

simplement pour effectuer l'ensemble des branchements nécessaire au réseau, des techniques spécifiques de raccordement des tubes en polyéthylène (PEHD) ont été mises au point. Ces techniques sont particulièrement performantes, elles garantissent :

- L'étanchéité parfaite des réseaux,
- La rapidité et la sécurité de réalisation,
- La facilité de mise en œuvre sur les chantiers.

Trois techniques de raccordements sont utilisées parmi lesquelles on peut choisir selon l'environnement du chantier : la nature du réseau ; le diamètre des tubes ; l'importance du chantier...

- L'électrosoudage
- Le soudage bout-à-bout
- L'assemblage par raccords à compression

VI.6.1 L'électrosoudage

Permet le raccordement de tubes de diamètres égaux ou de diamètres différents.

Les raccords électrosoudables sont des pièces en PE équipées d'une résistance intégrée à la surface interne du raccord qui, après assemblage, se trouve au contact du tube ou de la pièce à raccorder.

Après grattage, nettoyage et positionnement des pièces à raccorder, les bornes de soudage permettent le raccordement de cette résistance à une source d'énergie. La dissipation, par effet Joule, de la puissance électrique provoque une fusion de surface des deux pièces à assembler assurant, grâce à un mélange intime des deux polyéthylènes, une cohésion et une étanchéité parfaites.

Plusieurs types de raccords existent : manchons, coudes, réductions, tés, collets, prises de branchement, piquages...

La qualité du raccordement exige le respect des règles de mise en œuvre en utilisant un outillage spécifique (positionneur, grattoir, coupe tube, produit de dégraissage) complément indispensable de l'automate de soudage.

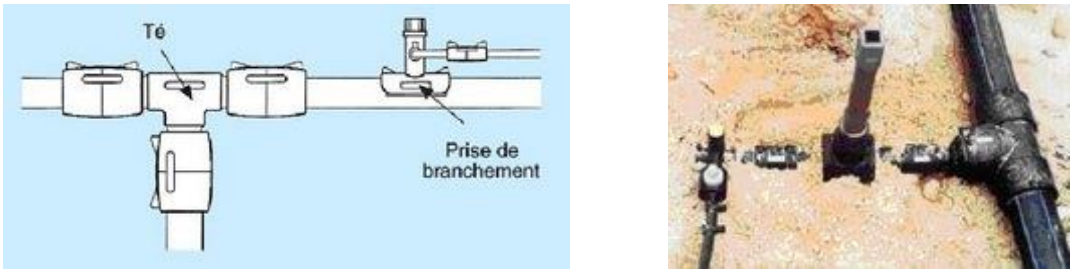


Figure VI. 1 : Exemple de montage des avec différents raccords.

VI.6.2 Le soudage bout-à-bout

Le soudage bout-à-bout est utilisé pour assembler des tubes et des raccords en polyéthylène d'épaisseurs identiques et d'indices de fluidité compatibles entre eux, sans apport de matière.

Ce procédé consiste à chauffer à l'aide d'un outil (miroir) les extrémités dressées des tubes et/ou des raccords dans des conditions de pression de contact et de températures prédéfinies. Après le retrait du miroir, les extrémités portées à bonne température sont rapidement mises en contact et maintenues en pression pendant le cycle complet de refroidissement. La qualité de l'assemblage exige le respect des règles de mise en œuvre et l'utilisation d'une machine à souder bout-à-bout, comprenant le miroir, les mâchoires, le rabot.

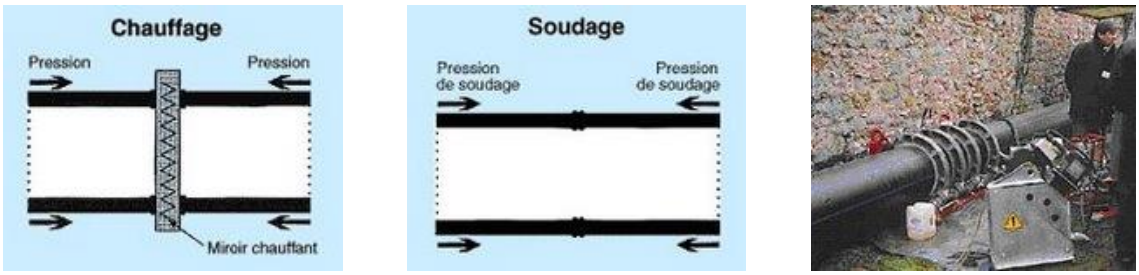


Figure VI. 2 : Exemple de soudage bout-à-bout.

Si la soudure est correctement effectuée, sa solidité est supérieure aux tubes eux-mêmes.

VI.6.3 L'assemblage par raccord à compression

Le raccordement par compression utilise des raccords à visser en matière plastique ou en laiton.

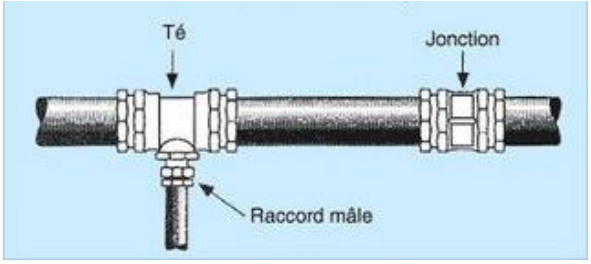


Figure VI. 3 : Assemblage par raccord à compression.

VI.7 Traversé de route

Lors de l'établissement du tracé d'un erseau projeté, il faut limiter au maximum les traversées de route en raison des charges supportées par les conduites qui peuvent amène des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite comme à la route. Dans ce cas, la pose des conduites doit se faire dans une gaine en matériaux suffisamment résistant dans le double but de protéger la conduite des chocs et vibrations, et d'évacuer les fuites éventuelles hors de chassée. D'autre part la profondeur d'enfouissement doit être au minimum de 1 m sous la chaussée (0,70 m sous accotement). Enfin, le remblaiement et la reconstitution de chaussée doivent être exécutés avec soin (Goméllа & Guérrée, 1980).

VI.8 Stabilisation des conduites

Le rôle des joints est d'assurer l'étanchéité entre les différentes pièces de la conduite, mais non de s'opposer aux poussées dues à la pression du fluide, c'est pourquoi il faut construire des massifs en béton qui s'opposeront au déboîtement des joints soit par leur propre poids, soit par l'appui qu'ils prennent sur les parois de la tranchée si le sol est suffisamment solide. Les poussées se produisent (Dupont, 1979) :

- à chaque extrémité de la conduite: plaques pleins (Fig. VI.4),
- à chaque changement de direction: coudes (Fig. VI.5) ou de diamètres : cônes (Fig.VI.6),
- à chaque dérivation : tés (Fig. VI.7),
- quand il s'agit d'une conduite posée en pente, les massifs seront parfois associés nécessairement à des fers d'amarrages (Fig. VI.8).

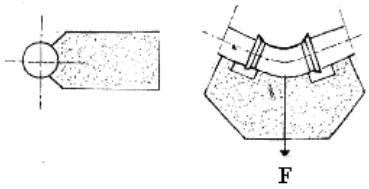


Figure VI. 4 : Butée sur un coude horizontal.

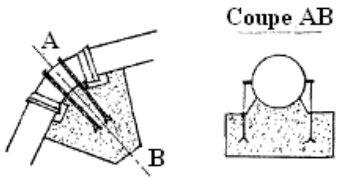


Figure VI. 5 : Butée sur un coude vertical.

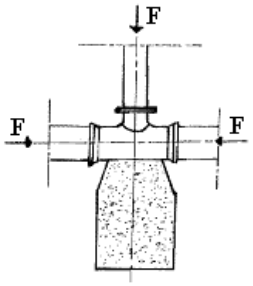


Figure VI. 6 : Butée sur un branchement.

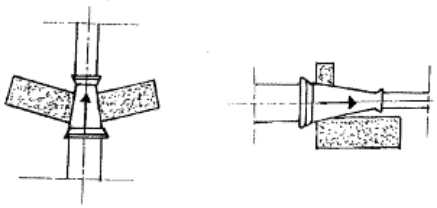


Figure VI. 7 : Butée sur un cône.

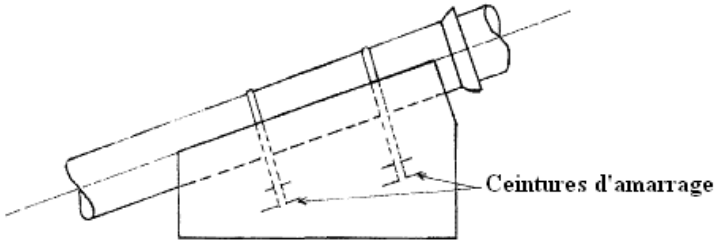


Figure VI. 8 : Amarrage sur conduite inclinée.

VI.9 Essai hydraulique

Quand une certaine longueur de canalisation a été mise en place, calée par des cavaliers en terres déposes au-dessus d'elle et entre les joints 300 à 400 m, elle est soumise à un essai

à la presse hydraulique, essai dont le but est de s'assurer de l'étanchéité des joints. Pour y procéder, l'aval de la canalisation est obturé avec une plaque d'extrémité sur laquelle la pompe d'épreuve est branchée. La conduite est mise en eau progressivement et en assurant une purge correcte de l'air y contenu. Afin de tenir compte de l'élasticité différée des canalisations en PEHD, on effectue une mise en pression préalable de 15 minutes avant l'épreuve proprement dite. La pression d'épreuve est, en général, égale à une fois et demi la pression statique (pression à la laquelle sera soumise réellement la conduite), tout en n'étant pas, sauf prescription spéciale, inferieure, à 8 bars. La durée de l'épreuve est d'au moins 30 min. la variation de pression doit rester inférieure à 0,2 bar (Dupont, 1979), (Goméllа & Guérrée, 1980).

VI.10 Remblaiement

La mise en place du remblai jusqu'à une hauteur de 0,3 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite est effectuée manuellement avec de la terre des déballais purgée de pierre (criblée) par couches successives arrosées et bien tassées, le remblaiement de la conduite en PEHD ne doit s'effectuer qu'avec les plus grandes précautions si la température est inferieur 0°c.

Le remblaiement est achevé avec du tout venant à l'aide d'engin mécanique éventuellement, tous blocs de roches ou détritus étant exclus. Les terres excédentaires doivent être évacuées du champ du travail.

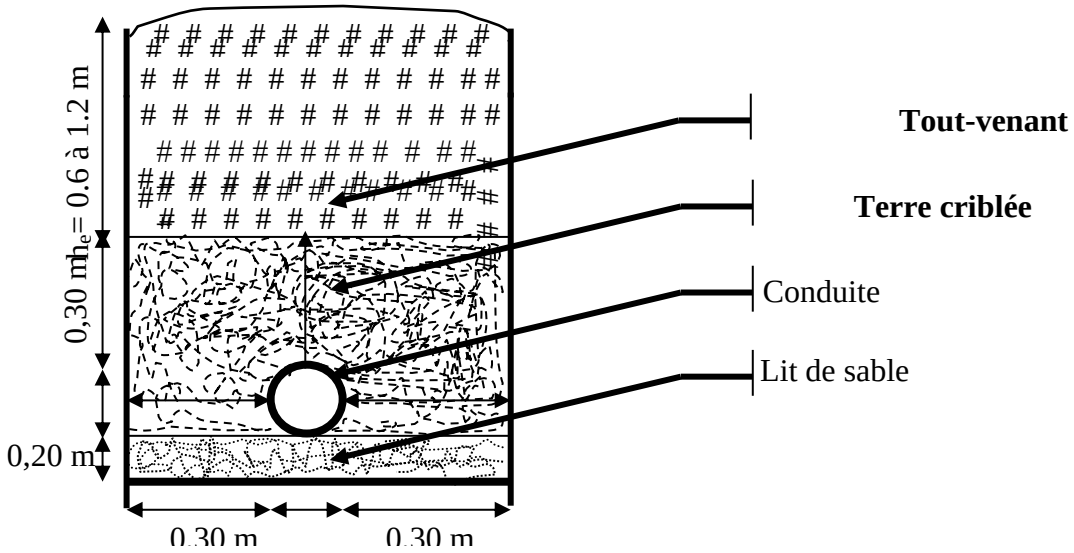


Figure VI. 9 : Coupe transversale type dans une tranchée.

VI.11 Désinfection des conduites

Avant de livrer l'eau à la consommation publique, une fois les travaux d'adduction et de distribution achevé, il y a lieu de procéder à la désinfection de la conduite. Cette désinfection peut s'effectuer, soit au chlore, soit au permanganate de potasse, l'essentiel étant que la liqueur stérilisante puisse atteindre les extrémités du réseau. Après un temps de contact suffisant de la solution stérilisante, il est procédé à un rinçage du réseau à l'eau claire (Dupont, 1979).

VI.12 Accessoires du réseau

Les accessoires qui devront être utilisé pour l'équipement du réseau de distribution sont les suivants :

VI.12.1 Robinets vannes

Ils sont placés tout au long de la conduite sur une distance de 500 m, séparant deux robinets de vanne successifs, ce qui permet d'isoler les tronçons de la conduite en cas de problème. Ces appareils peuvent soit :

VI.12.1.1 Robinets à vanne avec opercule

La vanne à opercule, également connue sous le nom de vanne à passage direct, est largement utilisée dans les réseaux de distribution, l'industrie, le chauffage et la plomberie en raison de sa fiabilité, de son étanchéité et de sa robustesse. Parmi les types de vannes, la vanne à opercule (ou vanne à passage direct) est l'une des plus couramment utilisées. Son fonctionnement repose sur un principe simple : elle agit comme un volet de porte d'écluse en abaissant une lame appelée obturateur ou opercule à l'intérieur de la vanne pour bloquer le passage du flux, d'où son nom initial de vanne à opercule.



Figure VI. 10 : Robinets vanne à opercule

VI.12.1.2 Robinets-vanne a papillon

Ces dispositifs, situés au niveau de la sortie de la conduite de distribution en provenance du réservoir alimentant notre réseau, sont des vannes de surverse. Leur rôle est d'interrompre rapidement le débit d'eau en cas de dommage sur la conduite reliant le réservoir de départ (comme une cassure, par exemple).

Les vannes papillon peuvent être utilisées pour couper et ajuster le débit. Elles se distinguent par leur légèreté et leur faible encombrement, qui nécessitent peu de force pour leur actionnement. En outre, ils ont une faible perte de charge.



Figure VI. 11 : Vanne a papillon

VI.12.2 Poteaux d'incendie

Les raccordements des poteaux d'incendie doivent être réalisés avec des conduites capables de garantir un débit minimal de 17 l/s à une pression d'au moins 1 bar. Ces poteaux seront implantés en bordure des trottoirs, avec un espacement variant de 50 à 200 mètres.

VI.12.3 Clapets

Les clapets ont pour fonction d'empêcher le flux d'eau de s'écouler en sens contraire de l'écoulement prévu.



Figure VI. 12 : Clapet anti retour.

VI.12.4 Ventouses

Ces dispositifs de dégazage sont installés aux points les plus élevés de la canalisation dans le but d'éliminer l'air piégé. L'évacuation de l'air s'effectue au moyen d'une ventouse, qui peut être de type manuel ou automatique.



Figure VI. 13 : Ventouse.

VI.12.5 Mesure de débit

Pour évaluer le débit, nous utilisons des dispositifs qui provoquent une contraction de la section d'écoulement. Cela entraîne une augmentation de la vitesse de l'écoulement à l'endroit du dispositif, ce qui se traduit par une baisse de la pression. Les équipements les plus couramment utilisés dans les installations comprennent :

- Le diaphragme
- La venturi

VI.12.6 Mesure de pression

Les instruments utilisés pour mesurer la pression comprennent :

- Manomètres à aiguille : Dans ces manomètres, le mouvement est transmis à l'aiguille par un mécanisme denté, un levier ou une membrane. L'avantage de ce système de transmission réside dans sa facilité d'étalonnage, mais son inconvénient est la tendance à l'usure rapide des dents, particulièrement en présence de vibrations.
- Manomètres à soufflet : Ces manomètres utilisent un élément élastique en forme de soufflet comme composant actif. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet ont l'avantage d'éviter le risque de gel, mais leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et à la surchauffe.

VI.12.7 Pièces spéciales

Les organes de raccordement sont :

- Coudes : Les coudes jouent un rôle essentiel, en particulier dans les réseaux maillés et ramifiés, lorsque la canalisation change de direction. Habituellement, ces coudes sont fixés solidement grâce à des supports massifs, dimensionnés de manière appropriée.
- Cônes : Les cônes servent à connecter deux conduites de diamètres différents, principalement en sortie des pompes. Ils se déclinent en trois types :
    - À double emboîtement.
    - À double bride.
    - À emboîtement et bride combinés.
- 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. Ils présentent deux configurations :
    - À trois emboîtements.
    - À deux emboîtements et une bride.
- Joints de liaison : Pour accomplir l'assemblage de deux tuyaux ou d'une conduite avec un accessoire, l'utilisation de joints est nécessaire. Les joints les plus couramment employés englobent :
    - Le joint Gibault.
    - Le joint à brides.
    - Le joint à emboîtement soudé.

VI.13 Conclusion

En conclusion de ce chapitre, nous avons exposé les normes, les méthodes liées au pose des conduites, assurant ainsi le bon fonctionnement du réseau. De plus, dans la seconde section, nous avons mentionné les accessoires utilisés pour relier les conduites, soulignant l'importance d'une connexion appropriée pour une gestion optimale du réseau.

Chapitre VII : Organisation du chantier

Introduction

Dans cette partie nous allons traiter tous les points qui concernent la réalisation du projet en commençant par le métré (quantités et devis quantitative et estimative) des différents travaux. La deuxième étape concerne l'organisation des chantiers.

VII.1 Métré

Le mètre a pour rôle de mesurer les quantités, longueurs, surfaces et volumes de toutes les parties qui composent un ouvrage d'art quelconque.

VII.2 Calcul des travaux de terrassement

VII.2.1 Pose des conduites

VII.2.1.1 Volume de déblai

$$V_D = L \times b \times h \qquad \textit{VII. 1}$$

V_D : volume de déblai en m^3,

L : longueur du tranché en m,

b : largeur de la tranché en m,

h : profondeur du tranché en m.

VII.2.1.2 Volumes du déblai foisonné

$$V_{Df} = C_f \times V_D \qquad \textit{VII. 2}$$

V_{DF} : volume du déblai foisonne en m,

C_F : coefficient de foisonnement, C_F=1.2,

V_D : volume de déblai en (m^3).

VII.2.1.3 Volume du lit de sable

$$Vls = e \times b \times .L \qquad \textit{VII. 3}$$

V_{ls} : volume du lit de sable en m^3,

e : épaisseur du lit de sable en m ; e = O.2m.

VII.2.1.4 Volume de la conduite

$$V_c = \pi D^2 \times L/4 \qquad \text{VII. 4}$$

V_c : volume de la conduite,

D : diamètre extérieur de la conduite m,

L : langueur du conduit m.

VII.2.1.5 Volume des terres criblées

$$V_{Tc} = (D+0.3) \times b \times L - V_c \qquad \text{VII. 5}$$

V_{Tc} : volume des terres criblées en m^3.

VII.2.1.6 Volume de terre tout venant

$$V_{tv} = V_D - (Vl.s + Vc + Vt.c) \qquad \text{VII. 6}$$

V_{tv} : volume de terre tout venant en m^3,

V_D : volume de déblai en m^3,

V_{ls} : volume du lit de sable en m^3,

V_c : volume de la conduite en m^3,

V_{tc} : volume de terre criblée en m^3,

VII.2.1.7 Volume des terres excédentaires

$$V_{te} = V_{Df} - (V_{tv} + V_{tc}) \qquad \text{VII. 7}$$

V_{te} : volume des terres excédentaires en m^3,

V_{Df}: volume de déblai foisonné en m^3.

Le résultat de calcul sont résume dans les tableaux suivants :

Tableau VII. 1 : Calcul des volumes de terrassement du réseau.

D **(mm)**	***b*** **(m)**	***h*** **(m)**	***L*** **(m)**	V_D **(m^3)**	V_c **(m^3)**	V_{ls} **(m^3)**	V_{Tc} **(m^3)**	V_{tv} **(m^3)**	V_{Df} **(m^3)**	V_{te} **(m^3)**
400	1	1,2	6,81	8,17	0,86	1,36	3,91	2,04	9,81	3,85
250	0,85	1,2	1522,43	1552,88	74,69	258,81	637,04	582,33	1863,45	644,08
200	0,8	1,2	2395,5	2299,68	75,22	383,28	882,98	958,20	2759,62	918,43
160	0,76	1,2	707,4	645,15	14,22	107,52	233,09	290,32	774,18	250,77
125	0,725	1,2	642,76	559,20	7,88	93,20	190,17	267,95	671,04	212,92
110	0,71	1,2	180,63	153,90	1,72	25,65	50,87	75,67	184,68	58,14
90	0,69	1,2	361,58	299,39	2,30	49,90	95,00	152,19	359,27	112,07
75	0,675	1,2	1680,82	1361,46	7,42	226,91	418,04	709,10	1633,76	506,63
63	0,663	1,2	4975,14	3958,22	15,50	659,70	1181,86	2101,16	4749,87	1466,85
Total			12466,3	10829,88	198,95	1804,98	3689,05	5136,90	12995,86	4169,91

VII.2.2 Construction de réservoirs d'eau

Nous avons envisagé la construction d'un réservoir cylindrique semi-enterré et proposé une variante comme suit :

Tableau VII. 2 : Caractéristiques du réservoir projeté.

Capacité V (m3)	**Prof.de Terrassement h (m)**	**Diamètre Intérieur D (m)**	**Epaisseur Du radier a (m)**	**Epaisseur Des parois b (m)**	**Flèche de la coupole f (m)**	**Hauteur du réservoir H (m)**
300	2.5	10	0.4	0.4	4	4,50

VII.2.2.1 Diamètre extérieur

$$D_{ext} = D_{int} + 2b \qquad \textit{VII. 8}$$

Avec :

D_{int} : diamètre intérieur.

b : épaisseur de la paroi.

$$D_{ext} = 10 + 2 \times 0.4 = 10.8\ m$$

VII.2.2.2 Volume de décapage

$$V_{décapage} = S \times e \qquad \textit{VII. 9}$$

Avec :

S : surface de réservoir, tel que : S = 78.50 m^2 , d'après le chapitre (V)
- e : épaisseur de décapage (e=0.1m).

VII.2.2.3 Volume de déblai

$$V_{déblai} = S \times h \qquad \textit{VII. 10}$$

Avec :

S : surface de réservoir.
h : hauteur de terrassement.

VII.2.2.4 Volume de béton de propreté (sous radier)

$$V_{bp} = S \times e_{bp} \qquad \textit{VII. 11}$$

Avec :

S : surface de réservoir.
E_{bp} : L'épaisseur de béton de propreté. (e_{bp}=0.1 m)

VII.2.2.5 Volume de béton armé (radier)

$$V_{br} = S \times a \qquad \textit{VII. 12}$$

Avec :

S : surface de réservoir.
a : L'épaisseur de radier.

VII.2.2.6 Volume de béton armé des parois :

$$V_{bap} = V_{ext} - V_{int} \qquad \textit{VII. 13}$$

Vext : Le volume extérieure : $V_{ext} = \frac{\pi \times {D_{ext}}^2}{4} \times H$

Vint : Le volume intérieure : $V_{int} = \frac{\pi \times {D_{int}}^2}{4} \times H$

H : hauteur des parois (H=4.5m).

VII.2.2.7 Volume de béton armé de coupole

$$Vcoupole = S\,coupole \times E\,couploe$$

E coupole : L'épaisseur de la coupole (E= 0.2m).

S coupole : La surface de coupole.

$$\text{S coupole} = 2\boldsymbol{\pi} \times R_{moy} \times f$$

Avec :

$$R_{moy} = \frac{{R_{int}}^2 + f^2}{2f}$$

R_{int} : rayon intérieur.

f : la flèche de coupoles.

Ci tableau résume tous les calculs du réservoir :

Tableau VII. 3 : Récapitulatif des calculs du réservoir.

Volume de décapage (m^3)	**Volume de déblai (m^3)**	**Volume de béton de propreté (sous radier) (m^3)**	**Volume de béton armé (radier) (m^3)**	**Le volume de béton armé des parois (m^3)**	**Le volume de béton armé de coupole (m^3)**
7,850	196,250	7,850	31,400	58,802	25,748

VII.3 Devis quantitatif et estimatif des travaux à réalise

Le tableau suivant donne les différents calculs du cout de revient de notre projet :

Tableau VII. 4 : Devis quantitatif et estimatif des travaux de terrassement du réseau de distribution.

N°	**Désignation des travaux**	**Unité**	**Quantité**	**Prix unitaire**	**Montant (DA)**
1	Terrassement en tranchée dans un terrain de toute nature de 1,2 m de Profondeur et de 0,7-0,9 m de largeur et 14418 m de longueur	m^3	10829,88	2100,00	22742746,29
2	Fourniture et pose d'un lit de pose en sable d'une hauteur de 0,20 m,	m^3	1804,98	2500,00	4512449,66
3	Fourniture et pose de remblai en terre soigneusement criblée sur une hauteur de 0,30 m au dessus de la génératrice supérieure de la conduite y compris toutes sujétions,	m^3	3689,05	300,00	1106713,60
4	Remblai en tout venant extrait de la tranchée en couches successives bien compactées de 0,50 m,	m3	5136,90	100,00	513690,37
5	Etalage des terres excédentaires hors du chantier vers un endroit choisi par l'administration	m3	4169,91	150,00	625485,89
Total					**29501085,82**

Tableau VII. 5 : Devis quantitatif et estimatif des travaux de reservoir.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant (DA)
1	Décapage	m3	7,85	1350,00	10597,50
2	Excavation	m3	196,25	5300,00	1040125,00
3	Béton de propreté	m3	7,85	3400,00	26690,00
4	Béton armé	m3	115,950	56000,00	6493200,00
Total					**7570612,50**

Le tableau suivant représente le devis quantitatif et estimatif de pose des canalisations et et des travaux de réalisation du réservoir. Pour le détail sur les prix des conduites voire Annexe.

Tableau VII. 6 : Devis quantitatif et estimatif de pose des canalisations du réseau.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix Unitaire	Montant (DA)
	Fourniture et pose de tuyau en PEHD -PN10 :				
1	Ø 400	ml	6,81	7967,70	54260,04
2	Ø 250	ml	1522,43	2960,00	4506392,80
3	Ø 200	ml	2395,5	1668,60	3997131,30
4	Ø 160	ml	707,4	1050,60	743194,44
5	Ø 125	ml	642,76	659,20	423707,39
6	Ø 110	ml	180,63	535,81	96783,36
7	Ø 90	ml	361,58	360,60	130385,75
8	Ø 75	ml	1680,82	319,71	537374,96
9	Ø 63	ml	4975,14	206,10	1025376,35
				Total	**11514606,39**

Tableau VII. 7 : Devis quantitatif et estimatif des travaux à réaliser-récapitulation.

Désignation des travaux	Montant (DA)
Lot N° 1 : Terrassement	29501085,82
Lot N° 2 : Canalisation et accessoires.	11514606,39
Lot N° 3 : Travaux de reservoir	7570612,50
Total général	**48586304,71**
T.V.A 17%	**8259671,80**
Total général toutes taxe s comprises	**56845976,51**

D'après cette estimation le coût du présent projet s'élevé à : Cinquante-six millions huit cent quarante-cinq mille neuf cent soixante-seize dinars algériens et cinquante et un centimes.

VII.3.1 Les différents travaux de mise en place des canalisations

L'organisation des travaux consiste à rechercher constamment, la meilleure façon d'utilisation avec économie la main d'œuvre et les autres moyens, mis en œuvre pour assurer l'efficacité de l'exécution de l'entreprise.

Tous les chantiers comportent des matériaux, des matériels, et des personnels. Il nécessite des capitaux et doit produire dans un délai fixe une construction définie par des plans, des devis et des cahiers de décharge.

VII.3.1.1 Etude préparatoire

Le but des études préparatoires est de former les renseignements nécessaires, afin de réaliser un projet avant le démarrage de chantier.

Il est indispensable de procéder à une connaissance du terrain, afin de déterminer sa nature, sa force portante, et le type de l'ouvrage qui va estimer les dépenses des travaux et des matériaux à mettre en place.

VII.3.1.2 Organisation du travail

Pour dresser un planning, on commence par décomposer l'ensemble des travaux en phases, chacune d'elle correspond à une nature de travail ou, à une partie d'ouvrage.

La construction du système d'alimentation en eau potable nécessite la réalisation des travaux suivants :

- L'adduction (par refoulement).
- Les conduites de distribution.

En ce qui concerne la réalisation des conduites d'alimentation en eau potable, il nécessite des travaux de terrassement (fourniture et pose).

VII.3.1.3 Disposition générale de chantier

Il faut porter une attention particulière sur l'accélération du chantier, et les zones d'empreintes.

- **Main d'œuvre** : Il s'agit d'étudier les possibilités locales pour les recrutements des ouvriers, et assurer les conditions des travaux.
- **Matériels** : Le choix du matériel dépend du modèle d'exécution désiré. Un planning fixant les différentes phases de la réalisation.
- **Matériaux** : L'approvisionnement général du chantier doit se faire suivant un planning établit en conformité, avec le délai des travaux et la répartition des phases d'exécution.
- **Etude de prix** : L'entrepreneur doit bien étudier le marché, et collecter tous les renseignements indispensables pour l'étude des prix. Il faut faire le choix de la méthode du travail approprié, avec la consistance du matériel utilisé, et estimer les dépenses à la main d'œuvre, des matériels, matériaux et faire les frais globaux de construction.

VII.3.1.4 Etude des conditions d'exécution

- **Le climat** : Il est intéressant de connaître le climat, pour évaluer son influence sur la période d'activité sur le chantier. La période d'hiver entraîne généralement des arrêts des chantiers qui influent sur le délai des travaux.
- **Sécurité du travail** : Les accidents de travail, accident de trajet et les maladies professionnelles imposent une influence sur la vie humaine, et une charge financière considérable. En générale, les causes d'accident sont classées en deux catégories : facteur matériel et facteur humain. Les préventions des accidents du travail nécessitent des mesures à prendre soit, avant le lancement des travaux soit pendant l'exécution, et même après l'exécution des travaux :
  - Etablissement des plans des installations de surface.
  - Désignation de personne compétente, chargée de la surveillance des travaux.

- Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel.
- Assurer le montage correct des installations du matériel.
- Assurer le bon fonctionnement de tout système de l'ouvrage.
- Nettoyage du chantier, ainsi de toute la zone d'exécution de l'ouvrage.
- Il y a lieu de prévoir un service d'infirmerie.

VII.3.1.5 Installation du chantier

Il faut choisir une bonne installation. L'entreprise chargée du projet doit installer le chantier dans un endroit, qui permet un bon contact entre les différents chantiers de l'entreprise, et faciliter l'approvisionnement.

VII.3.2 Besoins en personnels et en matériels

Pour avoir une bonne réalisation, ainsi que son exécution dans le délai approprié, l'entreprise chargée doit procéder les moyens cités dans les tableaux :

Tableau VII. 8 : Besoins en personnels

Personnels		**Nombre**
Conducteur de travaux		*2*
Chef de chantier		*2*
Chauffeur	Engin	*4*
	Transport	*4*
Manutentionnaires		*15*
Plombier		*4*
Aide-plombier		*6*
Infirmiers		*2*

Tableau VII. 9 : Besoins en matériels.

Matériels	**Nombre**
Pelle extractive	*2*
Chargeur	*2*
Camion *(10 tonnes à benne)*	*4*
Outillage	-

VII.3.3 Etablissement du planning des travaux

Avant de débuter les travaux sur le chantier, il est nécessaire d'effectuer une phase de planification. Cette étape implique une analyse théorique pour déterminer la meilleure manière d'utiliser la main-d'œuvre et d'autres ressources. L'objectif de cette planification est de garantir l'achèvement réussi de toutes les tâches en respectant les critères suivants :

- Suivi d'une séquence correcte des opérations (assurant une progression cohérente du réseau de réalisation).
- Éviter tout retard.
- Maximiser l'efficacité économique de l'ensemble du processus.

VII.3.4 Définitions des tâches et leurs durées

Les tâches de réalisation du réseau et leurs durées sont mentionnées dans le tableau (**VII.10**) :

Tableau VII. 10 : Temps de réalisation des opérations

Notation	Opération	Durée (j)
A	L'installation de chantier, décapage de la couche végétal.	25
B	Exécution des tranchées et des fouilles.	60
C	Aménagement du lit de pose (lit de sable de 20 cm d'épaisseur).	35
D	La mise en place des conduites du PEHD en tranchée.	45
E	Montage et raccordement des conduites	40
F	Faire les essais d'étanchéité pour les conduites, les Joints et les accessoires de réseau.	25
G	Remblai des tranchées.	35
H	Travaux de finition	30

VII.3.5 Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation du réseau dans le tableau (**VII.11**) :

Tableau VII. 11 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation du réseau

Opération	Succède	Précède
A	B	-
B	C,D,E	A
C	F	B
D	F	B
E	F	B
F	G	C,D,E
G	H	F
H	-	G

Les réseaux à noeuds sont représentés sur la (figure **VII.1**).

Avec :

TR : temps de réalisation

DCP : date de commencement au plus tôt

DCPP : date de commencement au plut tard DCPP = DFPP – TR

DFP : date de finition au plus tôt DFP = DCP + TR

DFPP : date de finition au plus tard

MT : marge totale MT = DFPP-DFP

DCP	*Tr*
DFP	*DCPP*
DFPP	*MT*

VII.3.6 Détermination du chemin critique

Le chemin critique se définit comme la séquence d'opérations reliant celles ayant une marge totale nulle, et il détermine la durée totale du projet (DTP).

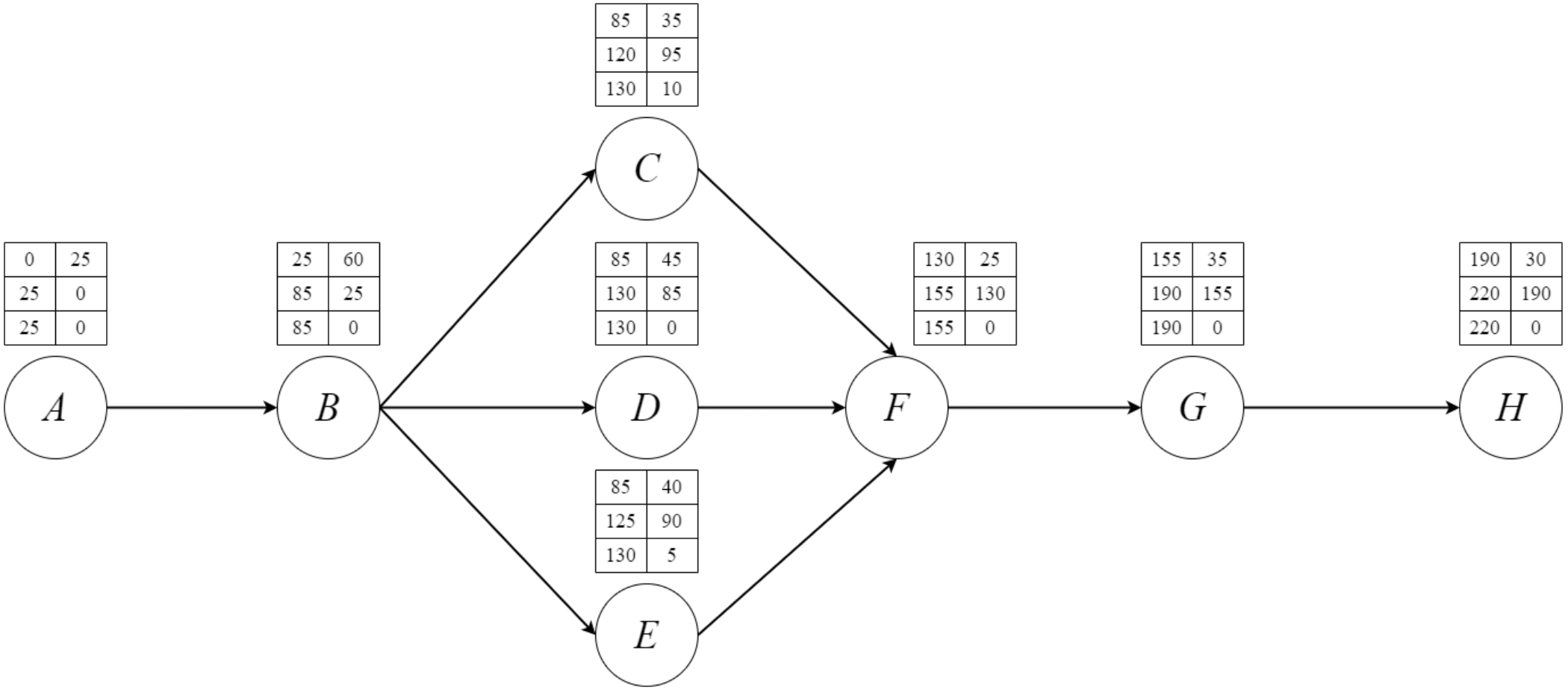


Figure VII. 1 : Réseau en noeuds pour l'organisation de l'exécution des travaux de réalisation du réseau.

- Le chemin critique : A-B-D-F-G-H
- Temps de réalisation. = 220 jours

VII.4 Conclusion

Nous avons engagé une étape cruciale de planification des travaux, essentielle pour la gestion optimale des opérations et le suivi adéquat de l'avancement du projet. Suite à cette planification, la durée estimée pour la réalisation s'élève à 220 jours.

Concernant les diverses tâches impliquées dans le projet telles que les terrassements, l'installation des canalisations ainsi que les travaux liés aux réservoirs, les coûts prévisionnels s'élèvent à un montant approximatif de 54 539 802,55 DA.

Conclusion générale

Conclusion générale

Notre étude été pour but d'étudier le comportement du système d'alimentation en eau potable de la commune d'El Alaimia (W. Mascara). Cela consiste, d'une part à relever tous les problèmes auxquels est confrontée cette agglomération en matière d'eau et de trouver des solutions adéquates à toutes les anomalies qui seront enregistrées dans la partie "diagnostic", et d'autre part à concevoir un tracé du réseau, en se basant essentiellement sur les projections de la population et ses besoins pour une durée de vie suffisante du réseau d'A.E.P projeté.

Après avoir analysé le réseau existant, nous avons identifié plusieurs anomalies telles que des pressions négatives et des vitesses d'écoulement insuffisantes, entraînant des perturbations dans la distribution d'eau aux abonnés. Ces problèmes étaient principalement causés par le vieillissement des conduites. Nous avons conclu que la capacité de stockage actuelle ne répondait pas aux besoins à long terme de la commune, avec un déficit de 90 m3.

En conséquence, il est devenu évident que le réseau actuel n'était pas en mesure de répondre aux besoins de la population à long terme, ce qui nécessitait une réhabilitation complète du réseau. Concernant les matériaux des conduites, nous avons privilégié l'utilisation du PolyÉthylène Haute Densité (PEHD) en raison des avantages qu'il offre par rapport aux autres options.

Suite à la mise en place du nouveau réseau, nous avons observé une nette amélioration de la situation, avec des pressions désormais satisfaisantes et des vitesses d'écoulement adéquates. Après une simulation sur une période de 24 heures, il est apparu que le nouveau réseau fonctionnait de manière optimale.

Enfin, nous avons procédé au calcul des coûts et des quantités estimés pour le projet, ainsi qu'à la planification du projet, déterminant ainsi le coût total et le délai nécessaire pour sa réalisation.

Bibliographie

Références Bibliographiques

BONNIN, J., 1977, « Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyen importance », Edition Eyrolles, Paris, France, 240 p.

BOUALEM, S., 1993, « Cours d'alimentation en eau potable », Ecole national supérieur de l'hydraulique, Blida, Algérie, 160p.a

DUPONT, A., 1979, « Hydraulique urbaine T2-Ouvrages de transport, élévation et de distribution des eaux », Edition Eyrolles, Paris, France, 472 p.

GOUAIDIA, 2008, « Influence de la lithologie et des conditions climatiques sur la variation des paramètres physico –chimiques des eaux d'une nappe en zone semi aride, cas de la nappe de Meskiana Nord-Est Algerien », thèse de doctorat, Option : Hydrogéologie, Universite Badji Mokhtar-Annaba, 199p.

MEHDI A. ET KHELLADI M., 2010, « L'eau en Algérie sera-t-elle gérée par des firmes étrangères? », Journal International Network Environmental Management Conflicts, Santa Catarina – Brazil, 1(1), pp. 205-212, site web :
www.igetecon.org/revista/index.php/inicio/article/download/32/pdf

REMINI B., 2010, « La problématique de l'eau en Algérie du Nord », LARHYSS Journal, n° 08, Juin 2010, pp. 27-46.

Annexe

Annexe 1 : *La variation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant.*

Heures	Nombre habitants				
(h)	Moins de 10 000	10 001 à 50 000	50001 à 100 000	Plus de 100 000	Agglomeration de type rurale
0-1	**01**	1.5	03	3.35	0.75
1-2	**01**	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	**01**	1.5	2.5	3.3	01
3-4	**01**	1.5	3.6	3.2	01
4-5	**02**	2.5	3.5	3.25	03
5-6	**03**	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	**05**	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	**6.5**	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	**6.5**	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	**5.5**	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	**4.5**	6.25	4.8	4.85	06
11-12	**5.5**	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	**07**	05	4.4	4.6	8.5
13-14	**07**	05	4.1	4.55	06
14-15	**5.5**	5.5	4.2	4.75	05
15-16	**4.5**	06	4.4	4.7	05
16-17	**05**	06	4.3	4.65	3.5
17-18	**6.5**	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	**6.5**	05	4.5	4.4	06
19-20	**5.0**	4.5	4.5	4.3	06
20-21	**4.5**	04	4.5	4.3	06
21-22	**03**	03	4.8	3.75	03
22-23	**02**	02	4.6	3.75	02
23-24	**01**	1.5	3.3	3.7	01

Annexe 2 : Le prix du mètre linéaire des conduites en PEHD suivant le catalogue de CANAPEHP



S.A.R.L CANAPEHP SOCIETE DE PRODUCTION DES TUBES EN PLASTIQUE

RC N°17/000302823 B 07 ID FISC N° :000717030282372 ART N° 17315211370

Tél.: 027 82 58 42 / 027 82 12 55 Fax: 027 82 40 01 e-mail : bhc_ao@yahoo.fr

Mob.: 05 50 76 32 66 / 05 50 76 32 67 / 07 70 50 03 67 / 06 61 30 68 45

VERITAL

ENTREPRISE PUBLIQUE ECONOMIQUE SOCIETE PAR ACTION

PRIX DE TUBES PEHD EAU POTABLE : PN 06

Référence	Désignation	Diamètre EX	Epaisseur	Pression	PrixH.T-ML	Prix T.T.C-ML
355.002.016.1	TUBE PEHD PE 80	16	/	06 BARS	,,,,	,,,,
355.002.020.1	TUBE PEHD PE 80	20	2	06 BARS	,,,,	,,,,
355.002.025.1	TUBE PEHD PE 80	25	2	06 BARS	36,00	42,12
355.002.032.1	TUBE PEHD PE 80	32	2	06 BARS	47,50	55,58
355.002.040.1	TUBE PEHD PE 80	40	2	06 BARS	63,50	74,30
355.002.050.1	TUBE PEHD PE 80	50	2.4	06 BARS	90,80	106,24
355.002.063.1	TUBE PEHD PE 80	63	3.0	06 BARS	145,00	169,65
355.002.075.1	TUBE PEHD PE 80	75	3.6	06 BARS	204,00	238,68
355.002.090.2	TUBE PEHD PE 100	90	3.5	06 BARS	268,50	314,15
355.002.110.2	TUBE PEHD PE 100	110	4.2	06 BARS	356,40	416,99
355.002.125.2	TUBE PEHD PE 100	125	4.8	06 BARS	472,50	552,83
355.002.160.2	TUBE PEHD PE 100	160	6.2	06 BARS	740,00	865,80
355.002.200.2	TUBE PEHD PE 100	200	7.7	06 BARS	1 150,60	1 346,20
355.002.250.2	TUBE PEHD PE 100	250	9.6	06 BARS	1 780,00	2 082,60
355.002.315.2	TUBE PEHD PE 100	315	12.1	06 BARS	2 780,00	3 252,60
355.002.400.2	TUBE PEHD PE 100	400	15.3	06 BARS	5 004,00	5 854,68

PRIX DE TUBES PEHD EAU POTABLE : PN 10

Référence	Désignation	Diamètre EX	Epaisseur	Pression	PrixH.T-ML	Prix T.T.C-ML
355.004.016.1	TUBE PEHD PE 80	16	2,0	10 BARS	,,,,	,,,,
355.004.020.1	TUBE PEHD PE 80	20	2,0	10 BARS	29,36	34,35
355.004.025.1	TUBE PEHD PE 80	25	2,0	10 BARS	38,73	45,31
355.004.032.1	TUBE PEHD PE 80	32	2,4	10 BARS	54,08	63,27
355.004.040.1	TUBE PEHD PE 80	40	3,0	10 BARS	85,49	100,02
355.004.050.1	TUBE PEHD PE 80	50	3,7	10 BARS	134,42	157,27
355.004.063.1	TUBE PEHD PE 80	63	4,7	10 BARS	206,10	241,14
355.004.075.1	TUBE PEHD PE 80	75	5,6	10 BARS	319,71	374,06
355.004.090.2	TUBE PEHD PE 100	90	5,4	10 BARS	360,60	421,90
355.004.110.2	TUBE PEHD PE 100	110	6,6	10 BARS	535,81	626,90
355.004.125.2	TUBE PEHD PE 100	125	7,4	10 BARS	659,20	771,26
355.004.160.2	TUBE PEHD PE 100	160	9,5	10 BARS	1 050,60	1 229,20
355.004.200.2	TUBE PEHD PE 100	200	11,9	10 BARS	1 668,60	1 952,26
355.004.250.2	TUBE PEHD PE 100	250	14,8	10 BARS	2 530,00	2 960,00
355.004.315.2	TUBE PEHD PE 100	315	18,7	10 BARS	4 020,00	4 703,40
355.004.400.2	TUBE PEHD PE 100	400	23,7	10 BARS	6 810,00	7 967,70

PRIX DE TUBES PEHD EAU POTABLE : PN 16

Référence	Désignation	Diamètre EX	Epaisseur	Pression	PrixH.T-ML	Prix T.T.C-ML
355.006.016.1	TUBE PEHD PE 80	16	2,0	16 BARS	,,,,	,,,,
355.006.020.1	TUBE PEHD PE 80	20	2,3	16 BARS	31,80	37,21
355.006.025.1	TUBE PEHD PE 80	25	3,0	16 BARS	49,50	57,92
355.006.032.1	TUBE PEHD PE 80	32	3,6	16 BARS	77,00	90,09
355.006.040.1	TUBE PEHD PE 80	40	4,5	16 BARS	110,50	129,29
355.006.050.1	TUBE PEHD PE 80	50	5,6	16 BARS	180,00	210,60
355.006.063.1	TUBE PEHD PE 80	63	7,1	16 BARS	288,00	336,96
355.006.075.1	TUBE PEHD PE 80	75	8,4	16 BARS	390,00	456,30
355.006.090.2	TUBE PEHD PE 100	90	8,2	16 BARS	505,00	590,85
355.006.110.2	TUBE PEHD PE 100	110	10	16 BARS	740,00	865,80
355.006.125.2	TUBE PEHD PE 100	125	11,4	16 BARS	932,00	1 090,44
355.006.160.2	TUBE PEHD PE 100	160	14,6	16 BARS	1 540,00	1 801,80
355.006.200.2	TUBE PEHD PE 100	200	18,2	16 BARS	2 380,00	2 784,60
355.006.250.2	TUBE PEHD PE 100	250	22,7	16 BARS	3 750,00	4 387,50
355.006.315.2	TUBE PEHD PE 100	315	28,6	16 BARS	5 740,00	6 715,80
355.006.400.2	TUBE PEHD PE 100	400	36,3	16 BARS	9 060,00	10 600,20