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"
ⴰⵢⵙⵙⴰⵏ ⴰⵢⵏⵏⴰⵍ ⵉⵎⵉⵣⵡⴰⵔⵏ ⵏ ⵜⵙⵙⵓⵏⵉⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

Conception du réseau d'alimentation en eau potable Du POS N° 01 Mahdia (W.Tiaret)

Présenté par :
AMARI Mohamed Younes

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
AMMARI Abdelhadi	M.C.A	Président
BELLABAS/CHARIFI Salima	M.C.B	Examinateur
BOUNNAH Younes	M.A.A	Examinateur
SALHI Chahrazed	M.C.B	Promoteur

Session Novembre 2023

Remerciement

*Nous remercions **ALLAH** le tout puissant d'avoir nous donner le courage, lavolonté et la patience pour dépasser toutes les difficultés et pour réaliser ce travail.*

*Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à ma directrice de mémoire, Madame **SALHI CHAHRAZED**. Je la remercie de m'avoir encadré, orienté, aidé etconseillé.*

J'adresse mes sincères remerciements à tous mes enseignants de l'ENSH,intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leursconseils et leurs critiques ont guidé mes réflexions et ont accepté de me rencontrer et de répondre à mes questions durant mes recherches.

Ensuite, je remercie chaleureusement les membres du jury qui ont accepté de juger ma mémoire de fin d'études.

Je remercie mes très chers parents et mes frères, qui ont toujours été là pourmoi Pour leurs encouragements.

Enfin, je remercie mes amis qui ont toujours été là pour moi. Leur soutien inconditionnel et leurs encouragements ont été d'une grande aide, je présentemes remerciements, mon respect et ma gratitude.

Dédicace

A l'occasion de cette journée mémorable qui clôture le cycle de mes études, je dédie mon travail :

A l'homme de ma vie, mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir ; ***mon père .***

A la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et Mon bonheur ; ***maman*** *que j'adore.*

Je tiens à exprimer ma gratitude envers les personnes qui ont toujours été présentes pour moi, m'apportant leur aide et leurs encouragements tout au long de mon parcours académique. Mes chères sœurs ***IKRAM , SALSABIL , RIMAH , NOUR EL YAKINE*** *et* ***MEBARKA .****Je vous dédie ce travail de tout cœur.*

Mes chers amis, collègues d'études et compagnons fidèles ***BESMA , MOKHTAR , SAID , MEHDI , ALI , SAMI , SOUFIANE , NOUREDDINE , RAMZI, OMAR et AHMED*** *Qui n'ont pas cessé de me conseiller, et soutenir tout au long de mes études. Que dieu les protège et leurs Offre la chance le bonheur.*

A toute la famille ***AMARI*** *et* ***MERKATI****.*

Et bien sûr à Mon promoteur Madame **SALHI CHAHRAZED**

A mes collègues et professeurs de l'ENSH

ملخص :

تتضمن هذه المذكرة دراسة تتعلق بالمدينة الجديدة للقطب الحضري الجديد المتواجد بمخطط شغل الأراضي رقم01 التابع لبلدية مهدية ولاية تيارت. تهدف هذه الدراسة الى تصميم نظامين ؛ نظام إمدادات مياه الشرب لتزويد هذه المدينة الجديدة وتلبية حاجيات سكانها الجدد عن طريق المصدر المائي المتوفر الذي هو عبارة عن خزان مؤقت ذو سعة كبيرة، ونظام الامداد من المصدر المتاح الى خزان توزيع المياه.

الكلمات المفتاحية: .

المدينة الجديدة، القطب الحضري الجديد، مخطط شغل الأراضي رقم 01 ، نظام إمدادات مياه الشرب، خزان مؤقت، نظام الامداد، خزان توزيع المياه.

Résumé :

Ce mémoire porte sur l'étude de la nouvelle ville dans le nouveau pôle urbain situé dans le plan d'occupation des sols numéro 01 de la commune de Mahdia, dans la wilaya de Tiaret. L'objectif de cette étude est de concevoir deux systèmes : un système d’alimentation en eau potable pour fournir cette nouvelle ville et répondre aux besoins de sa population nouvellement installée, à partir de la source d'eau disponible qui est un réservoir tampon de grande capacité, et un système d’adduction de la source disponible vers le réservoir de distribution d'eau.

Mots-clés :

Nouvelle ville, nouveau pôle urbain, plan d'occupation des sols numéro 01, système d'alimentation en eau potable, réservoir tampon, système d’adduction, réservoir de distribution d'eau.

Summary:

This dissertation focuses on the study of the new city in the new urban hub located in land use plans number 01 in the municipality of Mahdia, in the Tiaret province. The objective of this study is to design two systems: a drinking water supply system to cater to the needs of this new city and its newly settled population, utilizing the available water source which is a large capacity buffer tank, and a system to convey the water from the available source to the water distribution tank.

Keywords:

New city, new urban hub, land use plans number 01, drinking water supply system, buffer tank, conveying system, water distribution tank.

Table des matières

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction 1
I.1 Situation géographique : 1
I.2 Situation administrative ; 1
I.3 Situation topographique : 2
I.4 Situation géologique : 2
I.5 Situation climatique : 2
I.5.1 Climat : 2
I.5.2 Température : 2
I.5.3 Pluviométrie : 3
I.5.4 Vitesse du vent : 3
I.6 Séismicité : 4
I.7 Situation hydraulique : 5
I.8 Réseau d'Alimentation en eau potable de la zone d'étude: 5
Conclusion 6

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Introduction 7
II.1 Répartition de la population : 7
II.2 Evaluation de la population future : 7
II.2.1 Estimation de la population future : 7
II.3 Estimation des besoins en eau : 8
II.3.1 Consommation moyenne journalière: 8
II.3.2 Calcul des besoins en eau pour chaque catégorie deconsommateur : 8
II.3.2.1 Les besoins en eau domestique : 8
II.3.2.2 Besoins scolaires : 8
II.3.2.3 Besoins en loisir et santé : 9
II.3.2.4 Besoins administratifs et culturels : 10
Le tableau suivant détermine les besoins administratifs et culturels : 10
II.3.2.5 Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération : 10
II.4 Etude des variations de la consommation 11
II.4.1 La consommation maximale et minimale journalière : 11
II.4.2 Etude les variations des débits horaires : 12
II.4.2.1 Débit moyen horaire : 12
II.4.2.2 Débits maximum et minimum horaires : 12

II.4.2.3 Evaluation de la consommation horaire 15
Conclusion 18

Chapitre III : Etude de stockage

Introduction 19
III.1 Le rôle des réservoirs 19
III.2 Emplacement des reservoirs 19
III.3 Classification des réservoirs : 20
III.4 Choix de la forme et du type du réservoir : 20
III.5 Les avantages de la mise en place d'un château d'eau : 20
III.6 Détermination de la capacité des réservoirs: 21
III.6.1 Principe du calcul : 21
III.6.1.1 La méthode analytique : 21
III.6.1.2 La méthode graphique : 22
III.7 Dimensions du réservoir projeté 24
III.7.1 Les dimensions générales d'un château d'eau: 24
III.8 La hauteur du château d'eau: 25
III.9 Equipements hydraulique 26
III.9.1 Conduite d'arrivée ou alimentation : 26
III.9.2 Conduite de départ ou de distribution : 26
III.9.3 Conduite du trop-plein : 27
III.9.4 Conduites de vidange : 27
III.9.5 Conduit by-pass : 28
III.9.6 Système de matérialisation de la réserve d'incendie : 28
Conclusion 30

Chapitre IV : Etude de l'adduction

Introduction 31
IV.1 Types d'adduction : 31
IV.1.1 Adduction gravitaire : 31
IV.1.2 Adduction par refoulement : 31
IV.1.3 Adduction mixte : 31
IV.2 Choix du tracé : 31
IV.3 Choix des matériaux de canalisation : 32
IV.4 Calcul hydraulique : 32
IV.4.1 Dimensionnement des paramètres de la conduite : 32
IV.5 Protection contre le coup de bélier : 34
Conclusion 35

Chapitre V: Réseau de distribution

Introduction 36
V.1 Les types de réseau : 36
V.1.1 Réseau ramifié : 36
V.1.2 Réseau maillé : 37
V.1.3 Réseaux étagés : 37
V.2 Conception d'un réseau : 37
V.2.1 Principe de tracé du réseau : 37
V.3 Choix du système de distribution : 38
V.4 Choix du type de matériaux : 38
V.4.1 Tuyaux en P.E.H.D 38
V.5 Calcul hydraulique du réseau de distribution : 39
V.5.1 Débits : 39
V.5.2 Pression : 39
V.5.3 Choix du diameter: 40
V.6 Calcul des débits de dimensionnement : 40
V.6.1.1 Cas de pointe : 40
V.6.1.2 Débit de point : 40
V.6.1.3 Débit spécifique : 41
V.6.1.4 Débit en route de chaque tronçon : 41
V.6.1.5 Détermination des Débits aux nœuds : 41
V.6.2 Cas de pointe +incendie : 44
V.7 Détermination des paramètres hydrauliques du réseau : 44
V.7.1 Cas de pointe : 44
V.7.1.1 Résultats de simulation (cas de pointe) : 50
V.7.2 Cas de pointe +incendie : 50
V.7.2.1 Résultats de simulation (cas de pointe+incendie) : 56
V.8 Type de canalisation : 56
V.9 Pression : 56
Conclusion 57

Chapitre VI : Pose de conduite et accessoires

Introduction 58
VI.1 Pose de canalisation : 58
VI.1.1 Principe de pose des canalisations : 58
VI.1.1.1 Pose selon la nature de terrain : 58

VI.1.1.2 Pose selon la nature des conduites : 59
VI.2 Critères de choix des canalisations: 59
VI.2.1 Choix des canalisations en fonction du liquide transporté : 59
VI.2.2 Choix des canalisations en fonction du type de sol : 60
VI.3 Type de canalisation : 60
VI.3.1 Tubes PEHD : 60
VI.4 Pose des conduites : 61
VI.4.1 Pose des canalisations en tranchée ouverte : 61
VI.4.2 Pose de canalisation dans un terrain ordinaire : 61
VI.4.3 Butée et amarrage : 62
VI.5 Mise en Œuvre : 63
VI.5.1 Excavation des tranchées : 63
VI.5.1.1 Largeur de la tranchée : 63
VI.5.1.2 La profondeur de la tranchée : 63
VI.5.1.3 Lit de sable : 64
VI.5.1.4 L'enrobage : 64
VI.5.1.5 Le remblayage supérieur : 64
VI.5.2 Systèmes de raccordement : 64
VI.5.2.1 Raccordement par accessoires électro-soudables : 65
VI.5.2.2 Raccordement par accessoires à compression (mécanique) : 65
VI.5.3 Désinfection du réseau : 66
VI.6 Les accessoires et pièces spéciales en AEP : 66
VI.6.1 Rôle des organes accessoires : 66
VI.6.2 Les Robinets-Vannes : 66
VI.6.2.1 Les vannes de sectionnement : 67
VI.6.3 Choix du type de vannes : 68
VI.6.3.1 Les vannes de régulation : 68
VI.6.3.2 Pièces spéciales de raccordement : 70
VI.6.3.3 Les évaluations de pression et de débit : 73
Conclusion 75

Chapitre VII : Organisation de chantier

Introduction 76
VII.1 Concept de l'organisation sur le Chantier : 76
VII.2 Réalisation du réseau d'AEP : 76

VII.2.1 Implantation des tracés des tranchées sur le terrain : 77
VII.2.1.1 Matérialisation : 77
VII.2.1.2 Le nivellement : 77
VII.2.2 Excavation des tranchées : 77
VII.2.3 Aménagement du lit de pose des conduites : 78
VII.3 Les opérations pour la réalisation du réseau : 78
VII.3.1 Calcul de la profondeur de la tranchée Htr 78
VII.3.2 Calcul de la Largeur de la tranchée : 78
VII.3.3 Calcul le volume de Décapage 79
VII.3.4 Calcul du volume de déblai : 79
VII.3.5 Calcul du volume de sable nécessaire pour le lit de pose : 80
VII.3.6 Calcul du volume de conduite : 80
VII.3.7 Calcul du remblaiement des tranchées : 81
VII.3.8 Calcul de foisonnement initial et final : 82
VII.3.9 Calcule de réservoir : 82
VII.3.9.1 le diamètre extérieur : 83
VII.3.9.2 le volume de décapage : 83
VII.3.9.3 le volume de déblai : 83
VII.3.9.4 Le volume de béton de propreté (sous radier) : 83
VII.3.9.5 Volume de béton armé (radier) : 83
VII.3.9.6 Le volume de béton armé de coupole : 84
VII.4 Les engins utilisés : 84
VII.5 Protection et sécurité de travail : 85
VII.5.1 Origines des incidents professionnels sur un chantier hydraulique : 85
VII.5.1.1 Facteurs humains : 85
VII.5.1.2 Facteurs matériels : 86
VII.5.2 Liste des conditions dangereuses : 86
VII.5.3 Liste des actions dangereuses : 86
VII.5.4 Mesures préventives pour éviter les causes des accidents : 87
VII.5.4.1 Protection individuelle : 87
VII.5.4.2 Protection collective : 87
VII.6 Réorganisation de la Planification des Travaux du Réseau de Distribution : 88
VII.6.1 Principe de la méthode PERT : 89
VII.6.1.1 Construction du réseau : 89
VII.6.2 Détermination du chemin critique : 89
VII.6.2.1 Méthode CPM : 89

VII.7 Devis estimatif d'établissement du projet 92
Conclusion 95
Conclusion générale 96
Référencesbibliographique……97
Annexe…….99

Listes de figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I. 1 : Carte de situation géographique Mahdia..... 1
Figure I. 2: Variations mensuelles des températures station Ain Bouchekif (1986-2018). 3
Figure I. 3:Carte des zones sismiques en Algérie 4
Figure I. 4: plans de Situation du pos 01 dans le périmètre urbain 6

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Figure II. 1: Graphique de consommation de la zone d'étude……...17
Figure II. 2:Courbe de la consommation intégrale ..……...17

Chapitre III : Etude de stockage

Figure III. 1 : La courbe d'apport et la courbe de consommation totale. 22
Figure III. 2 : Les dimensions générales d'un château d'eau..... 24
Figure III. 4 : la hauteur du château d'eau par apport bâtiment. 26
Figure III. 5: point de départ de la conduite de distribution 27
Figure III. 6:conduite de vidange et de trop-plein. 27
Figure III. 7: système by pass. 28
Figure III. 8: système d'incendie a deux prises 29
Figure III. 9: Équipements du château d'eau. 29

Chapitre V: Réseau de distribution

Figure V. 1 : réseau ramifié..... 36
Figure V. 2: Réseau maillé..... 37
Figure V. 3: Le schéma global de la répartition des vitesses dans le réseau cas de pointe. 47
Figure V. 4: Le schéma global de la répartition des pressions dans le réseau en cas de pointe. 48
Figure V. 5: Distribution des pressions dans le réseau projeté (cas de pointe). 49
Figure V. 6: Distribution des vitesses dans le réseau projeté (cas de pointe)..... 49
Figure V. 8 : Le schéma global de la répartition des vitesses dans le réseau cas de pointe + incendie 53
Figure V. 9 : Le schéma global de la répartition des pressions dans le réseau en cas de pointe+ incendie..... 54
Figure V. 10 :Distribution des vitesses dans le réseau projeté (cas de pointe + incendie). 55
Figure V. 11 : Distribution des pressions dans le réseau projeté (cas de pointe + incendie). 55

Chapitre VI : Pose de conduite et accessoires

Figure VI. 1 : marquage du tube en PEHD. 60
Figure VI. 2: pose de canalisation dans un terrain ordinaire. 62
Figure VI. 3: butée et amarrage..... 62
Figure VI. 4 : La profondeur de la fouille. 64
Figure VI. 5: Raccordement par accessoires électro-soudable..... 65
Figure VI. 6 : raccorde d'adaptation 65

Figure VI. 7: coude mal filete. 65
Figure VI. 8 : les robinets –vannes opercule. 67
Figure VI. 9: Robinet à papillon à brides. 68
Figure VI. 10:Les différents types de clapets 69
Figure VI. 11:fonctionnement d'une ventouse. 69
Figure VI. 12: Le poteau d'incendie. 70
Figure VI. 13: Coude. 71
Figure VI. 14: Tés à 3 Brides. 71
Figure VI. 15: Cône à bride. 72
Figure VI. 16:manchons pour tube PEHD 72
Figure VI. 17:Manomètre à membrane. 73
Figure VI. 18:Manomètre à soufflet. 73
Figure VI. 19:Manomètre à capsule. 73
Figure VI. 20:Diaphragme. 74
Figure VI. 21: Tube de Venturi. 74
Figure VI. 22:Tuyère. 75

Chapitre VII : Organisation de chantier

Figure VII. 1: Exemples de moyens de protection. 87
Fig**ure VII. 2**: Réseaux à nœuds et calcul du temps de réalisation du réseau d'adduction et distrubition 92

Listes des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I. 1: Les températures moyennes mensuelles de la station d'Ain Bouchekif 2
Tableau I. 2: Pluie moyenne mensuelle (1986-2018) 3
Tableau I. 3: Vitesse moyenne et maximale du vent (2018). 4
Tableau I. 4: Caractéristique des forages 5

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Tableau II. 1: évaluation d la population aux différents horizons d'étude. 8
Tableau II. 2: Besoins domestiques. 8
Tableau II. 3:besoins en eau scolaires. 9
Tableau II. 4: Besoins loisir et santé 9
Tableau II. 5:les besoins administratifs et culturels 10
Tableau II. 6: Besoins moyens de l'agglomération de la zone d'étude à l'horizon (2053). 10
Tableau II. 7 : Récapitulatif des débits journalières Q_{moyj}, Q_{maxj}, Q_{minj} 12
Tableau II. 8: Variation du coefficient βmax. 13
Tableau II. 9: Coefficient d'irrégularité horaire pour notre cas. 13
Tableau II. 10 : Variation du coefficient βmin 14
Tableau II. 11:coefficient d'irrégularité horaire de la zone d'étude 14
Tableau II. 12:Répartition des débits horaires 16

Chapitre III : Etude de stockage

Tableau III. 1 :Détermination de la capacité du stockage nécessaire..... 23

Chapitre IV : Etude de l'adduction

Tableau IV. 1: Récapitulation de calcul des diamètres. 34
Tableau IV. 2: Résultat du calcul de la période de retour de l'onde de déformation. 35

Chapitre V: Réseau de distribution

Tableau V. 1 : Calcul des débits nodaux du réseau projeté cas de pointe 42
Tableau V. 2: Calcul des débits nodaux du réseau projeté cas de pointe (suite). 43
Tableau V. 3: Calcul des débits nodaux du réseau projeté cas de pointe (suite). 44
Tableau V. 4:Résultat des Caractéristiques Hydrauliques et diamètres des tronçons (cas de pointe)..... 44
Tableau V. 5: Résultat des Caractéristiques Hydrauliques et diamètres des tronçons (cas de pointe). (suite). 45
Tableau V. 6: Cotes et pression de chaque nœud (cas de pointe). 46
Tableau V. 7:Résultat des Caractéristiques Hydrauliques et diamètres des tronçons (cas de pointe + incendie). 50
Tableau V. 8 : Résultat des Caractéristiques Hydrauliques et diamètres des tronçons (cas de pointe + incendie) (suite) 51
Tableau V. 9: Cotes et pression de chaque nœud (cas de pointe+incendie) suite. 51

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII. 1: Calcul du volume de décapage et volume de déblai (réseau). 79
Tableau VII. 2: Calcul du volume de sable. 80
Tableau VII. 3: Calcul du volume de conduite. 80
Tableau VII. 4: Calcul du volume des remblais (réseau). 81
Tableau VII. 5: calcul de volume de (décapage , déblai) réservoir. 84
Tableau VII. 6: Temps de réalisation des opérations de réseau d'adduction et distribution. . 90
Tableau VII. 7: Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération du réseau 91
Tableau VII. 8: Détermination des délais. 91
Tableau VII. 9: Devis estimatif de l'établissement des conduites et les ouvrages. 93

Liste des planches

Planche 1 : Plan de masse avec tracé du réseau de distribution

Planche 2 : Plan du réservoir surélevé de 1500 m3

Planche 3 : Profil en long de la conduite de distribution principale

Planche 4 : Détail des nœuds

Introduction Générale

INTRODUCTION GENERALE

Le POS N°01 de la commune de Mahdia, située dans la wilaya de Tiaret, font partie du projet de la nouvelle ville du pôle urbain, ce qui implique la construction de nouvelles habitations et de nouveaux équipements de tous genre répondant aux besoins et aux activités de la population. L'approvisionnement en eau étant nécessaire pour les agglomérations, nous réalisons cette étude dont le but est de concevoir un système d'alimentation en eau potable pour assurer une vie confortable aux habitants de cette nouvelle ville.

Notre étude sera structurée en plusieurs chapitres afin de fournir une analyse approfondie de notre projet. Tout d'abord, nous débuterons par une introduction à la zone d'étude, offrant une vue d'ensemble du site. Cette étape est cruciale, car elle établit le contexte nécessaire avant d'entreprendre les calculs hydrauliques, en mettant l'accent sur l'acquisition des données de reconnaissance de la zone d'étude. En second lieu, nous nous pencherons sur l'estimation des besoins en eau potable ou les besoins en eau de la population ciblée par notre étude. Cette étape permettra de déterminer les exigences fondamentales en termes de quantité d'eau nécessaire pour répondre aux besoins locaux. Le troisième chapitre abordera l'étude approfondie des réservoirs, en mettant l'accent sur leur fonction, leur localisation et leur classification. Cette section sera suivie par une évaluation de la capacité du réservoir d'alimentation, contribuant ainsi à la planification efficace de la gestion des ressources hydriques. Le quatrième chapitre traitera spécifiquement de l'étude de l'adduction, en détaillant le transfert de l'eau depuis un réservoir tampon vers un réservoir d'alimentation, également connu sous le nom de château d'eau. Par la suite, nous consacrerons notre attention au dimensionnement du réseau de distribution d'eau dans le cinquième chapitre. Cette étape technique impliquera le dimensionnement du réseau, en mettant l'accent sur les pressions au sol en relation avec le niveau de construction, et en visant des vitesses dans la fourchette recommandée. Le sixième chapitre sera dédié à l'étude de la pose de canalisation et des accessoires, couvrant les aspects pratiques de la mise en place du réseau de distribution. En septième lieu, nous examinerons l'organisation des opérations nécessaires à la réalisation de notre projet. Enfin, consistera en un devis estimatif et quantitatif des différents travaux, offrant une perspective financière globale de notre projet. Cette structure en chapitres permettra une approche méthodique et complète de l'étude, couvrant tous les aspects essentiels de la planification et de la mise en œuvre du système de distribution d'eau.

Le but de tout ce qui vient d'être exposé est de répondre confortablement à la demande de la population à l'horizon 2053, qui croit en même temps que l'évolution démographique.

Chapitre I :
Présentation de la zone d’étude

Introduction :

Le but de ce chapitre est de donner un aperçu de la zone d'étude, de la géographie, de la topographie, de l'hydrologie, de la géologie et du climat, et cette étape nous permet de faciliter le travail pendant la préparation de l'étude et même pendant sa réalisation.

Pour que la taille du réseau de distribution d'eau potable soit adéquate, une information fiable sur la zone d'étude doit être recueillie. Nous serons ainsi en mesure de répondre aux besoins en eau des gens.

I.1 Situation géographique :

La commune de de MAHDIA est située au Nord-est de la wilaya de Tiaret Localisée au milieu du plateau du Sersou., s'étend sur une superficie de 143.01 km².

Les Coordonnées géographiques de Mahdia sont :

Latitude : 35°25'47" N

Longitude : 1°45'11" E

I.2 Situation administrative ;

Il est éloigné de la ville principale de wilaya de 40 kilomètres sa position sur laroute nationale n°40 lui confère un rôle de centre relai

Elle est limitée administrativement par :

- **Au Nord** par la wilaya de Tissemsilt
- **Au Sud** par la commune d'Ain-Dzarit
- **A l'Est** par la commune de Hamadia
- **A l'Ouest** par la commune de Sebaine

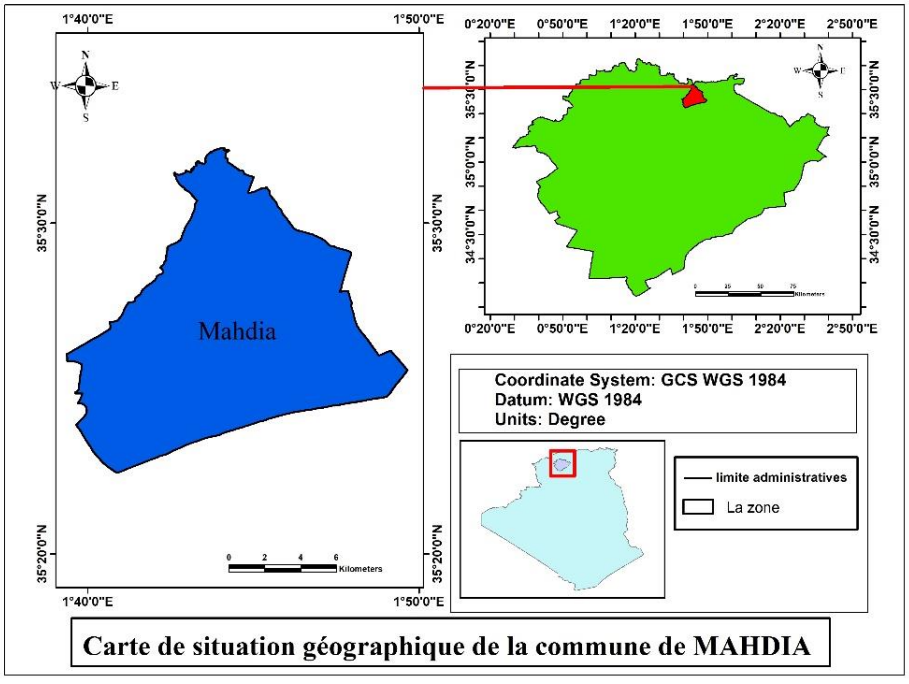


Figure I. 1 : Carte de situation géographique Mahdia

I.3 Situation topographique :

La commune de Mahdia est située sur un territoire nommé les hauts plateaux « le plateau de sersou » orienté Est-Ouest dépression longue et large, compris entre deux arêtes montagneuses parallèles l'OUERSENIS au Nord- le Djebel Nador au Sud et ses prolongements orientaux aux Djebels Goudjila – Metales et Benhammad.

L'altitude de la commune est relativement élevée avec une moyenne de 900- 910 mètres.

I.4 Situation géologique :

Le plateau de sersou correspond à un vaste synclinal comblé par des dépôts du crétacé et du tertiaire.

Au sud ce synclinal est limité par le vaste anticlinorium du Djebel Nador, le noyau anticlinal dans l'alignement des Djebels Nesour et plus à l'Est des Djebels Metales est marqué par un important accident relevant, les formations du lias et provoquant d'importants pointements de trias.

Sur le territoire de la commune le recouvrement est constitué dans une grande épaisseur par des couches superposées pliocène continental poudingue et calcaires.

Une étude géologique et géotechnique plus détaillée sera abordée dans les prochaines phases d'étude.

I.5 Situation climatique :

I.5.1 Climat :

D'une manière générale la zone de Mahdia appartient à l'étage bioclimatique semi-aride,les précipitations annuelles sont comprises entre 300 et 400 mm, le vent du nord-ouestprédomine, et il y a souvent du gel blanc en hiver.

I.5.2 Température :

Voici une représentation du tableau qui offre une perspective sur les températures mensuelles dans la région de MAHDIA :

Tableau I. 1: Les températures moyennes mensuelles de la station d'Ain Bouchekif (1986-2018)

MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUIL	AOU	MOY
Tmoy (°C).	22.67	18.03	11.28	7.41	7.39	8.5	10.95	15.02	20.30	24.18	28.65	27.97	16.87

Source : DRE TIARET 2023

Que l'on puisse affirmer :

- Le mois le plus froid de l'année est janvier, avec une température moyenne avoisinant de 8°c ;
- Les mois de juillet et août sont les plus chauds avec des températures moyennes de 27°c.

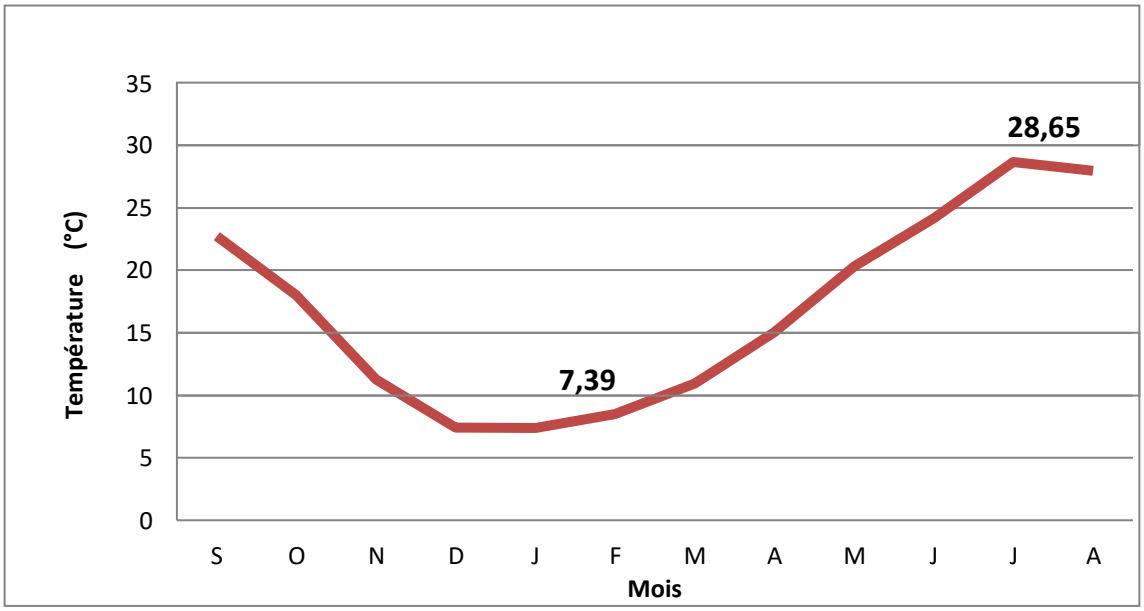


Figure I. 2: Variations mensuelles des températures station Ain Bouchekif (1986-2018).

I.5.3 Pluviométrie :

La pluviométrie annuelle présente une irrégularité interannuelle caractérisée par desdéviations significatives d'une année à l'autre.

Tableau I. 2: Pluie moyenne mensuelle (1986-2018)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou
Précipitation (Mm/an)	19	40	56	62	60	59	50	45	39	07	02	05

Source : DRE TIARET 2023

La saison pluviale correspond au mois de Novembre- Décembre- Janvier et Février. Donc c'est essentiellement en hiver

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

I.5.4 Vitesse du vent :

La vitesse du vent moyenne annuelle est de (4.4 m/s) .Elle est élevée au mois de janvier et peut atteindre 5 m/s printemps. Elle chute jusqu'à 3.8 m/s en période d'été. La distribution

moyenne mensuelle et annuelle de la vitesse du vent est illustrée dans le tableau suivant :

Tableau I. 3: Vitesse moyenne et maximale du vent (2018).

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	MOY
V moy (m/s)	13,1	13,5	12,7	13,1	12,3	12,8	13,5	13,9	13,5	13,4	14,0	14,0	13,3
V max (m/s)	24,6	26,3	24,7	26,1	25,7	28,9	27,7	26,3	24,8	23,3	27,6	24,6	25,9

Source : DRE 2023

I.6 Séismicité :

En tant que pays méditerranéen, l'Algérie se trouve exposée à des niveaux variables d'activité sismique.

Selon les directives parasismiques en vigueur en Algérie depuis 1999, le territoire algérien est segmenté en quatre catégories de zones sismiques :

Zone 0 : sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible

Zone IIa : sismicité moyenne

Zone IIb : sismicité moyenne

Zone III : sismicité élevée

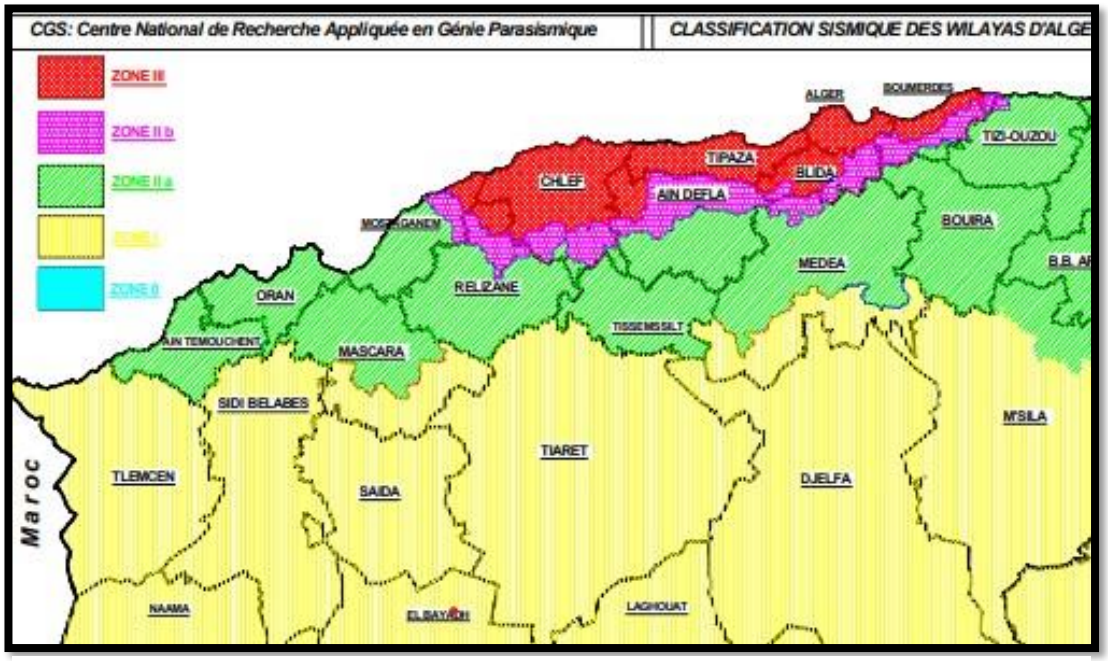


Figure I. 3: Carte des zones sismiques en Algérie

Source : [RPA99 VERSION 2003 Carte zonage sismique d'Algerie (indesengineering.com)]

La localité de MAHDIA est positionnée dans une région où la sismicité est peu élevée, étant ainsi classée en zone 1 selon la classification du RPA version 2003 (Règlement Parasismique Algérien).

I.7 Situation hydraulique :

La ville de Mahdia s'alimente actuellement à partir de quatre (04) forages ,totalisant **49 l/s** , toutefois ce débit demeure insuffisant au regard de la demande croissante de la population qui nécessite un apport de **19 l/s** . Il est à signaler qu'un autre forage d'un débit de **25l/s** est en cours d'exploitation. La situation actuelle se présente comme suit :

Tableau I. 4: Caractéristique des forages

Forages	**Débit l/s**
F 24	20 l/s
F 25	17 l/s
F 28	6 l/s
F. ERIAD	6 l/s
F 25	25 l/s (en cours)

Source : Subdivision de l'hydraulique de Mahdia

I.8 Réseau d'Alimentation en eau potable de la zone d'étude:

Au sein du périmètre de la ville de MAHDIA, la région examinée concerne la périphérie, désignée en tant que POS N°01. Cette zone fait partie intégrante de l'analyse du plan directeur d'aménagement et d'urbanisme. Couvrant une superficie de 65 hectares, elle est située dans la partie Nord-est de l'ACL. Les frontières de cette zone sont définies par les suivantes :

Au Nord, par la commune de HAMMADIA

Au Sud ,par pos 02

A l'Est, par pose 0A

l'Ouest, par pose 05

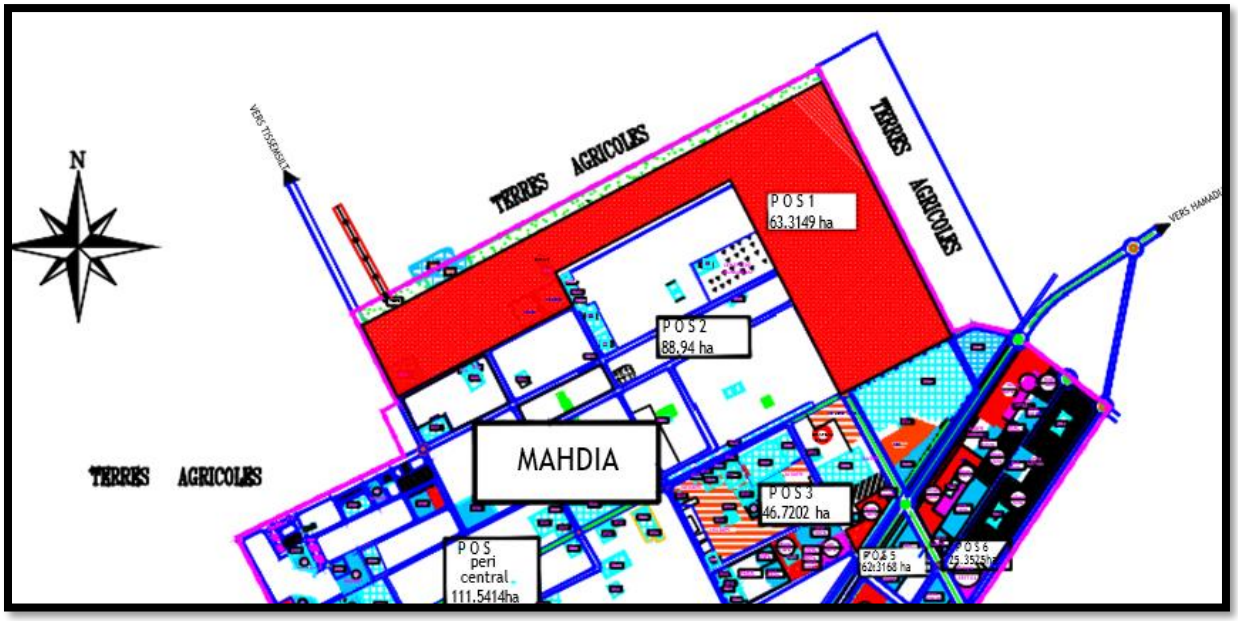


Figure I. 4: plans de Situation du pos 01 dans le périmètre urbain

Conclusion :

A la lumière de l'étude de ce chapitre, nous avons eu des informations sur les caractéristiques de la région d'étude à savoir : la géographie, les caractéristiques climatologiques (la température, la pluviométrie… etc.), sismiques ou encore hydrauliques. Ces différentes données vont nous permettre de procéder à l'étude du système l'alimentation en eau potable de la région.

Chapitre II :

Estimation des besoins en eau potable

Introduction :

Une étape importante dans le dimensionnement d'un réseau D'AEP est l'estimation des besoins en eau, qui vise à estimer la quantité d'eau nécessaire à la consommation de notre agglomération avec la plus grande précision possible. Dans ce chapitre, on évalue les besoins en eau en utilisant les données du recensement national de la population, les statistiques sur le taux de natalité, les caractéristiques économiques de l'agglomération et le plan d'urbanisme.

II.1 Répartition de la population :

Selon le Centre d'Etudes et de Réalisation en Urbanisme de Tiaret (URBA Tiaret) le POS N 01 projeté a l'horizon 2023 est de 11690 habitants.

II.2Evaluation de la population future :

L'estimation des besoins d'agglomération est une étape nécessaire et la plus déterminante en termes de débits lors du dimensionnement d'un réseau d'AEP.

II.2.1 Estimation de la population future :

D'après les recensements de l'APC le taux d'accroissement de la ville de Mahdia est de 2,47%

Pour déterminer la population à venir, nous utiliserons la formule ci-dessous :

$$\boldsymbol{P_n = P_0(1+\tau)^n} \qquad \textbf{II. 1}$$

Sachant que :

- Pn: population à l'horizon d'étude « 2053 » (hab).
- P_0: population de l'année de référence « 2023 » (hab).
- P_0 = **11690** hab ***(2023)***
- n: nombre d'années séparant l'année de référence et l'année de l'horizon.
- τ: taux d'accroissement.

La variation de la population aux différents horizons d'étude est illustrée dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 1: évaluation d la population aux différents horizons d'étude.

Horizon	2023	2038	2053
Population	11690	16856	24306

II.3Estimation des besoins en eau :

II.3.1 Consommation moyenne journalière:

La consommation moyenne journalière désignée par $\mathbf{Q_{moyj}}$ est donnée par la formule suivant :

$$Q_{moy,j} = \frac{N_i \times D}{1000} \qquad (m^3/j) \qquad \text{II. 2}$$

Avec :

- **Qmoyj** :consommation moyenne journalière en m3/j .
- **D** :dotation journalière en l/j/cons.
- **Ni** :nombre de consommateurs.

II.3.2 Calcul des besoins en eau pour chaque catégorie deconsommateur :

II.3.2.1 Les besoins en eau domestique :

Selon les directives de la révision du PDAU de la commune de Mahdia, la quantité d'eau prévue est de 150 l/j/hab pour l'horizon 2023 et de 180 litres l/j/hab après le DRE pour l'horizon 2053.

Le tableau suivant résume les résultats.

Tableau II. 2: Besoins domestiques.

Horizon	**Population**	**Dotation (l/j/hab)**	**Qmoyj(m^3/j)**
2023	11 690	150	1 753,50
2038	16 856	160	2 696,96
2053	24 306	180	4 375,08

II.3.2.2 Besoins scolaires :

Les besoins scolaires comprennent les quantités d'eau nécessaires aux écoles primaires, moyennes et secondaires, qu'elles soient privées ou publiques, ainsi que les centres de formation. Les besoins scolaires sont indiqués dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 3:besoins en eau scolaires.

Nature de l'établissement	Superficie (m^2)	Dotation ($l/j/m^2$)	Consommation moyenne journalière (m3/j)
3 Écoles primaires	6525	2	13,05
	9693		19,386
	5045		10,09
CEM	13487	2	26,974
Lycée	18865	2	37,730
2 Bibliothèques	3033	1	3,033
	2664		2,664
Crèche	1003	3	3,009
Total	\		**115,94**

Source : URBA-TIARET 2023

II.3.2.3 Besoins en loisir et santé :

le tableau suivant détermine les besoins pour loisir et santé :

Tableau II. 4: Besoins loisir et santé

Nature de l'établissement	Superficie (m^2)	Dotation ($l/j/m^2$)	Consommation moyenne journalière (m3/j)
salle de sport	8637	1	8,637
super marche	12618	1	12,618
polyclinique	3033	5	15,165
auberge	2784	5	13,92
Total	\		**50,34**

Source : URBA-TIARET 2023

II.3.2.4 Besoins administratifs et culturels :

Le tableau suivant détermine les besoins administratifs et culturels :

Tableau II. 5:les besoins administratifs et culturels

Nature de l'établissement	Superficie (m^2)	Dotation ($l/j/m^2$)	Consommation moyenne journalière (m3/j)
Centre culturel	12618	3	37,854
mosquée	8014	4	32,056
APC	6779	1	6,779
servitude de gaz	32673	0,5	16,3365
Algérie télécom	9210	1	9,210
Total	\		**102,24**

Source : URBA-TIARET

II.3.2.5 Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération :

Nous dressons un tableau récapitulatif après une étude détaillée des besoins afin de calculer le débit total moyen nécessaire pour l'alimentation de la localité jusqu'à 2053.

Tableau II. 6: Besoins moyens de l'agglomération de la zone d'étude à l'horizon (2053).

Type de besoins	Consommation moyenne journalière (m3/j)
Les besoins domestiques	4 375,08
Les besoins Loisir et santé	50,34
Les besoins scolaires	115,94
Les besoins administratifs et culturels	102,24
Total	**4 643,6**

Les pertes d'eau sont constituées par des fuites diverses (joints de raccordement) contrairement au jugement que l'on pourrait croire les pertes sont loin d'être négligeables , elles atteignent des chiffres de 10% à 20% du volume distribué. Les fuites sur des branchements spécifiques sont généralement les plus fréquentes, et le taux de fuite est estimé à 15 %.

$$Qmoyjmajoré = Qmoy,j + (0{,}15 * Qmoy,j) \qquad \textbf{II. 3}$$

$$\textbf{Qmoy,j} = 5340{,}14 \ \textbf{m3/j}$$

II.4 Etude des variations de la consommation

Avant tout projet, il est important de comprendre le régime de consommation de l'agglomération, qui nous donnera un aperçu du fonctionnement de tous les éléments du système d'alimentation en eau potable ainsi que de leur dimensionnement.

La quantité d'eau potable n'est pas constante et a des maximums et des minimums. Il présente des coefficients d'irrégularité. Kmax,j et Kmin,j, respectivement.

II.4.1 La consommation maximale et minimale journalière :

Le graphique de consommation probable est nécessaire pour projeter un régime de travail d'un système d'alimentation en eau. Au cours d'une année, il y an une journée où la consommation est la plus élevée et une journée où elle est la plus faible.

Nous pouvons calculer un rapport par rapport à la consommation moyenne journalière calculée, indiquant combien de fois la consommation maximale est supérieure à la consommation moyenne, Le coefficient d'irrégularité journalière maximum est connu sous le nom de Kmaxj, qui tient compte de la variation de consommation.

De même, il existe un coefficient appelé coefficient minimum d'irrégularité journalière et noté Kmin,j. Il indique combien de fois la consommation est inférieure à la consommation moyenne.

$$Q_{maxj} = Q_{moyj} \times K_{maxj} \quad (m^3/j) \qquad \textbf{II. 4}$$

$$Q_{minj} = Q_{moyj} \times K_{minj} \quad (m^3/j) \qquad \textbf{II. 5}$$

Avec:

- **Q moyj :**débit moyen journalier (m^3/j).

- **Q maxj :**débit maximum journalier (m^3/j).
- **Q minj :**débit minimum journalier (m^3/j).
- **K maxj :**varie entre 1.1 à 1.3
- Dans notre cas on prend : **$K_{max,j}$= 1,2.**
- **K minj :** varie entre 0,7à 0,9
- Pour notre cas nous prenons **$K_{min,j}$ = 0,8**

Tableau II. 7 : Récapitulatif des débits journalières Q_{moyj}, Q_{maxj}, Q_{minj}

Horizon	Qmoyj (m3/j)	K maxj	Q maxj (m3/j)	K minj	Q minj(m3/j)
2053	5 340,14	1,2	6 408,168	0,8	4272,112

II.4.2 Etude les variations des débits horaires :

II.4.2.1 Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est obtenue quant en considérant la consommation de la journée la plus charger (Qmaxj) devisé par 24 heurs.

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{max,j}}{24} \quad (m^3/h) \qquad II.\ 6$$

Avec :

- **Qmoy,h :** débit moyen horaire en m^3/h
- Q**max,j :** débit maximum journalier en m^3/j

Qmoy,h = 6 408,168/ 24 = 267,007

$Q_{moy,h}$ = 267,007 m^3/h

II.4.2.2 Débits maximum et minimum horaires :

Les calculs du réseau de distribution utilisent ces débits, qui sont effectués à l'aide de la méthode graphique ou des formules.

II.4.2.2.1 Débits maximum horaire :

Il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{maxh} = Q_{moyh} \times K_{maxh} \quad (m^3/h) \qquad II.\ 7$$

Avec :

- **Qmaxh**: débit max horaire
- **Qmoyh** : débit moyen horaire
- **Kmaxh** : coefficient d'irrégularité maximum horaire

Coefficient d'irrégularité maximum horaire (Kmaxh):

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire dans lajournée. Il dépend de l'accroissement de la population ainsi que du degré de confort C'est ce qui permet de déterminer le débit de pointe. Pour son calcul, on utilise la formule suivant :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max} \quad \textbf{II. 8}$$

Avec :

- **αmax** : il tenant compte le développement industriel (l'importance de l'agglomération) et les habitudes de la population, il varie de 1,2 à 1,5 . Pour notre cas on prend : **α max = 1,4**
- **βmax** : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population (selon le nombre deshabitants), Le tableau suivant donne la variation en fonction du nombre d'habitants :

Tableau II. 8: Variation du coefficient βmax.

Population	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	100000	300000
βmax	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1	1.03

Pour notre cas on prend : **βmax = 1,21**

Tableau II. 9: Coefficient d'irrégularité horaire pour notre cas.

Coefficient	**B_{max}**	**α max**	**$K_{max,h}$**
Valeur	1,2	1,25	1,5

Donc : $\mathbf{Q_{max,h} = K_{max,h} \times Q_{moy,h}}$

$\mathbf{Q_{max,h}} = 1{,}5 \times 267{,}007 = \mathbf{400{,}511\ m^3/h}$

II.4.2.2.2 Débits minimum horaire :

Il est déterminé par la relation suivante :

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

Avec :

- **Qminh**: débit min horaire
- **Qmoyh** : débit moyen horaire
- **Kminh** : coefficient d'irrégularité minimum horaire

Coefficient d'irrégularité minimale horaire (Kmin ,h) :

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire :

$$K_{min,h} = \alpha_{min} \cdot \beta_{min} \qquad \textit{II. 10}$$

- **αmin** : il tenant compte le développement industriel (l'importance de l'agglomération) etles habitudes de la population, il varie de 0.4 à 0.6 . Pour notre cas on prend **α_{min} = 0,4**
- **βmin** : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population (selon le nombre dedes habitants), le tableau suivant donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants :

Tableau II. 10 : Variation du coefficient βmin

Population	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	100000	300000
B_{min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.7	0.83

Pour notre cas on prend : **β_{min} = 0,52**

Tableau II. 11:coefficient d'irrégularité horaire de la zone d'étude

Coefficient	**β_{min}**	**α_{min}**	**$K_{min,h}$**
Valeur	0,6	0,6	0,36

Donc : $Q_{min\,h} = Q_{moy\,h} \times K_{minh}$

$Q_{min\,h} = 0{,}36 \times 267{,}007 =$ **96,12 m^3/h**

II.4.2.3 Evaluation de la consommation horaire

Le débit horaire d'une agglomération varie selon son importance. Ce tableau montre les différentes allures de courbe de consommation en fonction de la population et représente la variation des débits horaires d'une journée en fonction du nombre d'habitants. Chaque palier de la courbe correspond à une consommation supposée constante par heure. Si la population est importante, les pourcentages indiquant les différences de consommation d'une heure à l'autre sont très faibles. Ceci est dû au fait que si la consommation industrielle est plus importante que la consommation domestique dans une agglomération, les consommations moyennes et maximales s'approchent l'une de l'autre, ce rapport diminue, mais si l'inverse s'observe, ce rapport augmente.

La valeur maximale ou minimale (Kmax h et Kmin h). Le pourcentage de variation des débits horaires par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération est exprimé en pourcentage %. Dans notre exemple, nous avons une population qui se situe entre 10001 et 50000 habitants pour l'horizon 2053.

La formule suivante donne le débit horaire demandé pour chaque type de consommateur

$$\boldsymbol{Qh = P(\%) \times Qmaxj/100} \qquad \textit{II. 11}$$

Avec :

- **Qh**: débit horaire nécessaire
- **P(%):** pourcentage horaire

Tableau II. 12:Répartition des débits horaires

Heures (h)	C (%)	Q(m^3/h)	C (%) cumul	Q(m3/h) cumul
0--1	1,5	96,12	1,5	96,12
01--02	1,5	96,12	3	192,25
02--03	1,5	96,12	4,5	288,37
03--04	1,5	96,12	6	384,49
04--05	2,5	160,2	8,5	544,69
05--06	3,5	224,29	12	768,98
06--07	4,5	288,37	16,5	1057,35
07--08	5,5	352,45	22	1409,8
08--09	6,25	400,51	28,25	1810,31
09--10	6,25	400,51	34,5	2210,82
10--11	6,25	400,51	40,75	2611,33
11--12	6,25	400,51	47	3011,83
12--13	5	320,41	52	3332,25
13--14	5	320,41	57	3652,66
14--15	5,5	352,45	62,5	4005,11
15--16	6	384,49	68,5	4389,6
16--17	6	384,49	74,5	4774,09
17--18	5,5	352,45	80	5126,53
18--19	5	320,41	85	5446,94
19--20	4,5	288,37	89,5	5735,31
20--21	4	256,33	93,5	5991,64
21--22	3	192,25	96,5	6183,88
22--23	2	128,16	98,5	6312,05
23--24	1,5	96,12	100	6408,17

Le tableau ci-dessus permet de déduire :

Un débit de point : $Q_{max,h}$ = 400,51m^3/h = 111,25 l/s entre 8h et midi.

Un débit minimum : $Q_{min,h}$ = 96,12 m^3/h = 26,7 l/s entre 23h et 4h du matin.

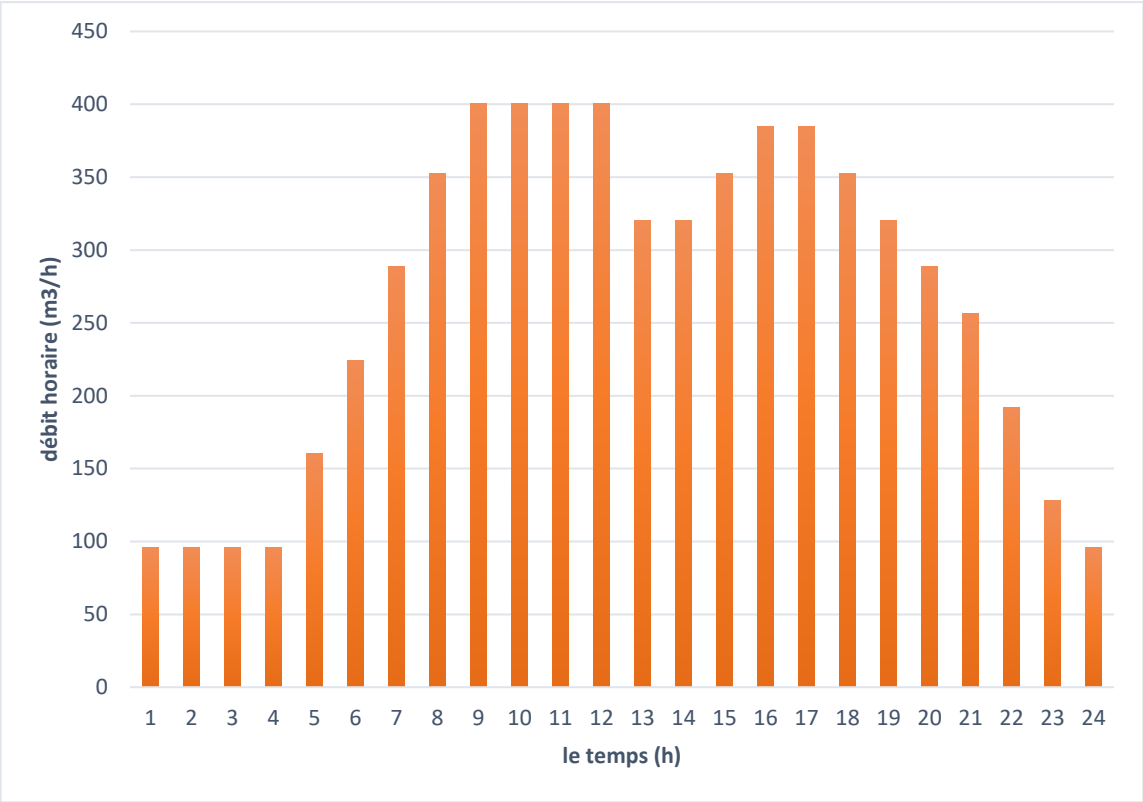


Figure II. 1: Graphique de consommation de la zone d'étude

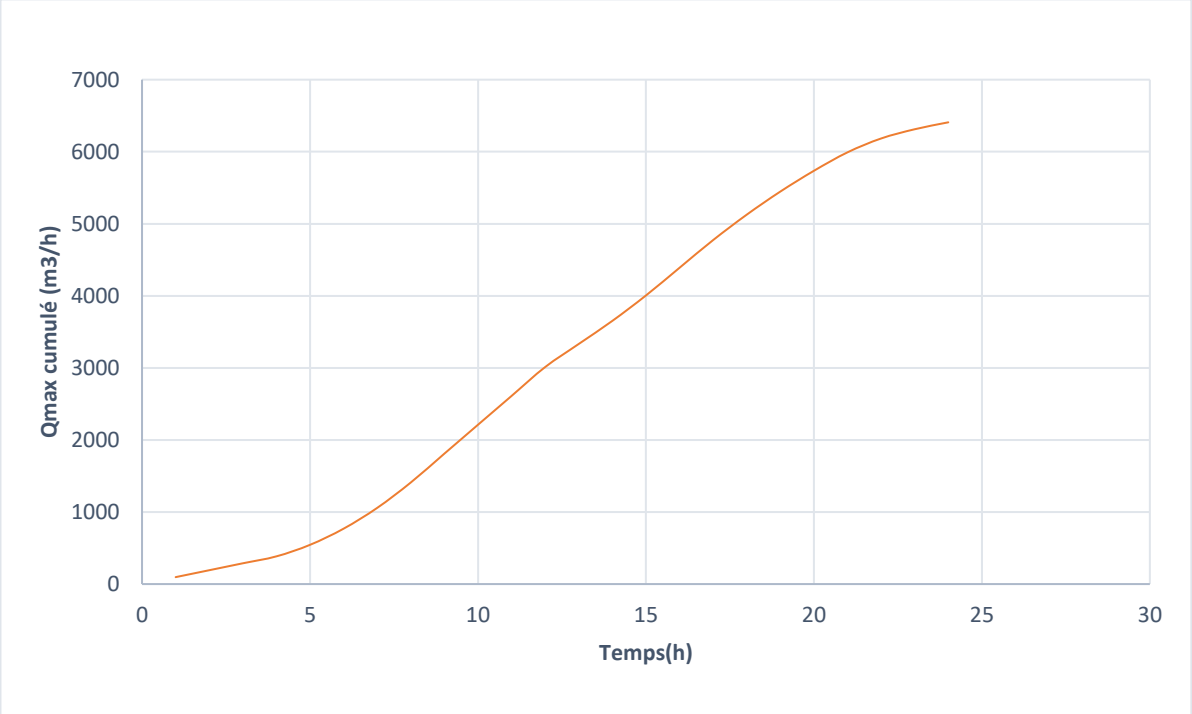


Figure II. 2: Courbe de la consommation intégrale .

Conclusion :

À partir des dotations établies par le plan de développement national, une analyse des diverses catégories de demandes en eau du Plan d'Occupation des Sols N°01 (MAHDIA) a été réalisée. Cette démarche a permis d'identifier les débits variés de consommation quotidienne, englobant les valeurs minimales et maximales. De plus, une représentation graphique des fluctuations horaires de la consommation a été établie pour obtenir une vision exhaustive des débits à chaque heure.

Chapitre III :

Étude de stockage

Introduction :

Au sein d'un système de distribution d'eau potable, il est essentiel d'assurer une certaine indépendance dans la fourniture d'eau aux populations. Cette autonomie peut être garantie par l'utilisation de réservoirs de stockage. Ces réservoirs agissent généralement en tant qu'éléments intermédiaires entre les réseaux d'adduction et de distribution, jouant un rôle crucial dans la régulation du débit d'eau et ainsi permettant d'ajuster la production en fonction de la demande. Dans cette section, nous entreprendrons le calcul de la capacité requise pour les réservoirs, dans le but d'assurer un alimentation en eau adéquat pour la zone d'étude.

III.1 Le rôle des réservoirs

Les réservoirs fonctionnent comme des réserves qui garantissent la fourniture du débit requis pendant les périodes de demande maximale. De plus, ils ont la capacité de :

- Stabiliser le fonctionnement de la pompe.

- Équilibrer la pression au sein du réseau de distribution

- Synchroniser le régime d'adduction avec le régime de distribution.

- Agir comme une rupture de charge lors d'une distribution étagée.

- Assumer le rôle d'un relais.

- Réduire la consommation d'énergie en stockant durant la nuit et en permettant une distribution par gravité durant le jour.

- Garantir une distribution continue en cas d'arrêt de la pompe.

- Fournir une réserve d'eau pour les besoins en cas d'incendie.

III.2 Emplacement des reservoirs

Le choix de l'emplacement des réservoirs suit les directives suivantes :

- Le site du réservoir doit être sélectionné de manière à garantir une pression adéquate pour les abonnés.
- L'alimentation du réseau de distribution doit être réalisé par gravité, ce qui implique que le réservoir doit être érigé à une altitude supérieure à celle de l'agglomération.

De préférence, l'emplacement devrait être situé à la périphérie de la ville ou à proximité du centre de consommation.

III.3 Classification des réservoirs :

D'après **la nature d'un matériau** on distingue :

- Les réservoirs en béton armé.
- Les réservoirs en maçonnerie.
- Les réservoirs métalliques.

D'après **la situation au sol** on distingue :

- Les réservoirs enterrés.
- Les réservoirs semi-enterrés.
- Les réservoirs sur élevés.

D'après **leurs formes** on distingue :

- Les réservoirs circulaires.
- Les réservoirs rectangulaires.
- Les réservoirs carrés.

III.4 Choix de la forme et du type du réservoir :

Nous entreprenons une analyse en vue de concevoir une infrastructure de rétention d'eau afin de répondre de manière adéquate aux besoins en eau de la région pendant la période étudiée. Dans cette perspective, notre préférence se porte vers la construction d'un château d'eau.

III.5 Les avantages de la mise en place d'un château d'eau :

Stockage Efficace : Les châteaux d'eau sont conçus pour stocker une grande quantité d'eau, ce qui permet de répondre aux besoins de la région, même pendant les périodes de demande élevée.

Pression Stabilisée : En élevant l'eau à une certaine hauteur, le château d'eau maintient une pression constante dans le réseau de distribution, garantissant une distribution d'eau adéquate dans toute la région.

Réduction des Coûts : En optimisant la distribution et en évitant l'utilisation de pompes fréquentes, les coûts opérationnels peuvent être réduits à long terme.

Adaptation au Terrain : Le château d'eau peut être construit en tenant compte du relief et de la topographie de la région, ce qui facilite son intégration harmonieuse dans l'environnement.

En prenant en compte ces avantages, la réalisation d'un château d'eau se révèle être une solution stratégique pour répondre aux besoins en eau de la région et garantir une distribution efficace et durable.

III.6 Détermination de la capacité des réservoirs:

Il est nécessaire de dimensionner un réservoir afin qu'il puisse répondre de manière optimale aux fonctions requises, même dans les conditions les plus exigeantes, telles que les périodes de demande de pointe.

III.6.1 Principe du calcul :

Pour déterminer la capacité d'un réservoir, il est essentiel de prendre en considération les fluctuations à l'entrée et à la sortie, ainsi que le mode d'exploitation des installations en amont et la variabilité de la demande.

La capacité du réservoir est évaluée en fonction du débit d'entrée et de sortie, en y ajoutant une réserve pour les besoins d'incendie. Deux approches peuvent être employées à cette fin :

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

III.6.1.1 La méthode analytique :

La méthode analytique implique le calcul du résidu dans le réservoir pour chaque heure de la journée. Par conséquent, le volume de régulation sera :

$$\boldsymbol{Vr = \frac{a\% \times Qmax J}{100}} \qquad \text{III. 1}$$

Avec :

- V_r : Capacité résiduelle (m^3),
- a: Fraction horaire du débit maximum journalier (%).
- Q_{maxj} : La consommation maximale journalière (m^3/j).

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

$$\boldsymbol{VT = Vr + Vinc} \qquad \text{III. 2}$$

Avec :

- V_T : Capacité totale du réservoir (m^3).
- V_{inc} : Volume d'incendie estimé à 120 m^3

III.6.1.2 La méthode graphique :

Cette approche se fonde sur le tracé des courbes de la consommation maximale quotidienne et de l'alimentation gravitaire par le réservoir sur une période de 24 heures. En sommant en valeur absolue les écarts entre les deux points extrêmes de la courbe de consommation et celle d'apport, on détermine le résidu maximal quotidien. En résumé :

$$\boldsymbol{Vr = \Delta V1 + \Delta V2} \qquad \text{III. 3}$$

Donc le volume total sera : $\boldsymbol{Vt = Vr + Vinc}$

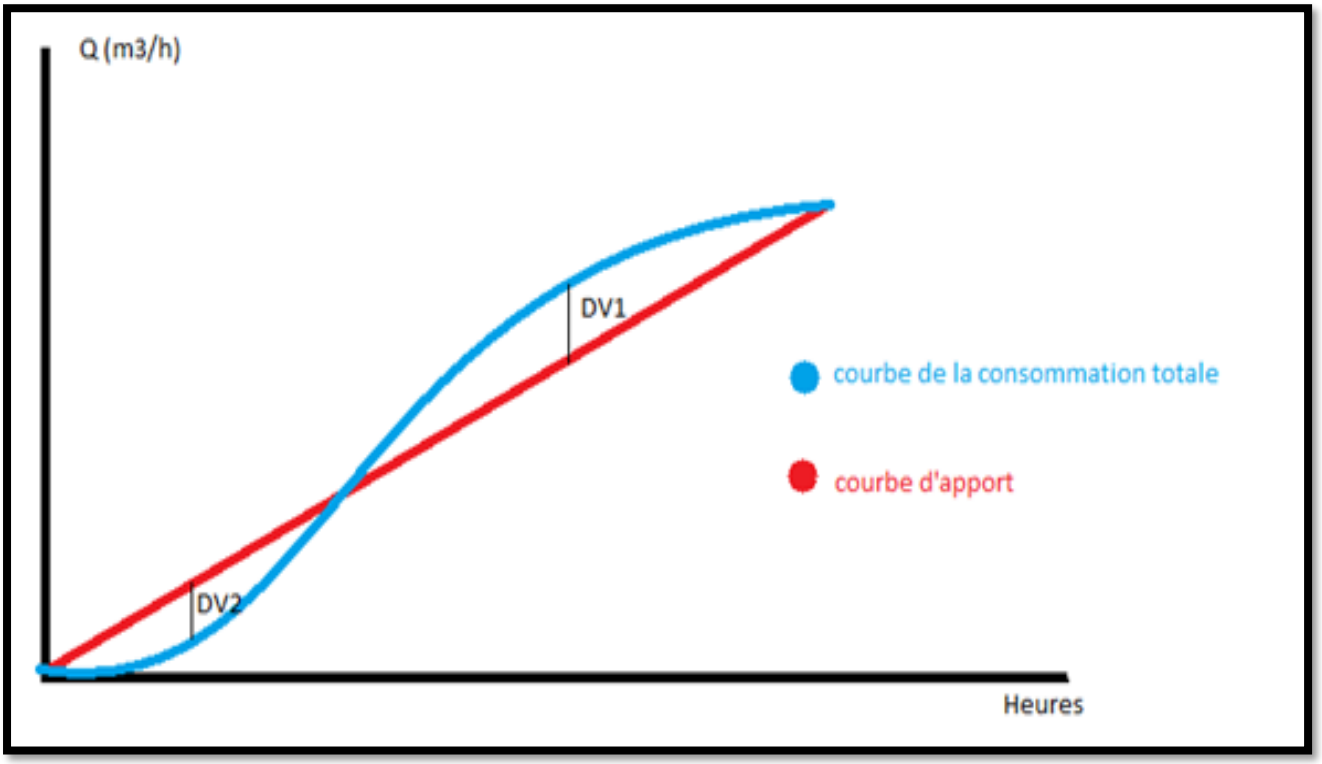


Figure III. 1 : La courbe d'apport et la courbe de consommation totale.

Tableau III. 1 :Détermination de la capacité du stockage nécessaire

Heure	Consommation horaire (%)	Q arrivé (%)	Stockage (%)	Départ de distribution (%)	capacité horaire (%)
0—1	1,5	4,17	2,67	-	8,85
1—2	1,5	4,17	2,67	-	11,52
2--3	1,5	4,17	2,67	-	14,19
3--4	1,5	4,17	2,67	-	16,86
4--5	2,5	4,17	1,67	-	18,53
5--6	3,5	4,17	0,67	-	19,2
6--7	4,5	4,17	-	0,33	18,87
7--8	5,5	4,17	-	1,33	17,54
8--9	6,25	4,17	-	2,08	15,46
9--10	6,25	4,17	-	2,08	13,38
10--11	6,25	4,17	-	2,08	11,3
11--12	6,25	4,17	-	2,08	9,22
12--13	5	4,17	-	0,83	8,39
13--14	5	4,17	-	0,83	7,56
14--15	5,5	4,17	-	0,5	6,23
15--16	6	4,17	-	1,33	4,4
16--17	6	4,17	-	1,83	2,56
17--18	5,5	4,17	-	1,33	1,17
18--19	5	4,17	-	0,83	0,33
19--20	4,5	4,17	-	0,33	0
20--21	4	4,17	0,17	-	0,17
21--22	3	4,17	1,17	-	1,34
22--23	2	4,17	2,17	-	3,51
23--24	1,5	4,17	2,67	-	6,18

Ce tableau nous donne un résidu maximum égal à 19,2 %

- **Calcul du volume utile** :Vu=0,192×6 408,168 = 1 230,36
- **Calcul du volume total** :Vt = Vu + Vinc = 1 230,36 + 120 =1 350,36

Après normalisation du volume du réservoir nécessaire à l'horizon 2053 on trouve :

$$V_T = 1500 m^3$$

III.7 Dimensions du réservoir projeté

III.7.1 Les dimensions générales d'un château d'eau:

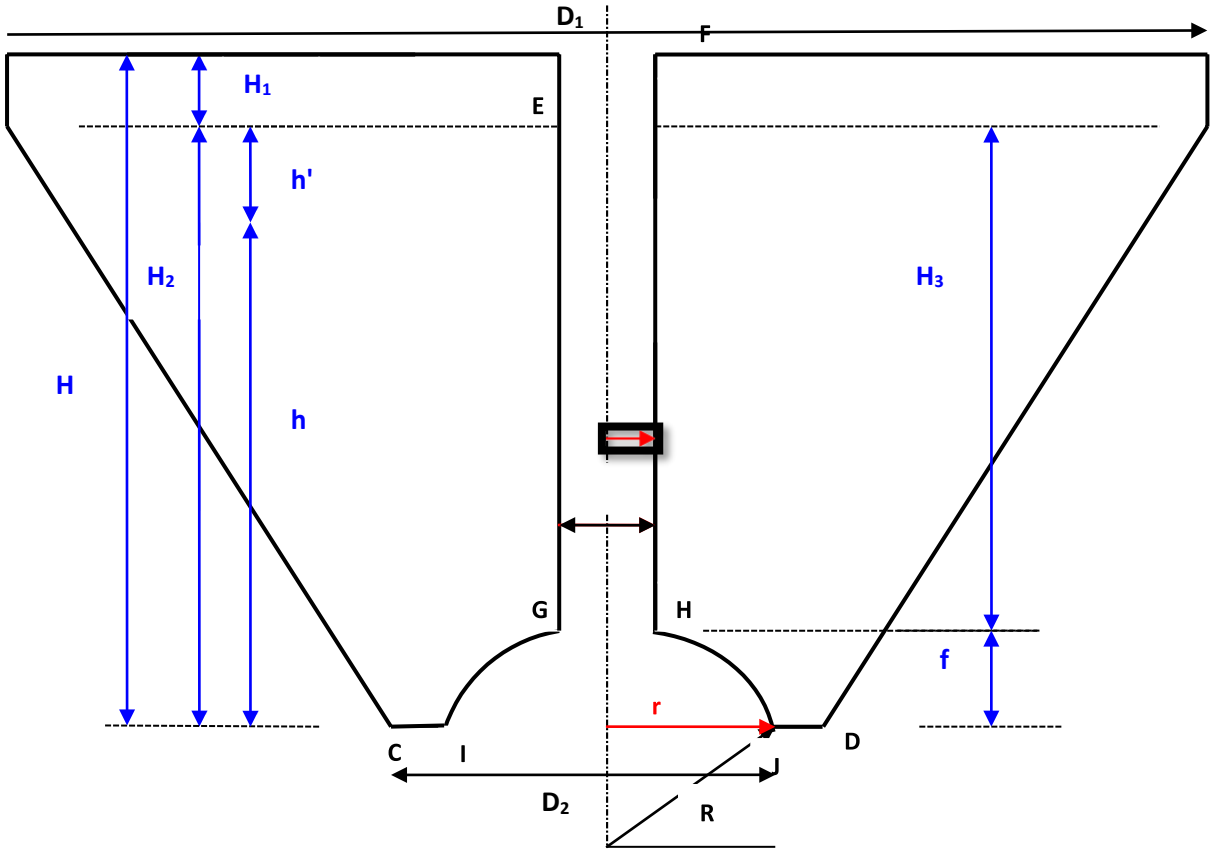


Figure III. 2 : Les dimensions générales d'un château d'eau

Le volume d'eau net est : V=1500m^3

La hauteur:

Elle est fixée d'après les conditions d'exploitation. Pour une meilleure exploitation, on a : 2m <h< 7 m

On prend h_{eau} =5,20m

La hauteur total H = h + h' (diamètre de conduite d'alimentation) ; H = 6m

Le diamètre intérieur de la cuve :

$D1 = 1{,}405 \sqrt[3]{V} = 1{,}405 \sqrt[3]{1500} = 16{,}08m$ On prend: D1=20,00m

On prend : D1= 20,00m

D2= 10,00m

D3= 7,00 m

L'épaisseur de la paroi:

$6cm \leq e \leq 15cm$ donc e = 10 cm

Flèche de la coupole supérieure:

$f = 0{,}104.D1$ f = 2,08 m On prend: f = 2,1 m

Flèche de la coupole inférieure :

$f = 0{,}104.D2$ f = 1.04 m On prend: f = 1 m

L'épaisseur maximale de la paroi (la cuve) en haut :

$e1 \geq h * D/4$

e1 ≥ 6,00*20,00/4 e1 ≥ 30 On prend: e1 = 30,00 cm

L'épaisseur maximale de la paroi à la base :

$e2 = 0{,}207 * D^2$ e2= 0,207*(20,00)² e2=82.8cm, On prend : e2=83,00cm

III.8 La hauteur du château d'eau:

La hauteur d'implantation du château d'eau est déterminée en prenant en compte la consommation d'eau requise, la pression nécessaire et la configuration géographique du site. Ce calcul intervient après une analyse approfondie du dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la ville, qui inclut l'évaluation des diamètres des canalisations, des pertes de charge et des vitesses admissibles. Ce processus commence au point le plus défavorable du réseau, où il est essentiel de calculer les pressions à chaque point du réseau jusqu'à atteindre le site d'implantation du château d'eau. En d'autres termes, le calcul s'effectue en amont vers l'aval du réseau d'alimentation en eau potable.

La cote du radier du château d'eau est déterminée suivante la relation :

$$\boldsymbol{Cr = Cpn + Hn + \sum \Delta Hch - n} \qquad \text{III. 4}$$

Avec

Hn : désigne la pression de service au point le plus défavorable.

$\Delta H_{ch\text{-}n}$: Somme des pertes de charge du château, au point considéré.

Cpn : cote du terrain au point considéré

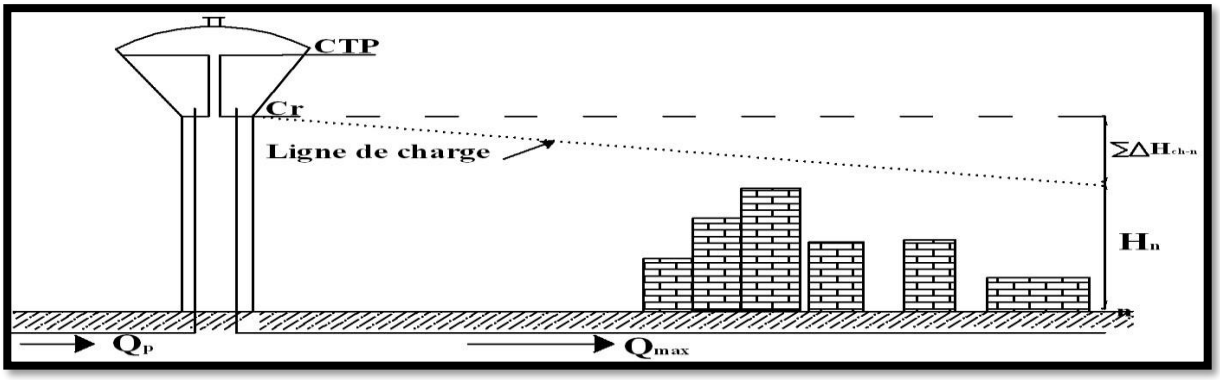


Figure III. 3 : la hauteur du château d'eau par apport bâtiment.

Dans notre étude la cote du radier du château d'eau est donnée : Cr =937 m

La cote du trop-plein et le niveau du volume d'incendie

Cote du trop-plein : CTP =932 m

Cote de la réserve d'incendie :N_{inc} = 924,04 m

III.9 Equipements hydraulique

III.9.1 Conduite d'arrivée ou alimentation :

Cette canalisation a pour fonction de transporter l'eau depuis la station de pompage jusqu'au réservoir de stockage, situé en haut de la cuve, à l'opposé du point de départ, créant ainsi un effet de brassage.

III.9.2 Conduite de départ ou de distribution :

La conduite responsable du transport de l'eau depuis le château (réservoir) vers l'agglomération est positionnée de manière opposée à la conduite d'arrivée. Son extrémité est équipée d'une crépine courbée pour prévenir la formation de vortex (l'entrée d'air dans la conduite). Le dimensionnement de cette conduite de distribution dépendra du débit de pointe majoré, Qp.

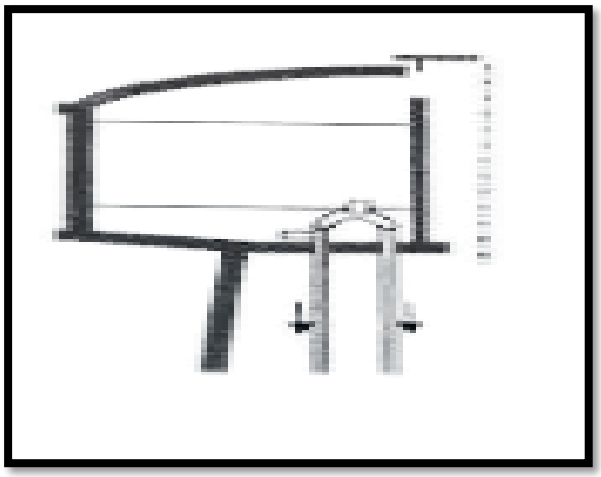


Figure III. 4: point de départ de la conduite de distribution .

III.9.3 Conduite du trop-plein :

L'objectif de cette conduite est de permettre l'élimination de l'excès d'eau qui atteint le réservoir, tout en évitant tout débordement. À son extrémité supérieure, la conduite est équipée d'un entonnoir qui fonctionne comme un déversoir circulaire, facilitant ainsi l'évacuation.

III.9.4 Conduites de vidange :

La conduite au point bas du réservoir, généralement connectée à la conduite de trop-plein, a pour fonction de faciliter la vidange complète lors de l'entretien et des éventuelles réparations du réservoir. Elle est équipée d'une vanne qu'il est nécessaire de nettoyer après chaque vidange afin d'éviter l'accumulation de sable, ce qui pourrait compliquer son fonctionnement.

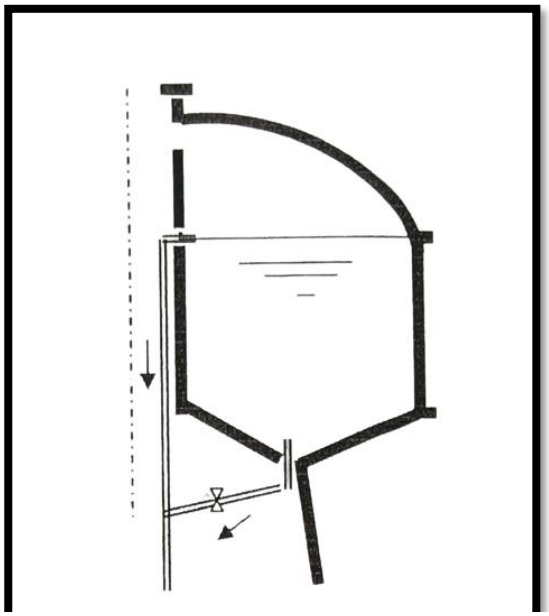


Figure III. 5:conduite de vidange et de trop-plein.

III.9.5 Conduit by-pass :

Afin de garantir un flux ininterrompu dans le réseau de distribution lors de travaux de maintenance ou de la vidange de la cuve, on connecte la conduite d'alimentation à la conduite de distribution au moyen d'un segment de tuyauterie désigné sous le nom de By-pass.

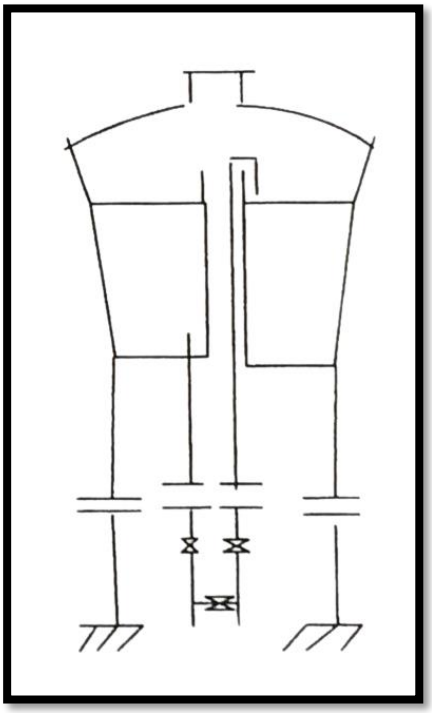


Figure III. 6: système by pass.

III.9.6 Système de matérialisation de la réserve d'incendie :

Il s'agit d'une configuration spéciale du réseau de tuyauterie qui doit être mise en place au niveau du château d'eau. Cette configuration permet d'arrêter l'écoulement d'eau une fois que le niveau de la réserve d'eau réservée à l'extinction des incendies est atteint. Deux systèmes sont disponibles à cet effet :

1) Le premier système consiste en deux prises, mais la réserve d'eau n'est pas renouvelable.

2) Le deuxième système repose sur un siphon, offrant l'avantage de maintenir constamment la réserve d'eau pour les situations d'incendie. Dans ce cas, le débit d'incendie est fixé à 17 litres par seconde.

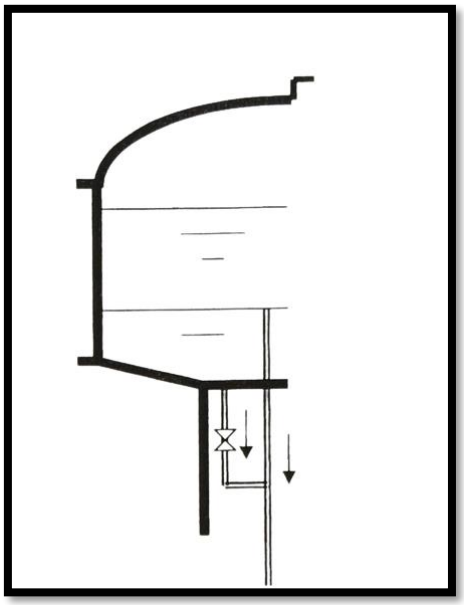


Figure III. 7: système d'incendie a deux prises .

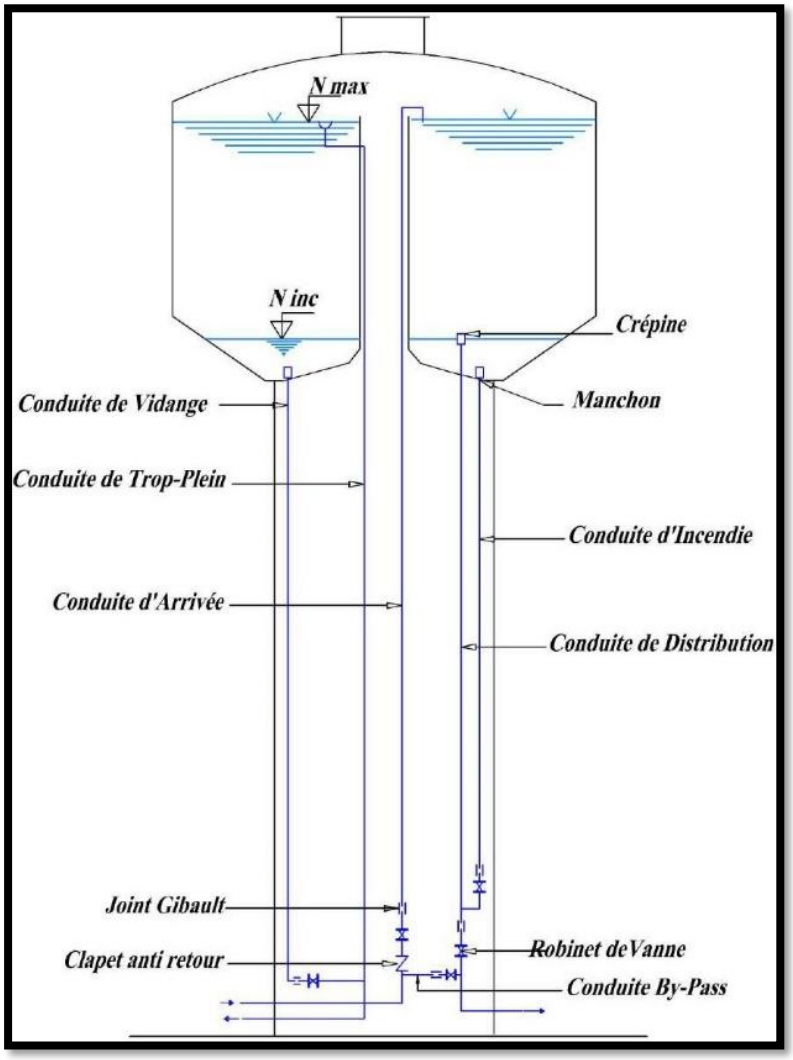


Figure III. 8: Équipements du château d'eau.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons calculé la capacité requise du réservoir pour approvisionner en eau notre zone d'étude, ce qui a conduit à une estimation de 1500 m3 pour la période couverte par notre étude. pour répondre à nos besoins futurs.

Chapitre IV :
Etude de l’adduction

Introduction

Le transport de l'eau entre un point et un autre, peut paraître simple. Dans ce contexte, l'adduction des eaux consiste à étudier les voies et moyens, tant sur le plan technique qu'économique. Toutefois, le choix de l'agencement technico-économique optimal pour une conduite d'adduction n'est pas une tâche facile, tel que le choix de tracé et le type de matériaux des conduites.

IV.1 Types d'adduction :

Les adductions peuvent être classées en trois catégories en fonction de leur mode de fonctionnement :

- Adduction gravitaire.
- Adduction par refoulement.
- Adduction mixte

IV.1.1 Adduction gravitaire :

Dans l'adduction gravitaire, le point de captage est situé à une hauteur supérieure à celle du réservoir de l'agglomération et l'eau est transférée naturellement par gravité sans utiliser de pompes ou d'autres dispositifs de refoulement.

IV.1.2 Adduction par refoulement :

Dans une adduction par refoulement, le point d'approvisionnement se situe à une altitude plus élevée que le point de captage, ce qui signifie que l'eau doit circuler en utilisant des pompes ou des dispositifs de refoulement pour surmonter la différence d'altitude.

IV.1.3 Adduction mixte :

C'est une adduction où la conduite de refoulement peut devenir la conduite gravitaire ou vice versa. Un réservoir tampon est utilisé pour faire la transition entre les deux types de conduite.

IV.2 Choix du tracé :

Le choix du tracé de la conduite doit prendre en considération plusieurs conditions essentielles :

- Le trajet entre la zone de captage et le réservoir d'accumulation doit être le plus court possible pour des raisons économiques.

- Il convient d'éviter les pentes inverses, qui pourraient entraîner des points en altitude et des difficultés dans le déplacement des équipements aériens.
- Les terrains accidentés et rocailleux devraient être évités, privilégiant un sol stable le long du tracé.
- Il est impératif de garantir un accès facile pour les travaux, la surveillance et l'entretien.

IV.3 Choix des matériaux de canalisation :

Le choix du matériau utilisé pour les conduites enterrées destinées au transport de l'eau est déterminé par un équilibre entre leurs propriétés techniques et leur viabilité économique.

Sur le plan technique : cette utilité dépend de plusieurs nécessités tels que :

- Le diamètre et la pression de fonctionnement
- La résistance aux pressions, aux charges mobiles et aux attaques chimiques
- L'adaptation aux conditions du site d'installation
- L'assurance d'une étanchéité adéquate
- La simplicité d'entretien et de mise en service.

Sur le plan économique : cette utilité dépend essentiellement :

- En ce qui concerne le coût de l'approvisionnement et du transport.
- En ce qui concerne leur accessibilité sur le marché local.
- Dans le domaine de la distribution d'eau potable, on peut identifier deux catégories de conduites en fonction des matériaux dont elles sont constituées :

Les conduites métalliques, qui incluent l'acier soudable, l'acier non soudable, la fonte ductile et la fonte grise.

Les conduites en matériaux thermoplastiques, telles que le polyéthylène (PEHD, PEBD et PEMD) et le chlorure de polyvinyle (PVC).

IV.4 Calcul hydraulique :

Le tracé de notre adduction nous a mené à un système gravitaire. Le principe de calcul de conduites est le suivant :

IV.4.1 Dimensionnement des paramètres de la conduite :

Il y a Cinq paramètres sont à considérer :

- le débit Q
- le diamètre D

- la vitesse V
- la pression P
- la perte de charge ΔH

1) Le débit :

Le débit d'eau circulant à travers la conduite d'adduction revêt une importance cruciale pour la résolution du problème. Dans cette étude, ce débit est déterminé par les exigences opérationnelles essentielles pour assurer le bon fonctionnement du système. Le débit optimal pour le bon fonctionnement de la conduite d'adduction a été évalué précédemment à111,25 l/s

2) **La perte de charge ΔH** :

La perte de charge disponible dans le cas d'une conduite gravitaire est déterminée en fonction du dénivelé. Par conséquent, il est possible de calculer le diamètre de la conduite et de confirmer si la vitesse est en accord avec les normes requises.

3) Le diamètre de la conduite d'adduction :

Étant donné que le diamètre de l'adduction est inconnu, nous allons le calculer en utilisant la charge disponible comme référence. La formule généralement employée pour calculer le débit dans une conduite est la formule de Darcy-Weis Bach :

$$\boldsymbol{\Delta Ht} = \frac{\boldsymbol{K * Le * Q\beta}}{\boldsymbol{Dav}} \qquad \text{IV. 1}$$

Avec :

- ΔHt : Perte de charge totale (m);

$$\boldsymbol{\Delta Hd} = \boldsymbol{Cp} - \boldsymbol{Ctpr}\ (\boldsymbol{m}) \qquad \text{IV. 2}$$

- K : coefficient de perte de charge
- Le : longueur équivalente de la conduite (m)

$$\boldsymbol{Le} = \boldsymbol{Lg} + \boldsymbol{Le\varepsilon} \qquad \textbf{IV. 3}$$

- $\boldsymbol{Lg}$: Longueur géométrique de la conduite (m)
- $\mathbf{Le}\varepsilon$: Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m)

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulière sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires.

- Q : Débit véhiculé par la conduite (m3 /s).
- Dav : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m).
- β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement.
- m : Exposant tenant compte du type du matériau.

AP :

Les données de calcul :

- Débit = 0, 11125 m³/s
- Côte Amont (réservoir tampon) : 925 m
- Côte avale (Réservoir surélevé projeté) : 907 m
- Longueur de la conduite d'adduction = 2670,00 m

Pour la détermination du diamètre avantageux de la conduite gravitaire, le processus du calcul est comme suit :

- Calcul de la charge disponible entre le réservoir tampon et le château d'eau
- On suppose que la perte de charge égale à la charge disponible
- On détermine le diamètre avantageux et on le normalise.
- On vérifie si la vitesse est admissible

$$\mathbf{Dav} = \sqrt[\mathbf{m}]{\frac{Q^{\beta} \times \mathbf{L} \times \mathbf{K}}{\mathbf{\Delta Ht}}} \qquad \text{IV. 4}$$

Tableau IV. 1: Récapitulation de calcul des diamètres.

ΔHt(m)	**L(m)**	**K**	**m**	$\boldsymbol{\beta}$	**V(m /s)**	**Q(m^3/s)**	**D(mm)**
18	**2937**	**0.001052**	**4,772**	**1,77**	**1,13**	**0,11125**	**0,306**

IV.5 Protection contre le coup de bélier :

Pour anticiper les impacts du coup de bélier sur la conduite gravitaire, il est nécessaire d'examiner la période de fermeture de la vanne sur cette conduite. Les ondes de surpression et de dépression se distinguent par leur vitesse de propagation, calculée au moyen de la formule suivante :

$$\boldsymbol{C} = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1+\frac{KD}{Ee}}} \qquad \textbf{IV. 5}$$

Avec :

- C : Célérité de l'onde.
- D : Diamètre de la conduite (m).
- e : Épaisseur de la conduite (m).
- ρ : Masse volumique de l'eau.
- E : Module de Young de la conduite.
- K : Coefficient d'élasticité de l'eau (K = 2,16 × 10^9 Pa).

- PEHD : Polyéthylène haute densité avec une valeur de 1,2 × 10^9 Pa pour le module de Young.

La formule qui suit permet de calculer la période de retour de l'onde de déformation :

$$Tr = \frac{2L}{C} \qquad \textbf{IV. 6}$$

Avec :

- Tr : le temps nécessaire pour l'onde de déformation (s),
- L : la distance totale de la conduite (m).

Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 2: Résultat du calcul de la période de retour de l'onde de déformation.

C (m/s)	**L (m)**	**Tr (s)**
167,54	2937	35,06

Afin de protéger la conduite gravitaire contre le coup de bélier, on prévoit une vanne à fermeture lente ayant un temps de fermeture supérieur à 35,06s.

Dans ce cas, la valeur du coup de bélier est estimée par la formule de Michaud :

$$\mathbf{b} = \frac{\mathbf{2L*V0}}{\mathbf{g*T}} \qquad \text{IV. 7}$$

Avec :

- L : longueur de la conduite (m)
- V0 : vitesse dans la conduite (m/s)
- g : l'accélération de la pesanteur (m/s2)
- T : temps de manœuvre (s)

Si l'on prend T= 3mn, nous avons

$$b = 3{,}76\ m$$

Cette valeur ne représente aucun risque pour notre conduite. Il est donc recommandé de manœuvrer le robinet-vanne avec prudence.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons établi faire le tracée de l'adduction en faisant le choix adéquat du type de matériau (PEHD), puis nous avons calculé les différents paramètres hydrauliques. Cela comprend l'analyse des paramètres tels que la vitesse d'écoulement et les pertes de charge, dans l'objectif de parvenir à une solution à la fois technique et économiquement optimale.

Chapitre V :

Réseau de distribution

Introduction :

L'eau stockée dans le réservoir est acheminée par un réseau de canalisations interconnectées. Des raccordements seront établis le long de ces canalisations pour fournir de l'eau aux consommateurs. Avant cela, une analyse préliminaire est nécessaire pour déterminer le diamètre optimal de chaque canalisation. Cela garantira un débit maximal pour répondre aux besoins variés, qu'ils soient domestiques ou industriels.

Ce chapitre vise à planifier la mise en place d'un réseau de distribution couvrant la zone d'étude. Il englobe également le calcul hydraulique nécessaire pour vérifier et garantir son bon fonctionnement.

V.1 Les types de réseau :

Il existe plusieurs types des réseaux, dans les principes :

- Réseau ramifié.
- Réseau maillé.
- Réseau étagé.

V.1.1 Réseau ramifié :

Le réseau ramifié, caractérisé par l'absence de boucles de rétroaction dans les conditions d'alimentation , se distingue par son économie, mais il pâtit d'un manque de fiabilité et de flexibilité en cas de rupture. Si un incident survient sur la conduite principale, les abonnés en aval en subissent les conséquences.

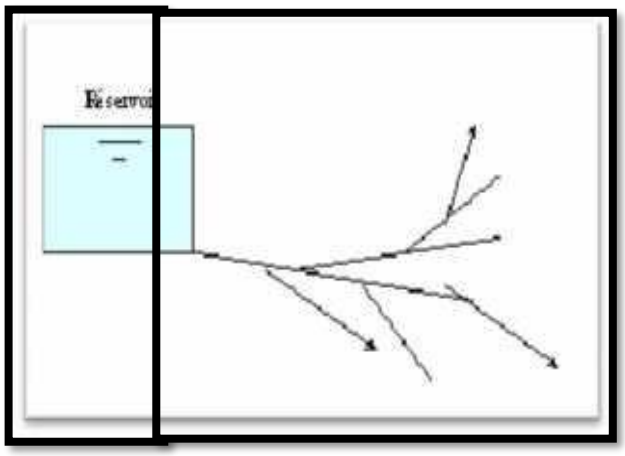


Figure V. 1 : réseau ramifié

V.1.2 Réseau maillé :

Contrairement au réseau ramifié, le réseau maillé facilite l'alimentation de retour, éliminant ainsi le problème associé. Une simple manipulation de vanne permet d'isoler la section endommagée. Bien sûr, sa mise en place est plus coûteuse, mais en raison de la sécurité qu'il assure, le réseau maillé devrait être privilégié par rapport au réseau ramifié.

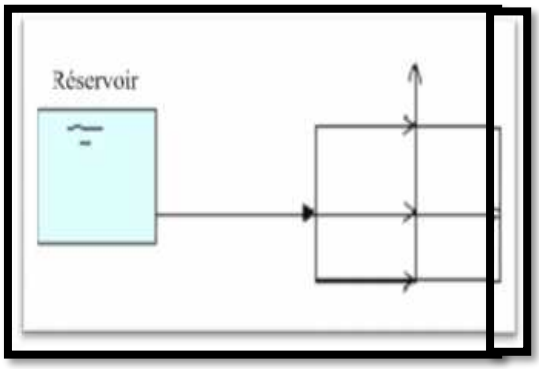


Figure V. 2: Réseau maillé

V.1.3 Réseaux étagés :

Lors de l'analyse d'un projet visant à approvisionner une ville en eau potable, il peut arriver que la topographie de la ville comporte des variations significatives de niveau. Dans le cas où la distribution se fait via un réservoir planifié, des pressions élevées sont observées aux points situés en contrebas. Pour pallier cette situation, l'intégration d'un réservoir intermédiaire alimenté par le premier réservoir permet de réguler la pression dans l'ensemble du réseau.

V.2 Conception d'un réseau :

Pour élaborer un réseau de distribution, il est nécessaire de considérer divers facteurs susceptibles d'influencer sa conception. Parmi ces éléments figurent :

- La localisation des quartiers.
- La position des grands consommateurs.
- La topographie du terrain.
- L'objectif d'offrir un service flexible et précis.

V.2.1 Principe de tracé du réseau :

Le réseau de distribution a été planifié en considérant les étapes suivantes :

1. Identifier les quartiers densément peuplés.

2. Localiser les gros consommateurs.

3. Établir le trajet principal pour une distribution efficace aux consommateurs.

4. Le long de cet itinéraire, dessiner des conduites principales, parallèles et bien réparties en altitude pour une distribution optimale.

5. Connecter les conduites principales entre elles via des conduites secondaires pour former des boucles, assurant ainsi l'alimentation interne des quartiers.

V.3 Choix du système de distribution :

Il existe deux systèmes de distribution d'eau potable qui se démarquent :

- Système à réservoir de tête.
- Système à contre réservoir.

En tenant compte de la topographie de notre commune, notre étude a privilégié le système de distribution avec réservoir de tête. Dans le contexte de notre analyse, le réseau de distribution adopté est de type maillé avec quelques ramifications .

V.4 Choix du type de matériaux :

Afin d'opter pour le matériau adéquat, les paramètres suivants sont pris en considération :

1. La pression de service à supporter par le matériau.

2. Le diamètre.

3. Les conditions de pose.

4. La durée de vie du matériau.

5. Le prix.

6. La disponibilité de ce dernier sur le marché.

Pour notre situation, nous avons choisi d'utiliser des conduites en PEHD (Polyéthylène Haute Densité), car elles satisfont aux exigences mentionnées. De plus, ces matériaux présentent une résistance efficace à la corrosion et aux mouvements du terrain.

V.4.1 Tuyaux en P.E.H.D

Les avantages :

1. Disponibilité sur le marché (production locale).

2. Résistance à de grandes pressions

3. Facilité de pose (grande flexibilité) et possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres.

4. Permet des rayons de courbure réduits pour les réseaux.

5. Longue durée de vie confirmée par des tests de vieillissement (50 ans à 20°C).

6. Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très fiable).

7. Conformité aux normes de potabilité.

8. Résistance à la corrosion interne, externe et microbiologique.

9. Facilité de raccordement à d'autres réseaux (fonte, acier).

Les inconvénients :

leur sensibilité aux températures élevées..

faible résistance aux solvants chimiques.

faible rigidité.

la complexité des raccordements.

le coût initial potentiellement élevé.

V.5 Calcul hydraulique du réseau de distribution :

V.5.1 Débits :

1. Effectuer une estimation aussi précise que possible des besoins en eau de l'agglomération à alimenter.

2. Calculer le débit pendant l'heure de pointe pour déterminer les conduites de distribution capables de gérer les débits les plus élevés.

3. Réaliser le calcul hydraulique des canalisations en utilisant le débit de pointe pendant l'heure de pointe.

4. Vérifier la réaction du réseau de distribution en cas d'incendie, en prenant en compte l'heure de pointe et les besoins en cas d'incendie. Prévoir un débit d'incendie de 60 m3/h (17 l/s) au point le plus défavorable du réseau.

V.5.2 Pression :

Le réseau doit satisfaire les conditions de pression suivantes:

1. Prévoir une charge minimale de 3 m.c.e pour les robinets de puisage et de 5 m.c.e pour un chauffe-eau à gaz. La pression de service cible est généralement de 10 m.c.e (1 Bar) à chaque point de distribution.

2. Limiter les pressions à 60 m.c.e pour assurer l'intégrité des canalisations et des joints, minimisant les fuites et les bruits. Pour réduire les pressions élevées, envisager des réducteurs de pression ou une distribution étagée.

3. Calculer le réseau de manière à fournir des pressions adéquates au sol en fonction de la hauteur des immeubles. Pour les bâtiments les plus hauts, l'installation de groupes suppresseurs dans les sous-sols peut être nécessaire.

V.5.3 Choix du diameter:

Pour les segments où l'implantation de bornes d'incendie est envisagée, le diamètre minimal prévu sera de 63 mm. La vitesse du fluide dans le diamètre choisi d'une section de distribution quelconque sera comprise entre 0,30 et 2,00 m/s. Les vitesses en dessous de 0,30 m/s favorisent l'accumulation de matières solides dans les conduites. Les vitesses excédant 2,00 m/s risquent de propager des fuites et des ondes de choc, ainsi que de générer des phénomènes de cavitation et des bruits indésirables.

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

- Cas de pointe (Qp).
- Cas de pointe plus incendie (Qp + Qinc).

V.6 Calcul des débits de dimensionnement :

V.6.1.1Cas de pointe :

V.6.1.2Débit de point :

$$Qp = Qmaxh = \sum Qri + \sum Qconc \quad \text{(l/s)} \qquad \text{IV. 1}$$

Avec :

- Q_{maxh} : débit consommé (l/s)
- Q_{ri} : est le débit en route globale (l/s)
- Q_{conc}: Débit concentré (l/s), dans notre cas $Q_{conc} = 0$

D'après le tableau **II.12** (chapitre II) de la consommation de notre agglomération on constate que le débit de pointe est égale à :

$Q_{max,h} = 400,51 m^3/h$

Qp= 111,25 l/s

V.6.1.3Débit spécifique :

$$qsp = \frac{\Sigma Q_{r_i}}{\sum L_i} \qquad [l/s/ml] \quad \text{IV. 2}$$

Avec :

- Σ Li : Somme des longueurs des tronçons qui assurant la distribution en route.
- Qri : est le débit en route globale (l/s).

Donc : $q_{sp} = \frac{111,25}{9\,260,20}$

$$q_{Sp} = 0,012\ l/s/ml$$

***V.6.1.4*Débit en route de chaque tronçon :**

Il est donné par la formule suivante :

$$Qri = qsp \times Li \qquad [l/s] \quad \text{IV. 3}$$

Avec :

- Qri : Débit en route de chaque tronçon (l/s).
- Qsp : Débit spécifique (l/s/ml).
- Li : La longueur du tronçon (m).

V.6.1.5Détermination des Débits aux nœuds :

Il est donné par la formule suivante :

$$QNi = 0.5 \times \sum Qri + Qconc \ [l/s] \quad \text{IV. 4}$$

Avec :

- Qri : est le débit du tronçon affectant ce nœud.

Tableau V. 1 : Calcul des débits nodaux du réseau projeté cas de pointe .

NŒUDS	TRANCON	Longueur	qs	Qr	Qn
	ID Arc	m	l/s/ml	l/s	l/s
N1	P37	126,46	0,0119	1,5	1,88
	P27	189,04	0,0119	2,25	
N2	P36	102,5	0,0119	1,22	3,07
	P27	189,04	0,0119	2,25	
	P26	225,25	0,0119	2,68	
N3	P35	524,11	0,0119	6,24	5,46
	P29	394	0,0119	4,69	
N4	P31	325,92	0,0119	3,88	5,21
	P22	394,83	0,0119	4,7	
	P4	155,66	0,0119	1,85	
N5	P35	524,11	0,0119	6,24	6,77
	P23	218,9	0,0119	2,6	
	P22	394,83	0,0119	4,7	
N6	P24	394,83	0,0119	4,7	3,12
	P7	63,47	0,0119	0,76	
	P5	65,4	0,0119	0,78	
N7	P24	394,83	0,0119	4,7	4,4
	P23	218,9	0,0119	2,6	
	P20	125,8	0,0119	1,5	
N8	P6	108,62	0,0119	1,29	1,98
	P5	65,4	0,0119	0,78	
	P4	155,66	0,0119	1,85	
N9	P28	216,25	0,0119	2,57	3,76
	P6	108,62	0,0119	1,29	
	P1	307	0,0119	3,65	
N10	P1	307	0,0119	3,65	1,83
N11	P13	68,68	0,0119	0,82	2,81
	P10	103,33	0,0119	1,23	
	P9	299,81	0,0119	3,57	

Tableau V. 2: Calcul des débits nodaux du réseau projeté cas de pointe (suite).

NŒUDS	TRANCON	Longueur	qs	Qr	Qn
	ID Arc	m	l/s/ml	l/s	l/s
N12	P15	189,49	0,012	2,28	1,55
	P13	68,68	0,012	0,83	
N13	P11	129,52	0,012	1,56	2,28
	P8	187,26	0,012	2,25	
	P7	63,47	0,012	0,76	
N14	P12	58,51	0,012	0,70	1,13
	P11	129,52	0,012	1,56	
N15	P15	189,49	0,012	2,28	1,14
N16	P12	58,51	0,012	0,70	2,14
	P2	298	0,012	3,58	
N17	P2	298	0,012	3,58	1,79
N18	P21	146,1	0,012	1,76	9,08
	P16	1261,31	0,012	15,15	
	P10	103,33	0,012	1,24	
N19	P17	533,03	0,012	6,40	3,84
	P14	106,01	0,012	1,27	
N20	P26	225,25	0,012	2,71	2,79
	P14	106,01	0,012	1,27	
	P3	133,21	0,012	1,60	
N21	P16	1261,31	0,012	15,15	8,38
	P3	133,21	0,012	1,60	
N22	P30	202,45	0,012	2,43	3,58
	P29	394	0,012	4,73	
N23	P28	216,25	0,012	2,60	1,30
N24	P9	299,81	0,012	3,60	2,93
	P8	187,26	0,012	2,25	
N25	P19	727,8	0,012	8,74	5,03
	P18	108,86	0,012	1,31	
N26	P18	108,86	0,012	1,31	3,86
	P17	533,03	0,012	6,40	
N27	P21	146,1	0,012	1,76	6,01
	P20	125,8	0,012	1,51	
	P19	727,8	0,012	8,74	
N28	P32	300,09	0,012	3,61	4,98
	P31	325,92	0,012	3,92	
	P30	202,45	0,012	2,43	
N29	P34	183,29	0,012	2,20	4,62
	P33	285,41	0,012	3,43	
	P32	300,09	0,012	3,61	

Tableau V. 3: Calcul des débits nodaux du réseau projeté cas de pointe (suite).

NŒUDS	TRANCON	Longueur	qs	Qr	Qn
	ID Arc	m	l/s/ml	l/s	l/s
N30	P34	183,29	0,012	2,20	1,10
N31	P33	285,41	0,012	3,43	1,71
N32	P36	102,5	0,012	1,23	0,62
N33	P37	126,46	0,012	1,52	0,76

V.6.2 Cas de pointe +incendie :

Cependant, il est impératif de vérifier que le débit d'extinction fourni par le réservoir (17 l/s) soit situé au point le plus défavorable, c'est-à-dire le nœud N22 qui est le plus éloigné.

Donc : Q_{n22} **= 3,58 + 17 = 20. 55** $\boldsymbol{l/s}$

Donc le débit nodal : **Qn =111,25+20,55**

Alors : **Qn=131,77** $\boldsymbol{l/s}$

V.7Détermination des paramètres hydrauliques du réseau :

V.7.1 Cas de pointe :

Les résultats des différents tronçons cas de pointe est donnée dans les tableaux suivants (Résultat desCaractéristiques Hydrauliques et diamètres des tronçons) :

Tableau V. 4:Résultat des Caractéristiques Hydrauliques et diamètres des tronçons (cas de pointe).

	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	pert de charge
ID Arc	m	mm	LPS	m/s	m
Tuyau P1	307	55,4	1,84	0,76	3,672
Tuyau P2	298	55,4	1,79	0,74	3,394
Tuyau P3	133,21	277,6	-28,67	0,47	0,095
Tuyau P4	155,66	176,2	-12,19	0,5	0,210
Tuyau P5	65,4	176,2	-21,11	0,87	0,239
Tuyau P6	108,62	79,2	6,94	1,41	2,538

Tableau V. 5: Résultat des Caractéristiques Hydrauliques et diamètres des tronçons (cas de pointe). (suite).

	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	pert de charge
ID Arc	m	mm	LPS	m/s	m
Tuyau P7	63,47	176,2	-21,17	0,87	0,234
Tuyau P8	187,26	176,2	-28,51	1,17	1,185
Tuyau P9	299,81	220,4	31,44	0,82	0,765
Tuyau P10	103,33	220,4	-36,96	0,97	0,354
Tuyau P11	129,52	96,8	5,06	0,69	0,646
Tuyau P12	58,51	66	3,93	1,15	1,179
Tuyau P13	68,68	79,2	2,69	0,55	0,290
Tuyau P14	106,01	220,4	19,5	0,51	0,113
Tuyau P15	189,49	55,4	-1,14	0,47	0,966
Tuyau P16	1261,31	277,6	74,23	1,23	5,058
Tuyau P17	533,03	176,2	-15,66	0,64	1,135
Tuyau P18	108,86	110,2	11,8	1,24	1,344
Tuyau P19	727,8	110,2	6,77	0,71	3,282
Tuyau P20	125,8	176,2	-28,95	1,19	0,819
Tuyau P21	146,1	176,2	-28,2	1,16	0,906
Tuyau P22	394,83	110,2	-3,1	0,32	0,442
Tuyau P23	218,9	176,2	-21,42	0,88	0,823
Tuyau P24	394,83	96,8	-3,09	0,42	0,813
Tuyau P25	89,58	352,6	111,28	1,14	0,236
Tuyau P26	225,25	141	6,38	0,41	0,279
Tuyau P27	189,04	66	2,66	0,78	2,255
Tuyau P28	216,25	66	1,3	0,38	0,679
Tuyau P29	394	141	5,96	0,38	0,481
Tuyau P30	202,45	96,8	2,38	0,32	0,292
Tuyau P31	325,92	141	-10,03	0,64	1,046
Tuyau P32	300,09	110,2	7,43	0,78	1,888
Tuyau P33	285,41	79,2	1,71	0,35	0,602
Tuyau P34	183,29	66	1,1	0,32	0,423
Tuyau P35	524,11	176,2	-11,48	0,47	0,713
Tuyau p36	102,5	55,4	0,62	0,26	0,198
Tuyau P37	126,46	55,4	0,76	0,32	0,353

Les données concernant la charge et la pression aux nœuds, dans le cas où ils se trouvent en un point, sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V. 6: Cotes et pression de chaque nœud (cas de pointe).

	Altitude	Demande	Charge	Pression
ID Noeud	m	LPS	m	m.c.e
Noeud N1	905,75	1,9	936,13	30,38
Noeud N2	906,35	3,1	938,39	32,04
Noeud N3	904,88	5,52	930,44	25,56
Noeud N4	903,08	5,26	930,71	27,63
Noeud N5	904,02	6,84	931,16	27,14
Noeud N6	902,8	3,15	931,16	28,36
Noeud N7	904	4,44	931,98	27,98
Noeud N8	902,91	1,98	930,93	28,02
Noeud N9	903,07	3,8	928,39	25,32
Noeud N10	902	1,84	924,71	22,71
Noeud N11	903,48	2,83	933,35	29,87
Noeud N12	903,54	1,55	933,06	29,52
Noeud N13	902,82	2,28	931,4	28,58
Noeud N14	903,07	1,13	930,75	27,68
Noeud N15	903,3	1,14	932,09	28,79
Noeud N16	902,4	2,14	929,57	27,17
Noeud N17	903,96	1,79	926,18	22,22
Noeud N18	903,96	9,08	933,7	29,74
Noeud N19	906,84	3,84	938,56	31,72
Noeud N20	906,68	2,79	938,67	31,99
Noeud N21	906,68	8,38	938,76	32,08
Noeud N22	902	3,58	929,96	27,96
Noeud N23	902,6	1,3	927,71	25,11
Noeud N24	903,86	2,93	932,58	28,72
Noeud N25	905,15	5,03	936,08	30,93
Noeud N26	905,54	3,86	937,42	31,88
Noeud N27	904	6,01	932,8	28,8
Noeud N28	902,5	4,98	929,67	27,17
Noeud N29	901	4,62	927,78	26,78
Noeud N30	900,5	1,1	927,36	26,86
Noeud N31	900,8	1,71	927,18	26,38
Noeud N32	906	0,62	938,19	32,19
Noeud N33	905	0,76	935,78	30,78
Réservoir R1	937	-111,25	939	2

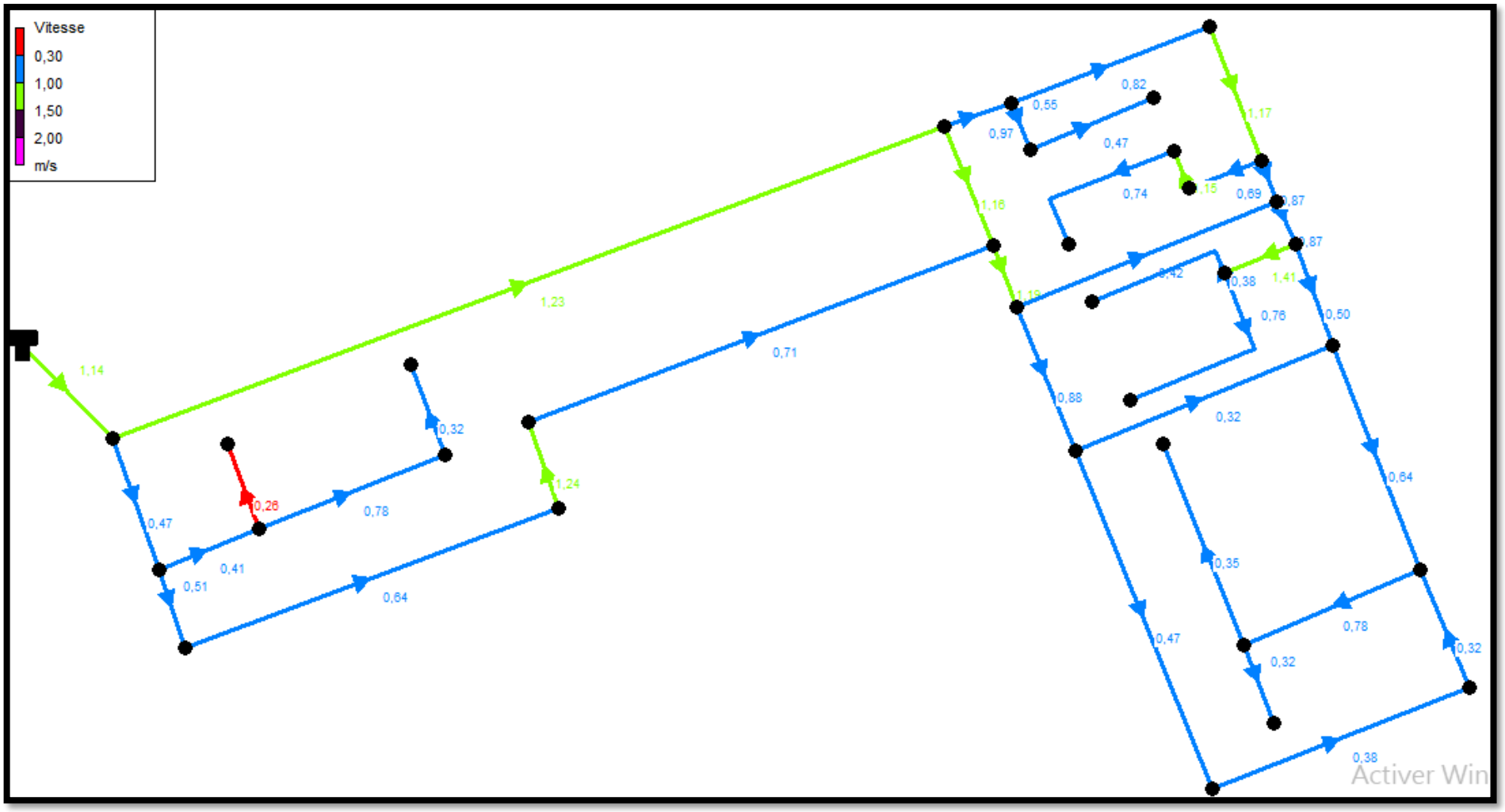


Figure V. 3: Le schéma global de la répartition des vitesses dans le réseau cas de pointe.

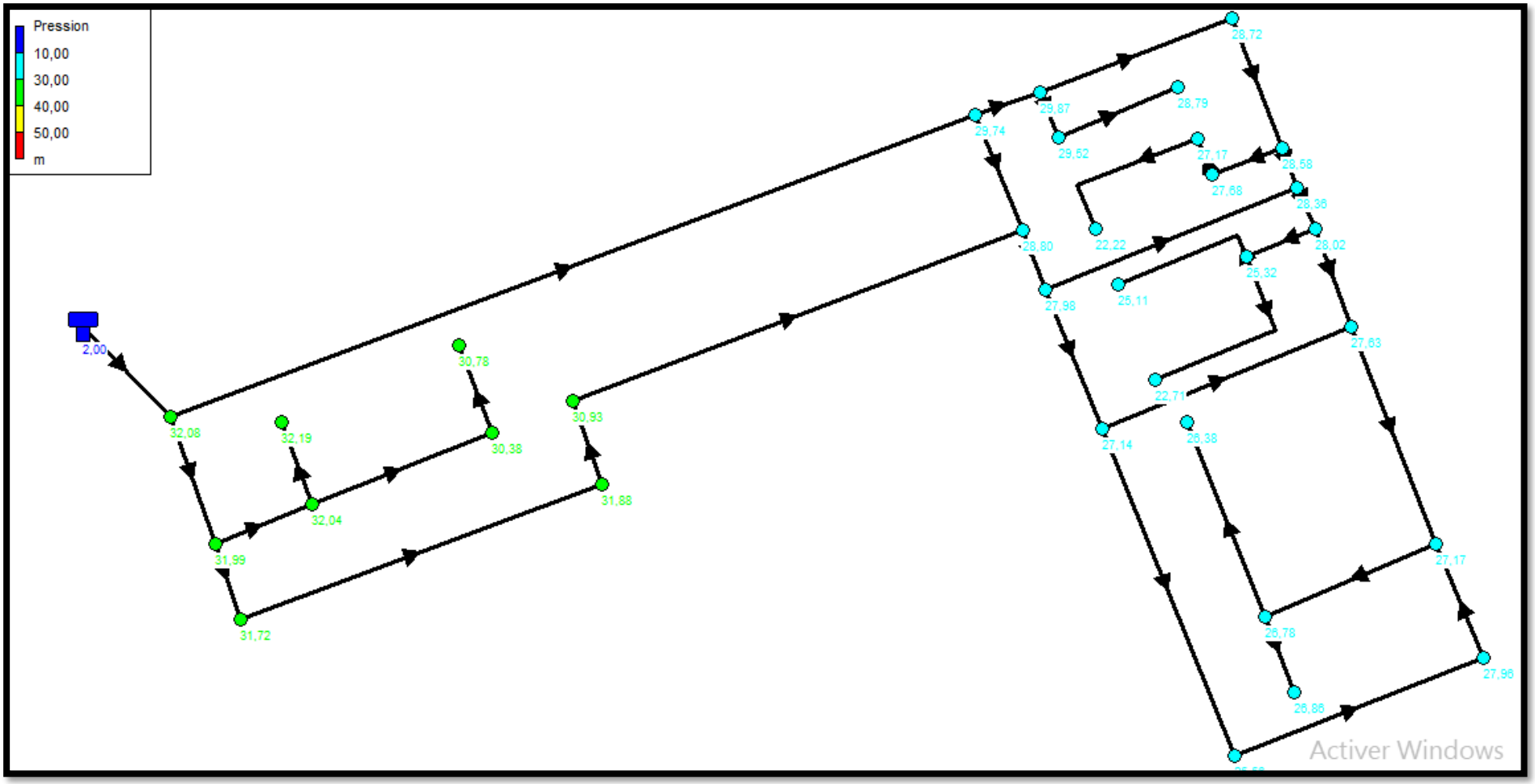


Figure V. 4: Le schéma global de la répartition des pressions dans le réseau en cas de pointe.

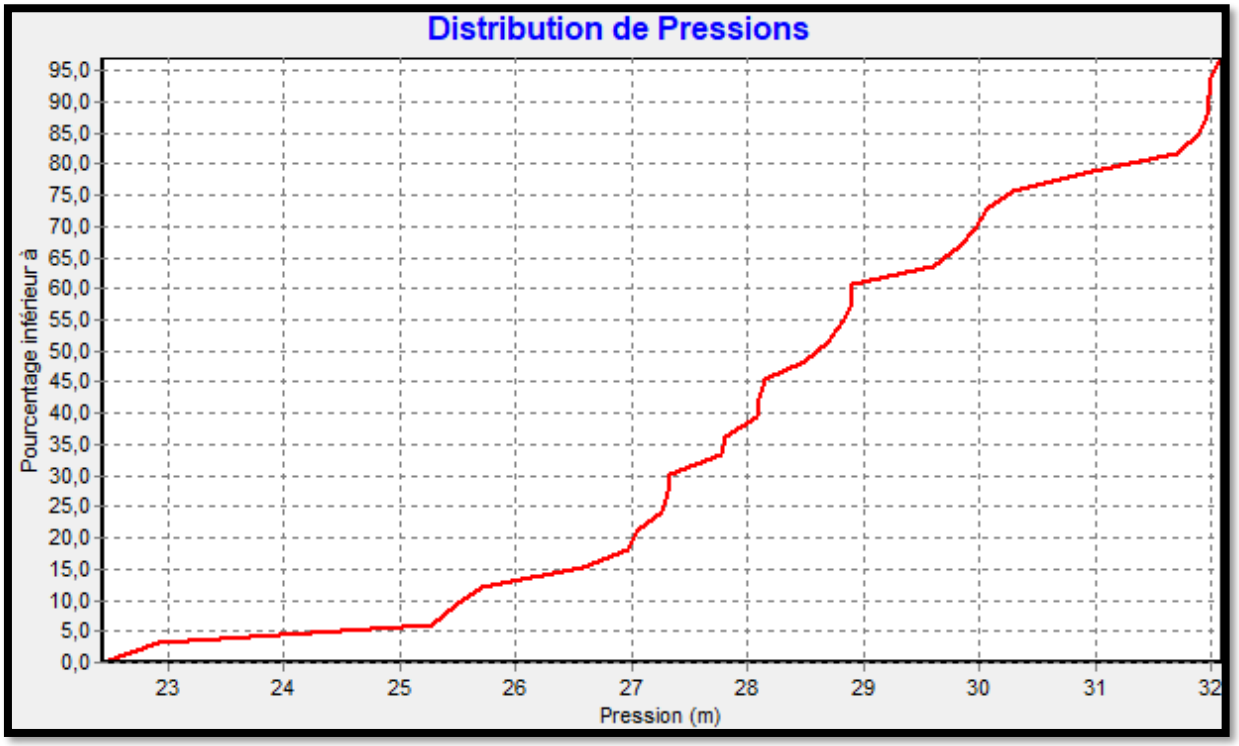


Figure V. 5: Distribution des pressions dans le réseau projeté (cas de pointe).

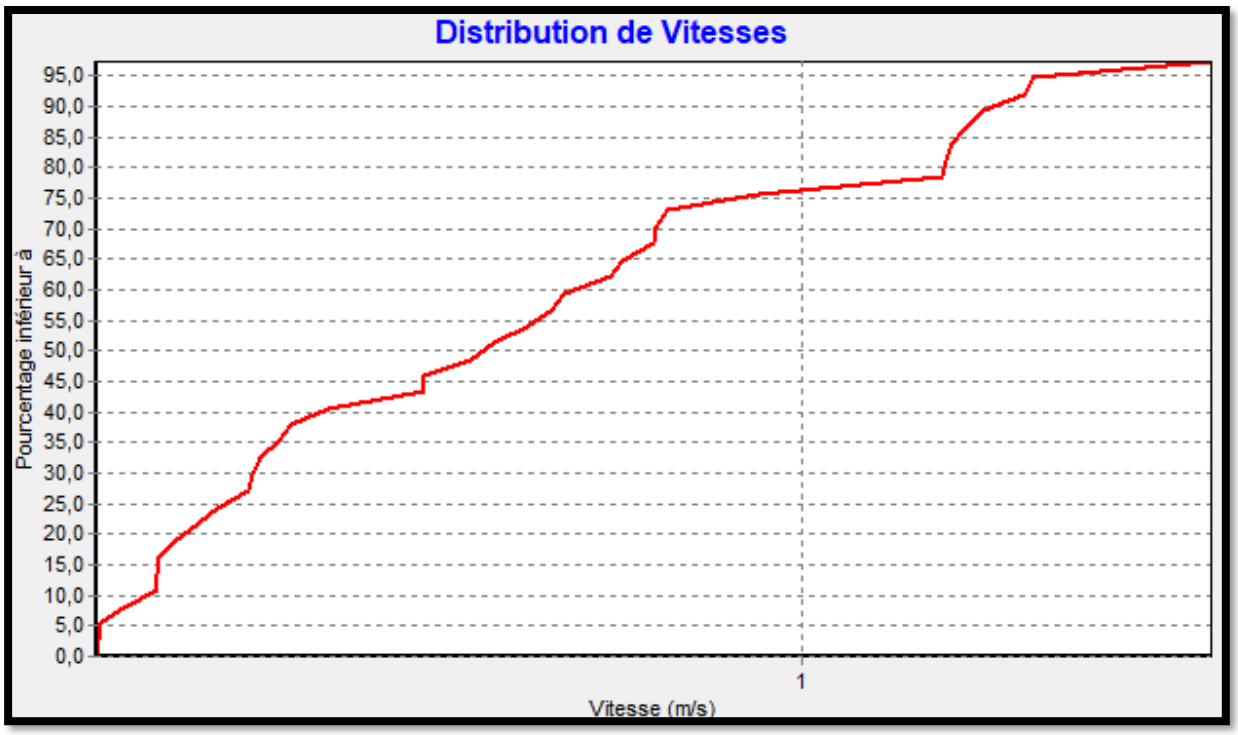


Figure V. 6: Distribution des vitesses dans le réseau projeté (cas de pointe).

V.7.1.1Résultats de simulation (cas de pointe) :

En utilisant le logiciel EPANET pour simuler le réseau, nous avons pu identifier les diamètres appropriés pour garantir un fonctionnement optimal du réseau pendant les heures de pointe. Pour le niveau le plus élevé pris en compte, il est nécessaire que la pression soit supérieure à 1 bar, et pour les bâtiments de R+4, la pression doit être d'environ 2,5 bars.

V.7.1.1.1 Les vitesses :

Les valeurs que nous avons obtenues se situent dans la marge de :

0,32 à 1,40 m/s pour la plupart des tronçons.

V.7.1.1.2 Les pressions :

Les valeurs que nous avons obtenues pression qui dépassent 10m.c.e pour tous les nœuds,et qui situent entre les valeurs de :

22,44 m.c.e (2bars) et 32,08 m.c.e (3bars).

*V.7.2*Cas de pointe +incendie :

Voici les tableaux suivants présentant les résultats des divers tronçons pour le scénario de pointe et d'incendie :

Tableau V. 7:Résultat des Caractéristiques Hydrauliques et diamètres des tronçons (cas de pointe + incendie).

	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	pert de charge
ID Arc	m	mm	LPS	m/s	m.c.e
Tuyau P1	307	55,4	1,84	0,76	3,67172
Tuyau P2	298	55,4	1,79	0,74	3,39422
Tuyau P3	133,21	277,6	-30,56	0,5	0,106568
Tuyau P4	155,66	176,2	-20,09	0,82	0,519904
Tuyau P5	65,4	176,2	-29,01	1,19	0,427062
Tuyau P6	108,62	79,2	6,94	1,41	2,538449
Tuyau P7	63,47	176,2	-28,59	1,17	0,403669
Tuyau P8	187,26	176,2	-35,93	1,47	1,812677
Tuyau P9	299,81	220,4	38,86	1,02	1,127286
Tuyau P10	103,33	220,4	-44,38	1,16	0,495984
Tuyau P11	129,52	96,8	5,06	0,69	0,646305
Tuyau P12	58,51	66	3,93	1,15	1,178977
Tuyau P13	68,68	79,2	2,69	0,55	0,28983

Tableau V. 8 : Résultat des Caractéristiques Hydrauliques et diamètres des tronçons (cas de pointe + incendie) (suite) .

	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Perte de charge
ID Arc	m	mm	LPS	m/s	m.c.e
Tuyau P14	106,01	220,4	21,39	0,56	0,134633
Tuyau P15	189,49	55,4	-1,14	0,47	0,966399
Tuyau P16	1261,31	277,6	89,34	1,48	7,113788
Tuyau P17	533,03	176,2	-17,55	0,72	1,396539
Tuyau P18	108,86	110,2	13,69	1,44	1,764621
Tuyau P19	727,8	110,2	8,66	0,91	5,123712
Tuyau P20	125,8	176,2	-38,53	1,58	1,3838
Tuyau P21	146,1	176,2	-35,87	1,47	1,408404
Tuyau P22	394,83	110,2	-3,03	0,32	0,422468
Tuyau P23	218,9	176,2	-30,52	1,25	1,569513
Tuyau P24	394,83	96,8	-3,56	0,48	1,0463
Tuyau P25	89,58	352,6	128,28	1,31	0,307259
Tuyau P26	225,25	141	6,38	0,41	0,27931
Tuyau P27	189,04	66	2,66	0,78	2,255247
Tuyau P28	216,25	66	1,3	0,38	0,679025
Tuyau P29	394	141	15,13	0,97	2,76194
Tuyau P30	202,45	96,8	-5,45	0,74	1,360464
Tuyau P31	325,92	141	-17,86	1,14	3,132091
Tuyau P32	300,09	110,2	7,43	0,78	1,887566
Tuyau P33	285,41	79,2	1,71	0,35	0,602215
Tuyau P34	183,29	66	1,1	0,32	0,4234
Tuyau P35	524,11	176,2	-20,65	0,85	2,159333
Tuyau p36	102,5	55,4	0,62	0,26	0,197825
Tuyau P37	126,46	55,4	0,76	0,32	0,352823

Les données concernant la charge et la pression aux nœuds, dans le cas pointe+incendie, sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V. 9: Cotes et pression de chaque nœud (cas de pointe+incendie) suite.

	Altitude	Demande	Charge	Pression
ID Noeud	m	LPS	m	m
Noeud N1	905,75	1,9	936,05	30,3
Noeud N2	906,35	3,1	938,31	31,96
Noeud N3	904,88	5,52	925,06	20,18
Noeud N4	903,08	5,26	926,79	23,71
Noeud N5	904,02	6,84	927,21	23,19
Noeud N6	902,8	3,15	927,74	24,94
Noeud N7	904	4,44	928,78	24,78

Tableau V. 1: Cotes et pression de chaque nœud (cas de pointe+incendie) suite.

	Altitude	Demande	Charge	Pression
ID Noeud	m	LPS	m	m.c.e
Noeud N8	902,91	1,98	927,31	24,4
Noeud N9	903,07	3,8	924,77	21,7
Noeud N10	902	1,84	921,1	19,1
Noeud N11	903,48	2,83	931,08	27,6
Noeud N12	903,54	1,55	930,79	27,25
Noeud N13	902,82	2,28	928,14	25,32
Noeud N14	903,07	1,13	927,5	24,43
Noeud N15	903,3	1,14	929,83	26,53
Noeud N16	902,4	2,14	926,32	23,92
Noeud N17	903,96	1,79	922,92	18,96
Noeud N18	903,96	9,08	931,58	27,62
Noeud N19	906,84	3,84	938,45	31,61
Noeud N20	906,68	2,79	938,59	31,91
Noeud N21	906,68	8,38	938,69	32,01
Noeud N22	902	20,58	922,3	20,3
Noeud N23	902,6	1,3	924,09	21,49
Noeud N24	903,86	2,93	929,95	26,09
Noeud N25	905,15	5,03	935,29	30,14
Noeud N26	905,54	3,86	937,06	31,52
Noeud N27	904	6,01	930,17	26,17
Noeud N28	902,5	4,98	923,66	21,16
Noeud N29	901	4,62	921,77	20,77
Noeud N30	900,5	1,1	921,35	20,85
Noeud N31	900,8	1,71	921,17	20,37
Noeud N32	906	0,62	938,11	32,11
Noeud N33	905	0,76	935,7	30,7
Réservoir R1	937	-128,28	939	2

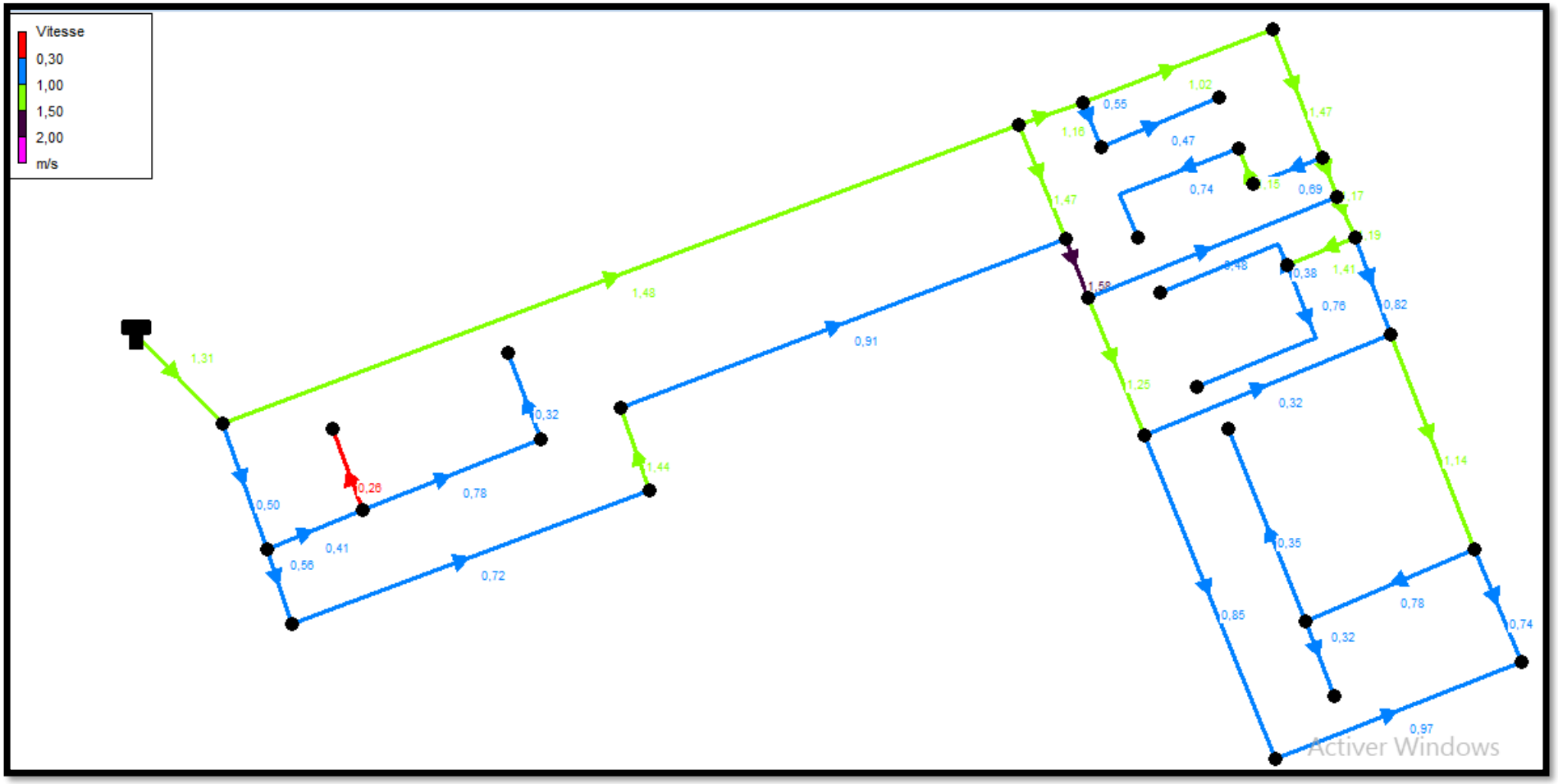


Figure V. 7 : Le schéma global de la répartition des vitesses dans le réseau cas de pointe + incendie .

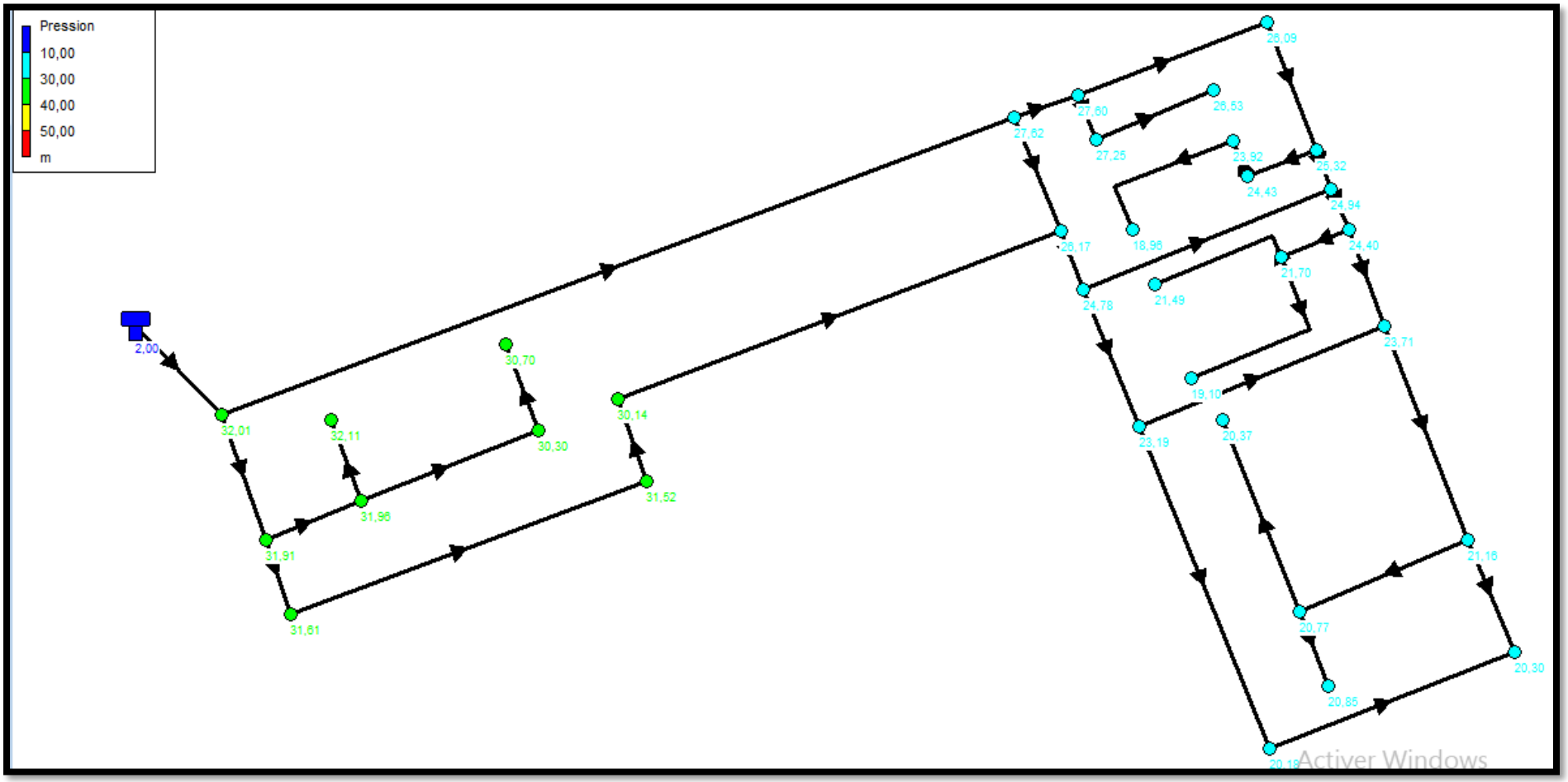


Figure V. 8 : Le schéma global de la répartition des pressions dans le réseau en cas de pointe+ incendie.

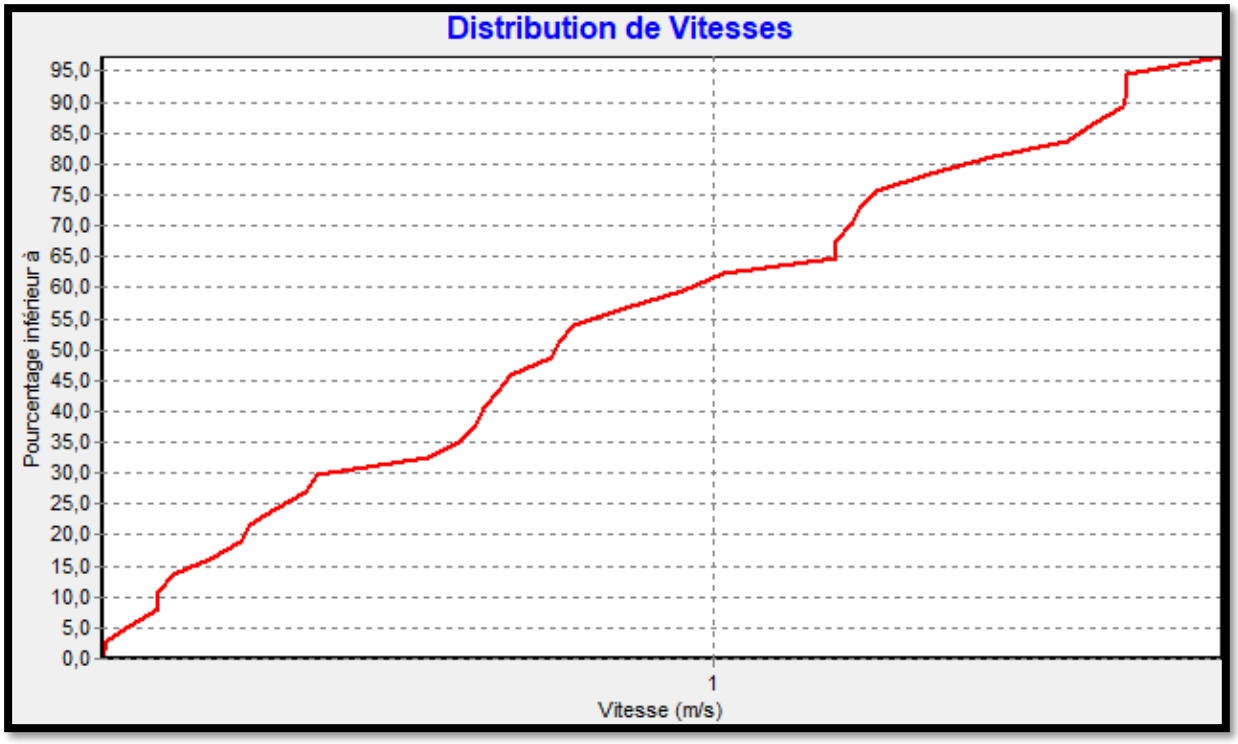


Figure V. 9 :Distribution des vitesses dans le réseau projeté (cas de pointe + incendie).

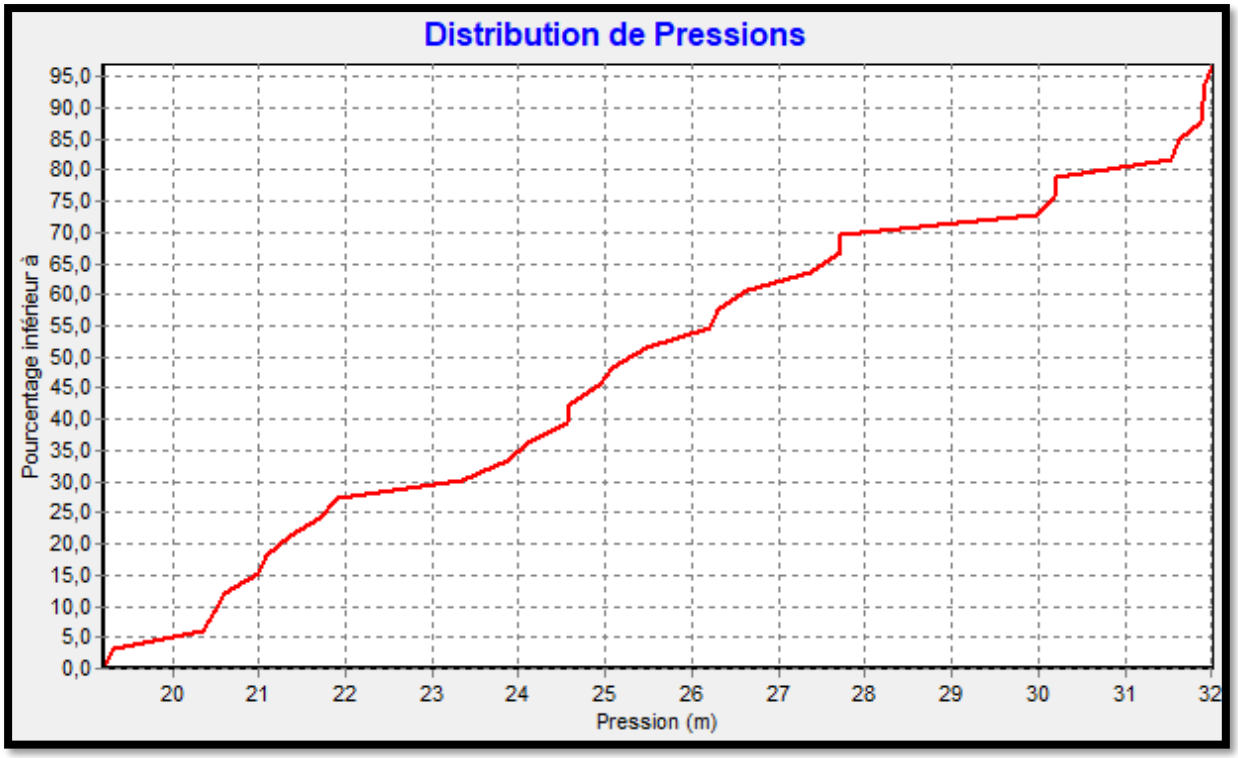


Figure V. 10 : Distribution des pressions dans le réseau projeté (cas de pointe + incendie).

V.7.2.1Résultats de simulation (cas de pointe+incendie) :

La réaction efficace du réseau en cas d'incendie est observée.

V.7.2.1.1 Les vitesses :

Ensuite, la simulation effectuée sur le fichier Epanet a abouti à des vitesses optimales sur l'ensemble du réseau. Les valeurs que nous avons obtenues :

0,32 m/s à 1,57 m/s pendant le cas du pointe + incendie.

V.7.2.1.2 Les pressions :

La pression se situe dans les normes entre 1 et 3 bars. Lorsqu'il y a un tronçon, une légère diminution de pression est observée. Les valeurs que nous avons obtenues :

19,21 m.c.e (2 bars) et 32,01 m.c.e (3 bars).

V.8Type de canalisation :

Les diamètres utilisés pour le réseau de distribution seront variés, allant de 60 mm à 400 mm, et ils seront constitués d'un assemblage de tuyaux en PEHD PN10 (CHIALLI). Dans la simulation réalisée avec le logiciel EPANET, le diamètre intérieur a été pris en compte.

$$\boldsymbol{D\,int = D\,ext - (2 \times e)} \qquad \textbf{IV. 5}$$

Avec :

- D int : diamètre intérieur
- D ext : diamètre extérieur
- e : épaisseur

V.9Pression :

Cette grandeur physique agit sur un liquide à l'intérieur d'une conduite afin de lui fournir l'énergie requise. Dans le contexte de ce réseau en particulier, il est impératif de maintenir une pression équivalente à la hauteur du bâtiment, augmentée de 10 mètres. En d'autres termes :

$$P(noeud\ considéré) = 10 + (3 \times n) = 10 + (3 \times 4) = 22\ m.c.e$$

Avec :

n : nombre d'étages

En conséquence, il est nécessaire de garantir des pressions minimales d'environ 22 mètres de colonne d'eau, étant donné la présence de plusieurs immeubles de quatre étages chacun.

Si les pressions se montrent inadéquates, il serait possible de considérer l'installation d'un surpresseur pour certains immeubles.

Conclusion :

Au sein de ce chapitre, nous avons planifié un réseau de distribution et conduit une simulation hydraulique de notre approche choisie, cela autorise l'évaluation du fonctionnement du réseau. Nous avons observé que le fonctionnement du réseau de distribution urbain est adéquat, même pendant les périodes de forte demande ainsi que dans des situations d'urgence telles que les incendies, où les vitesses et les pressions de service demeurent conformes aux normes établies.

Chapitre VI :

Pose de conduite et accessoires

Introduction :

Le rôle principal d'une canalisation consiste à acheminer un débit souhaité tout en faisant face à diverses contraintes potentielles telles que la surpression, la dépression, ainsi que la pression exercée par l'eau et le terrain. Ce chapitre se consacre à l'installation de canalisations en tranchée, aux multiples méthodes d'assemblage des tubes en PEHD, ainsi qu'aux divers composants utilisés dans un système d'approvisionnement en eau potable.

VI.1 Pose de canalisation :

VI.1.1 Principe de pose des canalisations :

Le principe fondamental de l'installation des canalisations demeure constant pour toutes les conduites, mais la méthode d'installation varie en fonction des caractéristiques du terrain afin de réduire au minimum l'impact des différentes contraintes auxquelles la canalisation est soumise. L'épaisseur du matériau de remblai au-dessus de la partie supérieure de la conduite peut varier en fonction de la région en raison des variations de température, notamment à cause du gel. Généralement, cette épaisseur est d'environ 1 mètre. Afin d'assurer un bon écoulement, il est nécessaire que la conduite soit toujours installée avec une légère pente, créant ainsi des points bas pour la vidange et des points hauts pour l'évacuation de l'air, que ce soit pendant la phase initiale de remplissage de la conduite ou pendant son fonctionnement régulier. Par conséquent, un tracé en forme de dent de scie est généralement adopté, avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tous les 200 à 400 mètres.

Lors de l'installation de tout élément solide, il est nécessaire de maintenir une distance d'environ 10 mètres par rapport aux canalisations, de 30 centimètres par rapport aux câbles électriques, et de 60 centimètres par rapport aux canalisations de gaz.

VI.1.1.1 Pose selon la nature de terrain :

Pour l'installation de canalisations dans un sol ordinaire, on creuse une tranchée d'au moins 60 cm de largeur et d'une profondeur suffisante pour accueillir le lit de sable, la conduite, et un remblai d'au moins 80 cm d'épaisseur. Au fond de la tranchée, on place un matelas élastique de sable d'une épaisseur d'au moins 10 à 20 cm pour soutenir le tuyau. Avant de commencer la pose, on inspecte les conduites pour éliminer celles qui ont été endommagées par des chocs ou présentent des fissures, etc. Ensuite, la descente du tuyau est effectuée manuellement ou mécaniquement, de manière contrôlée. Le remblaiement se fait par couches de 20 à 30 cm,

sans pierres, et est soigneusement compacté, généralement en utilisant des engins de chantier pour terminer le processus.

VI.1.1.2 Pose selon la nature des conduites :

Dans notre projet, il est strictement interdit d'enfouir les canalisations en polyéthylène haute densité (PEHD) à l'aide d'une charrue, sauf si des exceptions sont expressément autorisées. Si des coudes sont nécessaires et ont un rayon de courbure compris entre 6 et 16 fois le diamètre extérieur du tuyau, ils doivent obligatoirement être cintrés à chaud. Les courbures ayant un rayon de courbure plus important doivent être évitées. En cas de pose par temps chaud, il est impératif de serrer les raccords des canalisations et de réaliser le remblaiement uniquement pendant les périodes plus fraîches, de préférence le matin.

VI.2 Critères de choix des canalisations:

Lorsque l'on planifie la conception, la pose de canalisations, il est crucial d'utiliser des matériaux appropriés, en prêtant une attention particulière à la sélection des conduites. Le choix du revêtement interne et externe est d'une importance capitale, notamment en ce qui concerne sa conformité aux normes sanitaires, sa compatibilité avec les caractéristiques de l'eau, sa résistance aux facteurs externes liés à la corrosion du sol, ainsi que d'autres critères essentiels tels que la compacité, la résistance à l'abrasion, l'adaptation aux types de sol et de leur consistance, la nature du milieu traversé (humide ou sec), l'étanchéité, la faible rugosité et la faible porosité.

Il est également impératif de vérifier si l'eau transportée ne présente pas de caractéristiques agressives pour les conduites, les pièces spéciales telles que les coudes et les joints, ainsi que d'autres équipements associés. Le choix du matériau peut être orienté par des considérations techniques, économiques et de disponibilité sur le marché national.

VI.2.1 Choix des canalisations en fonction du liquide transporté :

L'eau transportée à travers les réseaux présente une variété de caractéristiques physicochimiques distinctes, nécessitant une distinction entre deux types principaux d'eaux à considérer :

- Les eaux corrosives susceptibles d'endommager les surfaces métalliques non protégées.
- Les eaux agressives envers les matériaux à base de ciment.

VI.2.2 Choix des canalisations en fonction du type de sol :

Un revêtement extérieur a pour objectif de garantir une protection durable contre les effets corrosifs des sols. Pour déterminer quel type de tuyau convient à un sol spécifique, il est recommandé de mener une étude préliminaire sur la corrosivité ou l'agressivité du terrain. En première analyse, on peut classer les types de sols comme suit :

- Sols à faible risque : comprenant les sables, les graviers, les matériaux d'empierrement et les calcaires.
- Sols à risque élevé : comprenant les marnes et les argiles.
- Sols à risque très élevé : comprenant le gypse, la pyrite et les sols contenant des matières combustibles.

VI.3 Type de canalisation :

Le réseau de distribution de l'agglomération est constitué d'un système de conduites principales auxquelles sont rattachées des conduites de diamètres plus petits, appelées conduites secondaires et tertiaires. Notre réseau adopte une structure ramifiée avec plusieurs mailles interconnectées.

Pour notre projet, nous avons choisi d'utiliser des tubes en polyéthylène haute densité (PEHD) de classe PN10 en raison de leurs nombreux avantages. Les conduites en PEHD utilisées pour la distribution d'eau potable doivent être conformes à des normes spécifiques.

VI.3.1 Tubes PEHD :

Le tube en polyéthylène à haute densité (PEHD) est fabriqué à partir de matériaux synthétiques et se distingue par ses propriétés, garantissant le transport d'eau potable pour diverses applications, qu'il s'agisse d'installations domestiques ou agricoles.

Il est aisément identifiable grâce à sa teinte bleue ou à sa couleur noire agrémentée de lignes bleues.

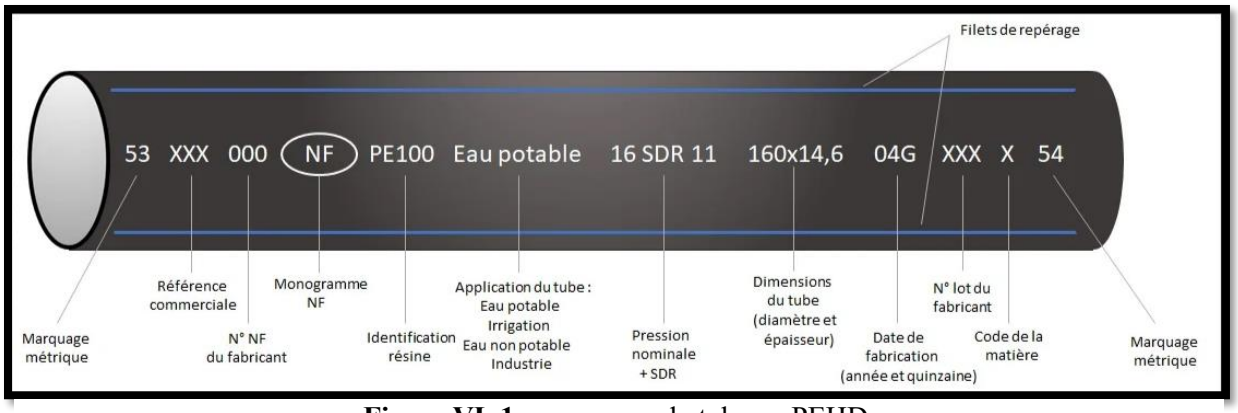


Figure VI. 1 : marquage du tube en PEHD.

Source : manomano.fr/conseil/tube-en-polyethylene-comment-choisir-4727

VI.4 Pose des conduites :

VI.4.1 Pose des canalisations en tranchée ouverte :

La plupart du temps, les conduites sont installées en tranchée ouverte, généralement par sections, en commençant par les points les plus élevés pour faciliter l'écoulement naturel des eaux d'infiltration si nécessaire. La largeur de la tranchée doit être suffisante pour permettre le travail d'un ouvrier, généralement d'au moins 0,70 m pour les conduites de petit diamètre, mais plus large pour les conduites de plus de 150 mm, avec des niches aux joints. L'alignement et le nivellement corrects des tuyaux sont essentiels pour les protéger contre les dommages extérieurs, maintenir l'eau fraîche et éviter le gel. Une couche de terre d'environ 1 mètre d'épaisseur recouvre les canalisations. Le fond de la tranchée doit être plan le long de la même pente pour maintenir la conduite rectiligne entre les changements de pente ou de direction. Une fois le fond de la tranchée préparé, les tuyaux sont abaissés manuellement pour les petits diamètres ou à l'aide d'engins spéciaux pour les gros diamètres, puis ils sont assemblés bout à bout. Les tuyaux en acier nécessitent une reconstruction rigoureuse des revêtements là où ils pourraient être endommagés. Cette méthode permet de placer plusieurs centaines de mètres de canalisations assemblées et testées dans une tranchée étroite.

VI.4.2 Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 70 cm. Le fond dela tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm. Convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celle qui en subies des chocs, des fissures, …, après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente.

Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butés de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée. Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des jointe doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement Cette épreuve doit durée 30 min environ, la variation de niveau ne doit pas excéder 0,2 Bars.Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempts de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins. **(SALAH B., 2014)**

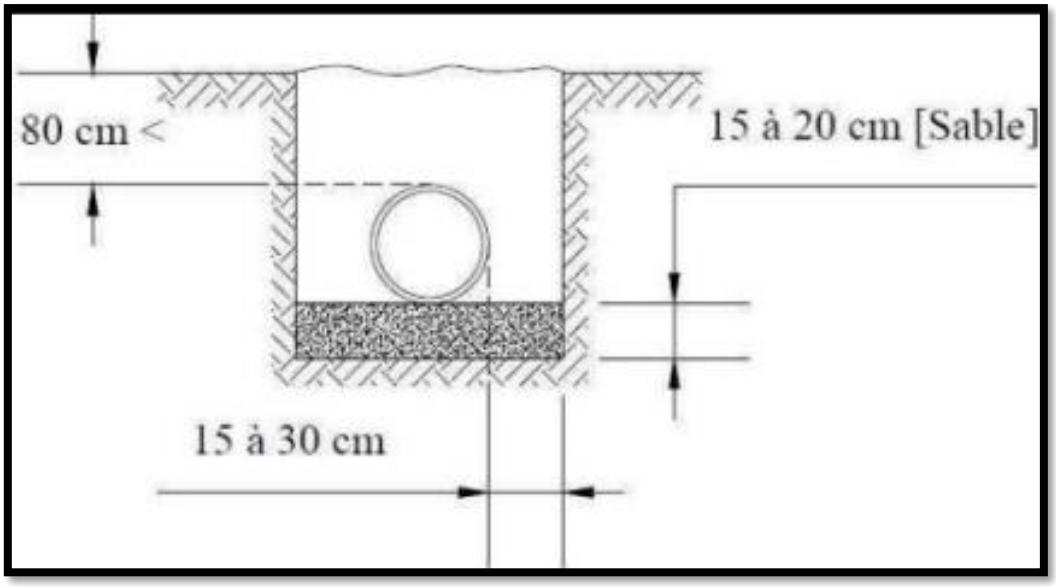


Figure VI. 2: pose de canalisation dans un terrain ordinaire.

Source : SALAH B., 2014

VI.4.3 Butée et amarrage :

Il s'agit d'une configuration particulière qui se distingue lors de l'installation de conduites, notamment dans les changements de direction ou lors de l'assemblage, dans le but de garantir la stabilité et la résistance des canalisations face à la pression exercée par l'eau au niveau des coudes, des extrémités (dans un réseau de distribution) où des ruptures pourraient se produire. Pour ce faire, on érige des massifs en béton dont le poids contrecarre le risque de désaccouplement des raccords.

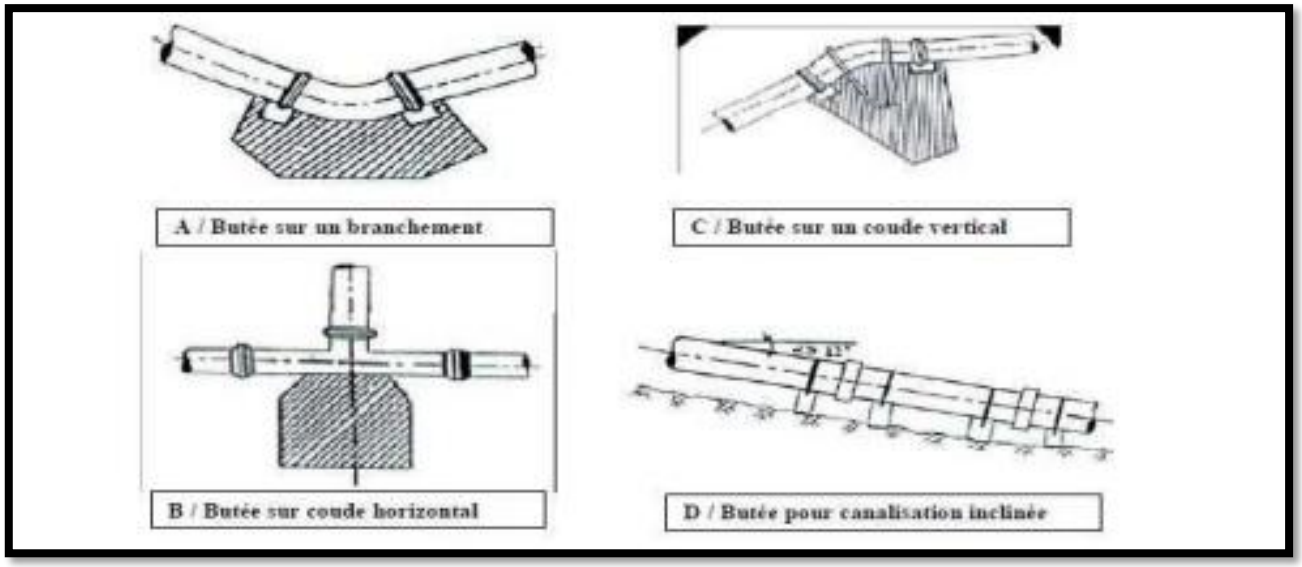


Figure VI. 3: butée et amarrage

VI.5 Mise en Œuvre :

Les missions qui composent les tâches à accomplir sont :

VI.5.1 Excavation des tranchées :

Avant de débuter les travaux d'installation, il est nécessaire de procéder aux opérations de piquetage, qui ont pour objectif de :

1. Définir concrètement sur le terrain le tracé et le profil en long de la canalisation.
2. Transférer la position de tous les ouvrages enfouis tels que les réseaux d'assainissement, les câbles électriques, les lignes de télécommunication, et les canalisations de gaz.
3. La réalisation de la tranchée dépend de plusieurs paramètres, notamment l'environnement, le type de joint et le diamètre de la canalisation, la nature du sol, ainsi que la profondeur de pose.

L'excavation sera effectuée de manière mécanique à l'aide d'une pelle mécanique, et la profondeur minimale de la tranchée à creuser atteindra 0,6 mètre. L'excavation des tranchées se fait par tronçons successifs, en commençant par les points les plus élevés afin d'assurer, si nécessaire, un drainage naturel des eaux d'infiltration.

VI.5.1.1 Largeur de la tranchée :

La largeur de la tranchée sera déterminée en se basant sur le diamètre de la conduite, en laissant un espace de 0,25 mètre de chaque côté de la conduite pour faciliter les opérations. Cette largeur de tranchée peut être calculée à l'aide de la formule suivante **:**

$$\boldsymbol{b = D + (2 \times 0,30)} \qquad \textbf{V. 1}$$

Avec :

b : largeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

VI.5.1.2 La profondeur de la tranchée :

La profondeur varie dans la plage de 0,60 mètre à 1,20 mètre, ce qui garantit la protection de la conduite contre le risque d'écrasement en raison des charges excessives et des fluctuations de température. On peut calculer la profondeur de la tranchée en se référant à la formule suivante :

$$\boldsymbol{Htr = D + H1 + H2} \qquad \textbf{V. 2}$$

Avec :

- Htr : la profondeur de la tranchée (m) ;
- H1 :[20 à 30cm] épaisseur de lit du pose (e =0.2m)

- H2 : [80 à 120cm] distance verticale au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite,
- D : diamètre de la conduite (mm).

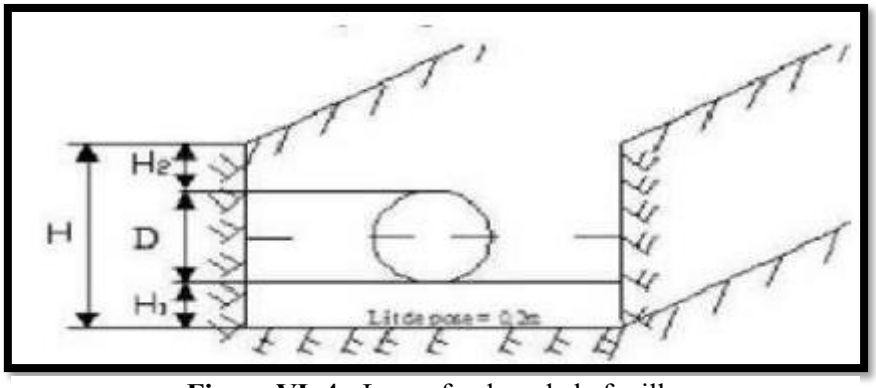


Figure VI. 4 : La profondeur de la fouille.

VI.5.1.3 Lit de sable :

Mettre en place une couche de sable d'une épaisseur de 10 centimètres sous la partie extérieure inférieure, en utilisant du sable de carrière concassé ou du sable de grain.

VI.5.1.4 L'enrobage :

Appliquer une couche d'enrobage de 20 centimètres au-dessus de la partie extérieure supérieure, puis installer le grillage avertisseur bleu.

VI.5.1.5 Le remblayage supérieur :

Les remblais sont toujours réalisés en utilisant des matériaux d'apport conformes à la réglementation en vigueur. Ces matériaux sont compatibles avec les éventuelles recommandations provenant de l'étude géotechnique, et ils permettent à l'entreprise de respecter les objectifs de densification appropriés en fonction du type de chaussée.
La pose des tuyaux privilégiera une position butée. Toutefois, l'utilisation de pièces verrouillées nécessitera une autorisation de la Métropole.
Il est impératif de prévoir une couverture minimale de 0,80 mètre par rapport à la partie extérieure supérieure lors de la pose des tuyaux.

VI.5.2 Systèmes de raccordement :

Deux méthodes de raccordements sont disponibles pour les tuyaux en PEHD.

VI.5.2.1 Raccordement par accessoires électro-soudables :

D'après les données statistiques au niveau mondial, ce nouveau système garantit une absence totale de fuites. Cependant, il nécessite certaines précautions lors de l'assemblage. Les raccords électro-soudables sont équipés d'un fil résistant qui se connecte à une source d'énergie par le biais de bornes situées en dehors de la zone de soudage. Une fois que les pièces à raccorder ont été grattées, nettoyées et positionnées, une tension est appliquée aux bornes du raccord.

Cette tension permet la fusion de la surface des matériaux grâce à la distribution de l'énergie électrique. Elle assure ainsi une liaison intime entre les polyéthylènes du tube et du raccord, garantissant une adhérence parfaite et une étanchéité totale entre le raccord et le tube. Ce type de méthode de raccordement est fortement recommandé.

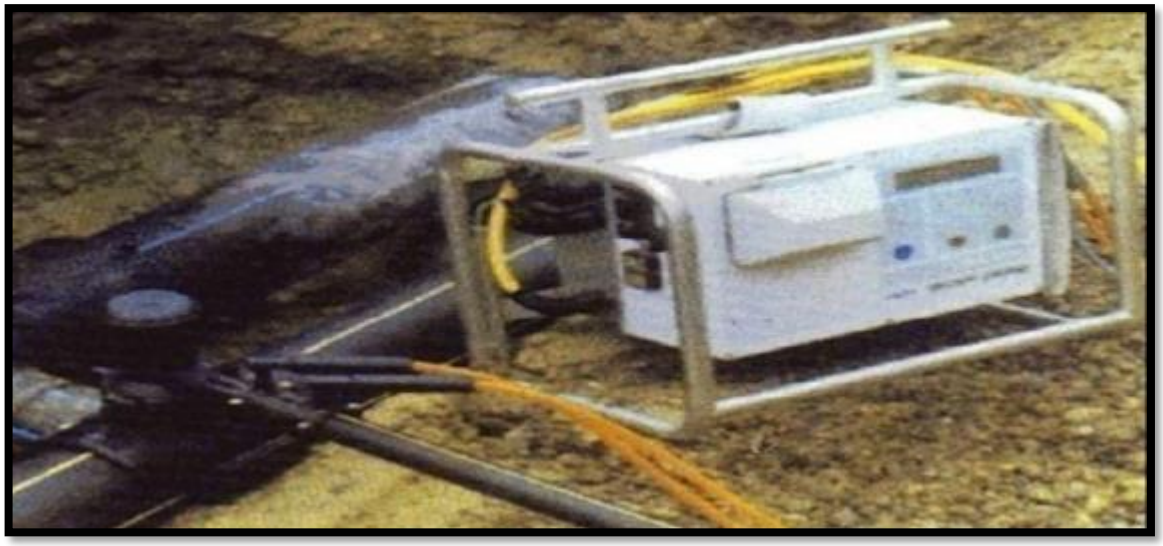


Figure VI. 5: Raccordement par accessoires électro-soudable.

VI.5.2.2 Raccordement par accessoires à compression (mécanique) :

La connexion par compression s'effectue en utilisant des raccords filetés fabriqués en plastique ou en laiton.



Figure VI. 7: coude mal filete.



Figure VI. 6 : raccorde d'adaptation

VI.5.3 Désinfection du réseau :

Avant de fournir de l'eau pour la consommation publique, une fois que les travaux de conduite et de distribution sont terminés, il est nécessaire d'effectuer une désinfection du réseau conformément aux instructions du laboratoire. Cette désinfection peut être réalisée à l'aide de chlore ou de permanganate de potasse, l'élément essentiel étant que la solution désinfectante puisse atteindre les extrémités du réseau. Après un temps de contact adéquat avec cette solution, un rinçage à l'eau claire est effectué.

VI.6 Les accessoires et pièces spéciales en AEP :

VI.6.1 Rôle des organes accessoires :

Le long d'une canalisation, divers accessoires sont installés, comprenant notamment les robinets-vannes à opercule, les robinets-vannes à papillons, les ventouses, les clapets d'air, les dispositifs de mesure tels que les débitmètres et les manomètres, ainsi que les pièces de raccordement. Leur rôle principal est de :

- Protéger la canalisation.

- Garantir un écoulement fluide.

- Réguler les pressions et mesurer les débits.

- Évacuer le contenu d'une conduite.

- Introduire ou évacuer de l'air dans une conduite.

- Extraire des débits.

- Modifier la direction de l'écoulement.

- Connecter deux conduites.

- Ajuster le diamètre.

- Isoler les canalisations.

VI.6.2 Les Robinets-Vannes :

Ce sont des dispositifs installés à chaque point d'intersection du réseau, et ils servent à isoler les différentes sections du réseau. Ils sont également utilisés pour ajuster les débits.

VI.6.2.1 Les vannes de sectionnement :

Il existe diverses catégories de robinets, chacune ayant une fonction spécifique. Le choix du type de robinet dépend des exigences du réseau.

VI.6.2.1.1 les robinets –vannes opercule :

L'obturateur se déplace de manière perpendiculaire à la direction de l'écoulement du fluide. Les vannes peuvent être de type à sièges obliques ou parallèles, et leur commande peut être effectuée à l'aide d'un levier ou avec une tige de manœuvre ayant un filetage intérieur ou extérieur. Bien que ces équipements soient robustes et parfaitement adaptés à la fonction d'isolement, offrant un passage intégral et une faible perte de charge en position ouverte, ils ne conviennent cependant pas à la fonction de réglage.

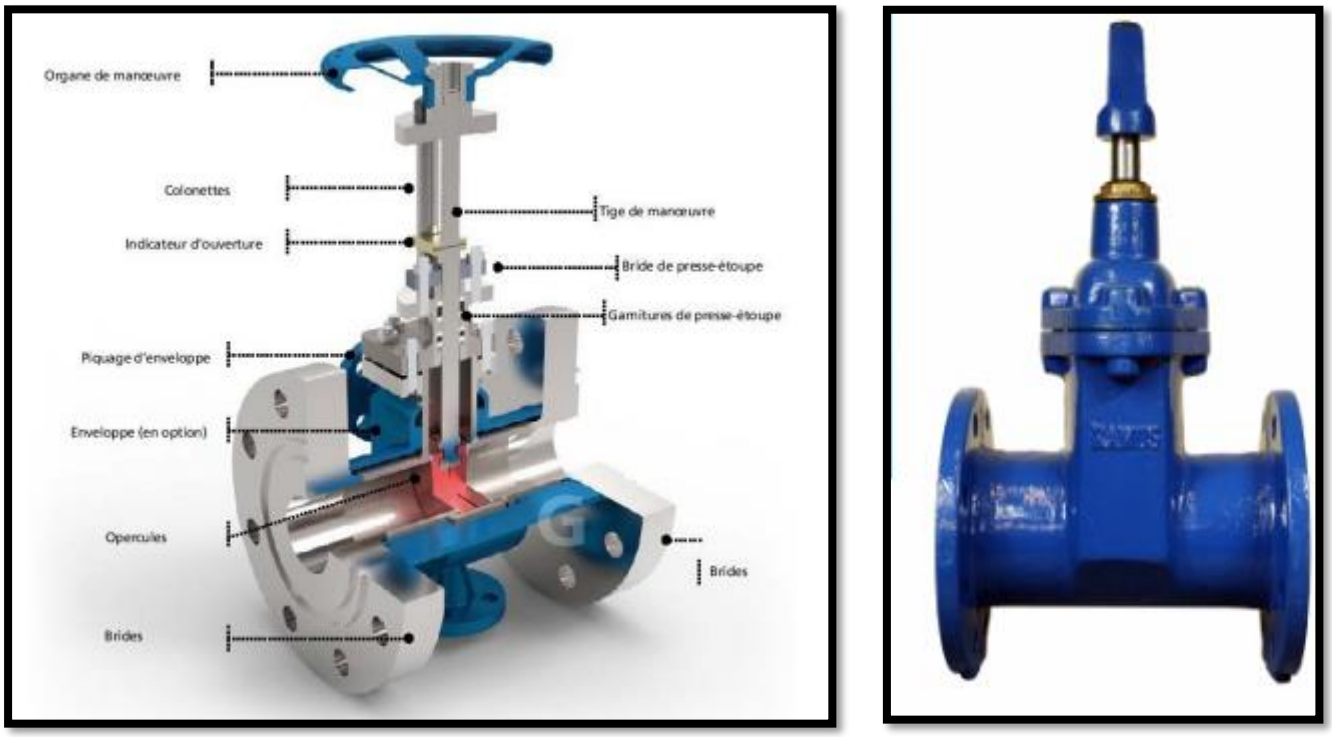


Figure VI. 8 : les robinets –vannes opercule.

Source : Équipement de réseau d'AEP (univ-djelfa.dz)

VI.6.2.1.2 Les vannes papillons :

Il s'agit de vannes de régulation de débit et de sectionnement à conception relativement basique, conçues pour se fermer sous la pression de l'eau. Elles sont principalement utilisées au niveau des sorties des réservoirs d'eau et sur les conduites de gros diamètres, mais il est important de noter qu'elles ne doivent pas être utilisées en aval d'une conduite. Leurs

Avantages clés résident dans leur conception simple, qui n'occupe pas beaucoup d'espace, leur légèreté et leur coût inférieur par rapport à d'autres types de vannes.

Voici les types de vannes :

- Vanne papillon à brides.
- Vanne papillon à manchette.
- Vanne papillon double excentration à brides.
- Vanne papillon haute performance.
- Vanne papillon revêtue.

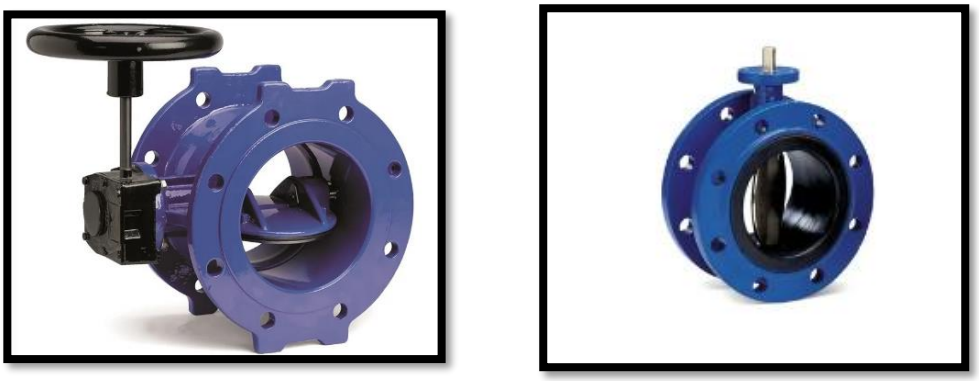


Figure VI. 9: Robinet à papillon à brides.

Source : AVK VANNE A PAPILLON DOUBLE EXCENTRIQUE PN 10/16 - AVK France

VI.6.3 Choix du type de vannes :

- Dn ≤ 2oomm : vanne à opercule.
- Dn ≥ 2oomm : vanne papillon.

VI.6.3.1 Les vannes de régulation :

VI.6.3.1.1 Les vannes de régulation, de réduction de pression et débit :

Il s'agit de vannes qui utilisent l'énergie du flux d'eau qui les traverse pour contrôler et maintenir la pression ou le débit à des niveaux souhaités. Ces vannes ajustent le débit du fluide en modifiant la position de l'obturateur de la vanne grâce à la force exercée par l'actionneur. Les catégories comprennent :

1. Robinets à soupape :
2. Vannes sanitaires.
3. Vannes rotatives.

VI.6.3.1.2 Les clapets de non-retour :

Ils ont pour fonction de guider le flux dans une seule direction. On les utilise couramment dans les stations de pompage, où ils sont généralement positionnés entre les pompes et les vannes de sectionnement, voire directement à la sortie des pompes. De plus, on les retrouve fréquemment sur les conduites de distribution.

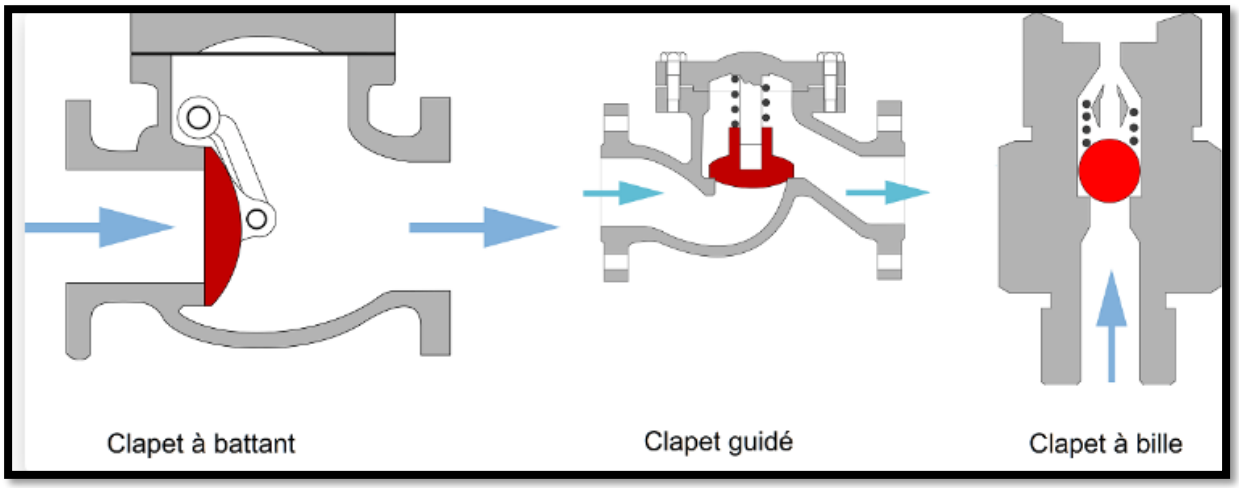


Figure VI. 10: Les différents types de clapets

Source : Clapet anti-retour : à quoi ça sert ? Comment ça fonctionne ?| MesDépanneurs.fr (mesdepanneurs.fr)

VI.6.3.1.3 Les ventouses :

Également désignées sous le nom de reniflards, leur principale fonction consiste à éliminer l'air présent dans les conduites, tout en permettant l'entrée d'air dans ces conduites lorsqu'elles sont vidangées, ou plus généralement lorsqu'une cavitation se produit à un point élevé.

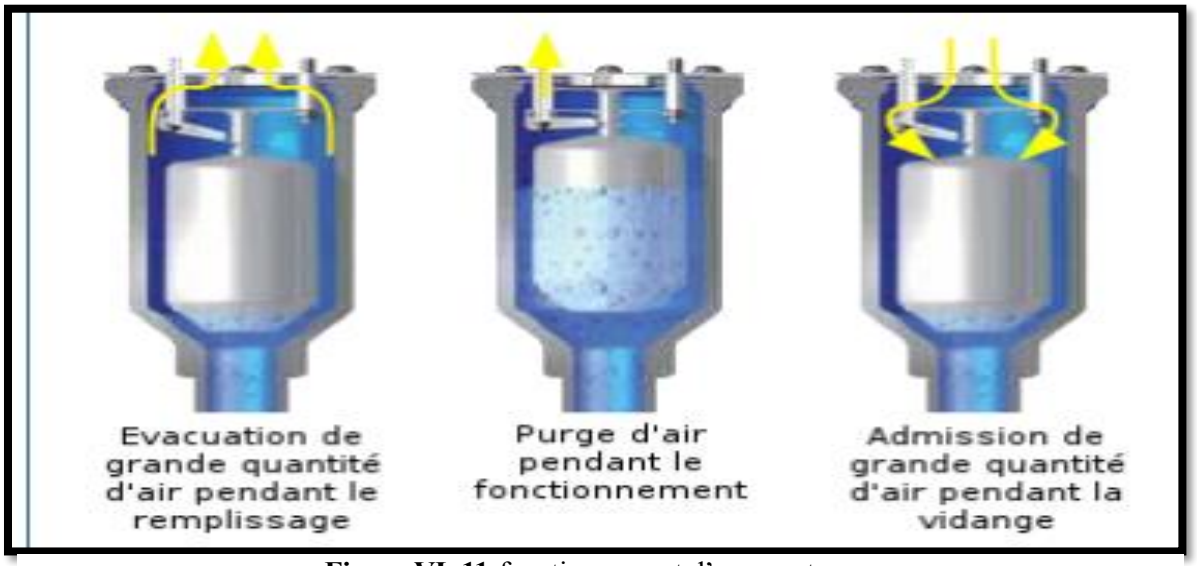


Figure VI. 11:fonctionnement d'une ventouse.

Source : ventouse triple fonction, ventouse triple effet - Helyon, Spécialiste en France de la sécurité industrielle

VI.6.3.1.4 Les poteaux d'incendie :

Le poteau d'incendie est un dispositif essentiel pour la lutte contre les incendies, permettant de connecter au-dessus du sol les équipements mobiles des services de secours à un réseau sous pression. Il s'agit également d'un point d'accès à l'eau situé sur un réseau souterrain, destiné à fournir de l'eau aux camions des pompiers. Ces réseaux sont spécialement conçus pour lutter contre les incendies et pour fournir de l'eau potable au public. Ces installations sont stratégiquement placées près des routes, afin de garantir un accès constant.

Les poteaux d'incendie se distinguent par différents critères, notamment leur système de fermeture et d'étanchéité, leur diamètre nominal (DN), ainsi que leur capacité à être utilisés dans les deux sens ou non. Ils doivent également respecter les normes requises pour les produits destinés à être installés sur des réseaux d'eau destinée à la consommation humaine.



Figure VI. 12: Le poteau d'incendie.

Source : Travaux d'assainissement à Afa – Demandez votre devis gratuit (terrassement-ajaccio.fr)

VI.6.3.2 Pièces spéciales de raccordement :

Il y a différents types de raccords disponibles :

VI.6.3.2.1 Coude :

ils sont utiles surtout pour les réseaux maillés et ramifiés lorsque laconduite change de direction**.**



Figure VI. 13: Coude.

Source : Coudes à patin BLUTOP | Saint-Gobain PAM France (pamline.fr)

VI.6.3.2.2 Tés :

Les tés sont employés pour prélever un flux d'une conduite ou pour ajouter un débit supplémentaire. On les trouve fréquemment dans les réseaux interconnectés, les réseaux ramifiés et les canalisations d'adduction lors de dérivations. Les tés peuvent avoir soit trois connexions emboîtées, soit deux connexions emboîtées et une bride.



Figure VI. 14: Tés à 3 Brides.

Source : Bienvenue sur le site web de HOLAM :: Voirie, Assainissement, et Eau Potable

VI.6.3.2.3 Cônes :

Les cônes servent à connecter deux conduites de diamètres différents, et on les trouve couramment à l'entrée et à la sortie des pompes. Il existe trois types de cônes :

- Les cônes avec deux connexions emboîtées.
- Les cônes avec deux brides.
- Les cônes avec une combinaison d'emboîtement et de bride.



Figure VI. 15: Cône à bride.

Source : Adaptateur hydraulique - Frischhut - de réduction / pour tuyaux / à bride (directindustry.fr)

VI.6.3.2.4 Les manchons :

Ils sont principalement présents lors de l'assemblage des accessoires tels que les robinets-vannes et certains types de joints. Leur conception permet de les adapter à des tuyaux de divers matériaux ou spécifiquement conçus pour un matériau particulier.



Figure VI. 16:manchons pour tube PEHD

Source : Manchon plastique pour tube PE (anjou-connectique.com)

VI.6.3.3 Les évaluations de pression et de débit :

VI.6.3.3.1 Mesure de la pression :

La pression peut être évaluée à l'aide de différents types de manomètres, notamment le manomètre à soufflet, le manomètre à capsule et le manomètre à membrane.



Figure VI. 17: Manomètre à membrane.



Figure VI. 19: Manomètre à capsule.



Figure VI. 18: Manomètre à soufflet.

VI.6.3.3.2 Mesure de débit :

Dans notre projet, les éléments essentiels se composent principalement de compteurs de débit métriques. Ces compteurs sont stratégiquement installés en deux emplacements clés : à la sortie du réservoir et au sein du réseau de distribution. Leur emplacement revêt une grande importance pour la gestion du réseau, notamment en ce qui concerne la mesure du débit et la détection de fuites. De plus, ils sont positionnés aux extrémités des sections qui constituent les mailles de notre réseau.

VI.6.3.3.2.1 Diaphragme :

Il s'agit d'un disque percé en son centre, réalisé dans le matériau compatible avec le liquide utilisé. Le diaphragme concentrique comprime l'écoulement du fluide, ce qui engendre une pression différentielle de part et d'autre de celui-ci. Il en résulte une haute pression en amont et une basse pression en aval, proportionnelle au carré de la vitesse d'écoulement. C'est le dispositif le plus simple, le moins encombrant et le moins coûteux**.**

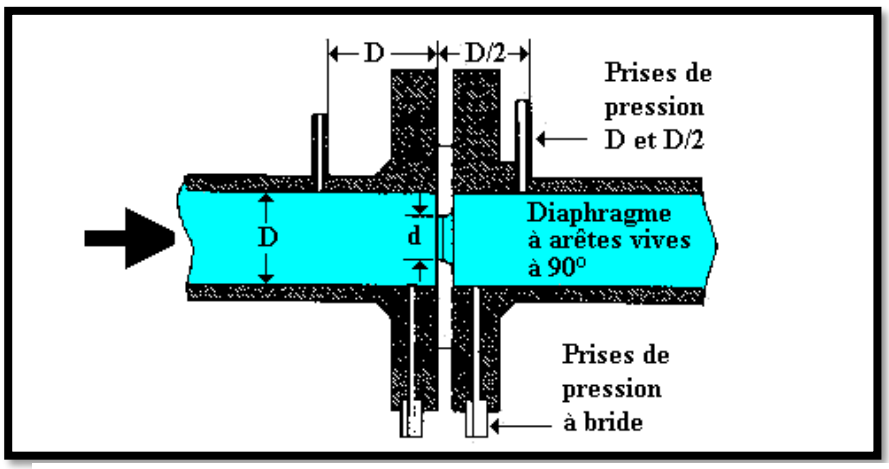


Figure VI. 20: Diaphragme.

Source : Mesure et capteurs de débit (sitelec.org)

VI.6.3.3.2.2 Tube de Venturi

Il est constitué d'un tronc de cône convergent, d'un col cylindrique et d'un tronc de cône divergent. Le dispositif offre une bonne précision, mais reste coûteux et encombrant. Il dispose d'un bon comportement du point de vue perte de charge, usure et encrassement. Comme avec le diaphragme, les mesures de pression différentielle sont converties en débit volumique.

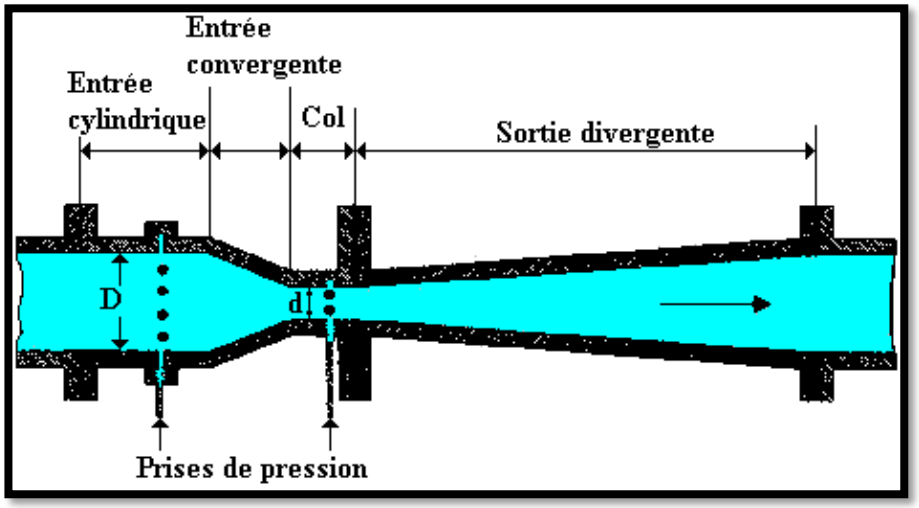


Figure VI. 21: Tube de Venturi.

Source : Mesure et capteurs de débit (sitelec.org)

VI.6.3.3.2.3 Tuyère :

Elle est considérée comme une variante du tube de VENTURI.

L'orifice de la tuyère constitue un étranglement elliptique de l'écoulement, sans section de sortie rétablissant la pression d'origine.Les prises de pression sont situées environ ½ diamètre de la conduite en aval et 1 diamètre la conduite en amont.

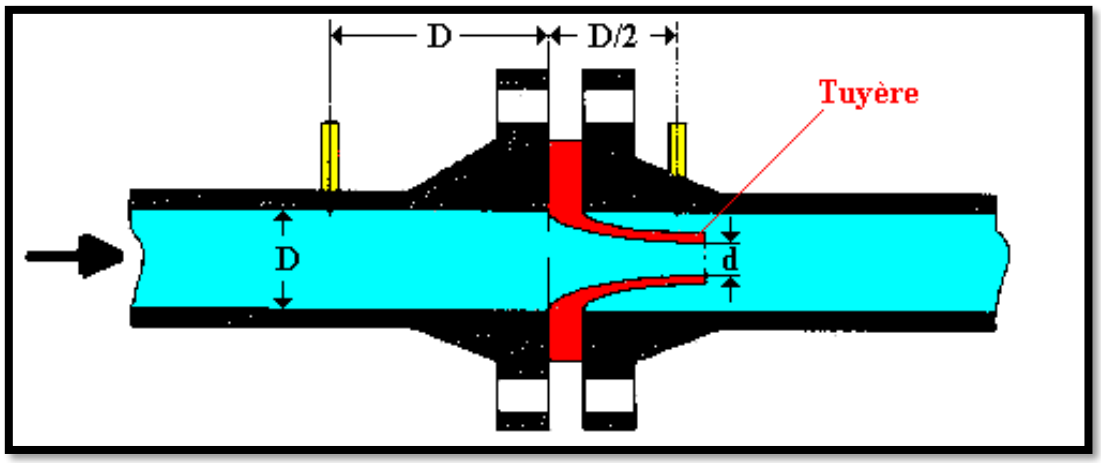


Figure VI. 22:Tuyère.

Source : Mesure et capteurs de débit (sitelec.org)

Conclusion :

Ce chapitre a présenté les normes, les procédures et les équipements nécessaires pour l'installation des conduites, assurant ainsi le bon fonctionnement du réseau. Dans la deuxième partie, nous avons également examiné les accessoires utilisés pour connecter les conduites, mettant en évidence l'importance d'une connexion adéquate pour une gestion efficace du réseau.

Chapitre VII :

Organisation de chantier

Introduction :

Dans le contexte de notre projet, l'organisation du chantier revêt une importance cruciale. Elle nous permet non seulement de planifier la séquence d'exécution des travaux par zones, mais aussi d'anticiper les étapes préliminaires nécessaires à la réalisation de certaines activités, ainsi que les mesures requises pour garantir une exécution conforme aux normes professionnelles.

Avant de mettre en pratique les travaux sur le terrain, une phase d'étude théorique, appelée planification, est systématiquement entreprise. La planification des travaux sert à déterminer la meilleure approche de travail et à optimiser les coûts. Dans notre gestion de projet, nous adopterons la méthode CPM (Critical Path Method).

Enfin, nous procéderons à l'analyse du devis estimatif, ce qui nous permettra d'obtenir une estimation du coût total de notre projet. Cette estimation implique la détermination des quantités nécessaires pour toutes les opérations sur le terrain, que l'on multiplie ensuite par le prix unitaire correspondant.

VII.1 Concept de l'organisation sur le Chantier :

Avant de commencer un chantier, il est essentiel d'établir une organisation bien planifiée. Cette organisation englobe toutes les dispositions prises pour garantir une exécution optimale du travail. Elle consiste à définir et à coordonner les ressources nécessaires pour accomplir l'ouvrage tout en respectant les directives générales fixées par le maître d'ouvrage. Son objectif est d'assurer la rapidité, la qualité et l'économie dans la réalisation du projet.

VII.2 Réalisation du réseau d'AEP :

La réalisation des réseaux d'approvisionnement en eau potable sur les chantiers implique diverses étapes, notamment :

- Le marquage des emplacements des tranchées.
- L'excavation des tranchées.
- La préparation du lit de pose des conduites avec du sable.
- L'installation des conduites.
- La réalisation des tests de pression et d'étanchéité sur les joints et les canalisations.
- Le recouvrement des conduites avec du sable.
- Le remblayage des tranchées.

VII.2.1 Implantation des tracés des tranchées sur le terrain :

VII.2.1.1 Matérialisation :

L'alignement de la tranchée est marqué sur le terrain en utilisant des jalonnements disposés en ligne droite à intervalles de 50 mètres. Cette tâche consiste à mesurer leurs positions sur le plan en utilisant des repères fixes tels que des bornes ou des points de référence comme les limites des chemins. De cette manière, la direction et les points d'extrémité des axes sont clairement définis.

VII.2.1.2 Le nivellement :

Il s'agit d'une méthode employée pour établir le profil topographique d'un terrain en mesurant l'altitude de plusieurs points de référence. Toutes les altitudes sont déterminées par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison. Lorsque le terrain présente des obstacles qui limitent la visibilité, un nivellement est effectué en suivant un itinéraire précis et en utilisant des calculs simples. Cela permet de calculer l'élévation de chaque point ainsi que la profondeur de la tranchée à ce point. Ces données sont ensuite utilisées pour estimer les volumes de travail de terrassement, notamment l'excavation et le remblaiement.

VII.2.2 Excavation des tranchées :

En fonction des caractéristiques du terrain, l'excavation sera réalisée mécaniquement. En général, la profondeur minimale de la tranchée à creuser est de 0,80 mètres, principalement pour les raisons suivantes :

- Maintenir la fraîcheur de l'eau pendant les périodes de chaleur intense.

- Éviter de perturber les conduites d'assainissement, si elles se trouvent en dessous.

La largeur de la tranchée doit être conçue de manière à permettre le travail manuel sans difficulté, généralement avec un espace supplémentaire de 15 centimètres de chaque côté de la conduite. Cette largeur peut être augmentée en fonction du diamètre des conduites à installer. Des élargissements et des creusements supplémentaires, appelés "niches", sont pratiqués aux emplacements des joints de tuyaux. L'excavation implique donc la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- La profondeur de la tranchée, notée "Htr".
- La largeur de la tranchée, notée "b".
- La distance pour placer la cavalière.

VII.2.3 Aménagement du lit de pose des conduites :

Le lit de pose a pour rôle principal d'assurer une distribution uniforme des charges sur la zone de support, ce qui signifie que les tuyaux doivent être installés de manière à éviter tout appui linéaire ou ponctuel. Avant de poser les conduites, plusieurs étapes préliminaires sont effectuées, notamment :

- Élimination des grosses pierres présentes sur les pentes de la tranchée.
- Respect des dimensions du profil en long.
- Nivellement soigné du fond de la tranchée.
- Création d'une surface plane pour le fond de la fouille en formant un lit de pose composé de sable.

VII.3 Les opérations pour la réalisation du réseau :

1) La réalisation des travaux de découpage de la tranchée.
2) L'approvisionnement et la mise en place du lit de sable.
3) Pose des conduites.
4) L'exécution des travaux de remblayage de la tranchée.

VII.3.1 Calcul de la profondeur de la tranchée Htr

$$\boldsymbol{Htr = e + d + Hmin} \qquad \text{VII. 1}$$

Avec :

- Htr : la profondeur de la tranchée (m) ;
- e = [10 à 30cm] épaisseur de lit du pose (e =0.2m)
- Hmin = [80 à 120cm] distance verticale au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite,
- D : diamètre de la conduite (mm).

donc : $\boldsymbol{Htr = D + 0.15 + 1 = D + 1.15}$

$$\mathbf{Htr = D + 1.15}$$

VII.3.2 Calcul de la Largeur de la tranchée :

Sa largeur sera déterminée en considération du diamètre de la conduite, en réservant un espace de 0,30 m de chaque côté de la conduite afin de faciliter les opérations. La formule suivante est utilisée pour calculer la largeur de la tranchée :

$$b = D + (0.3 \times 2) \qquad \text{VII. 2}$$

Avec :

- b : largeur de la tranchée (m)
- D : diamètre de la conduite (m) ;

VII.3.3 Calcul le volume de Décapage

Le calcul du volume de la couche à décaper est effectué selon la formule suivante :

$$Vdéc = b.h.L \quad [m^3] \qquad \text{VII. 3}$$

Avec :

- b : représente la largeur de la tranchée en mètres.
- h : équivaut à la hauteur de la couche, généralement fixée à 0,1 mètre.
- L : correspond à la longueur totale des tranchées en mètres.

VII.3.4 Calcul du volume de déblai :

En fonction de la largeur du godet de la pelle sélectionnée, les volumes excavés pour chaque diamètre respectif sont calculés comme suit :

$$Vd = b.Htr.L\ [m^3] \qquad \text{VII. 4}$$

Où :

- Vd : représente le volume de déblai en mètres cubes.

Le tableau ci-après présente le volume de décapage et volume de déblai (réseau) :

Tableau VII. 1: Calcul du volume de décapage et volume de déblai (réseau).

Dext	Dint	L	b=D+(0,3*2)	h	Htr=D+1,15	V décapage	Vd
mm	m	m	m	m	m	m3	m3
Ø63	0,0554	1023,45	0,663	0,1	1,2054	67,85	817,92
Ø75	0,066	647,09	0,675	0,1	1,216	43,68	531,13
Ø90	0,0792	462,71	0,69	0,1	1,2292	31,93	392,45
Ø110	0,0968	524,35	0,71	0,1	1,2468	37,23	464,17
Ø125	0,1102	1925,58	0,725	0,1	1,2602	139,60	1759,30
Ø160	0,141	225,25	0,76	0,1	1,291	17,12	221,01
Ø200	0,1762	2548,1	0,8	0,1	1,3262	203,85	2703,43
Ø250	0,2204	509,15	0,85	0,1	1,3704	43,28	593,08
Ø315	0,2776	1394,52	0,915	0,1	1,4276	127,60	1821,60
Ø400	0,3526	2759,58	1	0,1	1,5026	275,96	4146,54

VII.3.5 Calcul du volume de sable nécessaire pour le lit de pose :

$$VLS = \sum bi.e.Li \qquad \text{VII. 5}$$

Où :

- L : désigne la longueur de la tranchée en mètres.
- e : représente l'épaisseur du lit de sable, fixée à 0,15 mètre.
- b : indique la largeur de la tranchée en mètres.

À partir du tableau suivant, on extrait la valeur du volume de sable nécessaire.

Tableau VII. 2: Calcul du volume de sable.

Dext	L	b=D+(0,3*2)	e	V lit de sable
mm	m	m	m	m3
Ø63	1023,45	0,663	0,15	101,78
Ø75	647,09	0,675	0,15	65,52
Ø90	462,71	0,69	0,15	47,89
Ø110	524,35	0,71	0,15	55,84
Ø125	1925,58	0,725	0,15	209,41
Ø160	225,25	0,76	0,15	25,68
Ø200	2548,1	0,8	0,15	305,77
Ø250	509,15	0,85	0,15	64,92
Ø315	1394,52	0,915	0,15	191,40
Ø400	2759,58	1	0,15	413,94

VII.3.6 Calcul du volume de conduite :

$$Vc = \frac{\pi D^2}{4} \times L \qquad \text{VII. 6}$$

Avec :

- D : diamètre de la conduite (m).
- L : longueur de la conduite (m).

À partir du tableau suivant, on extrait la valeur du volume de conduite :

Tableau VII. 3: Calcul du volume de conduite.

Dext	L	V conduites
mm	m	m3
Ø63	1023,45	3,19
Ø75	647,09	2,86
Ø90	462,71	2,94

Ø110	524,35	4,98
Ø125	1925,58	23,62
Ø160	225,25	4,53
Ø200	2548,1	80,01
Ø250	509,15	24,98
Ø315	1394,52	108,62
Ø400	2759,58	346,60

VII.3.7 Calcul du remblaiement des tranchées :

$$Vr = Vd - VC - VLs \qquad \textbf{VII. 7}$$

Avec:

- Vr : représente le volume de remblai en mètres cubes.
- Vd : correspond au volume de déblai en mètres cubes.
- Vsable : indique le volume de lit de sable en mètres cubes.
- Vc : désigne le volume de conduite en mètres cubes.

Les calculs des volumes, à savoir les déblais, les remblais et les conduites, sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII. 4: Calcul du volume des remblais (réseau).

Dext	**L**	**V lit de sable**	**Vd**	**V conduites**	**V remblai**
mm	**m**	**m3**	**m3**	**m3**	**m3**
Ø63	1023,45	101,78	817,92	3,19	712,95
Ø75	647,09	65,52	531,13	2,86	462,76
Ø90	462,71	47,89	392,45	2,94	341,61
Ø110	524,35	55,84	464,17	4,98	403,35
Ø125	1925,58	209,41	1759,30	23,62	1526,27
Ø160	225,25	25,68	221,01	4,53	190,80
Ø200	2548,1	305,77	2703,43	80,01	2317,65
Ø250	509,15	64,92	593,08	24,98	503,18
Ø315	1394,52	191,40	1821,60	108,62	1521,58
Ø400	2759,58	413,94	4146,54	346,60	3386,00
	Vtotale	1482,14	13450,62	602,33	11366,15

VII.3.8 Calcul de foisonnement initial et final :

Le foisonnement des terres lors d'un terrassement équivaut à une augmentation de volume des matériaux après excavation. C'est ce volume foisonné qui servira de base à l'établissement d'un devis pour transporter le matériau d'un point A à un point B. En cas de remblaiement, l'utilisation d'un coefficient de foisonnement permet de connaitre le volume restant après tassement.

On a : $$\mathbf{V' = (1 + Fi) \times V\ déblai} \qquad \textbf{VII.7}$$

$$\mathbf{V'' = (1 + T) \times V\ remblai\ compacté} \qquad \textbf{VII.8}$$

Sachant que :

- V' : le volume de foisonnement initial
- Fi : le coefficient de foisonnement
- V'' : le volume de remblai non compacté
- T : le coefficient de terrassement des déblais On prend : Fi = 0,2 et T = 1,15

Alors on aura :

$$\mathbf{V' = 1,2 \times 13450,62 = 16\,140,744\ m3}$$

$$\mathbf{V'' = 1,15 \times 11366,15 = 13\,071,072\ m3}$$

VII.3.9 Calcule de réservoir :

On a projeté un réservoir surélevé (château d'eau) tronconique est nous avons proposé une variant tellque :

Capacité V (m3)	Prof.de Terrassementh (m)	Diamètre IntérieurD (m)	Epaisseur Du radiera (m)	Epaisseur Des paroisb (m)	Flèche dela coupole f (m)	Hauteur du réservoir H (m)
1500	**5**	**20**	**0.83**	**0.1**	**2,1**	**6**

VII.3.9.1 le diamètre extérieur :

$$Dext = Dint + 2b \qquad \text{VII. 8}$$

Avec :

- D int : diamètre intérieur.
- b: épaisseur de la paroi.

Tq : D ext =20 + (2 x 0.1) = **20,2 m**

VII.3.9.2 le volume de décapage :

$$Vdécapage = S réservoir \times e décapage \quad \text{...VII. 9}$$

Avec :

- S : surface de réservoir
- e : épaisseur de décapage (e=0.1m).

VII.3.9.3 le volume de déblai :

$$Vdéblai = S réservoir \times h \text{.....VII. 10}$$

Avec :

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

VII.3.9.4 Le volume de béton de propreté (sous radier) :

$$Vbp = S réservoir. \times ebp \qquad \text{VII. 11}$$

Avec :

- S : surface de réservoir.
- e bp :L'épaisseur de béton de propreté. (e=0.1 m)

VII.3.9.5 Volume de béton armé (radier) :

$$\text{Vbr} = \text{S réservoir} \times \text{a} \qquad \text{VI. 12}$$

Avec :

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

VII.3.9.6 Le volume de béton armé de coupole :

$$\mathbf{Vcoupole = S\ coupole\ x\ E\ coupole} \quad \text{... ... ...VI. 13}$$

Avec :

- E coupole : L'épaisseur de la coupole (E= 0.2m).
- S coupole : La surface de coupole.

Telle que :

$$\mathbf{S\ coupole = 2\pi\ x\ R\ moy\ x\ f} \quad \text{et} \quad \mathbf{Rmoy} = \frac{\mathbf{Rint^2 + f^2}}{\mathbf{2f}}$$

Avec :

- Rint : rayon intérieur.
- f : la flèche de coupoles.

Ce tableau synthétise toutes les opérations de calcul pour le réservoir :

Tableau VII. 5: calcul de volume de (décapage , déblai) réservoir.

Volume de décapage	Volume de déblai	Volume de béton de propreté (sous radier)	Volume de béton armé (radier)	Le volume debéton armé de coupole
m^3	m^3	m^3	m^3	m^3
51,3	1282,5	51,3	425,79	102.41

VII.4 Les engins utilisés :

Le matériel employé est de nature standard dans le domaine des chantiers de travaux publics. L'emploi d'équipements lourds mécanisés permettra une réduction significative des coûts et des délais de terrassement, réduisant ainsi son impact sur la construction des chantiers.

Les engins que nous allons mobiliser sont les suivants :

- **Un Doser** équiper en rétro est utilisé pour éliminer les roches et les racines des arbres.

- **Un camion-citerne** est employé pour arroser le remblai avant le compactage.

- **Un chargeur** a pour tâche de charger les déblais excédentaires dans les camions.

- **Une pelle mécanique** sert à extraire les déblais et, si possible, à les charger directement dans le camion, en plus de poser le lit de sable et le remblai.

- **Un compacteur à rouleau lisse** est utilisé pour compacter la couche de sable d'une épaisseur de 20 cm.

- Un camion est déployé pour évacuer les déblais.

- L'appareil de soudure est responsable de l'assemblage des conduites.

- Une dame sauteuse assure le compactage du remblai autour de la conduite pour obtenir un support solide.

- La niveleuse se charge du décapage de la terre végétale sur une épaisseur de 30 cm et effectue le terrassement en terrain léger.

VII.5 Protection et sécurité de travail :

L'impact des incidents sur le lieu de travail et leurs problématiques associées exerce une influence significative sur les aspects financiers, la planification de la production, ainsi que le bien-être des employés.

Chaque accident engendre des souffrances pour la personne directement touchée, tandis que de nombreux incidents plongent sa famille dans l'angoisse, en particulier lorsque ces incidents sont mortels ou entraînent une incapacité permanente.

Pour relever ces défis, de multiples dispositifs, directives, et règles de sécurité ont été instaurés. Néanmoins, la stricte mise en application des mesures préventives n'est pas en elle-même suffisante. Il est également crucial d'instaurer une culture de la sécurité parmi le personnel, ce qui les aidera à anticiper les situations à risque et à réagir de manière efficace.

VII.5.1 Origines des incidents professionnels sur un chantier hydraulique :

Les incidents professionnels résultent de deux facteurs : des conditions dangereuses et des actions à risque :

VII.5.1.1 Factures humains :

1. Facteurs Comportementaux et Organisationnels :

- Défaut de contrôle et négligence
- Fatigue parmi les travailleurs, les superviseurs et les responsables
- Prises de décisions erronées ou raisonnements inadéquats
- Adhésion à un rythme de travail inapproprié

2. Facteurs Relatifs à l'Environnement de Travail :

- Congestion lors des différentes étapes de l'exécution des travaux.

VII.5.1.2 Facteurs matériels :

- Équipements, véhicules et machines de travail
- Caractéristiques des matériaux utilisés
- Complexité rencontrée lors de la réalisation du travail
- Systèmes mécaniques et électriques installés

VII.5.2 Liste des conditions dangereuses :

- Absence de protection pour les installations.
- Protection insuffisante des installations.
- Outils, engins et machines en mauvais état.
- Absence de protection individuelle.
- Problèmes de conception et de construction.
- Utilisation de matériaux défectueux.
- Stockage peu rationnel.
- Mauvaise disposition des espaces.
- Éclairage défaillant.
- Conditions environnementales inadéquates.
- Conditions climatiques défavorables.

VII.5.3 Liste des actions dangereuses :

- Effectuer des interventions imprudentes sur des machines en mouvement.
- Effectuer des interventions sans précaution sur des installations sous pression ou sous tension.
- Agir sans avertissement préalable ou sans autorisation.
- Désactiver les dispositifs de sécurité.
- Omettre l'utilisation de l'équipement de protection individuelle.

VII.5.4 Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :

VII.5.4.1 Protection individuelle :

Les mesures de protection individuelle sont moins fiables que les dispositifs de protection collective et doivent être utilisées en dernier recours lorsque ces derniers ne sont pas possibles. Cependant, la protection individuelle demeure souvent nécessaire. Il peut arriver qu'elle ne soit pas respectée par les travailleurs ou qu'elle ne soit pas fournie par l'employeur.

Ces mesures comprennent des combinaisons étanches ou spécifiques à certains risques, des gants et des crèmes protectrices pour les mains, des chaussures de protection avec semelles épaisses, antidérapantes et coquille de protection pour les orteils, des lunettes de sécurité pour la protection contre les UV, la chaleur et les projections de débris, des protecteurs auditifs tels que les casques anti-bruit et les bouchons d'oreille, ainsi que des masques et des cagoules pour la protection contre les poussières et les gaz.



Figure VII. 1: Exemples de moyens de protection**.**

Source : www.cftc-dartyidf.fr

VII.5.4.2 Protection collective :

1) Équipement de mise en œuvre du béton :

Dans ce poste, l'entrepreneur ou le chef de chantier doit mettre en avant les points suivants :

- Respect strict des règlements de sécurité.
- Attribution rigoureuse des responsabilités du personnel pour les points critiques d'une installation moderne.

2) **Engins de levage** :

Les grues, les engins de pose de tuyaux et d'autres équipements, en raison de leur précision et de leurs capacités de manutention variées, constituent des lieux de travail où la sécurité ne tolère aucune négligence. Le technicien responsable devra donc :

- Effectuer les vérifications périodiques des engins conformément aux instructions du fabricant.
- Établir une zone de sécurité autour des engins de levage, en particulier pour éviter tout stationnement sous une charge suspendue.

3) **Appareillage électrique :**

Pour prévenir les risques liés aux appareils électriques, il est impératif de proscrire toute forme de bricolage. En effet, une ligne électrique ou une installation électrique ne doit être manipulée que par des électriciens qualifiés.

VII.6 Réorganisation de la Planification des Travaux du Réseau de Distribution :

Avant d'initier les opérations sur le chantier, il est impératif d'effectuer une planification préliminaire. Cette planification implique une analyse théorique visant à optimiser l'utilisation des ressources humaines et autres ressources disponibles. Les étapes de cette planification englobent :

- L'organisation des postes de travail.
- Des observations en temps réel.
- Une analyse détaillée des tâches.
- La mesure du temps nécessaire à chaque tâche.
- L'établissement des objectifs et des responsabilités.
- La simplification des méthodes de travail.

L'objectif fondamental de cette planification est de garantir que l'ensemble des travaux se déroule de manière :

- Chronologiquement correcte (en respectant une séquence d'opérations appropriée pour le réseau).

- Sans délais superflus.
- Aussi économique que possible.

Pour l'organisation des travaux ultérieurs, la méthode du réseau, notamment la méthode du chemin critique (CPM), sera employée. Cette approche du réseau du chemin critique (ou méthode PERT, acronyme pour "Programme Evaluation Review Technique"), représente les différentes étapes ou événements à accomplir sous forme de nœuds et de flèches, liés par une échelle temporelle. Chaque nœud ou flèche correspond à une étape ou un événement spécifique. Cette méthode a été développée par des chercheurs américains en 1958.

VII.6.1 Principe de la méthode PERT :

Réduire la durée totale d'un projet en examinant minutieusement les tâches ou les activités fondamentales ainsi que leur ordre chronologique. Cette analyse se focalise sur les délais et ne prend pas en considération les ressources nécessaires.

VII.6.1.1 Construction du réseau:

La construction d'un réseau implique l'exécution des six étapes suivantes :

1) Établissement d'une liste des tâches.
2) Identification des tâches préliminaires.
3) Élaboration de sous-graphes partiels.
4) Intégration des sous-graphes partiels.
5) Détermination des tâches d'ouverture et de clôture du projet.
6) Finalisation de la mise en place du réseau.

VII.6.2 Détermination du chemin critique :

VII.6.2.1 Méthode CPM:

Les éléments essentiels pour mettre en œuvre cette méthode comprennent :

Avec :

- ✓ TR : temps de réalisation
- ✓ DCP : date de commencement au plus tôt
- ✓ DCPP : date de commencement au plus tard
- ✓ DFP : date de finition au plus tôt
- ✓ DFPP : date de finition au plus tard
- ✓ MT : marge totale

$$\mathbf{DFP = DCP + TR}$$

$$\mathbf{DCPP = DFPP - TR}$$

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Chemin critique :

Le chemin qui relie les opérations ayant une marge totale nulle détermine la durée totale du projet (DTP). Ainsi, pour identifier le chemin critique, il convient de vérifier la double condition suivante :

$$\mathbf{MT = 0}$$

$$\sum \boldsymbol{TR} = \mathbf{DTP}$$

Les tableaux ci-dessous indiquent les tâches associées à la création du réseau de distribution ainsi que leurs durées respectives :

Tableau VII. 6: Temps de réalisation des opérations de réseau d'adduction et distribution.

Notation	Opération	Durée (Jours)
A	Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de la végétation	44
B	Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards	80
C	Pose du lit de sable	40
D	Pose des conduites PEHD en tranche	44
E	Montage et raccordement des conduites	44
F	Essais d'étanchéités	16
G	Remblai des tranchées	36
H	Nivellement et compactage	24
I	Travaux de finition	20

Il est démontré comment chaque étape de la construction du réseau est liée aux opérations qui la précèdent et à celles qui la suivent.

Tableau VII. 7: Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération du réseau.

Operations	Précède	Succède
A	/	B
B	A	C
C	B	D , E
D	C	E
E	C	F
F	E , D	G
G	F	H
H	G	I
I	H	/

Tableau VII. 8: Détermination des délais.

Opérations	TR (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	44	0	44	0	44	0
B	80	44	124	44	124	0
C	40	124	164	125	165	1
D	44	164	208	164	208	0
E	44	208	252	208	252	0
F	16	252	268	252	268	0
G	36	268	304	268	304	0
H	24	304	328	304	328	0
I	20	328	348	328	348	0

La durée totale du projet (DTR) est de : 348 jours

Les réseaux en nœuds sont présentés dans la (Figure VI.2), où sont indiquées les dates de début et de fin au plus tôt, les dates de début et de fin au plus tard, les marges totales et les temps de réalisation.

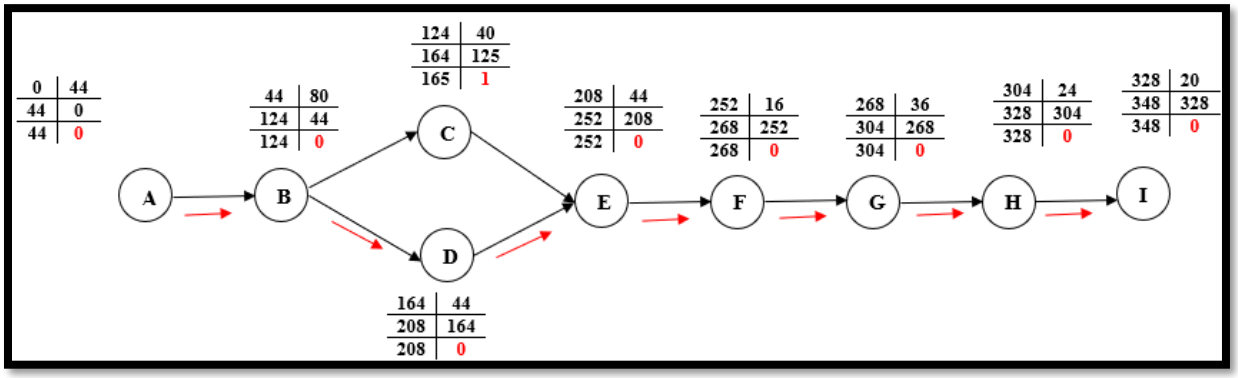


Figure VII. 2: Réseaux à nœuds et calcul du temps de réalisation du réseau d'adduction et distribution

VII.7 Devis estimatif d'établissement du projet

Le tableau ci-dessous présente l'estimation du coût de la mise en place du système d'alimentation en eau potable de notre commune

Tableau VII. 9: Devis estimatif de l'établissement des conduites et les ouvrages.

ETUDE DE SCHEMA DERECTEUR DU RESAUX D'AEP DE POS N01 Devis Quantitatif Et Estimatif					
Prix n°	Description du prix	Unité	Quantité	P.U DA	Prix TOTAL en DA
1	Terrassements pour conduites				
1--1	Déblais	m3	16 141	800,00	12 912 595,20
1--2	lit de sable	m3	1 082	1 300,00	1 406 132,00
1--3	remblaiement	m3	13 071	600,00	7 842 643,20
sous total 1					**22 161 370,40**

2	F/P Tuyaux en PN10 et de diamètre DN				
2--1	F/P Tuyaux en PN10 et de diamètre DN 400	ML	90	3 000,00	268 560,00
2--2	F/P Tuyaux en PN10 et de diamètre DN 315	ML	1 395	4 500,00	6 275 340,00
2--3	F/P Tuyaux en PN10 et de diamètre DN 250	ML	509	3 500,00	1 782 025,00
2--4	F/P Tuyaux en PN10 et de diamètre DN 200	ML	2 548	3 000,00	7 644 300,00
2--5	F/P Tuyaux en PN10 et de diamètre DN 160	ML	225	2 500,00	563 125,00
2--6	F/P Tuyaux en PN10 et de diamètre DN 125	ML	1 926	2 000,00	3 851 160,00
2--7	F/P Tuyaux en PN10 et de diamètre DN 110	ML	524	1 500,00	786 525,00
2--7	F/P Tuyaux en PN10 et de diamètre DN 90	ML	463	800,00	370 168,00
2--8	F/P Tuyaux en PN10 et de diamètre DN 75	ML	647	600,00	388 254,00
2--9	F/P Tuyaux en PN10 et de diamètre DN 63	ML	1 023	450,00	460 552,50
2--10	F/P grailage avertisseur couleur bleu	ML	9 350	100,00	934 972,00
sous total 2					**23 324 981,50**
4--2	F/P des vannes de sectionnement				
	vanne DN 400 PN10	U	1	60000	60 000,00
	vanne DN 315 PN10	U	2	50000	100 000,00
	vanne DN 250 PN10	U	5	450000	2 250 000,00
4--2-1	vanne DN 200 PN10	U	14	40 000,00	560 000,00
4--2-2	vanne DN 160 PN10	U	4	35 000,00	140 000,00

4--2-3	vanne DN 125 PN11	U	5	30 000,00	150 000,00
4--2-5	vanne DN 90 PN10	U	3	20 000,00	60 000,00
4--2-6	vanne DN75 PN10	U	3	18 000,00	54 000,00
4--2-7	vanne DN63 PN10	U	2	15 000,00	30 000,00
sous total 4					**3 404 000,00**
6	Les Tés				
6--1	315/400	U	4	12 000,00	48 000,00
6--2	110/200	U	4	45 000,00	180 000,00
6--3	125/160	U	3	7 000,00	21 000,00
6--4	250/315	U	6	9 000,00	54 000,00
6--5	75/63	U	2	2 000,00	4 000,00
sous total 5					**307 000,00**
7	les coudes				
	63/75	U	3	2500	7500
	125/200	U	2	3000	6000
	160/200	U	4	4000	16000
	200/250	U	2	5000	10000
sous total 6					**39 500,00**
8	Le reservoire				

8--1	décapage	m3	51	500	25 655,00
8--2	Déblais	m3	1 283	450	577 125,00
8--3	Béton de propreté	m3	51	13 000	666 900,00
8--4	Béton armé	m3	528	55 000,00	29 051 000,00
sous total 7					**30 320 680,00**
TOTAL HT					79 557 531,90
TVA 19%					15 115 931,06
TOTALE					94 673 462,96

Devis en chiffre :

Quatre-vingt-quatorze millions six cent soixante-treize mille quatre cent soixante-trois dinars algériens

Conclusion :

Après avoir examiné ce chapitre, nous pouvons conclure que l'organisation des chantiers revêt une importance cruciale dans la mise en œuvre d'un projet. Elle nous permet non seulement de calculer les volumes de travaux nécessaires, tels que le déblai et le remblai, pour la construction du réseau, mais elle nous renseigne également sur les engins de terrassement nécessaires pour l'installation des conduites. De plus, elle nous permet d'estimer le coût total du projet, qui s'élève à 94 673 462,96 DA.

Enfin, grâce à la méthode du CPM, nous avons pu déterminer la durée de réalisation de ce projet, qui est estimée à 348 jours (11 mois).

Conclusion générale

Notre étude menée sur le réseau d'alimentation en eau potable du POS°01 commune de Mahdia (W.Tiaret). Nous avons pu concevoir et recommander des solutions techniques tout en anticipant les besoins à l'horizon 2053, en prenant en considération un taux de d'accroissement de la population de 2,47 %.

Après avoir minutieusement examiné le site d'étude, nous avons élaboré une évaluation complète des besoins totaux prévus pour la durée de notre étude., avec un débit maximal de 6408,168 m^3/j et minimal de 4 272,112 m^3/j à l'horizon de calcule.

L'augmentation de la population a exigé d'avoir projeté un réservoir surélevé avec une capacité de 1500 m^3. Le réservoir est intégré dans le terrain, et la hauteur de la tour a été calculée de manière à garantir une distribution suffisante en termes de débit et de pression.

Nous avons étudié une adduction gravitaire avec sa protection contre le phénomène de coup de bélier. L'adduction est caractérisée par un diamètre de 400 mm en PEHD PN 10 entre le réservoir tampon (existant) et le réservoir de distribution projeté.

Le réseau de distribution comprend 04 mailles avec ramification et sera équipé de divers accessoires tels que robinets-vannes, joints, té et coudes. On a simulé le comportement du réseau en utilisant le logiciel EPANET pour les deux cas, à savoir le cas de pointe et le cas de pointe avec incendie.
Nous avons conclu notre travail en répertoriant les méthodes d'installation des canalisations et en effectuant le calcul des estimations quantitatives et financières du projet, qui s'élèvent à

94 673 462,96 DA, équivalant à Quatre-vingt-quatorze millions six cent soixante-treize mille quatre cent soixante-trois dinars algériens et une réalisation de 11 mois .

Cette étude nous a donné l'opportunité d'appliquer les connaissances que nous avons acquises tout au long de notre formation en hydraulique. De plus, nous espérons que ce mémoire sera une ressource précieuse pour les futurs étudiants intéressés par le domaine de l'alimentation en eau potable.

Références bibliographiques

Référence Bibliographique :

- SALAH. B. « polycopie d'Alimentation en Eau Potable »,2014.
- AMMARI, A, 2015 Cours d'hydraulique générale, 3 ème année. ENSH, Blida.
- KAHLERRAS, D:Cours De Protection et Sécurité Du Travail(ENSH).
- Cours organisation de chantier.

Site :

- Catalogue des conduites en PEHD (Source Chiali2020).
- Googleearth.com
- www.cftc-dartyidf.fr
- Mesure et capteurs de débit (sitelec.org)

Annexes

ANNEXE 1 :

La variation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant.

	Nombre d'habitants				
Heures	< à 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> à 1000000	Agglomération Rurale
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
1-2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1	1.5	2.5	3.3	1
3-4	1	1.5	2.6	3.2	1
4-5	2	2.5	3.5	3.25	3
5-6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.20	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1,5	3.3	3.7	1
Total	100	100	100	100	100

ANNEXE 2 :

le schéma du tracé de la conduite d'adduction extrait de (google earth)



ANNEXE 3 :

Les diamètres et les épaisseurs des conduit PEHD (source : FT _tube_PEHD_eau_PE100_juin_2022)

Gamme de Produit

Tube PEHD PE 100

Ø	PN 6 SDR 26	PN 10 SDR 17	PN 16 SDR 11	PN 20 SDR 9	PN 25 SDR 7.4
20	-	-	2.0	2.3	3.0
25	-	-	2.3	3.0	3.5
32	-	2.0	3.0	3.6	4.4
40	-	2.4	3.7	4.5	5.5
50	2.0	3.0	4.6	5.6	6.9
63	2.5	3.8	5.8	7.1	8.6
75	2.9	4.5	6.8	8.4	10.3
90	3.5	5.4	8.2	10.1	12.3
110	4.2	6.6	10.0	12.3	15.1
125	4.8	7.4	11.4	14.0	17.1
160	6.2	9.5	14.6	17.9	21.9
200	7.7	11.9	18.2	22.4	27.4
250	9.6	14.8	22.7	27.9	34.2
315	12.1	18.7	28.6	35.2	43.1
400	15.3	23.7	36.3	44.7	54.7
500	19.1	29.7	45.4	55.8	-
630	24.1	37.4	57.2	70.3	-
710*	27.2	42.1	64.5	79.3	-