الجمهورية الجزائرية الديموقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

Dimensionnement du système d'approvisionnement en eau potable de la commune de Chehaima (W. TIARET)

Présenté par :
KADDOURI El Habib

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
DJOUDAR Dahbia	M.C.A	Président
TOUAHIR Sabah	M.A.A	Examinateur
DERNOUNI Youcef	M.A.A	Examinateur
DAHMANE Mouloud	M.C.B	Examinateur
MOKRANE Wahiba	M.C.B	Promoteur

Session Octobre 2023

Remerciement

*Avant tout, je remercie **Allah** qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.*

*Nous tenons tout d'abord à remercier ma promotrice : **M^me^ W.MOKRANE**, de m'avoir orientée par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.*

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

*Un grand merci aux membres du **jury** qui nous font honneur d'accepter de jury notre travail.*

*En fin, Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à tous les membres de **ma famille** qui m'ont tant encouragé et soutenue tout au long de mon cursus scolaire et universitaire, à nos amis et à toute personne qui a contribué même avec un mot de soutien.*

Dédicaces

Avant tous je remercie Allah qui m'a donnée la volonté de continuer mes études et faire ce modeste travail.

Chère mère ; aucun mot ne peut exprimer ta valeur pour moi.

À mon père, je ne peux pas imaginer la vie sans toi. Qu'Allah eûtes bénisse de sa grande miséricorde.

À tous mes chers frères.

À tous mes amis : Khalil, Habib, Achraf et Al-Mokhtar.

Pour toute ma famille.

Et à tous ceux qui me connaissent.

A tous mes professeurs, j'exprime ma profonde gratitude.

ملخص

لتلبية احتياجات السكان من المياه الصالحة للشرب يجب أولا معرفة مصادر المياه سواء كانت جوفية أو سطحية، حيث تعتبر مدينة الشحيمة بولاية تيارت غنية بالمياه الجوفية.

في دراستنا هذه قمنا بجمع المياه من 3 آبار في خزان بسعة 500 م^3، وهذا الأخير أتاح لنا توصيل معدلات التدفق التي نحتاجها بالاعتماد على الأنابيب البلاستيكية، مع مراعاة التكلفة وعدم إهدار الموارد المتاحة، وهكذا فاءن هذه الدراسة سمحت لنا بضمان إمدادات جيدة للمدينة وضمان حسن سير النظام حتى عام 2053.

Résumé

Pour satisfaire les besoins en eau potable de la population, il faut d'abord connaître les sources d'eau, qu'elles soient souterraines ou de surface. Comme notre ville de CHEHAIMA (W .TIARET) est considérée comme riche en eaux souterraines. Dans notre étude, nous avons collecté de l'eau à partir de 3 forage dans un réservoir d'une capacité de 500 m^3, et ce dernier nous permet de livrer les débits dont nous avons besoin sont basés sur des tuyaux en PEHD, en tenant compte du coût et en ne gaspillant pas les ressources disponibles.

Cette étude permet de garantir un bon approvisionnement de la ville et d'assurer le bon fonctionnement du réseau à l'horizon d'étude 2053.

Abstract

To meet the drinking water needs of the population, it is essential to first identify the water sources, whether they are groundwater or surface water. The city of El Shuhaymah in Tiarat Province is rich in groundwater. In our study, we collected water from three wells into a 500 m3 tank. This allows us to deliver the required flow rates using plastic pipes while considering cost-efficiency and conserving available resources.

This study enables us to ensure a reliable water supply for the city and the smooth operation of the system until the year 2053.

Sommaire

Introduction générale 1

Chapitre I : Présentation de la ville de chehaima

Introduction 2
I.1 Situation géographique 2
I .2 Situation Climatique 3
a. Précipitations 3
b. Température 3
I.3 Situation topographique 3
I.4 Situation géotechnique 3
I.5 La Situation démographique 3
I.6 La Situation hydraulique 4
I.6.1 Réseau d'adduction existant 5
I.6.2 Stockage 5
Conclusion 7

Chapitre II: Evolution des besoins en eau potable

Introduction 8
II.1 Estimation de la population future 8
II .1.1 Population à différents horizons 8
II.2 Estimation des besoins journaliers 8
II.3 Besoins en eau par catégorie 9
II.3.1 Besoins domestiques 9
II.3.2 Besoins des autres catégories d'usagers 10
II.4 Consommation moyenne en eau totale pour l'horizon 2053 10
II.5 Modification des taux de consommation au fil du temps 11
II.6 Coefficient d'irrégularité 11
II.6.1 Coefficient d'irrégularité maximale (K_{max} j) 11

II.6.2 Coefficient d'irrégularité minimale (Kmin j) 11
II .6.3 Coefficient d'irrégularité maximale horaire (Kmax h) 11
II.6.4 Coefficient d'irrégularité minimale horaire (Kmin h) 12
II.7 Détermination des débits journaliers 12
II.7.1 Consommation maximale journalière ($Q_{max\ j}$) 12
II.7.2 Consommation minimale journalière ($Q_{min\ j}$) 13
II.8 Détermination des débits horaires 13
II.8.1 Débit moyen horaire 13
II.8.2 Détermination du débit maximum horaire 13
II.8.3 Débit minimum horaire 13
II.9 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant 14
II.10 Billon ressources / besoins 16
Conclusion 16

Chapitre III: Etude de stockage des réservoirs

Introduction 17
III.1 Les fonctions d'un réservoir 17
III.1.1 Fonctions techniques 17
III.1.2 Fonctions économiques 17
III.2 Classification des réservoirs 17
III.3 Emplacement des réservoirs 18
III.4 Equipement des réservoirs 18
III.4.1 Equipements d'intervention 19
III.4.2 Equipements de nettoyage 19
III.4.3 Equipements hydrauliques 19
III.5 Détermination de la capacité et la forme du réservoi 21
III.5.1 Détermination analytique de la capacité de réservoir 23
Conclusion 23

Chapitre IV : Etude de l'adduction

Introduction 24
IV.1. Quelques notions simples sur l'adduction 24
IV.1.1 Type d'écoulement 24
IV.1.2 Type d'adduction 24
IV.1.3 Choix du tracé 25
IV.1.4 Choix de type de tuyau 25
IV.1.5 Profil d'une adduction 25
IV.1.6 ligne piézométrique 26
IV.1.7 L'air dans la tuyauterie 26
IV.2 les caractéristiques des forages existants 26
IV.4 Etude technico-économique de l'adduction 28
IV.4.1 Pertes de charge 28
IV.4.2 Détermination de la hauteur manométrique totale 29
IV.4.3 Puissance des pompes 30
IV.4.4 Energie consommée par la pompe 30
IV.4.5 Frais d'exploitation 30
IV.4.6 Frais d'amortissement 30
IV.5 Calcul de la conduite d'adduction 31
IV.5.1 Dimensionnement de l'adduction (Forage existant N°1 de - vers le réservoir (500 m^3)) 31
IV.5.2 Dimensionnement de l'adduction (Forage existant N°2 de (8 l/s)- vers le réservoir (500 m^3)) 34
IV.5.3 Dimensionnement de l'adduction (Forage existant N°3 de (4.5 l/s)- vers le réservoir (500 m^3)) 37
Conclusion 40

Chapitre V : Etude du réseau de distribution

Introduction 41
V.1 Classification des réseaux de distribution 41
V.2 conception d'un résau… 41
V.3 principe du tracé du réseau… 41
V.4 Calcul hydraulique du réseau maille… 42
V.4.1 Détermination des débits 42

V.4.2 Calcul des débits....43
V.4.3 Répartition arbitraire des débits....46
V.4.4 Détermination des diamètres et des vitesses....48
V.5 Simulation par le logiciel EPANET....49
V.6 Interprétation des résultats....54
Conclusion....54

Chapitre VI : Pose et protection des conduites

Introduction....55
VI.1 Pose de la canalisation....55
VI.1.1 Principe de la pose de canalisation....55
VI.1.2 Pose de canalisation dans un terrain ordinaire....55
VI.1.3 Essai de pression....55
VI.1.4 Pose de canalisation en galerie....56
VI.1.5 Traversé d'un oued....57
VI.1.6 Pose de canalisation en pente....57
VI.2 Appareils et accessoires du réseau....58
VI.2.1 Les robinet-vannes....58
VI.2.2 Les clapets....60
VI.2.3 Réducteur de pression....60
VI.2.4 Les ventouses....61
VI.2.5 Bouches et poteaux d'incendie....61
VI.2.6 Les pièces spéciales....63
VI.3 Etude de la protection d'une conduite de refoulement : réservoir d'air anti....64
VI.3.1 Les réservoirs d'air....64
VI.3.1.1 principe de fonctionnement....64
VI.3.1.2 Calcul des réservoirs d'air....64
a.Calcul de la célérité d'onde dans les conduites....64
b.calcul de la charge tenant compte du coup de bélier....65
c.Calcul de la charge statique absolue....65
d.Calcul de la charge maximal absolue....65
e.Les données de bases....66
f.Calcul de la célérité d'onde C....66

g.Calcul de la capacité de réservoir 66
Conclusion 67

Chapitre VII : Management du projet

Introduction.....68
VII.1 Travaux de mise en place des canalisations.....68
VII.1.1 Excavation des tranchées 68
a.Largeur de la tranchée 68
b.Profondeur de la tranchée.....69
c.Le volume de déblai 69
d.Le volume de lit de sable.....69
e.Volume du remblai.....70
f.Remplissage progressif 70
VII.2 Engins de terrassement utilisés 71
a.Une pelle hydraulique 71
b.Un chargeur 71
c.Un vibrateur du sol.....71
VII.3 Devis estimatif et quantitatives 72
VII.4 Planification des travaux 73
a.La méthode du réseau (CPM).....73
b.La méthode graphique 73
VII.4.1 Définitions des tâches et leurs durées 73
VII.4.2 Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM).....73
a.Détermination du chemin critique.....74
b.Chemin critique 74
Conclusion 75
Conclusion générale 76

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Pluviométrie pour la période (2009 à 2019).....3
Tableau I.2 : Température moyenne pour la période (2009à 2019 3
Tableau I.3 : Caractéristiques du Forage1 4
Tableau I.4 : Caractéristiques du Forage 2 4
Tableau I.5 : Caractéristiques du Forage 3 4
Tableau I.6 : Production – stockage 5
Tableau II.1 : Evaluation de la population.....8
Tableau II. 2 Variation de la consommation de la population à travers diverses périodes temporelles.....9
Tableau II.3 : Besoins publiques moyens à l'horizon 2053.....10
Tableau II.4 : Récapitulation de la consommation en eau totale 10
Tableau II .5 : βmax en fonction du nombre d'habitants.....12
Tableau II .6 : βmin en fonction du nombre d'habitants 12
Tableau II.7 : variation des débits horaires de la commune chahaima.....14
Tableau II.8 : Comparaison ressources/besoins 16
Tableau III.1 : Calcul de la capacité du réservoir d'alimentation.....22
Tableau IV.1 : Les propriétés des puits de forage déjà en place.....27
Tableau IV.2 : tracé des conduites d'adduction.....27
Tableau IV.3 : Calcul de la HMT du tronçon (F1-R (500 m^3)) 32
Tableau IV.4 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (F1-R (500 m3)) 32
Tableau IV.5 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (F1-R (500 m3)).....33
Tableau IV.6 :Bilan du tronçon (F1-R (500 m^3)).....33
Tableau IV.7 : Calcul de la HMT du tronçon (F2-R (500 m^3)) 35
Tableau IV.8 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (F2-R (500 m3)) 35
Tableau IV.9 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (F2-R (500 m3)).....36
Tableau IV.10 :Bilan du tronçon (F2-R (500 m^3)).....36
Tableau IV.11 : Calcul de la HMT du tronçon (F3-R (500 m^3)) 38
Tableau IV.12 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (F3-R (500 m^3)).....38
Tableau IV.13 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (F3-R (500 m3)).....39
Tableau IV.14 : Bilan du tronçon (F3-R (500 m^3)).....39
Tableau V.1 : récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe.....43

Tableau V.2 : Calcul de débits aux nœuds : cas de pointe.....44
Tableau V.3 : calcul des débits nodaux : cas de pointe+incendie.....45
Tableau V.4 : Calcul des diamètres et des vitesses.....48
Tableau V.5 : Valeurs des vitesses et des pertes de charge en : cas de pointe.....50
Tableau V.6 : Valeurs des pressions en : cas de pointe.....51
Tableau V.7 : Valeurs des pressions en : cas de pointe +incendie.....51
Tableau VI.1 : Les caractéristiques de la conduite de refoulement.....66
Tableau VI.2 : Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement 66
Tableau VI.3 : Calcul de volume du réservoir d'air de l'adduction de refoulement.....66
Tableau VII.1 : Calcul le volume du déblai du réseau. 69
Tableau VII.2 : Calcul le volume de lit de sable du réseau 70
Tableau VII.3 : Calcul du volume du remblai 70
Tableau VII. 4 : Cout estimatif des travaux, fourniture et transport 72
Tableau VII. 5: Temps de réalisation des opérations du réseau de distribution 73
Tableau VII.6 : temps de réalisation des opérations de réseau de distribution.....73

Liste des figures

Figure I.1 : Situation en plan de la commune chehaima.....2
Figure I.2 : Résau d'adduction existant.....5
Figure I.3 Implantation des forages alimentant les réservoirs de la ville.....6
Figure II.1 : Accroissement de la population de la commune chehaima.....9
Figure II.2 : Graphique de consommation de la population.....15
Figure II.3 : Courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération.....15
Figure III.1 :La réserve d'incendie et les Equipement de réservoir.....20
Figure IV.1 : L'emplacement préférable des ventouses.....26
Figure IV.2 : Schéma de l'adduction.....27
Figure IV.3 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (F1-R (500 m3)).....34
Figure IV.4 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (F2-R (500m3)).....37
Figure IV.5 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (F3-R (500 m3)).....40
FigureV.1 : répartition arbitraire des débits : cas de pointe.....46
Figure V.2 : répartition arbitraire des débits : cas de pointe+incendie.....47
Figure V.3 : Pressions et diamètres dans le réseau de distribution : cas de point.....52
FigureV.4 : Pressions et diamètres dans le : cas de pointe +incendie.....52
FigureV.5 : Débits et vitesses pour le : cas de pointe.....53
Figure V.6 : Débits et vitesses pour le : cas de pointe+incendie.....53
Figure VI.1 : Pose de conduite en tranchée dans un terrain ordinaire.....56
Figure VI.2 : Pose de canalisation en galerie.....56
Figure VI.3 : Pose de canalisation en traversée d'oued.....57
Figure VI.4 : Pose de canalisation en pente.....58
FigureVI.5 : Vanne à papillon.....59
FigureVI.6 : Robinet vanne à opercule.....59
FigureVI.7 : Clapet anti retou.....60
Figure VI.8 : Réducteur de pression.....60
FigureVI.9 : Ventouse.....61
Figure VI.10 : Poteau d'incendie.....61
Figure VI.11 : Cône de réduction.....62
Figure VI.12 : Manchon.....63
Figure VI.13 : Les différents coudes.....63

Figure VI.14 : Les différents TE 63
Figure VII.1 : Pelle hydraulique.....71
Figure VII.2 : Chargeur 71
Figure VII.3 : Compacteurs 72
Figure VII.4 : Réseaux à nœuds et calcul du temps de réalisation du réseau de distribution.. 74

Liste des planches

Planche 01 : Plan de masse et levé topographique.
Planche 02 : Réseau de distribution
Planche 03 : Carnet des nœuds
Planche 04 : Profil en long.

Liste des annexes

Annexes (I) : Réparation des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.
Annexes (II) : Diamètre et épaisseurs et Prix des conduites.
Annexes (III) : Les diamètres à l'aide de la Pression nominale des conduites PN10
Annexes (IV) : Abaque de vibert.

ABREVIATIONS

DPAT : Direction de Planification et d'Aménagement du Territoire.

APC : Assemblée Populaire Communale.

PDAU : Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme.

AEP : Alimentation en eau potable.

PVC : Polychlorure de vinyle.

PEHD : Polyéthylène Haute Densité.

Introduction générale

L'eau douce est essentielle à la vie, la santé et au maintien des écosystèmes qui fournissent notre alimentation ainsi que d'autres biens et services essentiels.

L'importance de l'eau dans l'économie humaine ne cesse d'augmenter, et donc la difficulté de fournir de l'eau douce augmente en raison de la croissance démographique, de l'accélération du niveau de vie et des technologies industrielles modernes.

Face à de telles circonstances, il est essentiel de planifier un réseau d'approvisionnement en eau potable conforme aux normes internationales en exploitant des instruments de travail avancés tels qu'Epanet, Autocad, Covadis, et d'autres encore. Cette approche vise à établir un système d'adduction, de rétention, et de répartition judicieux, répondant ainsi aux besoins tout en minimisant les pertes et les gaspillages.

Dans ce contexte, Le présent mémoire de fin d'études porte sur le dimensionnement des ouvrages nécessaires à l'approvisionnement en eau potable dans la population de la commune de CHEHAIMA (W. TIARET) et pour ce faire nous procédons par l'adoption de la méthodologie suivante :

Nous commençons par la collecte des données, en premier chapitre. Il s'agit de la situation géographique, topographique, géotechnique, démographique et hydraulique de la commune de Chehaima.

A travers le chapitre II, une évaluation des besoins en eau potable et la taille de la population à desservir doivent être pris en compte. L'analyse quantitative des besoins nous permettra d'apprécier les quantités d'eau requises pour la consommation, ainsi que la distribution des débits dans le temps, ce qui est essentiel pour la conception adéquate des infrastructures de stockage et de distribution.

Nous discutons ensuite du calcul précis de la capacité du réservoir dans le chapitre III pour stocker un volume d'eau suffisant pour répondre aux besoins du consommateur

Le chapitre IV, Ce chapitre sera dédié à la sélection du tracé, le choix des caractéristiques des canalisations, la création du schéma hydraulique de l'adduction pour la zone en question, et l'analyse technico-économique, comprenant la détermination des diamètres économiques des canalisations

En chapitre V, nous allons passer à l'étude du : réseau de distribution

Chapitre VI, nous allons aborder la pose et la protection des conduits, pour améliorer la coopération entre tous les intervenants appelés à installer le réseau d'eau potable.

Enfin, on passe au management du projet, qui est une activité qui permet à l'équipe d'atteindre un objectif professionnel.

CHAPITRE I :
Présentation de la ville de chehaima

I. Introduction

Posséder une compréhension approfondie de la localisation de la zone d'étude en ce qui concerne la géographie, la topographie, la géologie, la démographie et l'hydraulique est essentiel pour la réalisation réussie de notre étude

I.1 Situation géographique

La commune de Chehaima se situe dans la wilaya de Tiaret à 65 km environ au Sud-Est de Tiaret et à 5 km au Nord-Est de Medrissa. Elle fait partie du territoire de la Daïra de Ain D'heb ,elle s'étend sur une superficie de 2 200,64 km2.

Elle est limitée :

- A l'Est par la commune d'Ain D'heb
- A l'Ouest par la commune de Medrissa et la commune de S.D.Abderahmane
- Au Nord par la commune de Tousnina
- Au Sud par la commune de cheguig (dans la wilaya d'El Bayadh)

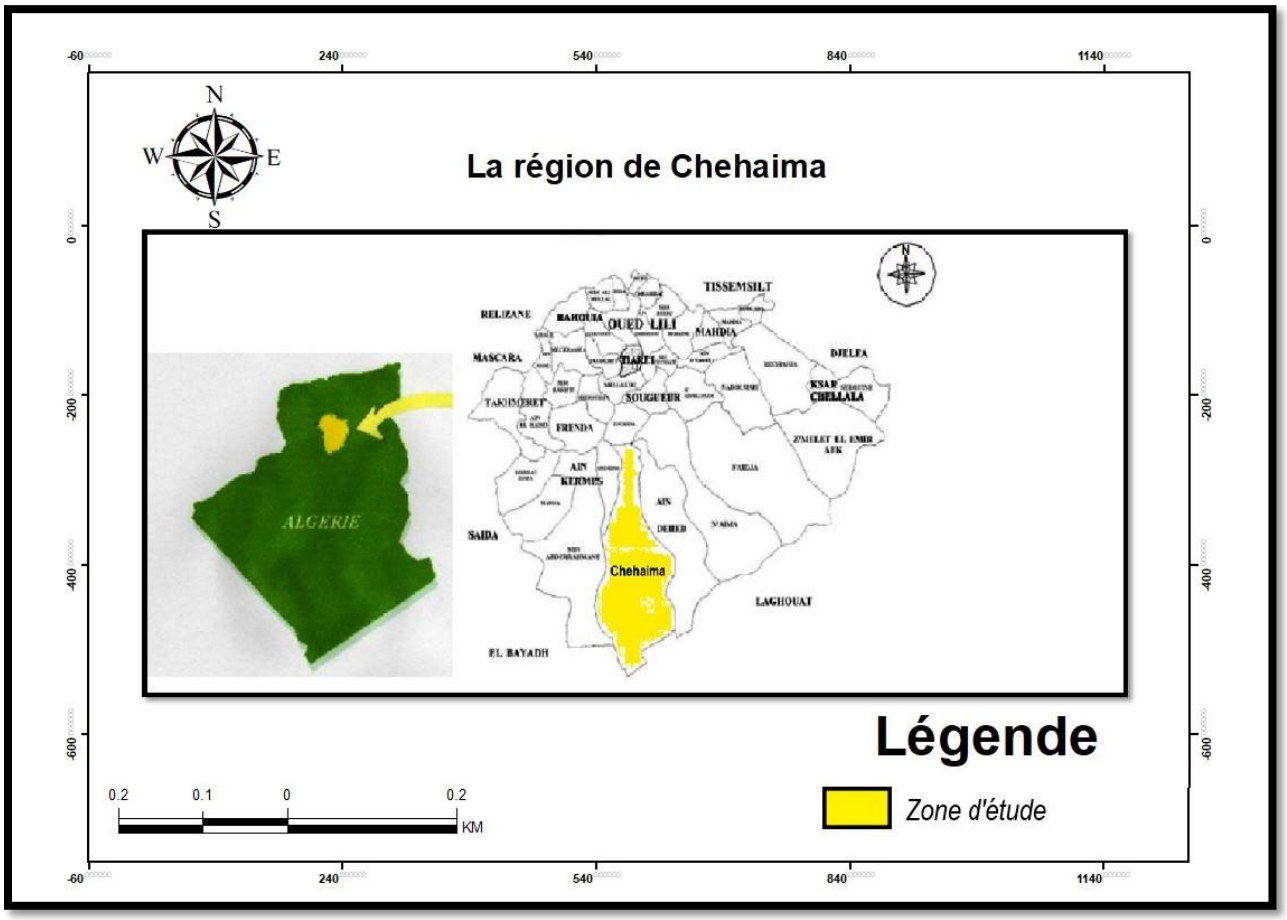


Figure I.1 : Situation en plan de la commune chehaima.

I .2 Situation Climatique

La ville de Chehaima à climat contrasté, de type steppique chaud et froid. Les étés sont chauds et orageux. En automne et en hiver, le vent de sud à sud-est peut amener un temps sec et exceptionnellement chaud pour la saison,

a. Précipitations

L'analyse des phénomènes climatiques demande une série de données de longue durée d'observation. La hauteur de pluie annuelle varie de 200 à 300 mm

Tableau I.1 : Pluviométrie pour la période (2009 à 2019) : (Source PDAU)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Hauteur en mm	28.1	33.9	36.3	38	47.1	38.2	35.9	37.9	32.9	10.7	13.5	37.9

b.Température

Les températures sont caractérisées par des grands écarts thermiques inter- saisonniers. La température en hiver entraînant l'apparition du phénomène de gelée.

Tableau I.2 : Température moyenne pour la période (2009à 2019)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Degrés °C	20.4	19.9	10	6.7	5.7	7	10.2	12.2	17.5	21.2	24.8	26

I.3 Situation topographique

La commune de Chehaima présente des altitudes qui varient entre 1085 m, et 1105 m NGA. Le relief est en général peu accidenté, il est constitué par un terrain en pente inférieure à 5% orienté du Nord-Ouest vers le Sud-Ouest. La zone d'étude est bordée par deux oueds de part et d'autre ne présentant pas une contrainte par rapport aux bâtis actuels.

I.4 La Situation géotechnique

La commune est constitué de couches superposées de poudingues, calcaire lacustres appartenant au pliocène continental. On y trouve aussi des formations du quaternaire continentales, localisées le long des cours d'eaux, et qui sont constitués par des alluvions.

I.5 La Situation géologique

Les données extraites du document du PDAU (Rapport septembre 2013) de la Population de 2008 font apparaître une croissance de la population entre 1987 et 1988 et une décroissance entre 1988 et 2008

Donc L'évolution de la population dans le temps tient compte du taux d'accroissement qui est de 2 %

I.6 La Situation hydraulique

Cette région est riche en eau souterraine. Actuellement, 3 captages d'eaux souterraines sont utilisés pour l'A.E.P de la ville de Chehaima :

Deux forages F2 et F3 alimentent directement le réservoir de 500 m^3.et Le troisième forage F1 alimente le plus ancien réservoir surélevé (châteaux) de 250 m^3 de laville.

Tableau I.3 : Caractéristiques du Forage1

Captage Coordonnées. UTM- Nord Algérie	Ouvrage desservi	Aspect quantitatif	Aspect qualitatif
Forage1 X : 344679.838 m Y : 3862738.265 m Z : 992 m	réservoir surélevé 250 m^3 et	10 l/s	**Analyse physico-chimique :** Date de prélèvement Juin 2008

- Débit exploitable ; 8 l/s
- Etat ; Fonctionnel (seul inconvenant c'est les venues de sable dans le forage)

Le débit d'eau du forage 1 est acheminé par pompage vers le réservoir surélevé capacité 250 m^3, Sa longueur est de 262m en amiante ciments 125 mm

Tableau I.4 : Caractéristiques du Forage 2

Captage Coordonnées. UTM- Nord Algérie	Ouvrage desservi	Aspect quantitatif	Aspect qualitatif
Forage1 X : 346629.304 m Y : 3862327.523 m Z : 988,60 m	réservoir au sol 500 m^3	11 l/s	**Analyse physico-chimique :** Date de prélèvement Juin 2009

- Débit exploitable ; 8 l/s
- Etat ; Fonctionnel

Le débit d'eau du forage F2 alimente par pompage le réservoir au sol capacité 500 m3
Sa longueur est de 1373 m en amiante ciments DN 125mm

Tableau I.5 : Caractéristiques du Forage 3

Captage Coordonnées. UTM- Nord Algérie	Ouvrage desservi	Aspect quantitatif	Aspect qualitatif
Forage1 X : 346629.304 m Y : 3862327.523 m Z : 1001,80 m	réservoir au sol 500 m^3	8 l/s	**Analyse physico-chimique :** Date de prélèvement Juin 2009

- Débit exploitable ; 4,5 l/s
- Etat ; Fonctionnel

Le débit d'eau, du forage 3, est acheminé par pompage vers le réservoir au sol de capacité 500 m^3, par une conduite de 438m de longueur en amiante ciments DN 110mm

Donc :

L'ensemble des forages 1, 2 et 3 produisent actuellement **20,50 l/s**

I.6.1 Réseau d'adduction existant

Le réseau d'adduction existant est caractérisé par les liaisons suivantes, Voir tableau ci-après :

Tableau I.6 : Production – stockage

Production	stockage
Forage F1	Réservoir surélève 250m^3
Forage F2	Réservoir au sol 500m^3
Forage F3	Réservoir au sol 500m^3

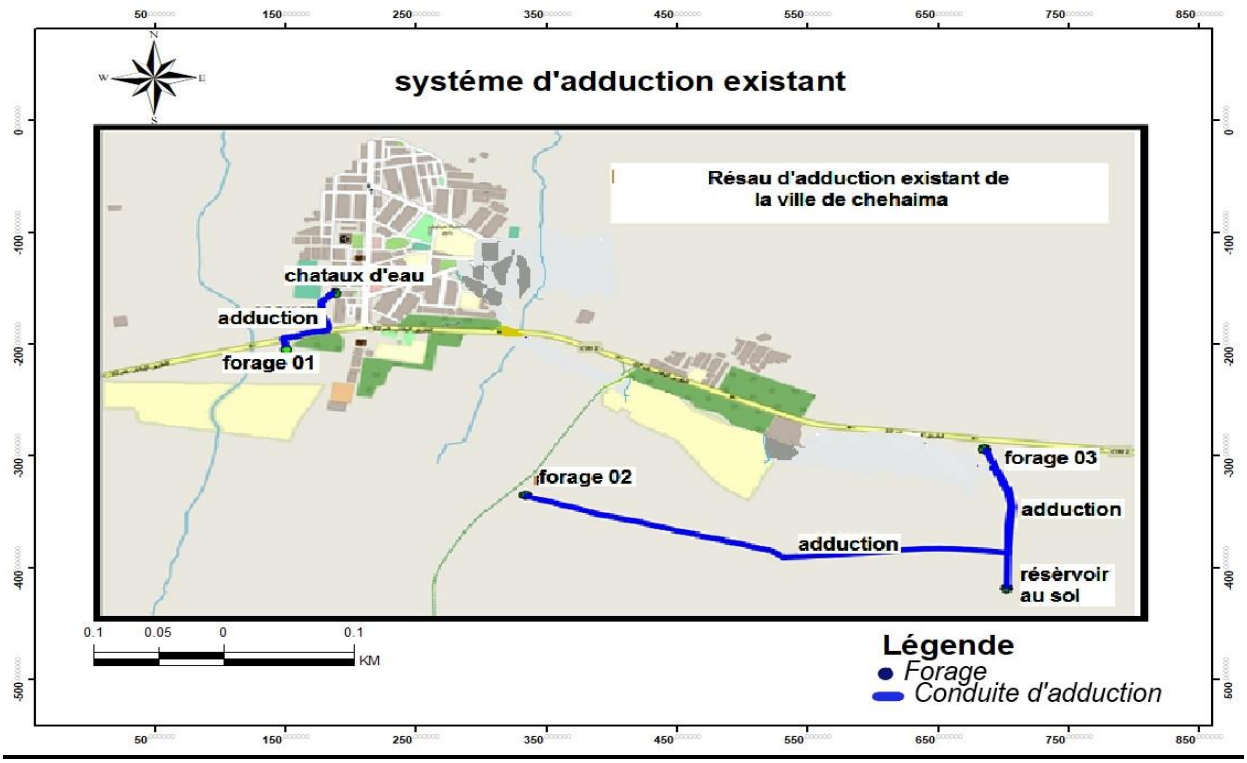


Figure I.2 : réseau d'adduction existant

I.6.2 Stockage

La ville est alimentée par deux réservoirs de volume (500 m^3 et 250 m^3).

Le réservoir surélève 250 m^3 se situe à l'ouest a une altitude basse et ne peut assurer des pressions optimales vue l'extension et les constructions en hauteur.

Le réservoir 500 m3 situes à l'est sur une colline peut résoudre le problème de pression à condition d'une gestion organisée du réseau.

Les deux réservoirs qui sont fixés à des cotes de radiers différentes. L'écoulement dans la canalisation s'effectue principalement en charge ce qui provoque la surverse au niveau du réservoir surélève

- **Réservoir surélevé :**

Coordonnée X ; 344700.376, Y ; 344700.376

- Capacité ; 250m^3
- Cote TN ; 991.80 m
- Cote radier ; 1010.20 m
- Etat ; Fonctionnel

- **Réservoir au sol :**

Coordonnée X ; 346694.161, Y ; 3861898.403

- Capacité ; 500m^3
- Cote TN ; 1032,50m
- Cote radier ; 1030,50m
- Etat ; Fonctionnel

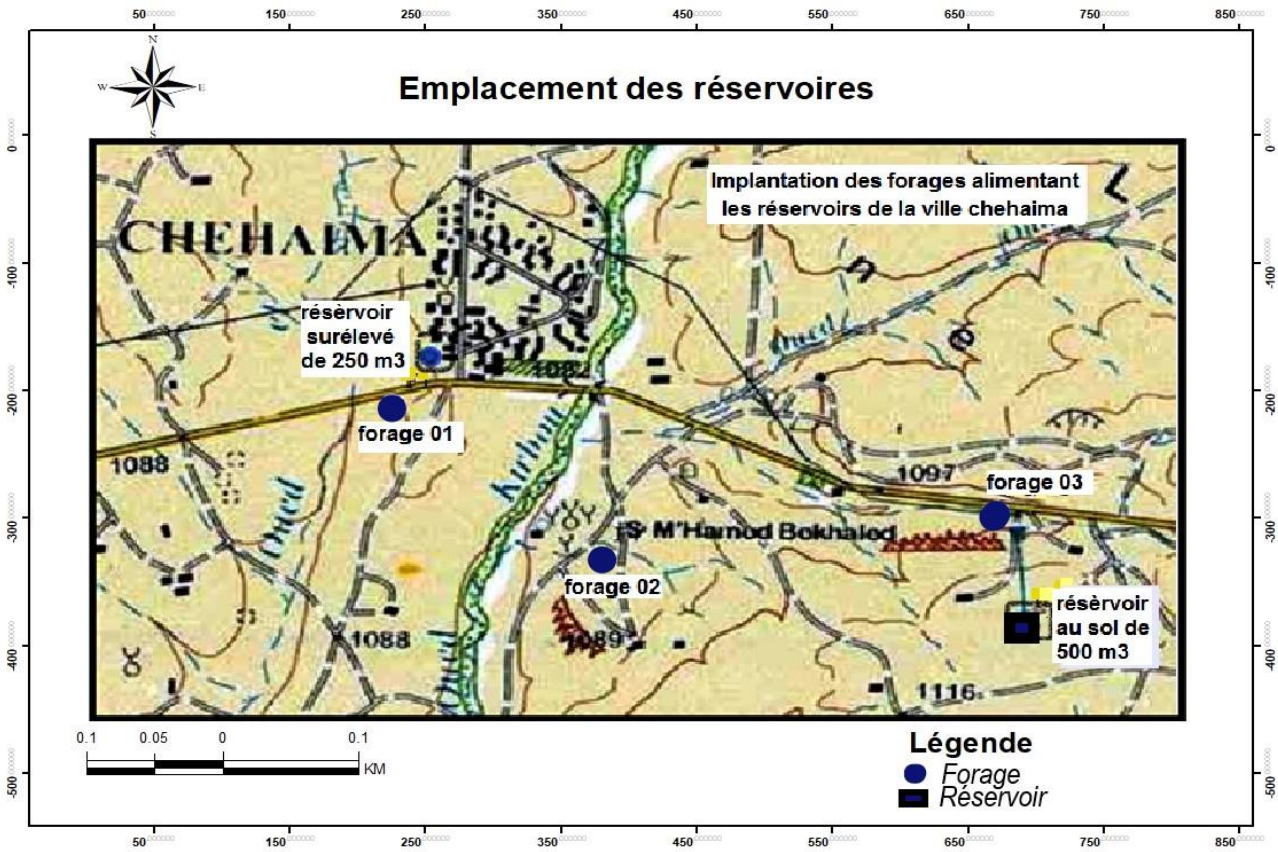


Figure I.3 : Implantation des forages alimentant les réservoirs de la ville

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons essayé de présenter la ville, connaitre la topographie, la démographie et l'état actuel du système d'alimentation en eau potable de la commune de Chehaima.

Ces différentes informations représentent les données de base pour l'élaboration de notre travail qui est la conception d'un nouveau réseau d'alimentation en eau potable pour la commune de Chehaima afin de résoudre tous les problèmes de l'agglomération.

Le réservoir surélevé ne peut assurer des pressions optimales vues l'extension et les constructions en hauteur. Il va être utilisé uniquement en cas de nécessité

La distribution de l'eau potable va être assurée à partir du réservoir de 500 m^3, tous les forages (F1, F2 et F3) vont refouler vers ce réservoir pour la distribution.

CHAPITRE II :
Evolution des besoins en eau potable

Introduction

L'estimation des besoins en eau potable d'une agglomération dépend de plusieurs facteurs, essentiellement du nombre d'habitants qui évolue d'une année à une autre, d'où on calculera Dans ce chapitre les différents besoins de notre agglomération pour l'an 2053.

II.1 Estimation de la population future

L'évolution de la population dans le temps tient compte du taux d'accroissement qui est de 2 % « source D.P.A.T », et du nombre d'habitants lors du dernier recensement ayant eu lieu en 2008.

Pour estimer la population future, nous utilisons la relation suivante :

$$P_n = P_0 (1+\tau)^n \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (II.1)$$

Avec :

P_n : population à l'horizon donnée

P_0 : population de l'année de référence

n : Le nombre d'années qui s'écoulent entre l'année de référence et l'année de l'horizon.

τ : taux d'accroissement des populations

II .1.1 Population à différents horizons

L'étude relative à la détermination des besoins hydriques demeure intrinsèquement associée à la croissance démographique et à l'amélioration du niveau de vie.

Par conséquent, il est nécessaire de procéder à cette estimation en tenant compte de la projection de la population à diverses échéances temporelles.

Conformément aux données du recensement réalisé par les autorités locales en 2008, la population de la localité de Chehaima (siège de la commune) s'élevait à 3080 résidents.

Les résultats de calcul du nombre d'habitants de la zone d'étude sont présentés dans le tableau et la figure, ci-après.

Tableau II.1 : Evaluation de la population

Année	population
2008	3080
2023	4145
2053	7508

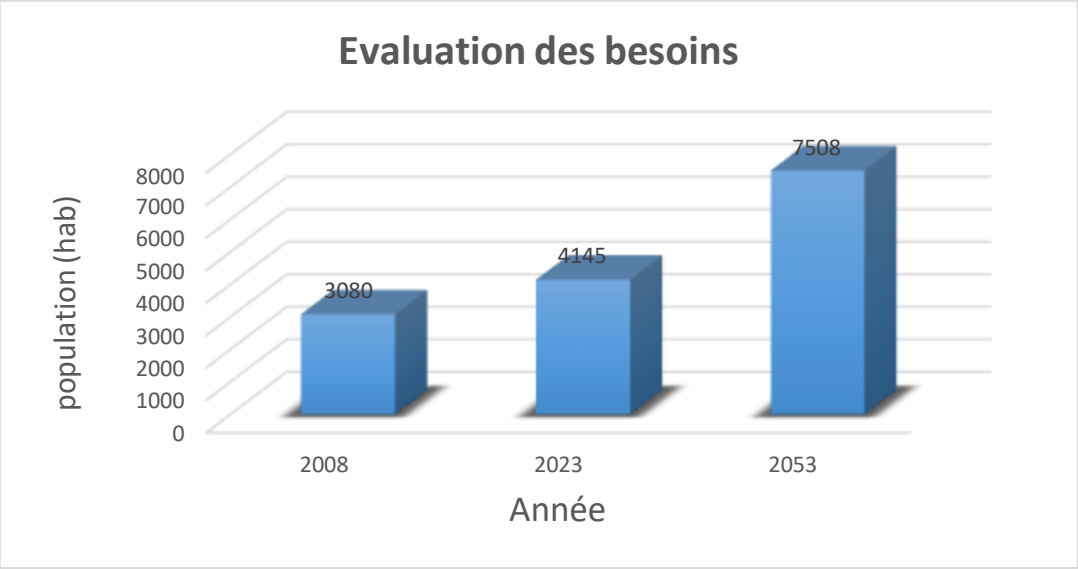


Figure II.1 : Accroissement de la population de la commune chehaima

II.2 Estimation des besoins journaliers

Les besoins journaliers sont calculés comme suit :

$$Q_{moyj} = \frac{Dot_i \times N_i}{1000} \quad (m^3/j) \text{ .....(II.2)}$$

Avec :

- $Q_{moy\,j}$: Consommation moyenne journalière en (m^3/j) ;
- Dot_i : Dotation journalière pour chaque catégorie en (l/j/catégorie) ;
- N_i : Nombre de consommateurs.

II.3 Besoins en eau par catégorie

II.3.1 Besoins domestiques

La consommation en eau dépend du confort et des habitudes de la population. Dans notre cas, nous prenons 150/l/j/ha**.**

Le tableau ci-dessous illustre la projection de la consommation de la population à l'horizon temporel envisagé.

Tableau II. 2 Variation de la consommation de la population à travers diverses périodes temporelles.

Année	Nombre d'habitants	Dotation (l/j/hab.)	$Q_{moy\,j}$ (m3/j)
2008	3080	150	462
2023	4145	150	621,75
2053	7508	150	1126.2

II.3.2 Besoins des autres catégories d'usagers

En ayant, le nombre d'unité et la dotation, on estimera les besoins en équipements en utilisant la formule (2), les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.3 : Besoins publiques moyens à l'horizon 2053.

Catégorie	Equipements	Nombre	Capacité	Dotation	Besoins /jour
		(u)	(u)	(l/j/U)	(m^3/j)
scolaire	Ecoles primaire	2	797 (élève)	25	19,925
	CEM	1	500 (élève)	25	12,5
sanitaire	Salle de soin	1	25 (Patient)	30	0,75
Administratifs	APC	1	50 (employé)	20	1
	Poste	1	10 (employé)	20	0,2
Socioculturels	Mosquée	1	90 (fidèle)	20	1,8
	Bibliothèque	1	20 (lecteur)	20	0,4
	Hammam	1	25 (baigneur)	80	2
	Stade	1	30 (sportifs)	50	1,5
				Total	**40,075**

II.4 Consommation moyenne en eau totale pour l'horizon 2053

Suite à l'évaluation des diverses exigences hydriques, nous élaborons un résumé tabulaire des utilisations pour permettre la détermination de la moyenne quotidienne de consommation

Tableau II.4 : Récapitulation de la consommation en eau totale

Type des besoins	Consommation moyenne journalier (m^3/j)
Domestiques	1126.2
scolaire	32,425
sanitaire	0,75
Administratifs	1,2
Socioculturels	5.7
TOTAL	**1166,275**

D'après le tableau II.4 les besoins sont de l'ordre de :

$$Q_{moy\,j}=1166.275\ m^3/j = \frac{1166.275\times1000}{24\times3600} = 13.498\ l/s$$

En considérant un taux de 10 à 20 % de pertes dans le réseau, le débit moyen va être majoré et évalué à 15,523 l/s (1341.16 m^3/j)

Donc : $\mathbf{Q_{moy\,j}=1341.16\ m^3/j = 15.523\ l/s}$

II.5 Modification des taux de consommation au fil du temps

Les taux de débit de consommation subissent des fluctuations temporelles multiples
-Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie des abonnés de l'agglomération Considérée ;
- Les fluctuations mensuelles et saisonnières sont conditionnées par l'activité de la municipalité ;
- Les variations hebdomadaires sont influencées par le jour de la semaine ;
- Les fluctuations quotidiennes sont étroitement liées au profil de consommation de la population.

II.6 Coefficient d'irrégularité

II.6.1 Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max\ j}$)

La variabilité de la consommation horaire tout au long de la journée, laquelle est conditionnée par le rapport entre Qmax j et Qmoy j, nécessite que nous prenions en considération cette fluctuation lors de l'établissement du rapport

$$k_{maxj} = \frac{Q_{maxj}}{Q\text{moy}j} \quad \text{(II.3)}$$

Ce rapport est référencé sous l'appellation "coefficient d'irrégularité journalière maximum" et est symbolisé par la variable Kmax j

Avec :

- Qmax,j :représente le débit de consommation maximal journalier;
- Qmoy.j : désigne le débit de consommation moyen journalier.

La valeur de la variable Kmax_j fluctue dans la plage de valeurs comprises entre (**1,1** et **1,3)**

Dans notre contexte, nous optons pour $K_{max\ j}$ **= 1,3** .....(II.3.1)

II.6.2 Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min\ j}$)

Ce coefficient nous renseigne sur le rapport entre la consommation minimale et la consommation moyenne, exprimant à quel point le premier est inférieur à la seconde.
Ce coefficient est déterminé par le ratio suivant.:

$$k_{minj} = \frac{inj}{Q\text{moy}j} \quad \text{(II.4)}$$

Ce coefficient, appelé Kmin j, est utilisé pour calculer le débit journalier minimal. Sa valeur varie dans une plage de 0,7 à 0,9. Dans notre situation particulière, nous choisissons de fixer Kmin j à 0,8.

II .6.3 Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max\ h}$)

Ce coefficient exprime l'élévation de la dépense énergétique par heure au cours de la journée.

On désigne communément ce phénomène sous le terme de coefficient de pointe. Son évaluation repose sur l'application de la formule ci-dessous :$_{axh} = \beta_{max} \times \alpha_{max}$.....(II.5)

Avec :

α_{max}: Le coefficient α, qui intègre les aspects liés au confort des équipements de l'agglomération ainsi qu'au régime de travail, présente une variation allant de 1,2 à 1,4. Cette variation est étroitement liée au niveau de développement local. Dans notre contexte particulier, nous adoptons une valeur α_max égale à 1,25.

β_{max}: Le coefficient fortement corrélé à l'augmentation démographique. Le tableau II .5 donne la variation de β_{max} en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II .5 : β_{max} en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'hab. *10^3	<10	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	1000
B_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1

Vu le nombre d'habitant de la commune qui est La valeur de βmax correspondant est :
$\beta_{max} = \mathbf{1.4}$

D'après la formule (II-5) on aura : K_{maxh}=1,4×1,25 = 1,75

II.6.4 Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{min\ h}$)

Ce coefficient permet de quantifier le flux horaire minimal qui est indicatif d'une situation de sous-consommation: $k_{minh} = \beta_{min} \times \alpha_{min}$ ..... (II.6)

Avec :

α_{min} Le coefficient α, qui incorpore les paramètres liés au confort des équipements de l'agglomération ainsi qu'au régime de travail, présente une plage de variation allant de 0,4 à 0,6. Dans notre situation spécifique, nous optons pour α_min = 0,5.

β_{min}: Le coefficient étroitement corrélé à la croissance de la population est présenté dans le tableau II.6, qui indique sa fluctuation en relation avec le nombre d'individus résidant dans une région donnée.

Tableau II .6 : β_{min} en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'hab. *10^3	<10	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	1000
B_{min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7	0.83	1

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de **7508 hab.** donc β_{min} **=0,3**……(II.6.2)

D'après la formule (II-6) on aura : $k_{minh} = 0.3 \times 0.5 = 0.15$

II.7 Détermination des débits journaliers

II.7.1 Consommation maximale journalière ($Q_{max\ j}$)

Le débit maximal observé au cours de l'année, qui correspond à la journée de pic de consommation, sert de paramètre fondamental dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction. Il est essentiel pour déterminer les capacités nécessaires du réservoir et de la station de pompage. Ce débit est exprimé comme suit :

$$Q_{maxj} = k_{maxj} \times Q_{moyj} \text{.....} \quad \text{(II.7)}$$

Avec :

- $Q_{max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j ;
- $Q_{moy\ j}$: débit moyen journalier en m^3/j ;
- $K_{max\ j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière, voire la formule (II-3).

Donc : $Q_{maxj} = 1.3 \times 1341.16 = 1743.508\ m^3/j = 20.18\ l/s$

II.7.2 Consommation minimale journalière ($Q_{min\ j}$)

Il s'agit du débit diurne de faible demande annuelle.

$$Q_{minj} = k_{minj} \times Q_{moyj} \quad \text{(II.8)}$$

Avec :

- $Q_{min,j}$: débit minimum journalier en m^3/j ;
- $Q_{moy\ j}$: débit moyen journalier en m^3/j ;
- $K_{min\ j}$: coefficient d'irrégularité minimale journalière, voire la formule (II-4).

Donc : $Q_{minj} = 0.8 \times 1341.16 = 1072.928\ m^3/j$=12.418 l/s

II.8 Détermination des débits horaires

Habituellement, les débits horaires sont calculés en considérant le taux de croissance démographique, les comportements de consommation de la population, ainsi que le profil de consommation anticipé.

II.8.1 Débit moyen horaire

Le débit horaire moyen peut être exprimé à l'aide de la formule suivante :

$$Q_{moyh} = \frac{Q_{maxj}}{24} \quad \text{(II.9)}$$

Avec :

- $Q_{moy\ h}$: débit moyen horaire en m^3/h ;
- $Q_{max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j .

Donc :

$$\boldsymbol{Q_{moyh} = \frac{1743.508}{24} = 72.646 m^3/h = 20.18\ l/s}$$

II.8.2 Détermination du débit maximum horaire

Ce débit exerce une fonction de grande importance dans les diverses équations utilisées dans le contexte du réseau de distribution, et il est défini par la relation suivante :

$$Q_{maxh} = k_{maxh} \times Q_{moyh} \quad \text{(II.10)}$$

Avec :

- $Q_{moy\ h}$: débit moyen horaire en (m^3/h) ;
- $Q_{max\ h}$: débit max horaire en (m^3/h) ;
- $K_{max\ h}$: coefficient de pointe**,** voire la formule (II-5).

Donc :

$$\boldsymbol{Q_{maxh} = 1.75 \times 72.646 = 127.13\ m^3/h = 35.31\ l/s}$$

II.8.3 Débit minimum horaire :

Le calcule de ce débit est important pour le dimensionnement mécanique de la conduite et pour la détection des fuites. Ce débit est donné par :

$$Q_{minh} = k_{minh} \times Q_{moyh} \quad \text{(II.11)}$$

Avec :

- $Q_{min,h}$: débit minimum horaire (m3/h) ;

-$Q_{moy,h}$: débit moyen horaire (m3/h) ;

-$K_{min,h}$: coefficient minimum horaire , voire la formule (II-6).

Donc :

$$\boldsymbol{Q_{minh} = 0.15 \times 72.646 = 10.89\ m^3/h = 3.025\ l/s}$$

II.9 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant

Le débit horaire au sein d'une agglomération fluctue en fonction de sa taille. La variation quotidienne des débits horaires est graphiquement présentée en fonction de la population (voirannexe I). Dans chaque agglomération, cette variation est exprimée en pourcentage par rapport au débit horaire maximum enregistré au cours de la journée.

NB : Puisque le nombre d'habitants à l'horizon est 7508 hab. la répartition convenable est celle de la première colonne (**moins de 10000**). Dont la répartition est indiquée dans le Tableau (II.8), ci -après.

Tableau II.7 : variation des débits horaires de la commune chahaima

horaire	Consommation total $Q_{max\ j}$=1743.508		Courbe de la consommation Cumulée (intégrale)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1	17,435	1	17,435
1-2	1	17,435	2	34,870
2-3	1	17,435	3	52,305
3-4	1	17,435	4	69,740
4-5	2	34,870	6	104,610
5-6	3	52,305	9	156,916
6-7	5	87,175	14	244,091
7-8	6,5	113,328	20,5	357,419
8-9	6,5	113,328	27	470,747
9-10	5,5	95,893	32,5	566,640
10-11	4,5	78,458	37	645,098
11-12	5,5	95,893	42,5	740,991
12-13	7	122,046	49,5	863,036
13-14	7	122,046	56,5	985,082
14-15	5,5	95,893	62	1080,975
15-16	4,5	78,458	66,5	1159,433
16-17	5	87,175	71,5	1246,608
17-18	6,5	113,328	78	1359,936
18-19	6,5	113,328	84,5	1473,264
19-20	5	87,175	89,5	1560,440
20-21	4,5	78,458	94	1638,898
21-22	3	52,305	97	1691,203
22-23	2	34,870	99	1726,073
23-00	1	17,435	100	1743,508

Selon cette représentation de la distribution des débits, nous observons :

$Q_{min\ h}$=17.437m^3/h=4.843 l/s;

$Q_{max\ h}$=122.046 m^3/h=33.902 l/s.

Le graphe de la consommation et la courbe intégrale représentés, dans les figures (II-1) et (II-2) respectivement.

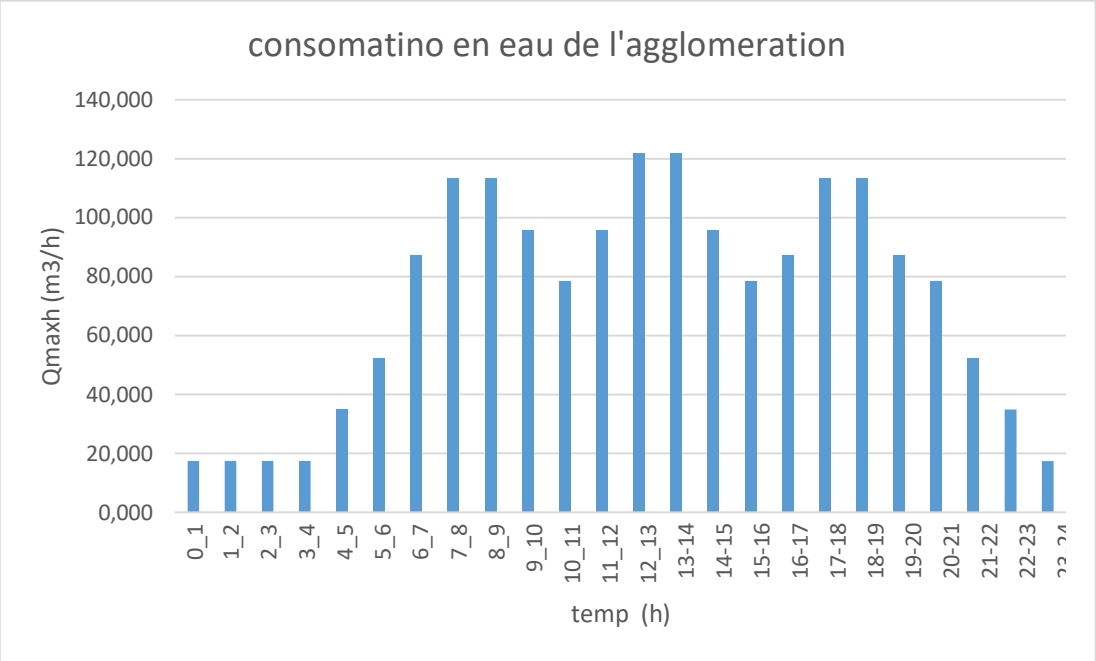


Figure II.2 : Graphique de consommation de la population

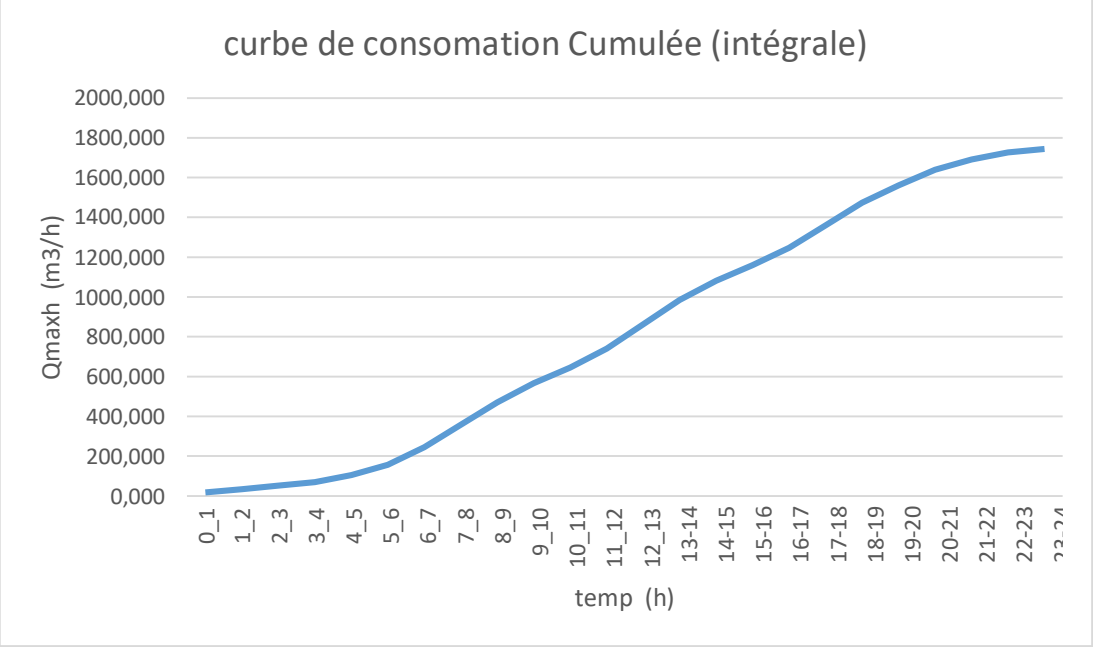


Figure II.3 : Courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération

II.10 Bilan ressources / besoins

Après avoir préalablement établi le débit hydrique disponible et effectué le calcul des exigences en eau projetées jusqu'en 2053, nous sommes en mesure de procéder à une analyse comparative entre les ressources hydriques disponibles et les besoins prévisionnels. Cette comparaison vise à déterminer si notre débit disponible est adéquat pour répondre à nos besoins ou s'il s'avère insuffisant.

Le tableau (II.9) ci-dessous nous présente l'équilibre entre les ressources et les besoins

Tableau II.8 : Comparaison ressources/besoins.

Désignation	Horizon de calcul (2053)
Consommation de pointe Journalière (m^3/j)	1743.508
Ressources disponibles (m^3/j)	1771.2
excès (m^3/j)	27.692
excès (l/s)	0.32

Nous voyons que les ressources actuellement disponibles pourront répondre aux besoins d'ici 2053.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons entrepris une évaluation approximative pour identifier et caractériser les diverses typologies de consommateurs dans la région, ainsi que les exigences en eau potable qui leur sont associées. Cette évaluation repose sur l'exploitation de plusieurs sources documentaires issues de l'Office National des Statistiques et des enquêtes menées auprès des résidents des zones sous examen.

En conséquence, nous avons déterminé les débits journaliers (maximum et minimum) les débits horaires (moyen, maximum et minimum) et nous avons établi le bilan ressources/besoins en eau. Ce dernier a révélé un excès de ressources pour l’an 2053.

CHAPITRE III :
Etude de stockage des réservoirs

Introduction

Le réservoir joue un rôle de première importance au sein d'un système d'approvisionnement en eau potable, remplissant la double fonction de stocker de l'eau potable destinée à la consommation publique et d'entreposer de l'eau destinée à des fins industrielles.

Au cours d'une même journée, le débit d'apport d'eau est uniforme, alors que celui de la distribution est variable dans le temps. Le but est de réaliser une liaison entre ces deux régimes.

III.1 Les fonctions d'un réservoir

Les réservoirs d'eau potable jouent un rôle pluriel en assurant diverses fonctions générales :

III.1.1 Fonctions techniques

- Un réservoir fonctionne comme un dispositif de régulation du débit, intervenant entre le régime d'approvisionnement (déterminé par les opérations de pompage et/ou de traitement) et le régime de distribution (défini par la courbe de consommation).

- Un réservoir joue un rôle de garde-fou en cas d'incident entraînant la mise hors service des équipements du réseau.

-Un réservoir opère en tant que régulateur de pression à n'importe quel point du réseau, assurant ainsi aux abonnés une pression adéquate et relativement stable, indépendamment de leur consommation.

-La présence d'un réservoir simplifie la gestion opérationnelle en permettant la mise à l'arrêt temporaire des dispositifs de production, de pompage, voire même du réseau lui-même, en vue de réparations et de maintenance.

-Le réacteur de traitement sert à garantir un laps de temps suffisant d'exposition à un agent désinfectant.

III.1.2 Fonctions économiques

- Réduction des investissements : sur les ouvrages de production.

- Optimisation des investissements dans les infrastructures de distribution : l'introduction d'un réservoir de régulation en extrémité de réseau permet de minimiser les dimensions des conduites principales.

- Réduction des dépenses d'énergie : du fait de l'économie réalisée sur le temps de pompage.

III.2 Classification des réservoirs

Les réservoirs présentent des distinctions basées sur :

- **La localisation relative par rapport au niveau du sol**

- Réservoir enfoui en sous-sol ou partiellement enterré (au niveau du sol) : Ce genre de réservoir est typiquement utilisé lorsque le réservoir est érigé à la même altitude que la station de traitement de l'eau, ou lorsque le site présente une élévation suffisante pour garantir une pression gravitationnelle adéquate pour le réseau de distribution desservi.

- Réservoir à altitude surélevée : Lorsque l'absence de sites présentant une altitude adéquate pour garantir des niveaux de pression appropriés dans le système de distribution à partir d'un

réservoir souterrain est constatée, il est parfois nécessaire d'avoir recours à un réservoir à altitude surélevée.

- **Leurs formes**

-Circulaire : le plus économique.

-Rectangulaire, carré, ou de forme irrégulière : si la considération d'encombrement est prépondérante (ex : nécessité de loger le volume maximal dans la surface disponible).

- **Leurs matériaux de construction utilisés**

-Maçonnerie
-Béton armé
-Béton précontraint
-Acier et Plastiques

- **Leur emplacement par rapport à l'infrastructure de distribution**

peut-être catégorisé en deux types distincts :
- Réservoir de transit : Ce type de réservoir est positionné entre la source d'approvisionnement et le système de distribution.
- Réservoir d'équilibrage : Quant à ce type de réservoir, il se trouve à la terminaison du réseau de distribution.

III.3 Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre, car on doit tenir compte des considérations suivantes :
- La distribution d'eau doit s'effectuer de manière gravitaire, impliquant que le réservoir doit être érigé à un niveau plus élevé que la zone urbaine, une caractéristique qui correspond à notre ville actuelle.
- Lorsqu'il est nécessaire d'installer plusieurs réservoirs, il est conseillé de les positionner de préférence aux extrémités du réseau ou à proximité d'un centre de consommation d'eau significatif.
- Le choix de l'emplacement du réservoir doit également garantir une pression suffisante pour satisfaire les besoins des abonnés.
- Dans un souci d'efficacité économique, il est avantageux de veiller à ce que le réservoir se remplisse naturellement par gravité, ce qui signifie qu'il doit être situé à un niveau plus bas que le point d'approvisionnement en eau.

III.4 Equipement des réservoirs

Les principaux équipements sont habituellement regroupés dans une chambre facilement accessible. Il est préférable d'éviter, même pour les ouvrages de petite taille, d'installer des équipements sous des bouche-à-clé ou dans des regards d'accès difficile. Il est essentiel que les équipements du réservoir soient aisément accessibles et manipulables, ce qui requiert la mise en place de toutes les passerelles, escaliers de service, d'accès et de manœuvre nécessaires à cet effet. De plus, il est impératif que tous les équipements hydrauliques puissent être démontés avec facilité, et il convient de prévoir les joints de démontage requis à cet effet.

III.4.1 Equipements d'intervention

Nous envisageons habituellement la création d'une ouverture d'accès dédiée au personnel ainsi qu'une ouverture spécifiquement conçue pour permettre l'entrée éventuelle de matériel et/ou de matériaux.

Tous les moyens d'accès, tels que les portes, les ouvertures, les échelles, etc..., menant aux réservoirs et aux chambres de vannes, doivent être sécurisés pour empêcher l'intrusion de personnes non autorisées au sein du service.

III.4.2 Equipements de nettoyage

- Trappes de visite pour le personnel et le matériel.
- Equipements spéciaux pour le nettoyage :
  - Matériels de vidange
  - Brosse dure et détergent
  - jets d'eau à haute pression
- Pompe d'alimentation en eau.

III.4.3 Equipements hydrauliques

Les réservoirs sont pourvus de diverses conduites, organes et accessoires. Chacun de ces éléments est doté, entre autres, de :

- **Conduite d'adduction**

L'installation de la conduite d'adduction du réservoir permet de choisir son emplacement, soit au niveau du fond du réservoir, soit à sa partie supérieure. Cette disposition favorise l'oxygénation de l'eau lorsqu'elle pénètre dans le réservoir. Lorsque le niveau d'eau atteint son maximum, la conduite se ferme automatiquement à son débouché dans le réservoir. Il existe plusieurs méthodes d'installation possibles pour cette conduite.

Par sur verse :

Que ce soit en optant pour une descente libre ou en submergeant la conduite de manière à maintenir son extrémité constamment immergée, le premier scénario engendre une oxygénation de l'eau, mais il entraîne également une libération aisée du gaz carbonique dissous, favorisant ainsi le processus d'entartrage du réservoir et des conduites.

Par-dessous :

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

- **Conduite de distribution**

Le point de départ de la conduite de distribution se situe à une élévation de 0.25 mètres au-dessus du radier, dans le but de prévenir l'entrée des matières décantées et des sables dans la cuve. En ce qui concerne la conduite du trop-plein, elle a pour mission d'empêcher le dépassement du niveau d'eau maximal en évacuant tout excédent d'eau.

- **Conduite de trop-plein**

Cette conduite doit avoir la capacité de décharger l'intégralité du débit Q qui entre dans le réservoir. Elle ne présente aucune vanne le long de son trajet. Sa section transversale est orientée dans un plan horizontal situé à une distance 'h' en dessous du niveau maximal potentiellement atteint dans la cuve.

La dérivation du trop-plein conduit à un exutoire, cependant, il existe une préoccupation quant à la possibilité de pollution ou à l'introduction d'animaux ou de moustiques par cet exutoire, pouvant ainsi contaminer le réservoir. Pour éviter cela, un joint hydraulique, sous la forme d'un siphon, est mis en place pour maintenir en permanence le tronçon en eau.

- **Conduite de vidange**

La conduite de vidange, située au point le plus bas du réservoir, est conçue pour permettre l'évacuation du réservoir. À cette fin, le radier du réservoir est incliné en direction de son origine, et elle est connectée à la conduite de trop-plein. Elle est équipée d'une vanne de régulation.

- **Conduite By-Pass**

La conduite By-Pass relie la conduite d'adduction à celle de distribution. Son rôle est d'assurer la continuité de la distribution d'eau pendant les opérations de nettoyage, de réparation, d'entretien, etc.

- **Comptage**

À la sortie de la conduite de distribution, il est nécessaire d'installer un dispositif de comptage afin de permettre des relevés périodiques de la consommation totale.

- **Robinet-Vanne**

Dans chaque canalisation, qu'il s'agisse de l'arrivée, du départ ou de la vidange, il est essentiel de prévoir un robinet-vanne. Cela permet de pouvoir isoler chaque conduite au besoin.

- **Matérialisation de la réserve d'incendie**

Lorsqu'une surveillance permanente du niveau d'eau dans le réservoir n'est pas assurée, notamment dans le cas des installations automatiques, il est crucial de mettre en place des mesures visant à éviter que la réserve d'incendie ne soit utilisée pour la distribution en cas d'une forte demande. Deux types de systèmes sont distingués : le système à deux prises, qui présente une zone d'eau immobile non renouvelée, et le système à siphon, qui utilise un évent ouvert à l'air libre pour éviter l'utilisation de la réserve en cas de sinistre.

- **Système automatisé**

Un système automatisé sera installé pour déclencher l'ouverture des vannes lorsque le niveau d'eau atteint la limite prédéfinie.

III.4.4 Schéma regroupant la matérialisation de la réserve d'incendie et les équipements

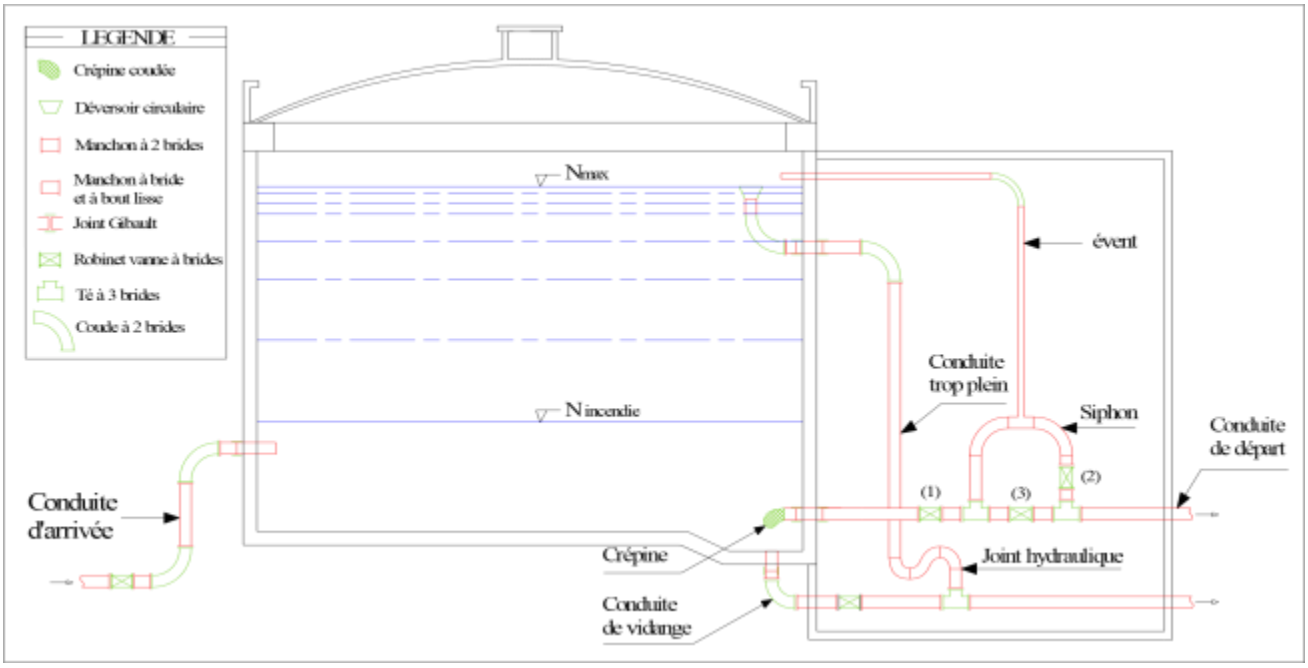


Figure III.1 : la réserve d'incendie et les Equipements de réservoir

III.5 Détermination de la capacité et la forme du réservoir

La détermination de la capacité du réservoir nécessite une prise en compte des variations des débits d'entrée et de sortie, ce qui inclut les schémas d'exploitation des ouvrages amont et les fluctuations de la demande en eau. Généralement, cette capacité est calculée pour répondre aux fluctuations quotidiennes de la consommation en eau, en prenant en considération la journée de pointe ainsi que la réserve d'eau nécessaire pour les situations d'incendie. Il est également envisageable de réduire la capacité du réservoir en déterminant le volume minimal requis pour maintenir la continuité de la distribution d'eau.

Dans le cadre de notre projet, nous optons pour une approche analytique pour évaluer la capacité du réservoir. Cette méthode repose sur l'analyse à la fois du schéma de consommation tout au long de la journée et de la durée de fonctionnement de la pompe. En supposant que les pompes fonctionnent pendant 20 heures sur 24, elles doivent être en mesure de refouler la totalité du débit journalier maximal après cette période. En outre, le réservoir peut également être utilisé comme un régulateur de pression, ajustant son fonctionnement en fonction de la cadence d'enclenchement de la pompe.

Tableau III.1 : Calcul de la capacité du réservoir d'alimentation :

heure	consommation d'eau en %	Refoulement d'eau en %	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste dans le réservoir
0-1	1,49	0		1,49	8,58
1-2	1,49	0		1,49	7,09
2-3	1,49	0		1,49	5,6
3-4	1,49	0		1,49	4,11
4-5	2,49	5	2,51		6,62
5-6	3,48	5	1,52		8,14
6-7	4,6	5	0,4		8,54
7-8	5,59	5		0,59	7,95
8-9	6,22	5		1,22	6,73
9-10	6,22	5		1,22	5,51
10-11	6,22	5		1,22	4,29
11-12	6,22	5		1,22	3,07
12-13	4,98	5	0,02		3,09
13-14	4,98	5	0,02		3,11
14-15	5,47	5		0,47	2,64
15-16	5,97	5		0,97	1,67
16-17	6,09	5		1,09	0,58
17-18	5,59	5		0,59	-0,01
18-19	4,99	5	0,01		0
19-20	4,48	5	0,52		0,52
20-21	3,98	5	1,02		1,54
21-22	2,99	5	2,01		3,55
22-23	1,99	5	3,01		6,56
23-24	1,49	5	3,51		10,07

III.5.1 Détermination analytique de la capacité de réservoir

La détermination de la capacité de réservoir par cette méthode analytique se divise en deux régimes distincts :

- Le régime de consommation de l'agglomération, qui se caractérise par le graphique de la consommation.
- Le régime d'apport en provenance de la source vers le réservoir.

La capacité du réservoir sera calculée en se basant sur les résidus, qui résultent de la différence entre le cumul des apports et des départs d'eau pour chaque heure sur une période de 24 heures, comme indiqué dans le tableau ci-dessous. Il convient toutefois d'ajouter la réserve minimale prévue pour les besoins en cas d'incendie, évaluée à 120 mètres cubes. Le volume utile peut être déterminé grâce à la relation suivante : [insérer la relation scientifique].

$$v_u = \frac{a}{100} \times Q_{maxj} \text{ ……..…(III.1)}$$

Avec :

v_u : capacité résiduelle (m^3),
a : fraction horaire du débit maximum journalier (%).
$Q_{max\ j}$: La consommation maximale journalière (m^3/j).

D'où le volume utile sera :

$$v_u = \frac{|0.01|+|10.07|}{100} \times 1743.508 = 175.745 m^3$$

Et le volume de réservoir :

$$V_t = V_u + V_{inc} \text{.....(III.2)}$$

Avec le volume V_{inc}, dédié à la réserve en cas d'incendie, a été évalué à 120 mètres cubes.

Donc :

-La capacité totale sera : V_t = 175.745+ 120 **V_t = 295.745 m^3.**

-La capacité normalisée sera : **V_n = 500 m^3.**

Remarque

Dans notre étude, la capacité de stockage nécessaire est de 500 m^3**,** qui est égale à la capacité de réservoir au sol existant de 500m^3.

Conclusion

La détermination de la capacité du réservoir nous permet de savoir s'il y a intérêt de projeter un réservoir ou non, mais selon notre calcul nous avons trouvé un volume de 500m^3 est égale que celui le réservoir existant.

Par conséquent, nous n'avons pas besoin de faire la projection d'un autre réservoir.

CHAPITRE IV :
Etude de l’adduction

Introduction

La détermination de la capacité du réservoir nous permet d'évaluer la pertinence de concevoir un nouveau réservoir. Cependant, nos calculs ont révélé que le volume calculé, équivalent à 500 m3, correspond exactement à la capacité du réservoir existant, qui est également de 500 m^3. Par conséquent, il n'est pas nécessaire d'envisager la construction d'un réservoir supplémentaire.

IV.1 Quelques notions simples sur l'adduction

Dans le cadre de notre analyse des adductions en question, nous préconisons une révision dimensionnelle des conduites afin de garantir un débit suffisant pour l'horizon temporel de 2053.
Cette recommandation s'appuie sur plusieurs facteurs à prendre en compte, notamment :

-La vétusté des conduites de refoulement, dépassant les 30 ans d'âge ;
-L'occurrence de cassures (fuites) et l'identification de leurs causes ;
-L'évaluation de l'état du revêtement intérieur et extérieur de ces conduites ;
-L'analyse du type de matériau utilisé pour les conduites d'adduction (en l'occurrence, l'amiante-ciment) ;
-L'examen de l'état de fonctionnement des groupes motopompes de la station de reprise et du forage de Saouli.

IV.1.1 Type d'écoulement

Dans les systèmes d'adduction, on doit distinguer les écoulements à surface libre et les écoulements en charge

- **Ecoulement à surface libre**

L'écoulement à surface libre se caractérise par l'absence de confinement de fluide sous une pression supérieure à la pression atmosphérique. Ce mode d'écoulement est couramment observé dans les aqueducs clos et les canaux en plein air

- **Ecoulement en charge**

L'écoulement en charge se distingue par la présence d'une pression supérieure à la pression atmosphérique qui favorise la circulation du fluide. Ce type d'écoulement est fréquemment observé dans les réseaux sous pression et les systèmes d'adduction par refoulement.

IV.1.2 Type d'adduction

Les adductions peuvent être classées comme suite :

-Adduction gravitaire
-Adduction par refoulement
-Adduction mixte

- **Adduction gravitaire**

Un écoulement gravitaire est un écoulement qui se fait sous l'action d'aucune force extérieure qui lui sera appliquée (conditionnée par la pente, pesanteur).
Dans le cas d'une canalisation gravitaire, la source d'eau doit se situer à une cote supérieure à celle du réservoir d'accueil.
L'écoulement peut se manifester de deux façons distinctes sur le plan scientifique : il peut être de type "à surface libre", caractérisé par l'absence de pression et généralement associé à une pente régulière sur l'ensemble de son trajet, ou de type "en charge", où la pression est présente tout au long du parcours.

- **Adduction par refoulement**

Dans un système d'adduction par refoulement, le point d'approvisionnement se situe à une altitude supérieure à celle du point de captage, ce qui entraîne un écoulement sous pression nécessitant l'utilisation d'une pompe.

- **Adduction mixte**

Il s'agit d'une transition entre une adduction où la conduite de refoulement se métamorphose en une conduite gravitaire, ou vice versa. La conduite de refoulement se transforme en conduite gravitaire par l'installation d'un réservoir tampon.

IV.1.3 Choix du tracé

Le choix de l'itinéraire de la conduite d'adduction nécessite de prendre en considération plusieurs contraintes qu'il est souhaitable de respecter autant que possible sur le plan scientifique et technique :

- L'itinéraire doit être optimisé pour minimiser sa longueur entre les différentes infrastructures.
- Il est impératif d'installer des ventouses au point le plus élevé de la conduite afin de permettre l'évacuation de l'air qui pourrait s'y accumuler. Dans une perspective économique et technique, il est donc crucial de réduire autant que possible les dénivelés inversés et d'installer des dispositifs de vidange aux points les plus bas.
- Il serait judicieux de suivre le tracé le long des accotements routiers, ce qui faciliterait à la fois les opérations de construction et le transport des matériaux, tout en préservant des considérations scientifiques et techniques.

IV.1.4 Choix de type de tuyau

Le choix du type de tuyaux repose sur des critères techniques, notamment le diamètre, la pression, les conditions de pose, ainsi que sur des critères économiques, tels que le coût d'approvisionnement et de transport.

Dans notre étude, nous avons opté pour des conduites en PEHD en raison de leur rentabilité supérieure par rapport aux conduites en fonte et en acier. Cela s'explique par plusieurs avantages qu'elles présentent :

- Disponibilité sur le marché.
- Capacité à supporter des pressions élevées.
- Économies réalisées sur les coûts de transport.
- Leur continuité et leur souplesse permettent la préfabrication de tronçons de grande longueur sous terre, dans des conditions optimales de réalisation et de contrôle.
- Leur élasticité les rend adaptées aux terrains plus ou moins accidentés.

IV.1.5 Profil d'une adduction

La représentation altimétrique de l'adduction requiert impérativement le profil en long, une information essentielle pour appréhender son mécanisme opérationnel. Ce profil peut être construit à partir d'une topographie relevée, où les distances sont représentées sur l'axe horizontal (x) et les altitudes sur l'axe vertical (y). Il est impératif d'opter pour des échelles distinctes sur chaque axe afin de permettre une visualisation précise des variations topographiques tout au long du tracé.

IV.1.6 ligne piézométrique

La ligne piézométrique offre une représentation graphique de la pression hydrodynamique à chaque point le long du parcours. Elle est définie comme le niveau auquel l'eau monterait dans un tube vertical relié au système d'adduction.

IV.1.7 L'air dans la tuyauterie

Lors de la mise en service ou du remplissage d'un système d'adduction, il convient de prendre en considération un phénomène d'une grande sensibilité, tel qu'illustré dans la figure ci-dessous, représentant le profil d'une adduction comportant plusieurs points hauts et bas.

Dans de nombreuses situations, il se produit des obstructions d'air réelles au niveau des points hauts, ce qui rend impératif :

-d'éviter les configurations où le fluide circule en mode mixte, c'est-à-dire à la fois en écoulement libre et sous pression ;
-de repérer précisément l'emplacement des points hauts ;
-d'installer des dispositifs de dégazage appropriés à ces endroits, tels que des ventouses, des brise-charges ou des vannes ;
-d'accentuer la présence des points hauts, notamment dans le cas d'un tronçon de canalisation présentant une pente très uniforme.

Il est fortement recommandé d'éviter la conception de tracés où les points hauts et les points bas ne sont pas clairement définis, car cela rendrait impossible l'installation optimale des dispositifs de dégazage. Par ailleurs, pour les sections de canalisation très plates, il convient d'augmenter la pente située en aval de la ventouse, comme illustré dans la (Figure VI.1).

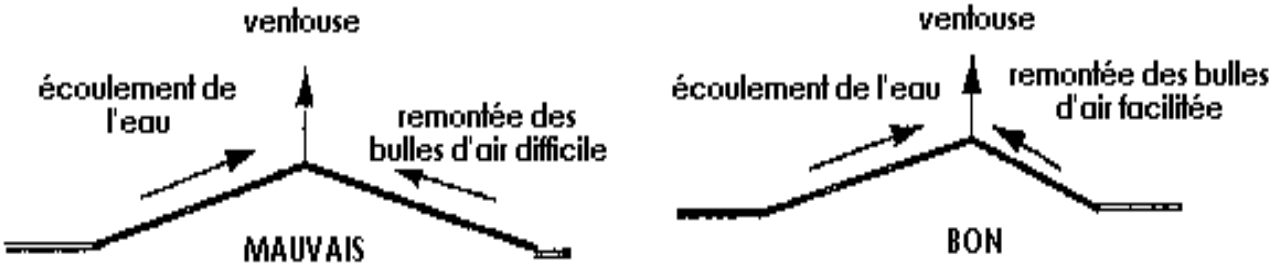


Figure IV.1 : L'emplacement préférable des ventouses

Lorsqu'il s'agit de sélectionner l'organe de dégazage approprié, il est impératif de prendre en considération l'impact de cet élément sur le fonctionnement du système d'adduction, en tenant compte des aspects suivants :

- La vanne de purge n'exerce aucune influence sur le fonctionnement du système et sera activée manuellement.
- La ventouse fonctionne de manière automatique et ne réduit la pression que si celle-ci est en situation de dépression.
- Le brise-charge, quant à lui, diminue la pression, qu'elle soit positive ou négative.

IV.2 les caractéristiques des forages existants

Les données relatives aux forages existants sont synthétisées dans le tableau suivant

Tableau IV.1 : Les propriétés des puits de forage déjà en place

Forage	Débits (l/s)	Cote de terrain (m)	Niveau statique (m)	Niveau dynamique (m)
F1	8	992	972	948
F2	8	988.60	975.60	903.60
F3	4.5	1001.80	952.80	913.60

(Source DRE Ain deheb)

IV.3 Schéma générale de l'adduction

Notre projet est disposé un schéma d'adduction à partir des trois forages alimenté le réservoir au sol de capacité de 500 m^3.

Le schéma d'adduction est représenté sur la figure IV.2

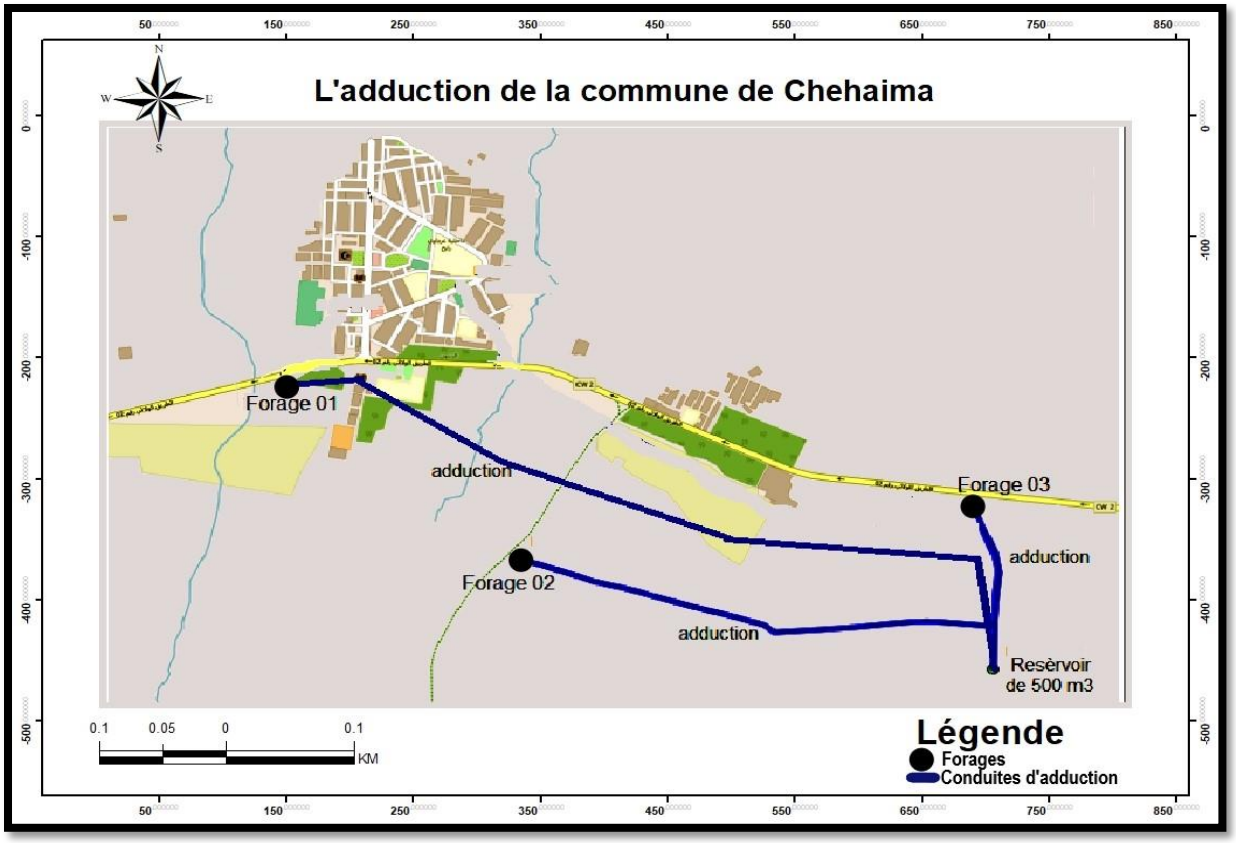


Figure IV.2 : Schéma de l'adduction

Pour notre cas, nous étudions le tracé des conduites d'adduction qui s'étend sur les longueurs montrées sur le tableau suivant :

Tableau IV.2 : tracé des conduites d'adduction.

Tronçon	Linéaire de canalisation
Forage F1 – Réservoir 500 m^3	2481 m
Forage F2 – Réservoir 500 m^3	1373 m
Forage F3 – Réservoir 500 m^3	438 m

IV.4 Etude technico-économique de l'adduction

L'analyse du dimensionnement, de manière générale, implique la détermination du diamètre optimal en prenant en compte les coûts d'exploitation et d'amortissement de la conduite. Toutefois, dans la réalité, le diamètre optimal est établi en fonction d'une plage de vitesses à respecter. Ce diamètre est approximativement calculé en utilisant les formules de BONIN et BRESSE, à savoir :

La formule de BONIN : $_{éco} = \sqrt{Q}$ ..... (IV.1)

La formule de BRESSE : $D_{éco} = 1.5\sqrt{Q}$ ..... (IV.2)

Remarque : La validité de la formule de Bresse se restreint aux projets de petite envergure, spécifiquement lorsque la longueur de la conduite est inférieure à 1 km

Avec :

D : Diamètre de la conduite en mètre ;

Q : Débit véhiculé en m^3/s,

La vitesse dans la conduite de refoulement : $v = \frac{Q}{S}$ ..... (IV.3)

IV.4.1 Pertes de charge

Nous avons des pertes de charges linéaires et des pertes de charges singulières.
Le gradient de pertes de charges est calculé par la formule de DARCY – WEIBACH.

$$J = \frac{16\lambda Q^2}{2g\pi^2 D^5} \quad \text{(IV.4)}$$

Avec :

J : gradient de pertes de charges ;

Q : le débit véhiculé (m3/s) ;

g: accélération de la pesanteur g = 9,81 m/s² ;

D : diamètre (m) ;

λ: Coefficient de frottement.

Le calcul du coefficient de frottement dépend du régime de l'écoulement

- En régime turbulent rugueux : $(R_e = 560\frac{D}{\varepsilon})$ nous utilisons la formule de NIKURADZE :

$$\lambda = [1.14 - 0.86ln(\frac{\varepsilon}{D})]^{-2} \quad \text{.....(IV.5)}$$

- En régime de transition :$(10^{D} -\leq R_e \leq 560^{D})$ nous utilisons la formule de COLEBROOK

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2log\left(\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{251}{R_e\sqrt{\lambda}}\right) \text{.....(IV.6)}$$

Avec :

R_e: Nombre de Reynolds donné par la formule suivante : $R_e = \frac{4Q}{\pi D\gamma}$ …….. (IV.7)

λ : Coefficient de frottement.

: La viscosité cinématique $\gamma = 10^{-6}$ (m^2/s)

ε: La rugosité absolue est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau.

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \alpha T \quad \text{(IV.8)}$$

D'où :

ε_0: Rugosité absolue des tuyaux neufs, égale à 0,001 mm ;

α: vieillissement déterminé à partir de l'abaque de « PETER-LAMONT»

α = 0,04 mm/an ;

T : temps de service, T=30 ans.

Alors : $\varepsilon = 0{,}001 + 0{,}04 \times 30 = 1{,}2\ mm$

- **Pertes de charges linéaires**

Elles sont établies en accord avec l'expression mathématique suivante :

$$\Delta H_L = JL \quad \text{(IV.9)}$$

Avec :

J : gradient de pertes de charge ;

L : longueur de la conduite.

- **Pertes de charges singulières**

Ces perturbations résultent des singularités inhérentes aux divers composants du système de conduite, tels que les coudes, les vannes et les clapets. Leur contribution aux pertes de charge linéaires est évaluée à environ 10 %.

$$\Delta H_S = 10\%\Delta H_L \quad \text{(IV.10)}$$

- **Pertes de charges totales**

La somme de la perte de charge est ainsi déterminée par :

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S = \Delta H_L + 10\%\Delta H_L = 1.1\Delta H_L \quad \text{(IV.11)}$$

Avec :

Δ : pertes de charges totales ;

Δ : pertes de charges linéaires ;

Δ : pertes de charges singulières.

Donc :

$$\Delta H_T = 1.1\frac{16\lambda Q^2}{2g\pi^2 D^5} L \quad \text{(IV.12)}$$

IV.4.2 Détermination de la hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale est égale à la somme, de la hauteur géométrique (Hg), des pertes de charges totales (HT) et des pertes de charges due à l'aspiration (ΔH_{asp}).Elle est donnée par :

$$H_{MT} = H_g + \Delta H_r + \Delta H_a = H_g + \Delta H_T \quad \text{(IV.13)}$$

avec :

: égale à la différence entre la cote du trop-plein du réservoir au sol et le niveau dynamique du forage ou de la bâche dans notre cas le niveau dynamique de réservoir

$$H_g = C_{TP} - C_{ND} \quad \text{..... (IV.14)}$$

C_{TP}: Trop plein du réservoir ;

C_{ND}: Cote du niveau dynamique du forage.

IV.4.3 Puissance des pompes

La puissance absorbée de la pompe est donnée par la formule suivante

$$p = \frac{\rho g Q H_{MT}}{y} \quad (kw) \quad \text{..... (IV.15)}$$

Avec :

Q : Débit de la pompe (m^3/s) ;

: Rendement de la pompe immerger ($= \eta_p . \eta_m . \eta_{pacc} . \eta_{re}$)

ρ:Masse volumique de l'eau (1000 Kg/m^3) ;

g : Pesanteur (9.81 m/s^2) ;

P : Puissance absorbée par la pompe en (kw).

IV.4.4 Energie consommée par la pompe

L'énergie consommée par la pompe est donnée par la formule :

$$E_a = Pt365 \quad (kwh) \quad \text{..... (IV.16)}$$

Avec :

: Temps de fonctionnement des pompes t =20 heures/j ;

E_a: Energie totale dépensée par la pompe (kwh).

IV.4.5 Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation d'un système d'adduction sont évalués à partir de la consommation d'énergie et du prix du Kilowattheure (KWh) d'électricité, ils sont
donnés par la formule suivante :

$$F_{exp} = e \quad (DA) \quad \text{.....(IV.17)}$$

Avec :

e : prix unitaire d'un kwh imposé par la SONELGAZ, $e = 4{,}17$ (DA) ;

E_a: Energie totale dépensée par la pompe.

IV.4.6 Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont constitués par le prix de revient de la conduite depuis la fourniture jusqu'à la pose, en considérant l'amortissement à travers la durée de vie du projet. Dans notre cas nous supposons que les frais seront
amortis dans une période de 30 ans (durée d'exploitation)

$$F_{amt} = {}_{tc} \times A \quad (DA) \quad \text{.....(IV.18)}$$

Avec :

P_{ttc} : Prix de la conduite en (DA) ;

A: Amortissement annuel, Il est donné par la formule suivante

Dans notre cas nous supposons que les frais seront amortis dans une période de 30 ans (durée d'exploitation) ce qui nous conduit au calcul de l'annuité "A".

$$A = I + \frac{I}{(1+I)^n - 1} \quad \text{(IV.19)}$$

Avec :

I : Taux d'annuité (égale à 8% en Algérie).

Donc : $A = 0.08 + \frac{0.08}{(1+0.08)^{30}-1} = 0.088$

On déduit les frais d'amortissement annuels en multipliant les prix de revient de la canalisation par l'annuité « A ».

NB : pour avoir les déférant diamètre et épaisseurs et prix des conduites PN 16 nous avons avoir l'annexe II

IV.5 Calcul de la conduite d'adduction :

IV.5.1 Dimensionnement de l'adduction (Forage existant N°1 de (8 l/s)- vers le réservoir (500 m³))

Données de base :

- Q : débit refoulé $Q_{ref} = 8\ l/s$;
- Longueur de la conduite de refoulement $L = 2481$ m ;
- Cote de trop plein de réservoir $C_{TP} = 1036$ m;
- niveau statique de forage $N_D = 948$ m ;
- Hauteur géométrique $Hg = 88$ m ;
- Rendement de la pompe $\eta = 71.5\%$.

Pour la détermination du diamètre de la conduite de notre adduction nous utilisons la formule de BONIN :

$$D = \sqrt{Q_{ref}} = \sqrt{8 \times 10^{-3}} = 89.44 \text{ mm}$$

Les résultats obtenus pour la détermination du diamètre économique de cette section sont présentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau IV.3 Calcul de la HMT du tronçon **(F1-R (500 m^3))**

Diamètre extérieur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Longueur (m)	Débits (m^3/s)	Vitesse (m/s)	R_e	λ	ΔH_L (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)	H_{MT} (m)
50	38,8	2481	0,008	6,770	203821,656	0,053	2223,466	2445,813	88	2533,813
63	48,8	2481	0,008	4,279	161763,219	0,048	640,250	704,275	88	792,275
75	58,2	2481	0,008	3,009	135881,104	0,045	250,935	276,028	88	364,028
90	73,6	2481	0,008	1,881	113234,253	0,042	94,434	103,877	88	191,877
110	90	2481	0,008	1,258	92646,207	0,040	32,287	35,516	88	123,516
125	102,2	2481	0,008	0,976	81528,662	0,038	16,317	17,949	88	105,949
160	130,8	2481	0,008	0,596	63694,268	0,035	4,379	4,817	88	92,817
200	163,6	2481	0,008	0,381	50955,414	0,033	1,337	1,471	88	89,471
250	204.6	2481	0,008	0,163	40764,331	0,030	0,409	0,450	88	88,450

Tableau IV.4 Calcul des frais d'amortissement du tronçon **(F1-R (500 m^3))**

Diamètre (mm)	Prix en ml (DA)	longueur (m)	A	F_{amort} (DA)	F_{invt} (DA)
50	210,6	2481	0,088	45979,877	568478,477
63	336,96	2481	0,088	73567,803	909565,563
75	456,3	2481	0,088	99623,066	1231703,366
90	590,85	2481	0,088	128999,099	1594897,949
110	865,8	2481	0,088	189028,382	2337078,182
125	1090,44	2481	0,088	238073,584	2943455,224
160	1801,8	2481	0,088	393383,390	4863649,190
200	2784,6	2481	0,088	607956,149	7516548,749
250	4387,5	2481	0,088	957914,100	11843301,600

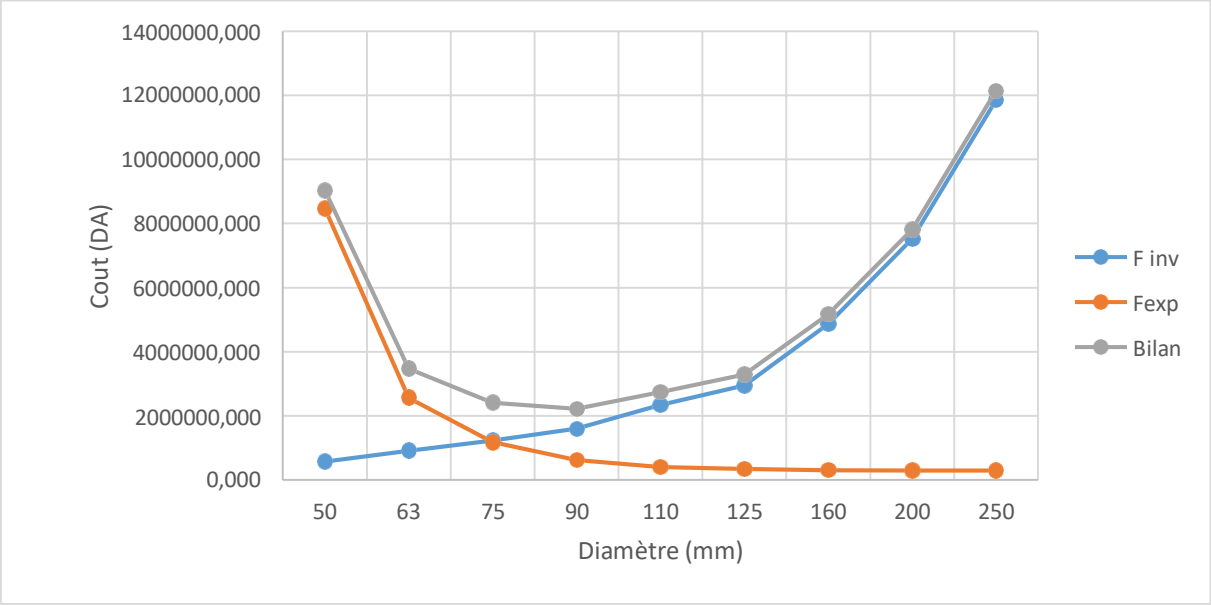
Tableau IV.5 Calcul des frais d'exploitation du tronçon **(F1-R (500 m^3))**

Diamètre (mm)	p (KW)	E_a (DA)	F_{exp} (DA)
50	278,117	2030254,057	8466159,417
63	84,024	613375,067	2557774,028
75	38,607	281828,749	1175225,883
90	20,349	148550,406	619455,195
110	13,099	95625,099	398756,661
125	11,236	82025,025	342044,354
160	9,844	71858,640	299650,528
200	9,489	69268,009	288847,599
250	9,381	68477,743	285552,187

Tableau IV.6 Bilan du tronçon **(F1-R (500 m^3))**

Diamètre (mm)	F_{invt} (DA)	F_{exp} (DA)	Bilan
50	568478,477	8466159,417	9034637,893
63	909565,563	2557774,028	3467339,591
75	1231703,366	1175225,883	2406929,249
90	1594897,949	619455,195	2214353,144
110	2337078,182	398756,661	2735834,844
125	2943455,224	342044,354	3285499,578
160	4863649,19	299650,528	5163299,718
200	7516548,749	288847,5995	7805396,348
250	11843301,6	285552,1874	12128853,787

Figure IV.3 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation **(F1-R (500 m³))**



En conclusion ; selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation le diamètre économique du ce tronçon de refoulement qui relie le forage F1 avec le réservoir sur élevé est : **DN=125 mm (PN16)** avec une vitesse d'écoulement de **V=0.97 m/s,** sur une longueur de **2481 m**

IV.5.2 Dimensionnement de l'adduction (Forage existant N°2 de (8 l/s)- vers le réservoir (500 m³))

Données de base :

- Q : débit refoulé $Q_{ref} = 8l/s$;

-Longueur de la conduite de refoulement $L = 1373$ m ;

- Cote de trop plein de réservoir $C_{TP} = 1036$ m;

- niveau dynamique de forage $N_D = 903.60$m ;

- Hauteur géométrique $Hg = 132.4$ m ;

- Rendement de la pompe $\eta = 71.9$ %.

Pour la détermination du diamètre de la conduite de notre adduction nous utilisons la formule de BONIN :

$$D = \sqrt{Q_{ref}} = \sqrt{8 \times 10^{-3}} = 89.44 \text{ mm}$$

Les résultats obtenus pour la détermination du diamètre économique de cette section sont présentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau IV.7 Calcul de la HMT du tronçon **(F2-R (500 m^3))**

Diamètre extérieure (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Longueur (m)	Débits (m^3/s)	Vitesse (m/s)	R_e	λ	ΔH_L (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)	H_{MT} (m)
50	38,8	1373	0,008	6,770	203821,656	0,053	1230,479	1353,527	132,4	1485,927
63	48,8	1373	0,008	4,279	161763,219	0,048	354,318	389,750	132,4	522,150
75	58,2	1373	0,008	3,009	135881,104	0,045	138,869	152,756	132,4	285,156
90	73,6	1373	0,008	1,881	113234,253	0,042	52,260	57,486	132,4	189,886
110	90	1373	0,008	1,258	92646,207	0,040	17,868	19,655	132,4	152,055
125	102,2	1373	0,008	0,976	81528,662	0,038	9,030	9,933	132,4	142,333
160	130,8	1373	0,008	0,596	63694,268	0,035	2,424	2,666	132,4	135,066
200	163,6	1373	0,008	0,381	50955,414	0,033	0,740	0,814	132,4	133,214
250	204,6	1373	0,008	0,243	40764,331	0,030	0,227	0,249	132,4	132,649

Tableau IV.8 Calcul des frais d'amortissement du tronçon **(F2-R (500 m^3))**

Diamètre (mm)	Prix en ml (DA)	longueur (m)	A	F_{amort} (DA)	F_{invt} (DA)
50	210,6	1373	0,088	25445,534	314599,3344
63	336,96	1373	0,088	40712,855	503358,935
75	456,3	1373	0,088	55131,991	681631,8912
90	590,85	1373	0,088	71388,860	882625,9104
110	865,8	1373	0,088	104609,419	1293352,819
125	1090,44	1373	0,088	131751,323	1628925,443
160	1801,8	1373	0,088	217700,683	2691572,083
200	2784,6	1373	0,088	336446,510	4159702,31
250	4387,5	1373	0,088	530115,300	6554152,8

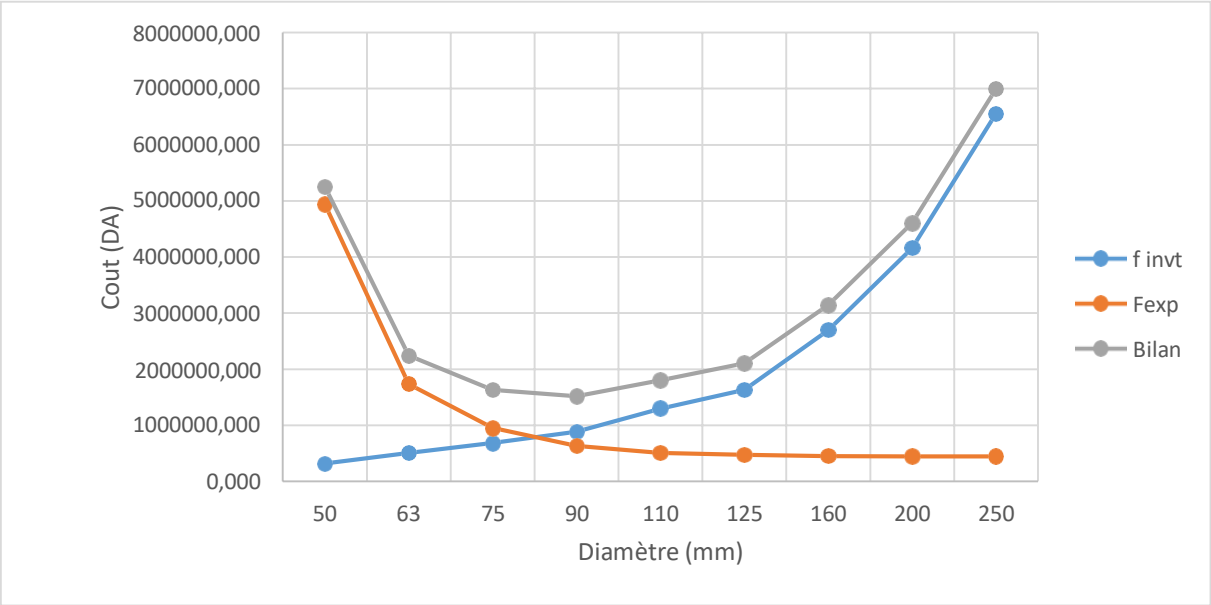
Tableau IV.9 Calcul des frais d'exploitation du tronçon **(F2-R (500 m³))**

Diamètre (mm)	p (KW)	E_a (DA)	F_{exp} (DA)
50	162,191	1183996,835	4937266,802
63	56,994	416052,575	1734939,237
75	31,125	227213,958	947482,2038
90	20,726	151302,700	630932,2606
110	16,597	121158,068	505229,1427
125	15,536	113411,883	472927,5513
160	14,743	107621,422	448781,3279
200	14,541	106145,878	442628,3111
250	14,479	105695,766	440751,3454

Tableau IV.10 Bilan du tronçon **(F2-R (500 m³))**

Diamètre (mm)	F_{invt} (DA)	F_{exp} (DA)	Bilan
50	314599,334	4937266,802	5251866,136
63	503358,935	1734939,237	2238298,172
75	681631,891	947482,204	1629114,095
90	882625,910	630932,261	1513558,171
110	1293352,819	505229,143	1798581,962
125	1628925,443	472927,551	2101852,994
160	2691572,083	448781,3279	3140353,411
200	4159702,31	442628,3111	4602330,621
250	6554152,8	440751,3454	6994904,145

Figure IV.4 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation **(F2-R (500m³))**



En conclusion ; selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation le diamètre économique du ce tronçon de refoulement qui relie le forage F1 avec le réservoir sur élevé est : **DN=125 mm (PN16)** avec une vitesse d'écoulement de **V=0.97 m/s,** sur une longueur de **1373 m.**

IV.5.3 Dimensionnement de l'adduction (Forage existant N°3 de (4.5 l/s)- vers le réservoir (500 m³))

Données de base :

- Q : débit refoulé $Q_{ref} = 4.5\ l/s$;

-Longueur de la conduite de refoulement $L = 438$;

- Cote de trop plein de réservoir $C_{TP} = 1036\ m$;

- niveau dynamique de forage $N_D = 913.60m$;

- Hauteur géométrique $Hg = 122.4\ m$;

- Rendement de la pompe $\eta = 70.1\ \%$.

Pour la détermination du diamètre de la conduite de notre adduction nous utilisons la formule de BONIN :

$$D = \sqrt{Q_{ref}} = \sqrt{4.5 \times 10^{-3}} = 67.08\ mm$$

Les résultats obtenus pour la détermination du diamètre économique de cette section sont présentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau IV.11 Calcul de la HMT du tronçon **(F3-R (500 m^3))**

Diamètre extérieur (mm)	Diamètre intérieure (mm)	Longueur (m)	Débits (m^3/s)	Vitesse (m/s)	R_e	λ	ΔH_L (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)	H_{MT} (m)
50	38,8	438	0,0045	3,808	114649,682	0,053	124,200	136,620	122,4	259,020
63	48,8	438	0,0045	2,407	90991,811	0,048	35,764	39,340	122,4	161,740
75	58,2	438	0,0045	1,692	76433,121	0,045	14,017	15,419	122,4	137,819
90	73,6	438	0,0045	1,058	63694,268	0,042	5,275	5,802	122,4	128,202
110	90	438	0,0045	0,708	52113,492	0,040	1,804	1,984	122,4	124,384
125	102,2	438	0,0045	0,549	45859,873	0,038	0,911	1,003	122,4	123,403
160	130,8	438	0,0045	0,335	35828,025	0,035	0,245	0,269	122,4	122,669
200	163,6	438	0,0045	0,214	28662,420	0,033	0,075	0,082	122,4	122,482
250	204,6	438	0,0045	0,137	22929,936	0,030	0,023	0,025	122,4	122,425

Tableau IV.12 Calcul des frais d'amortissement du tronçon **(F3-R (500 m^3))**

Diamètre (mm)	Prix en ml (DA)	longueur (m)	A	F_{amort} (DA)	F_{invt} (DA)
50	210,6	438	0,088	8117,366	100360,1664
63	336,96	438	0,088	12987,786	160576,2662
75	456,3	438	0,088	17587,627	217447,0272
90	590,85	438	0,088	22773,722	281566,0224
110	865,8	438	0,088	33371,395	412591,7952
125	1090,44	438	0,088	42029,919	519642,6394
160	1801,8	438	0,088	69448,579	858636,9792
200	2784,6	438	0,088	107329,622	1326984,422
250	4387,5	438	0,088	169111,800	2090836,8

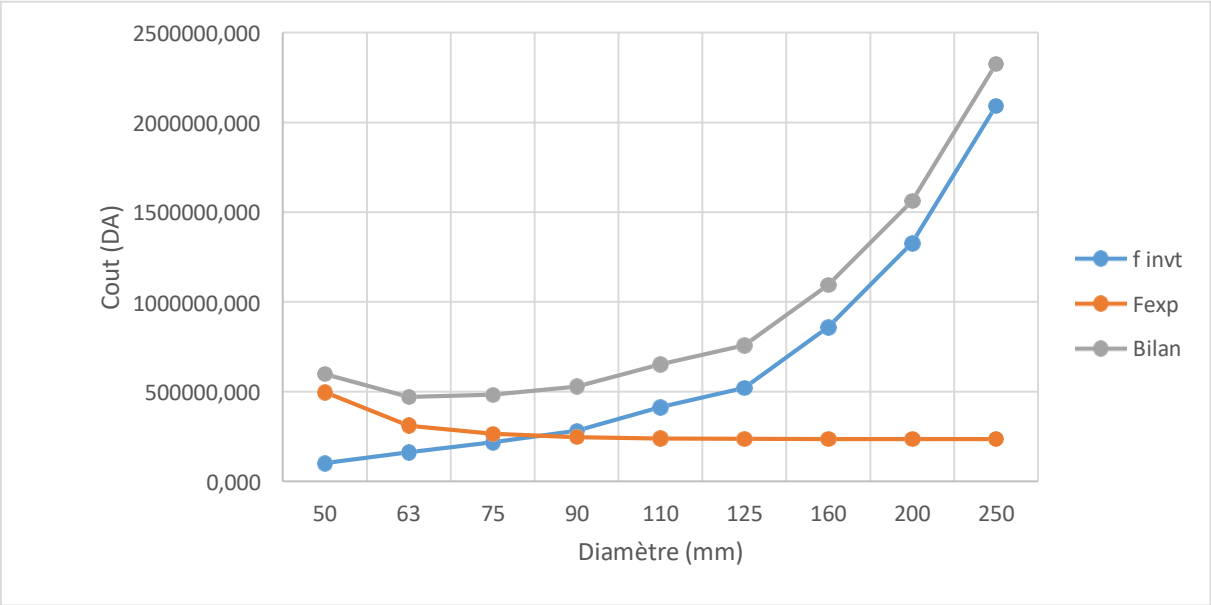
Tableau IV.13 Calcul des frais d'exploitation du tronçon **(F3-R (500 m^3))**

Diamètre (mm)	p (KW)	E_a (DA)	F_{exp} (DA)
50	16,312	119074,946	496542,5229
63	10,185	74353,923	310055,8591
75	8,679	63356,958	264198,5156
90	8,073	58936,287	245764,3169
110	7,833	57180,823	238444,0304
125	7,771	56729,726	236562,9561
160	7,725	56392,520	235156,8075
200	7,713	56306,592	234798,4882
250	7,710	56280,380	234689,1837

Tableau IV.14 Bilan du tronçon **(F3-R (500 m^3))**

Diamètre (mm)	F_{invt} (DA)	F_{exp} (DA)	Billon
50	100360,166	496542,523	596902,689
63	160576,266	310055,859	470632,125
75	217447,027	264198,516	481645,543
90	281566,022	245764,317	527330,339
110	412591,795	238444,030	651035,826
125	519642,639	236562,956	756205,596
160	858636,9792	235156,8075	1093793,787
200	1326984,422	234798,4882	1561782,911
250	2090836,8	234689,1837	2325525,984

Figure IV.5 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation **(F3-R (500 m^3))**



En conclusion ; selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation le diamètre économique du ce tronçon de refoulement qui relie le forage F1 avec le réservoir sur élevé est : **DN=110 mm(PN16)** avec une vitesse d'écoulement de **V=0.7 m/s,** sur une longueur de **438 m.**

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons déterminé les diamètres économiques des conduites d'adduction qui transporteront le débit nécessaire à l'alimentation en eau potable de notre région, en se basant sur une étude technico-économique.

CHAPITRE V :
Etude du réseau de distribution

Introduction

Dans ce chapitre, nous étudions la distribution de l'eau potable, à partir du réservoir de 500 m^3, moyennant des canalisations sur les quelles des branchements seront prévus en vue de satisfaire les consommateurs.

V.1 Classification des réseaux de distribution

- **Réseau ramifié**

Un réseau ramifié est un réseau arborescent constitué d'une conduite principale et de conduites secondaires (branches). C'est un réseau qui n'assure aucune distribution de retour, si une panne se produit sur la conduite principale, toute la population en aval se trouvera privée d'eau .

- **Réseau maillé**

Le réseau maillé est constitué d'un ensemble de conduites interconnectées de façon à former une ou plusieurs boucles fermées. Une telle boucle s'appelle une maille.

Contrairement à un système de distribution ramifié, un réseau maillé garantit la répartition de l'acheminement en cas de défaillance d'un segment. Ce dernier présente une incertitude concernant les magnitudes ainsi que les orientations des débits et des pertes de charge dans chacun de ses tronçons.

- **Le Réseau étage**

Le réseau étagé se distingue par d'importantes variations de niveaux, ce qui engendre une distribution d'eau dans le réservoir avec des pressions significativement élevées aux points les plus bas.

Ce système exige la mise en place d'un réservoir intermédiaire, qui est alimenté par le réservoir initial, afin d'assurer une régulation de la pression au sein du réseau.

Parmi les diverses configurations de réseaux disponibles, en raison de la disposition optimale des infrastructures dans la commune de Chehaima, nous avons opté pour le réseau de type maillé.

V.2 Conception d'un réseau

Lors de la conception d'un réseau de distribution, il est impératif de considérer divers facteurs scientifiques susceptibles d'exercer une influence sur le système. Parmi ces éléments, nous pouvons identifier :- L'emplacement des quartiers ;

- l'emplacement des consommateurs ;
- le relief ;
- le souci d'assurer un service souple et précis.

V.3 Principe du tracé du réseau

Le tracé se fait comme suit :

- Tout d'abord, il est essentiel d'identifier les consommateurs de débits importants, également appelés débits concentrés soutirés.

-L'identification des quartiers caractérisés par une densité d'habitations significative est nécessaire.

-Il convient de déterminer l'axe principal pour garantir la distribution optimale aux consommateurs identifiés.

-En suivant cet axe, il est recommandé de tracer les conduites principales de manière parallèle.

-Il est crucial que ces conduites principales soient judicieusement réparties afin d'assurer une distribution d'eau efficace.

-Pour acheminer l'eau à l'intérieur des quartiers, il est ensuite nécessaire de connecter ces conduites principales les unes aux autres à l'aide de conduites secondaires, formant ainsi des boucles, également connues sous le nom de mailles.

V.4 Calcul hydraulique du réseau maille

La conception et le calcul des débits dans un réseau maillé s'articulent selon la procédure suivante :

En premier lieu, il est nécessaire de définir :

-la longueur de chaque segment du réseau maillé ;

-les débits routiers pendant les heures en question ;

-les débits spécifiques en tenant compte des débits routiers ;

-les débits présumés regroupés au niveau des nœuds.

V.4.1 Détermination des débits

- **Débit spécifique**

Pour le calcul on admet l'hypothèse d'une répartition uniforme des habitants sur la longueur du réseau de distribution.

Le débit spécifique se calcule comme suit :

$$q_{sp} = \frac{Q_r}{\sum L_i} \quad \text{(V.1)}$$

Avec :

q : débit spécifique en (l/s/m) ;

Qr: débit en route total avec : $Q_r = Q_{cons} - \sum Q_{conc}$ .....(V.2)

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

$\sum Q_{co}$: la Somme de débits concentrés en (l/s)

Q_{co} : débit de consommation en (l/s)

- **Débit en route**

Le débit en route pour chaque tronçon est calculé par la formule suivante :

$$Q_{ri} = q_{sp} \times L_i \quad \text{.....(V.3)}$$

Avec :

Q_{ri}: débit en route du tronçon i en (l/s) ;

q_{sp}: débit spécifique en (l/s/m) ;

L_i: la longueur du tronçon en (m).

- **Débits aux nœuds**

Les débits associés à chaque nœud seront déterminés à l'aide de la formule suivante :$_{,i} =$
$0.5\sum Q_{ri-k} + Q_{conc}$.....(V.4)

Avec :

$Q_{n,}$: débit au nœud i ;

$\sum Q_{ri-k}$: La somme des débits des segments de route connectés au nœud i

Q_{conc}: débit concentrés au nœud i (Q_{conc}= 0).

NB :

Le système projeté dans cette commune de Chehaima est le système de distribution avec un réservoir au sol. Pour la détermination des différents paramètres hydrauliques de réseau, on va étudier les deux cas :(cas de pointe et cas de pointe+incendie**)**.

V.4.2 Calcul des débits

- **Cas de pointe**

Le cas de pointe comme le montre le graphe de consommation s'effectué entre 12 heures et 14 heures.

Nous avons :

$Q_{cons} = 122.046\ m^3/h$ =33.9 l/s et $Q_{conc} = 0\ l/s$ (pas de débit concentré)

Donc : $Q_r = Q_{cons} = 33.9\ l/s$

$\sum L_i = 5442.059\ m$

Donc : $q_{sp} = \frac{33.9}{5442.059} = 0.00623$

Finalement on a : $q_{sp} = 0.00623$ l/s/m

Tableau V.1 : récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe

Q_{cons} (l/s)	33.9
Q_{conc} (l/s)	0
Q_r (l/s)	33.9
$\sum L_i$ (m)	5442.059
q_{sp} (l/s/m)	0.00623

Tableau V.2 : Calcul de débits aux nœuds : **cas de pointe**

Nœud i	Cot de terrain (m)	Tronçons	Longueur (m)	q_{sp} (l/s/m)	$Q_{r,i}$ (l/s)	$Q_{n,i}$ (l/s)
1	996	1-2	365,7	0,0062293	2,278	2,450
		1-4	420,76	0,0062293	2,621	
2	1002,2	2-1	365,7	0,0062293	2,278	1,697
		2-3	179,1	0,0062293	1,116	
3	999,03	3-2	179,1	0,0062293	1,116	1,885
		3-4	425,95	0,0062293	2,653	
4	990,46	4-1	420,76	0,0062293	2,621	3,809
		4-3	425,95	0,0062293	2,653	
		4-5	376,339	0,0062293	2,344	
5	988,64	5-4	376,339	0,0062293	2,344	3,966
		5-6	265,44	0,0062293	1,653	
		5-11	631,63	0,0062293	3,935	
6	989,1	6-5	265,44	0,0062293	1,653	3,959
		6-7	295,3	0,0062293	1,840	
		6-9	710,45	0,0062293	4,426	
7	992	7-6	295,3	0,0062293	1,840	2,489
		7-8	503,74	0,0062293	3,138	
8	1002	8-7	503,74	0,0062293	3,138	3,116
		8-9	496,64	0,0062293	3,094	
9	993,16	9-5	710,45	0,0062293	4,426	5,900
		9-8	496,64	0,0062293	3,094	
		9-10	687,13	0,0062293	4,280	
10	654	10-9	687,13	0,0062293	4,280	2,401
		10-11	83,88	0,0062293	0,523	
11	953	11-5	631,63	0,0062293	3,935	2,229
		11-10	83,88	0,0062293	0,523	

- **Cas de pointe + incendie**

Dans cette situation, le calcul est effectué de manière similaire à la précédente, mais avec une attention particulière portée à la localisation du débit d'incendie fourni par le réservoir (17 l/s)au point le plus défavorable , c'est-à-dire au point le plus élevé, qui correspond au nœud n°8.

Tableau V.3 : calcul des débits nodaux : cas de **pointe+incendie**

Nœud i	Cot de terrain (m)	Tronçons	Longueur (m)	q_{sp} (l/s/m)	$Q_{r,i}$ (l/s)	$Q_{n,i}$ (l/s)
1	996	1-2	365,7	0,0062293	2,278	2,450
		1-4	420,76	0,0062293	2,621	
2	1002,2	2-1	365,7	0,0062293	2,278	1,697
		2-3	179,1	0,0062293	1,116	
3	999,03	3-2	179,1	0,0062293	1,116	1,885
		3-4	425,95	0,0062293	2,653	
4	990,46	4-1	420,76	0,0062293	2,621	3,809
		4-3	425,95	0,0062293	2,653	
		4-5	376,339	0,0062293	2,344	
5	988,64	5-4	376,339	0,0062293	2,344	3,966
		5-6	265,44	0,0062293	1,653	
		5-11	631,63	0,0062293	3,935	
6	989,1	6-5	265,44	0,0062293	1,653	3,959
		6-7	295,3	0,0062293	1,840	
		6-9	710,45	0,0062293	4,426	
7	992	7-6	295,3	0,0062293	1,840	2,489
		7-8	503,74	0,0062293	3,138	
8	1002	8-7	503,74	0,0062293	3,138	20,116
		8-9	496,64	0,0062293	3,094	
9	993,16	9-5	710,45	0,0062293	4,426	5,900
		9-8	496,64	0,0062293	3,094	
		9-10	687,13	0,0062293	4,280	
10	654	10-9	687,13	0,0062293	4,280	2,401
		10-11	83,88	0,0062293	0,523	
11	953	11-5	631,63	0,0062293	3,935	2,229
		11-10	83,88	0,0062293	0,523	

V.4.3 Répartition arbitraire des débits

Une fois que les débits aux nœuds ont été calculés, il est possible d'effectuer une allocation arbitraire des débits afin de déterminer les diamètres de chaque tronçon.

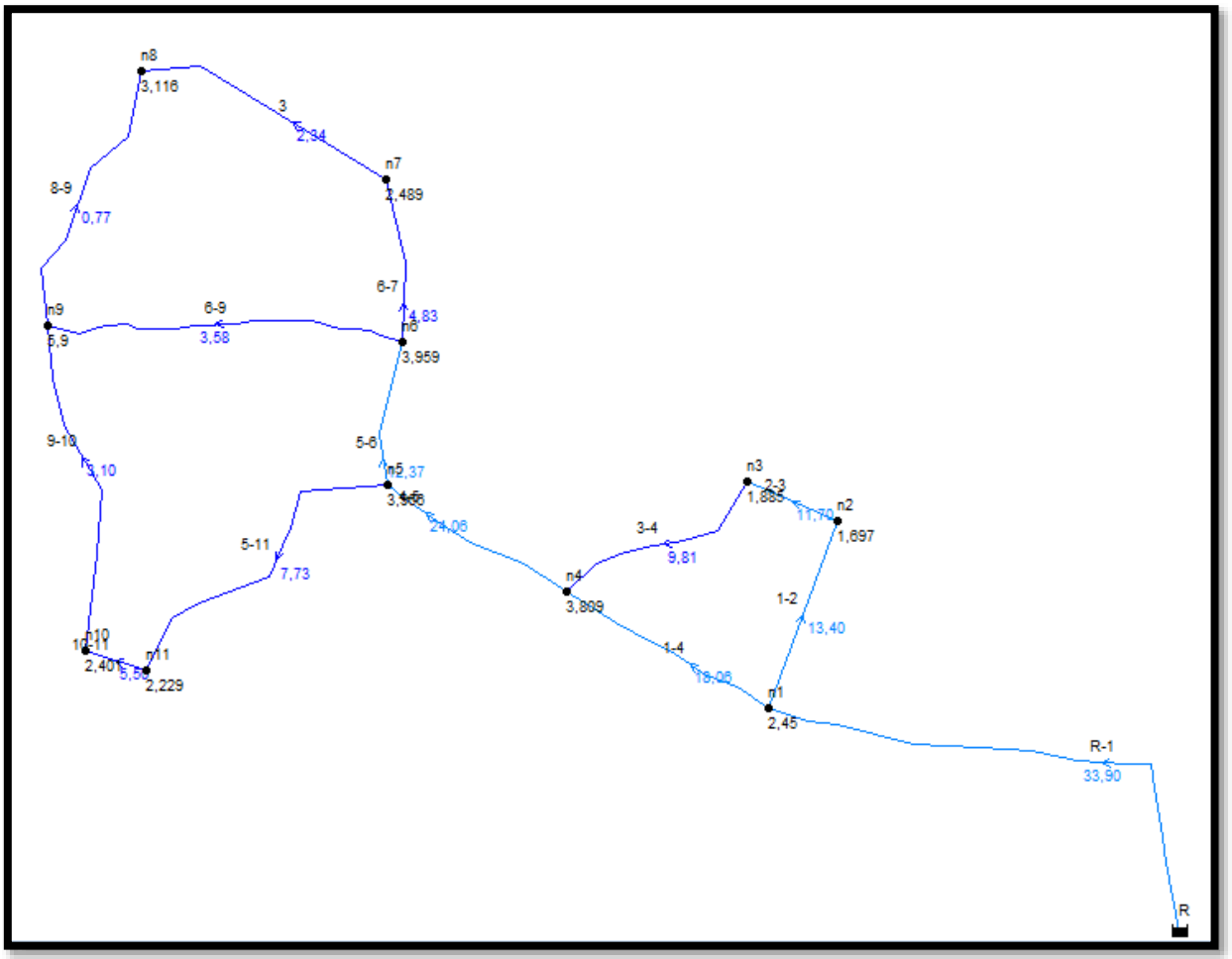


Figure V.1 : répartition arbitraire des débits : **cas de pointe**

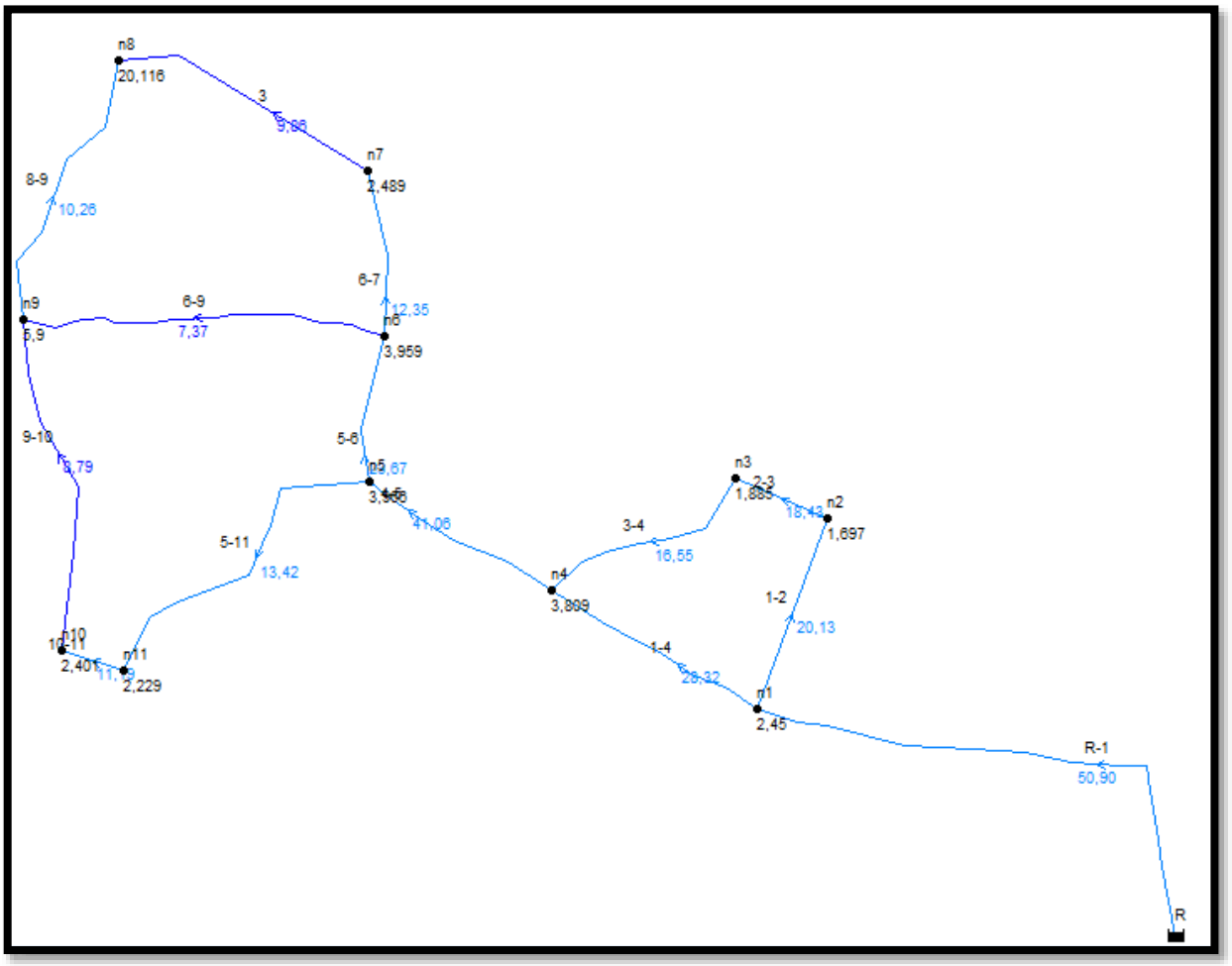


Figure V.2 : répartition arbitraire des débits : cas de **pointe+incendie**

V.4.4 Détermination des diamètres et des vitesses

En ayant une connaissance préalable du débit arbitraire, nous serons en mesure de calculer les diamètres optimaux pour chaque segment du réseau en utilisant l'abaque (consultez l'annexe N°1). De plus, grâce à la formule de CHIALI, nous serons en mesure de déterminer le diamètre approprié :

$$D_{int} = 35.7 \times \sqrt{\frac{Q_{max}}{V}} \quad \text{(mm)} \quad \text{..... (V.5)}$$

Avec la vitesse entre (0.5 et 1.5 m/s). Le calcul est récapitulé dans le tableau ci-dessous

Tableau V.4 : Calcul des diamètres et des vitesses

Tonçons	Q_{pte} (l/s)	$Q_{pte+inc}$ (l/s)	D_{int} (mm) pour vitesse ≤ 0.5 (m/s)	D_{int} (mm) pour vitesse ≤ 1(m/s)	D_{int} (mm) pour vitesse ≤ 1.5 (m/s)
R-1	33,9	50,9	50,9	293,9564968	207,859
1-2	13,4	20,13	20,13	184,8143176	130,683
1-4	18,06	28,32	28,32	214,556703	151,714
2-3	11,7	18,43	18,43	172,693561	122,113
3-4	9,81	16,55	16,55	158,131255	111,816
4-5	24,06	41,06	41,06	247,6458334	175,112
5-6	12,37	23,67	23,67	177,569374	125,561
5-11	7,73	13,42	13,42	140,3695672	99,256
6-7	4,83	12,35	12,35	110,9575297	78,459
6-9	3,58	7,37	7,37	95,52668946	67,548
7-8	2,34	9,86	9,86	77,23090832	54,610
8-9	0,77	10,26	10,26	44,30253492	31,327
9-10	3,1	8,79	8,79	88,89228313	62,856
10-11	5,5	11,19	11,19	118,403505	83,724

Remarque : pour déterminé les diamètres à l'aide de la Pression nominale des conduites PN10 on voir (l'annexe III).

V.5 Simulation par le logiciel EPANET

EPANET représente un logiciel de simulation destiné à analyser le comportement hydraulique et la qualité de l'eau sur des périodes prolongées au sein de systèmes de distribution sous pression. Ce programme effectue des calculs relatifs au débit dans chaque conduit, à la pression présente à chaque point nodal, au niveau de liquide dans les réservoirs, ainsi qu'à la concentration en substances chimiques à divers emplacements du réseau au cours d'une simulation divisée en multiples étapes.

EPANET est équipé d'un moteur de calcul hydraulique moderne, mettant à disposition plusieurs fonctionnalités essentielles :

-Il offre la flexibilité d'analyser des réseaux de taille illimitée.

-Il incorpore des formules de calcul des pertes de charge liées à la friction, telles que les formules Hazen-Williams, Darcy-Weisbach et Chezy-Manning.

-Il tient compte des pertes de charge singulières engendrées par des éléments comme les coudes et les tés.

-Il permet la modélisation de pompes à vitesse fixe ou variable.

-Il effectue le calcul de l'énergie consommée par une pompe ainsi que son coût associé.

-Il autorise la modélisation de divers types de vannes, notamment les clapets anti-retour, les vannes de régulation de la pression ou du débit, et les vannes d'arrêt, entre autres.

-Il prend en compte des réservoirs de configurations variées, y compris des réservoirs dont le diamètre peut varier en fonction de la hauteur.

-Il gère plusieurs catégories de demandes au niveau des nœuds, chacune possédant sa propre modulation.

-Il intègre la capacité de modéliser des consommations dépendantes de la pression, par exemple, dans le cas des buses.

-Il permet la mise en œuvre de commandes pour le fonctionnement des stations de pompage, qu'elles soient simples (comme la programmation des heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou plus complexes.

NB : Dans le cadre du calcul de la perte de charge, nous avons appliqué la formule de Darcy-Weisbach.

Après avoir effectué plusieurs simulations afin de garantir la conformité aux normes relatives aux pressions et aux vitesses, nous présentons ci-dessous les résultats définitifs concernant la répartition des débits, des diamètres et d'autres paramètres dans les tableaux correspondants :

Tableau V.5 : Valeurs des vitesses et des pertes de charge en : **cas de pointe**

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre Int (mm)	Diametre nor (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert de charge (m/km)
R-1	1040,57	176,2	200	33,9	1,39	10,62
1-2	365,7	141	160	13,41	0,86	5,57
1-4	420,76	141	160	18,04	1,16	9,8
2-3	179,1	141	160	11,71	0,75	4,31
3-4	425,95	141	160	9,83	0,63	3,09
4-5	376,339	176,2	200	24,06	0,99	5,51
5-6	265,44	176,2	200	14,36	0,59	2,07
5-11	631,63	110,2	125	5,73	0,6	3,86
6-7	295,3	141	160	7,65	0,49	1,93
6-9	710,45	79,2	90	2,75	0,56	5,1
7-8	503,75	110,2	125	5,16	0,54	3,17
8-9	496,64	79,2	90	2,04	0,41	2,93
9-10	687,13	66	75	1,1	0,32	2,33
10-11	83,88	110,2	125	3,51	0,37	1,55

Tableau V.6 : Valeurs des pressions en : **cas de pointe**

Nœud	Altitude (m)	Débit (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
R	1036	33,9	1036	6
1	996,16	2,45	1024,96	28,79
2	1002,2	1,697	1022,91	20,71
3	999,03	1,885	1022,14	23,11
4	990,46	3,809	1020,82	30,36
5	988,64	3,966	1018,75	30,11
6	989,1	3,959	1018,2	29,1
7	992	2,489	1017,63	25,63
8	1002	3,116	1016,04	14,04
9	993,16	5,9	1014,58	21,42
10	954	2,401	1016,18	62,18
11	953	2,229	1016,31	63,31

Tableau V.7 : Valeurs des pressions en : **cas de pointe +incendie**

Nœud	Altitude (m)	Débit (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
R	1036	50.9	1036	6
1	996,16	3.809	1011.75	15.59
2	1002,2	1.697	1007.32	5.12
3	999,03	1.885	1005.48	6.45
4	990,46	3.809	1001.94	11.48
5	988,64	3.966	1000.06	11.42
6	989,1	3.959	997.95	8.85
7	992	2.489	994.64	2.64
8	1002	20.116	979.43	-22.57
9	993,16	5.9	982.88	-10.28
10	954	2.401	995.21	41.21
11	953	2.229	995.53	42.53

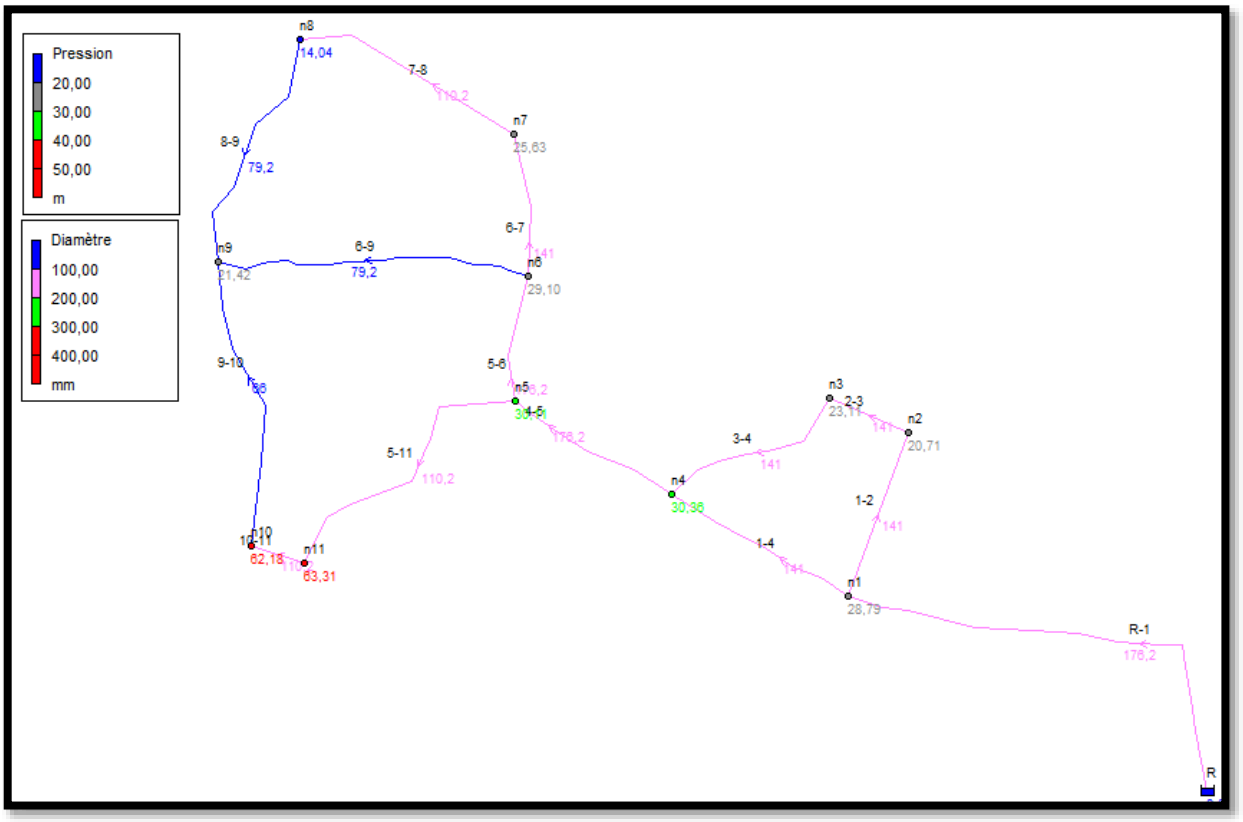


Figure V.3 : Pressions et diamètres dans le réseau de distribution : **cas de point**

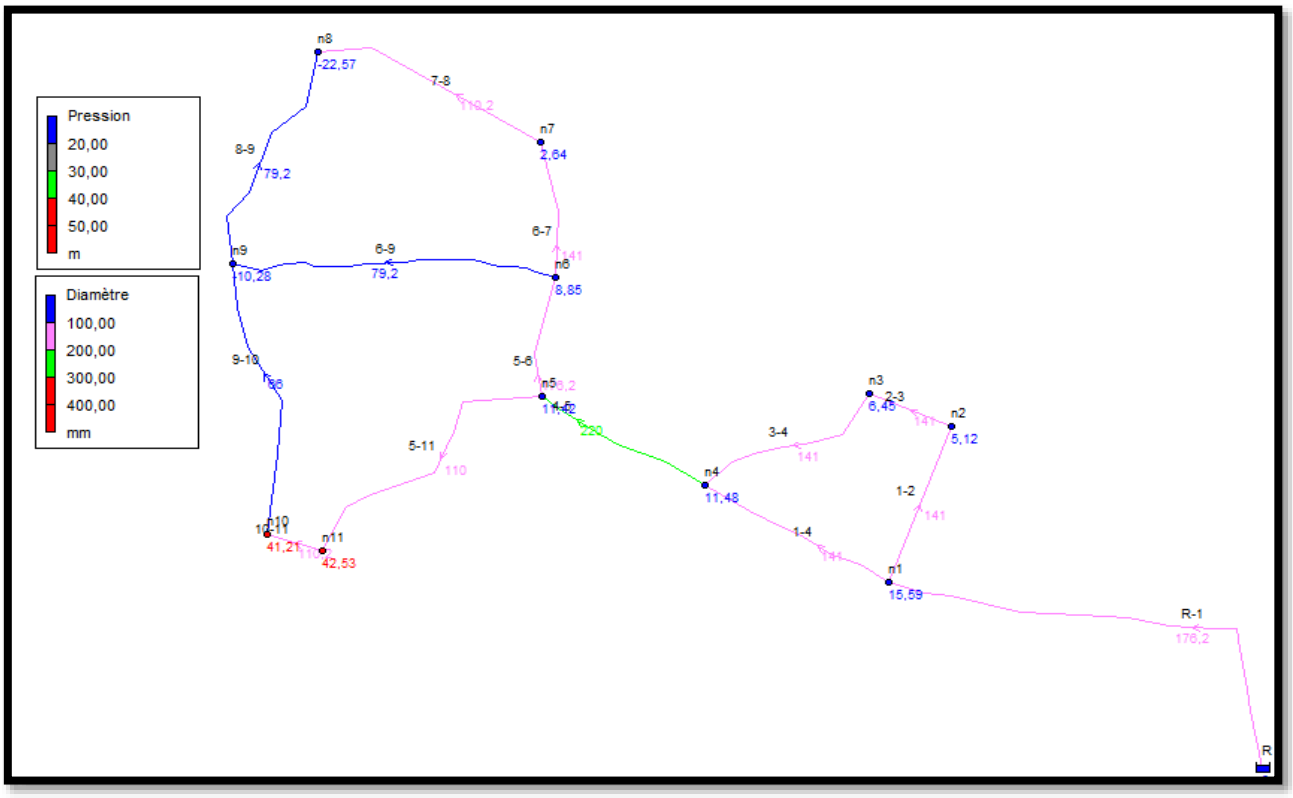


Figure V.4 : Pressions et diamètres dans le : **cas de pointe +incendie**

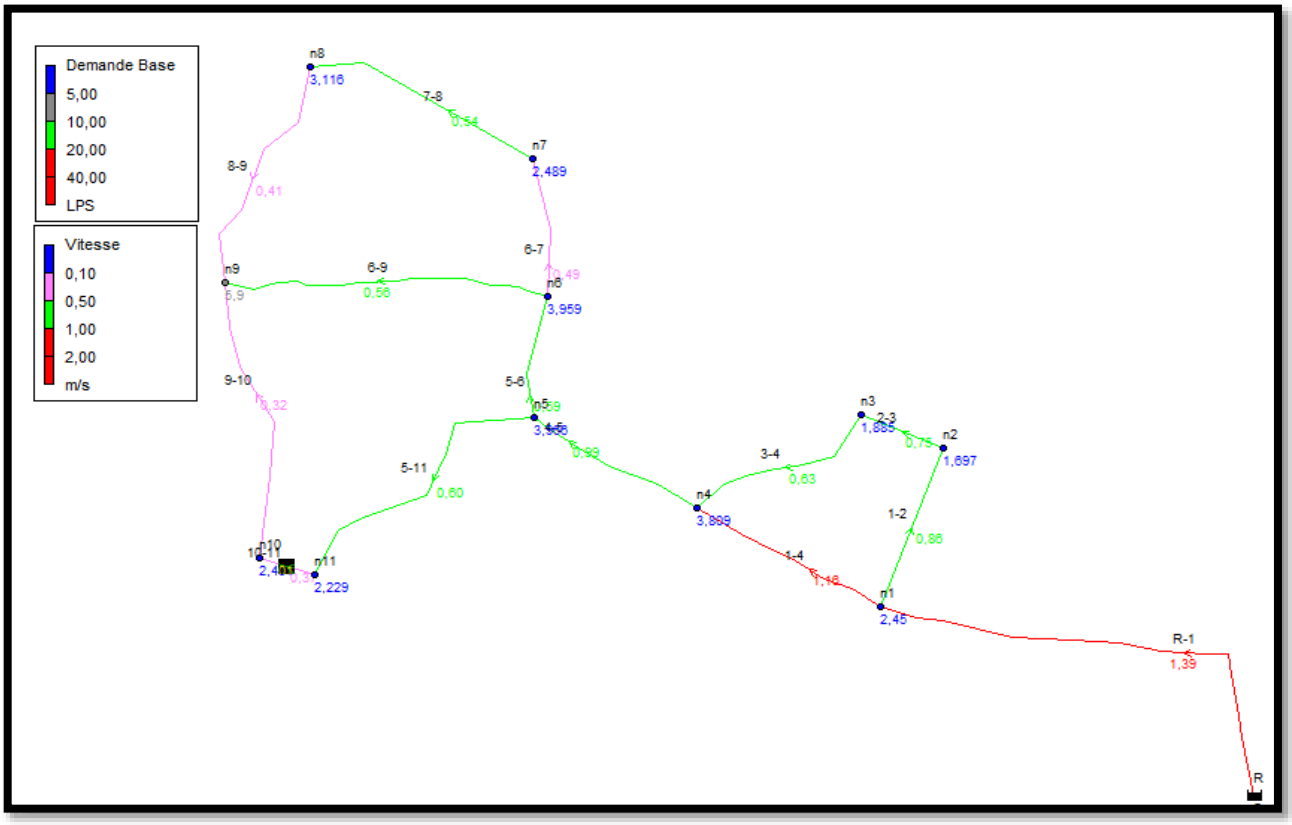


Figure V.5 : Débits et vitesses pour le : **cas de pointe**

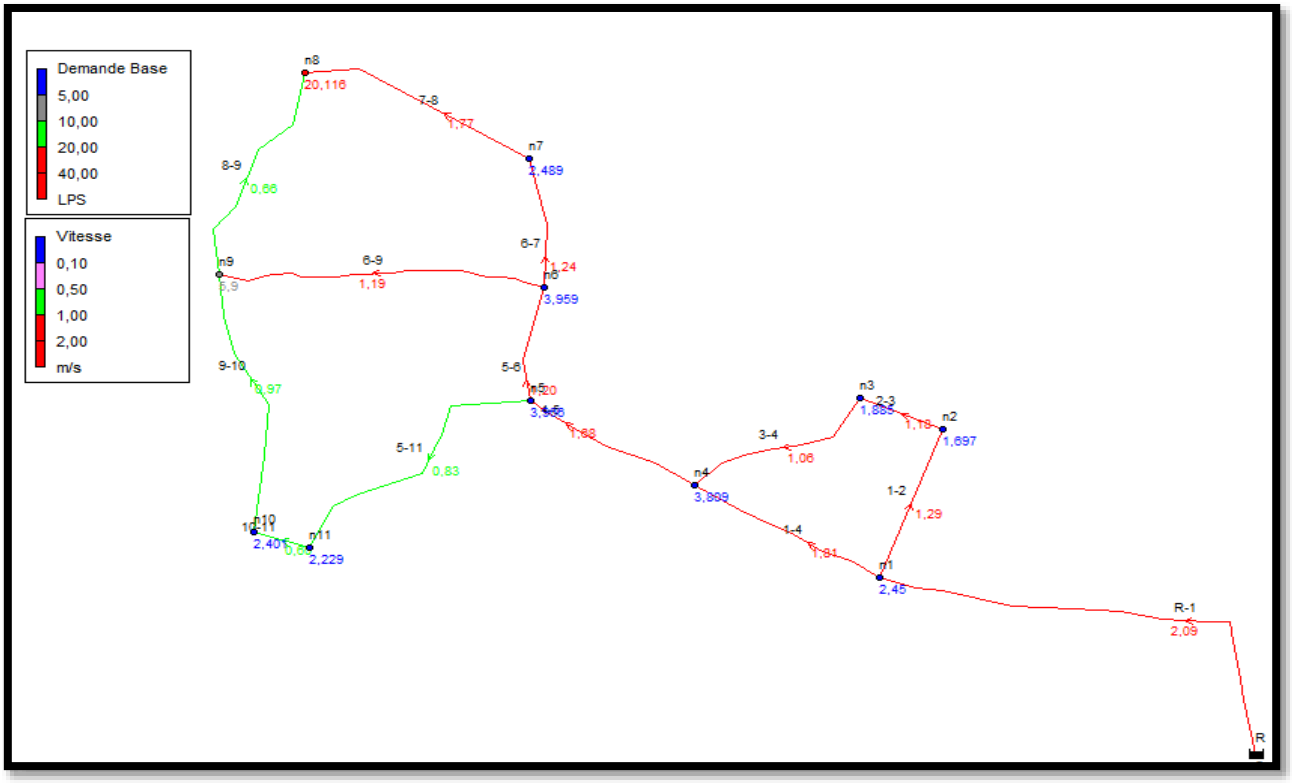


Figure V.6 : Débits et vitesses pour le : **cas de pointe+incendie**

V.6 Interprétation des résultats

En cas de pointe 82% des vitesses répondent à la condition imposée sur la vitesse et 100.% des pressions sont favorables.

Alors qu'en cas de pointe +incendie ; 100% des vitesses sont admissibles et 82% des pressions sont dans les normes.

D'autre part, les valeurs des diamètres sont favorables pour un réseau de distribution.

Conclusion

Au cours de ce chapitre, nous avons réalisé le dimensionnement de notre réseau et procédé à sa simulation en utilisant le logiciel EPANET.

Les résultats de cette simulation montrent que les vitesses sont acceptables, que les diamètres utilisés varient entre 75 et 200 mm et que les pressions sont acceptables aussi.

CHAPITRE VI :
Pose et protection des conduites

Introduction

La longévité d'un réseau d'adduction et de distribution d'eau potable et son bon fonctionnement reposent à la fois sur une bonne mise en place des conduites et de leurs équipements accessoires, à savoir : les vannes, clapets anti-retour,….etc. Ainsi qu'une meilleure protection contre d'éventuelles causes de destruction.

Pour satisfaire aux exigences de mise en œuvre appropriée, diverses méthodes d'installation de conduites sont disponibles, et le choix dépend du tracé, de l'envergure du réseau et des caractéristiques du sol.

VI.1 Pose de la canalisation

VI.1.1 Principe de la pose de canalisation

Le principe de pose est pratiquement le même, mais le mode de pose diffère, et cela suivant la nature du terrain de manière à diminuer l'effet des contraintes qui agissent sur la canalisation. Les conduites peuvent être posées en terre, en galerie, en élévation au-dessus du sol, sur des ouvrages d'art, dans le lit d'une rivière ou dans un sol marin. Le choix du type de pose est essentiellement conditionné par la topographie du terrain, la disposition des lieux et la position des différents obstacles qui peuvent être rencontrés.

Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose comme suit :

- de tout élément dur de 10cm.
- des câbles électriques de 30 cm.
- des conduites de gaz de 60cm.

VI.1.2 Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

La canalisation est installée en excavation avec une largeur minimale de 60 cm.

La profondeur de la tranchée doit être suffisante pour accueillir le lit de pose, la conduite et le remblai (d'une épaisseur minimale de 80 cm), afin de prévenir les déformations des tuyaux sous l'impact de charges roulantes et de protéger contre les dommages dus au gel, comme c'est parfois observé dans certaines régions.

Le fond de la tranchée est ensuite recouvert d'une couche de sable d'une épaisseur de 10 à 20 cm, soigneusement nivelée, pour garantir un support uniforme sur toute la longueur des conduites, évitant ainsi tout contact avec des objets tranchants.

Avant de procéder à la mise en fouille, une série d'étapes est suivie :

1. Un tri est effectué sur les conduites afin d'éliminer celles qui présentent des signes de choc ou de fissuration, etc.
2. Les conduites sont descendues lentement dans la tranchée à l'aide d'un palan ou d'une grue.
3. Pour faciliter le nivellement, elles sont calées à l'aide de bois.
4. Les joints sont alors réalisés.

En cas de nécessité de souder les joints, cette opération doit de préférence être effectuée au fond de la tranchée en utilisant des dispositifs tels que des butées de terre ou des morceaux de madrier en bois disposés dans le sens de la largeur de la tranchée.

VI.1.3 Essai de pression

Nous procédons à l'essai de pression des conduites et des joints avant remblaiement. L'essai Consiste au remplissage avec l'eau de la conduite .Il est recommandé de limiter les essais à

des tronçons de longueur unitaire 500 m maximum quand la conduite est au fond de la fouille, elle est calée par des cavaliers en terre disposés au-dessus d'elle et entre les joints.

- La pression d'épreuve est égale à 1.5 fois la pression de service.
- Le remplissage s'effectue par la partie basse de la canalisation pour que l'air puisse s'évacuer facilement vers le point haut où nous aurons disposés une ventouse.
- L'épreuve doit durer 30 mn et la variation de pression ne doit pas excéder 0,2 bars.
- Le remblaiement doit être fait par des couches de 20 à 30 cm.
- Après la détermination du réseau nous devrons positionner la robinetterie et les accessoires.

Nous ajoutons un grillage de manière à éviter l'accident lors des travaux de terrassements.

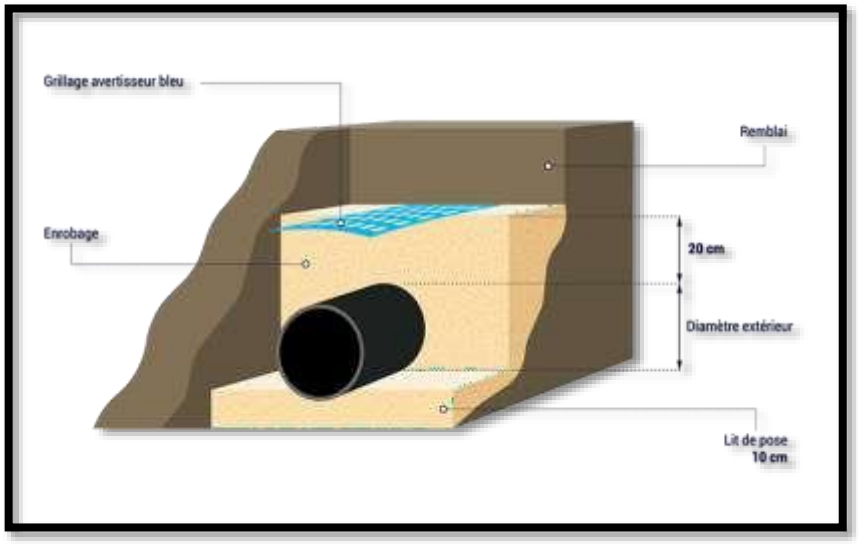


Figure VI.1 : Pose de conduite en tranchée dans un terrain ordinaire.

VI.1.4 Pose de canalisation en galerie

Dans le cas où nous avons des obstacles la canalisation doit être placée en galerie, Un conduit a été aménagé dans le but de prévenir l'accumulation d'eau dans la galerie et de permettre son écoulement vers l'égout le plus proche. Les conduites de plus petit calibre peuvent être encastrées dans un fourreau de diamètre supérieur, soutenu par des supports en béton. Les vannes d'arrêt sont positionnées de part et d'autre de la voie, comme illustré dans la figure (VI.2).

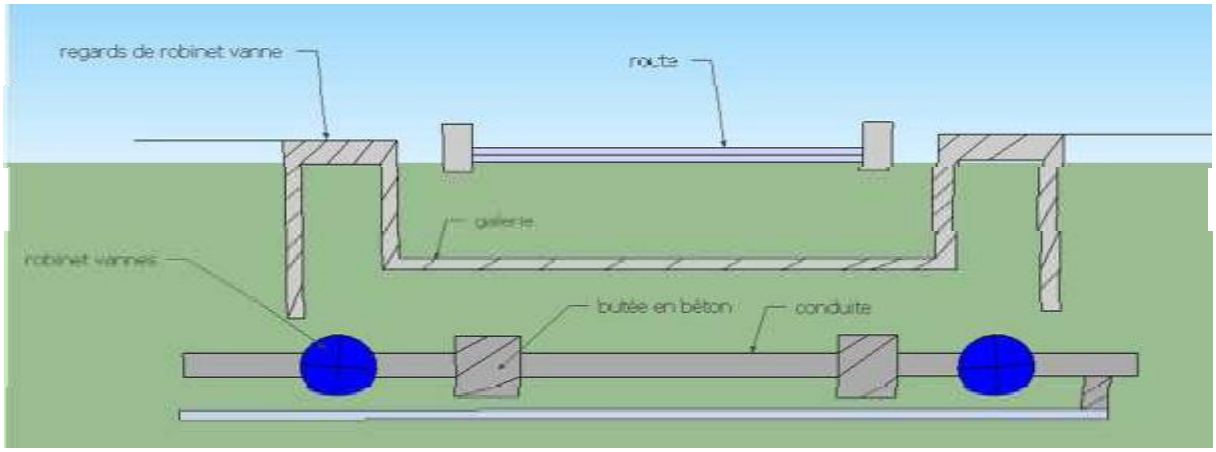


Figure VI.2 : Pose de canalisation en galerie

VI.1.5 Traversé d'un oued

La mise en place de canalisations lors de la traversée d'une rivière nécessite des travaux de renforcement spécifiques, adaptés à l'état de la traversée et à l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont joue un rôle crucial en servant de support pour la canalisation, qui est fixée sur le tablier.

Dans le cas où un pont routier est présent, il sert également de support pour la canalisation, qui est fixée au tablier.

Lorsqu'il s'agit d'une traversée par le fond de la rivière, on privilégie l'utilisation de canalisations en acier et en polyéthylène en raison de leur élasticité. Les joints soudés sont solidement maintenus par des butées en béton, et les conduites en acier sont revêtues d'un traitement antirouille.

Les soudures sont réalisées sous l'eau, et les canalisations sont descendues lentement par flottaison jusqu'au fond de l'oued.

En ce qui concerne la pose de la canalisation sur des tasseaux ou une galerie, un ancrage de la conduite est nécessaire, mais lorsqu'elle est enterrée sous remblais, l'ancrage peut ne pas être requis.

Les joints utilisés sont en fonction du type de conduite nous trouvons :

- les conduites en fonte avec joint type verrouille ;
- la conduite en aciers avec joint type soudé ;
- les conduite en béton avec joint auto butant.

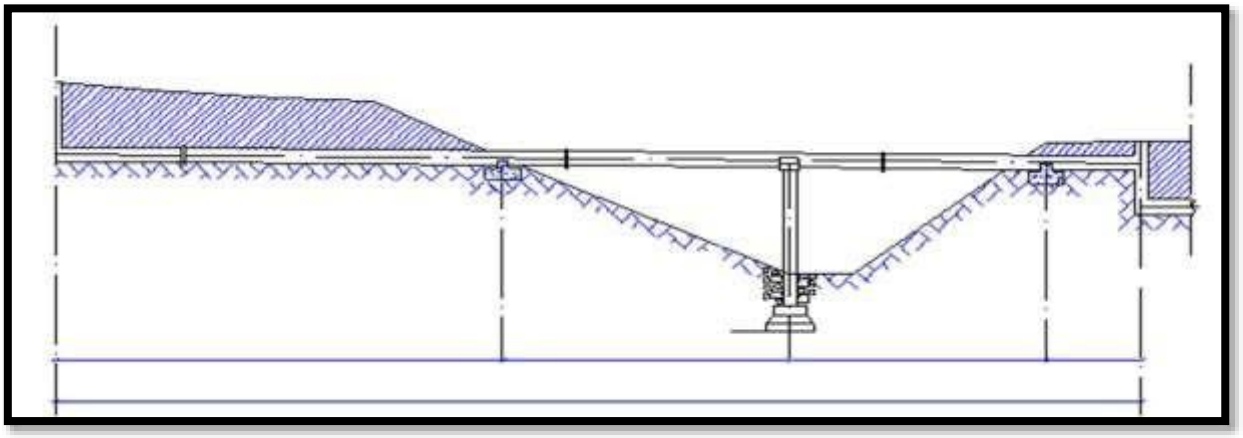


Figure VI.3 : Pose de canalisation en traversée d'oued.

VI.1.6 Pose de canalisation en pente

Si la canalisation est installée sur des supports tels que des tasseaux ou une galerie, il est essentiel de procéder à l'ancrage de la conduite. Cependant, dans le cas d'une canalisation enterrée sous un remblai, il est possible que les ancrages ne soient pas requis.

Pour les conduites en fonte, il est nécessaire d'utiliser un joint de type verrouille, tandis que pour les conduites en béton, un joint auto-buttant est recommandé, et en ce qui concerne les conduites en acier, le joint de type soudé est la norme.

Il est conseillé de maintenir des espacements appropriés entre les supports d'ancrage afin de permettre une meilleure absorption de la force de glissement grâce au fonctionnement des joints longitudinaux.

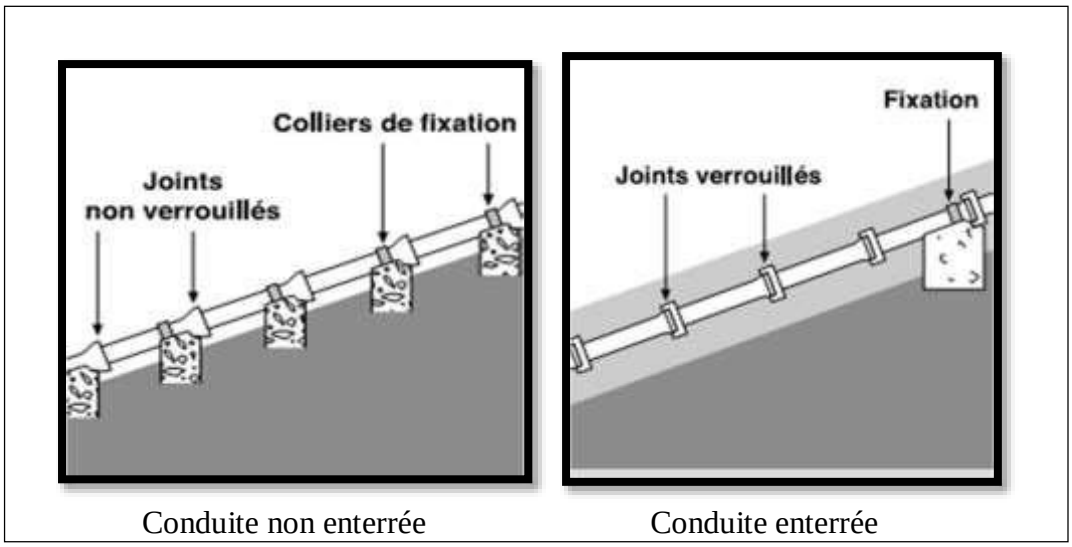


Figure VI.4 : Pose de canalisation en pente

VI.2 Appareils et accessoires du réseau

Les accessoires qui devront être utilisé pour le réseau de distribution sont les suivants :

VI.2.1 Les robinet-vannes

Un robinet est constitué des éléments suivants :

- Une enveloppe (comportant un corps et un chapeau) qui constitue l'interface fluide-ambiance extérieure, classiquement en acier ou fonte ;

- Un obturateur qui constitue l'interface fluide amont-fluide aval (clapet, membrane, opercule) ;

- Un système de raccordement à la tuyauterie. Les raccordements peuvent être :

  - Boulonnés (à brides),
  - Vissés ;

- Un système de manœuvre de l'obturateur qui constitue l'interface robinet-opérateur (volant, levier, actionneur, ... + tige) ;

- Un système qui assure l'étanchéité dynamique vers l'extérieur (joint, presse garnitures,...).

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

- **Les vannes papillons**

Ces dispositifs peuvent être utilisés aussi bien pour effectuer le sectionnement que pour réguler les débits. Ils se caractérisent par leur compacité, leur légèreté, leur faible couple de manœuvre et leur capacité à générer des pertes de charge minimes en position complètement ouverte.

- Pour les diamètres compris entre 200 et 300 mm, il est courant d'automatiser les deux types de robinets-vannes. Les vannes papillon, quant à elles, sont préférentiellement employées dans le cas de diamètres plus importants, notamment à partir de 350 mm et au-delà.

- La distance qui sépare les vannes d'isolement doit être choisie de telles sorte à ce que la longueur des conduites mises hors service ne dépasse pas 200 à 250m là où des conduites se croisent, pour les conduites principales cette longueur peut atteindre 300 à 350 m. Le nombre de vanne doit être égal à au nombre de branches moins 1.



FigureVI.5 : Vanne à papillon

- **Robinets vannes à coin (à opercule) :**

Ce type de robinet sert principalement à arrêter le débit et/ou à isoler la tuyauterie en aval de celui-ci. L'obturateur peut être à siège oblique opercule monobloc, siège oblique opercule flexible, siège oblique double opercule, sièges parallèles… Le chapeau peut adopter différentes configurations, telles qu'une tige montante, une tige fixe avec un filet intérieur, ou une tige coulissante avec un levier.

Le volant peut être attaché à la tige en déplacement, être fileté avec la tige ascendante à l'intérieur du volant fixe, ou l'opercule peut se déplacer le long du filet extérieur de la tige qui demeure fixe, comme illustré dans la Figure...



FigureVI.6 : Robinet vanne à opercule

- **Les vannes d'altitude**

Sont positionnées à l'orifice d'un réservoir en élévation, dès que le niveau d'eau à l'intérieur de ce réservoir atteint son apogée. La vanne se ferme sous l'effet de la pression de l'eau et, on évite que le réservoir ne déborde.

- **Les robinets de décharge**

Robinet disposé aux points bas pour la vidange des conduites. Cette évacuation s'effectue à l'égout voisin ou dans un fossé de la route (hors de la ville).

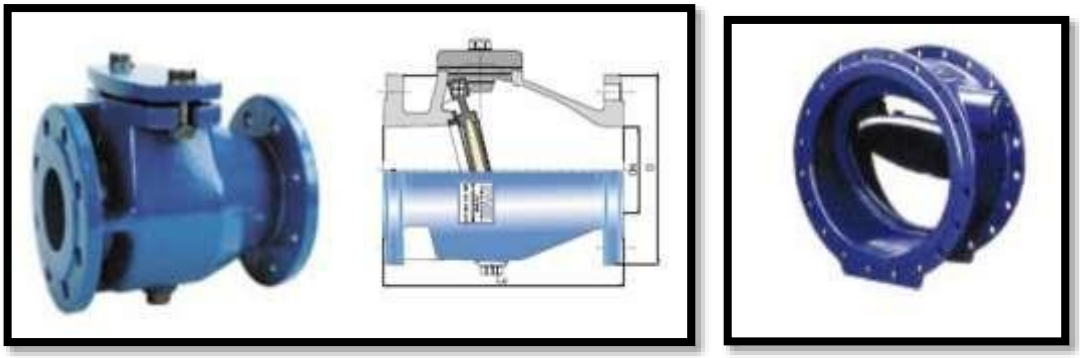
Ce robinet sera disposé à l'intérieur d'un regard et doit être facilement accessible.

N B : Les robinets vannes de petites dimensions, de branchement et de sectionnement sont placés sous des bouches à clé par rapport au sol ; Les robinets de gros diamètres sont placés en chambres sous regard ; dans les installations, ils sont en chambre de manœuvre (station de pompage et ouvrage comme les réservoirs).

VI.2.2 Les clapets

Leur fonction principale consiste à orienter l'écoulement de manière unidirectionnelle. Ils sont généralement utilisés dans les stations de pompage, fréquemment positionnés à la sortie des pompes, en tant qu'intermédiaires entre ces dernières et les vannes de sectionnement. Ils sont également présents sur les conduites de distribution.

De plus, il existe des clapets qui servent de régulateurs de débit ou garantissent un débit minimal.



FigureVI.7 : Clapet anti retour

VI.2.3 Réducteur de pression

Cet équipement maintient une pression constante du réseau en régulant son débit, indépendamment des fluctuations de la pression amont et du débit au sein de la canalisation. La pression en aval exerce une influence directe sur la chambre de commande située au-dessus du clapet par le biais d'un orifice spécifique. À tout moment, le ressort assure un équilibre de la pression en aval, ce qui entraîne les déplacements du clapet en réponse aux variations du débit ou de la pression dans le réseau.



Figure VI.8 : Réducteur de pression.

VI.2.4 Les ventouses

Les dispositifs de dégazage, appelés ventouses, sont placés aux points culminants du système afin de faciliter l'élimination de l'air accumulé après une purge de l'oxygène dissous. Ces ventouses sont positionnées dans des structures d'accès inspectables, et leur performance doit faire l'objet de vérifications régulières.

En plus de leur rôle principal consistant à éliminer les poches d'air lors du fonctionnement normal, les ventouses automatiques permettent également de purger l'air lors du remplissage initial du réseau de canalisation, tout en facilitant l'admission d'air lors de la vidange intentionnelle du réseau. Ce processus prévient efficacement la formation de dépressions indésirables dans la canalisation.



FigureVI.9 : Ventouse

VI.2.5 Bouches et poteaux d'incendie

La bouche d'incendie est composée d'un orifice de sortie équipé d'un raccord à baïonnette avec bouchon étanche, d'un obturateur actionné par une vis de manœuvre en acier inoxydable, d'un dispositif de mise hors gel automatique et d'un coude à patin facultatif. La forme du guidage empêche l'éjection du clapet au démontage du couvercle lorsqu'il reste de la pression sous le clapet.

Ce clapet est entièrement vulcanisé. L'ouverture et la fermeture de l'appareil s'effectuent à l'aide d'une clé de manœuvre qui s'adapte sur le moufle.



Figure VI.10 : Poteau d'incendie

VI.2.6 Les pièces spéciales

Permettent :

- Une déviation d'une partie d'écoulement.
- Une introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire.
- Changement de diamètre de la conduite.
- Changement de direction de la conduite.

- **Les cônes**

Les dispositifs destinés à établir des connexions entre des tuyaux de divers diamètres, ainsi que les composants rattachés aux conduites, sont employés dans ces contextes. Ils sont également observés à l'amont et à l'aval des pompes. Ils sont classifiés en plusieurs catégories :

- Des cônes à deux emboitements.
- Des cônes à emboitement et bride.



Figure VI.11 : Cône de réduction

- **Les croix de jonction**

Utilisées pour croiser des canalisations de sens perpendiculaire. Les deux manchons des croix peuvent avoir des diamètres différents. Elles peuvent être à brides complètement ou à manchons et à brides. On les rencontre au niveau du réseau maillé et ramifié.

- **Les croix de jonction et d'incendie**

Elles ont le même rôle que les précédentes, en plus elles reçoivent les bouches ou les poteaux d'incendie.

- **Les manchons**

Nous disposons de différents types de manchons avec des configurations variées, comprenant des manchons à bouts lisses aux deux extrémités, des manchons avec deux emboîtements, des manchons avec un emboîtement d'un côté et un bout lisse de l'autre, ainsi que des manchons équipés de deux brides, des manchons combinant brides et bout lisse, et enfin, des manchons avec un emboîtement d'un côté et une bride de l'autre.

Ces manchons sont principalement utilisés lors de l'assemblage d'appareils auxiliaires tels que des robinets-vannes et certains types de joints.



Figure VI.12 : Manchon

- **Les coudes**

Coudes à deux emboitements ou bien à un emboitement et bout lisse. Les deux types de coudes se présentent avec un angle alfa :

1/4 (90°), 1/8 (45°), 1/16 (22°30), 1/32 (11°15')… ils sont utiles surtout pour les réseaux maillés et ramifiés lorsque la conduite change de direction. Généralement les coudes ou tés sont maintenus par des massifs de butée convenablement dimensionnés.



Figure VI.13 : Les différents coudes

- **Les tés**

Tout comme les croix, les tés se déclinent en deux configurations : avec trois raccordements ou avec deux raccordements et des brides. Leur fonction principale est de permettre l'extraction ou l'ajout de débit dans une canalisation. On les retrouve fréquemment dans les réseaux maillés, les réseaux ramifiés et les canalisations d'adduction pour les opérations de dérivation.



Figure VI.14 : Les différents TE

VI.3 Etude de la protection d'une conduite de refoulement : réservoir d'air anti bélier

Le coup de bélier demeure un phénomène transitoire et oscillatoire observé dans les conduites en charge, qu'elles soient en écoulement gravitaire ou en refoulement. Il n'est pas possible de supprimer totalement cet effet de coup de bélier, mais il convient de rechercher leur limitation à une valeur compatible avec la résistance des installations

Les réservoirs d'air anti bélier assurent deux rôles :

-Atténuer les surpressions les dépressions pour réduire la fatigue de la conduit ;
-Alimentation de la veine liquide après arrêt du pompage.

VI.3.1 Les réservoirs d'air

VI.3.1.1 Principe de fonctionnement

Le réservoir d'air est rempli d'eau et d'air, et en fonctionnement normal, la pression de l'air maintient l'équilibre de pression dans la conduite au point considéré.

Lorsque le groupe électrique est mis hors tension, le clapet se ferme. Étant donné que la pompe n'apporte plus de pression, une partie de l'eau présente dans la cloche est poussée dans la conduite.

À ce moment-là, la pression de l'air dans la cloche reste encore supérieure à celle à l'autre extrémité de la conduite, c'est-à-dire au niveau du réservoir.

En conséquence, l'eau dans la conduite revient en arrière une fois que sa vitesse est annulée et remonte dans la cloche, créant ainsi une série de surpressions et de dépressions jusqu'à ce que le phénomène soit amorti.

Pour dissiper l'énergie de l'eau, il est possible de la faire passer à travers un dispositif d'étranglement situé à la base de la cloche.

VI.3.1.2 Calcul des réservoirs d'air

Pour calculer le volume d'air anti-bélier, diverses méthodes sont disponibles, mais nous optons pour la méthode de VIBERT pour les raisons suivantes :

-Elle repose sur une représentation graphique simplifiée pour évaluer le volume d'air nécessaire.

-Elle néglige les pertes de charge dans le conduit.

-Elle exclut la considération de l'organe d'étranglement.

Les étapes à suivre pour déterminer le volume du réservoir d'air sont les suivantes :

a. Calcul de la célérité d'onde dans les conduites

Pour le calcul de la célérité d'onde, on a le cas d'une conduite enterrée :
La célérité d'ondes est calculée par la formule suivante **:**

$$c = \frac{\sqrt{\frac{k}{\rho}}}{\sqrt{1+\frac{2ka(1-\nu_m^2)(1-\nu_s)}{(1-\nu_m^2)aE_s+E_m e_m(1-\nu_s)}}} \quad \text{.....(VI.1)}$$

Avec :

k: Coefficient d'élasticité de l'eau. K = 2,07 × 109 pascal ;

ρ: Masse volumique de l'eau. ρ = 1000 Kg / m^3 ;

a: Rayon intérieur du conduit (m).

v_m: Coefficient de poisson du matériau de la conduite en PEHD. v_m: =0,46

v_s: Coefficient de poisson du sol entourant la conduite. v_s: =0,33

E_m: Module de Young du matériau de la conduite. E_m= 3.10 3MPa

E_s : Module de Young du sol considéré. E_s=200MPa

e_m: Épaisseur de la conduite(m).

La surpression et la dépression atteignent leur valeur maximale lorsque :

$$b = \pm \frac{c.v_0}{g} \quad \text{..... (VI.2)}$$

b. calcul de la charge tenant compte du coup de bélier

$$Z = H_g + b \text{.....(VI.3)}$$

Avec :

v_0**:** Vitesse moyenne de refoulement en (m/s) ;

g**:** L'accélération de la pesanteur (m/s^2) ;

H_g**:** Hauteur géométrique (m).

c. Calcul de la charge statique absolue

$$Z_0 = H_g + 10 \text{.....(VI.4)}$$

Charge à la surpression : $H_S = H_g + b$..... (VI.5)

Charge à la dépression : $H_S = H_g - b$..... (VI.6)

d. Calcul de la charge maximal absolue

$$Z_{max} = Z_0 + b \text{.....(VI.7)}$$

Et on pose : $h_0 = \frac{{v_0}^2}{2g}$ ..... (VI.8)

On a : $\left\{ \begin{matrix} \frac{Z_{max}}{Z_0} \\ \frac{h_0}{Z_0} \end{matrix} \right. \xRightarrow{\text{Abaque de vibert voir annaxe (IV)}} \frac{U_0}{LS} ; \frac{z_{min}}{z_0}$

A partir de $\frac{U0}{LS}$ on trouve $U_0 . Z_0 = U_{max} . Z_{min}$ donc : $U_{max} = \frac{U_0 . Z_0}{Z_{min}}$

Avec :

U_{max}**:** Volume du réservoir d'air

Application numérique

e. Les données de bases

Les caractéristiques dès les trois conduites d'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Les caractéristiques de la conduite de refoulement

Traçant	Type de matériaux	D (mm)	e (mm)	S (m^2)	V (m/s)	L (m)	H_g
F1-R	PEHD	125	11.4	0.0082	0.97	2481	88
F2-R	PEHD	125	11.4	0.0082	0.97	1373	132.4
F3-R	PEHD	110	10	0.0063	0.7	438	122.4

f. Calcul de la célérité d'onde C

Les résultats obtenus pour le calcul de la célérité d'onde C sont présentés de manière consolidée dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.2 : Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement

Traçant	k (Pa)	ρ (Kg/m^3)	a (m)	v_m	v_s	E_s (MPa)	E_m (MPa)	e_m (m)	c (m/s)
F1-R	2.07×10^9	1000	0.1022	0.46	0.33	2×10^8	1.2×10^9	0.0114	458.64
F2-R	2.07×10^9	1000	0.1022	0.46	0.33	2×10^8	1.2×10^9	0.0114	458.64
F3-R	2.07×10^9	1000	0.09	0.46	0.33	2×10^8	1.2×10^9	0.01	458.35

g. Calcul de la capacité de réservoir d'air

Les données relatives au calcul du volume du réservoir d'air sont présentées de manière synthétique dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.3 : Calcul de volume du réservoir d'air de l'adduction de refoulement.

Traçant	b	Z_0 (m)	Z_{max} (m)	h_0 (m)	$\frac{U_0}{LS}$	$\frac{z_{min}}{z_0}$	U_0 (m^3)	U_{max} (m^3)	**U_{max} (l)**
F1-R	45.35	98	143.35	0.0479	8.4×10^{-3}	0.72	0.17089	0.2373	**237.3**
F2-R	45.35	142.4	187.75	0.0479	9.8×10^{-3}	0.776	0.1103	0.1421	**142.1**
F3-R	32.71	132.4	165.11	0.0249	8.2×10^{-3}	0.81	0.0226	0.0279	**27.9**

Remarque : on a majoré U_{max} de 30 %

Conclusion

Connaitre les différents accessoires d'un système d'alimentation en eau potable et leurs emplacements ; le mode de pose et protection des canalisations contre le coup de bélier au niveau des chantiers, faisant une partie dans la vie professionnel d'un futur ingénieur.

CHAPITRE VII :
Management du projet

Introduction

Dans ce chapitre, nous établissons une estimation quantitative et qualitative globale de mise en œuvre de notre projet.

En conséquence, nous engageons une planification des opérations relatives au réseau de distribution, indispensable à la bonne exécution des travaux et à la surveillance de l'avancement du projet.

VII.1 Travaux de mise en place des canalisations

Les taches constituant les travaux à faire sont :

- Exécution des tranchées ;
- Pose du lit de sable ;
- Pose des conduites ;
- Remblayage des tranchées ;
- Compactage.

VII.1.1 Excavation des tranchées

Avant d'entamer les activités de pose, il est nécessaire d'effectuer les opérations de piquetage, qui ont pour objectif de réaliser les actions suivantes :

-Définir concrètement sur le terrain le tracé et le profil en long de la canalisation.

-Transférer avec précision l'emplacement de tous les équipements souterrains tels que les réseaux d'assainissement, les câbles électriques et de télécommunication, ainsi que les conduites de gaz.

La réalisation de la tranchée dépend des paramètres suivants :

- Environnement ;
- type de joint et diamètre ;
- Nature du terrain ;
- Profondeur de pose.

L'excavation sera effectuée de manière mécanique à l'aide d'une pelle mécanique, en veillant à atteindre une profondeur minimale de 0,8 mètres pour la tranchée à creuser.

Pour garantir un drainage naturel des eaux d'infiltration, le creusement des tranchées sera réalisé par sections successives, en commençant par les points les plus élevés.

a. Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée sera déterminée en se basant sur le diamètre de la conduite, en allouant un espace de 0.30 m de part et d'autre de ladite conduite afin de simplifier la réalisation des travaux.

La formule suivante permet de calculer cette largeur.

$$b = D + 2 \times 0.30 \quad \text{.....(VII.1)}$$

Avec :

b : largeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (m).

b. Profondeur de la tranchée

La profondeur varie de 0.80 m à 1.50 m pour assurer la protection de la conduite contre le risque d'écrasement sous l'effet des surcharges et les variations de la température.

Il est possible d'effectuer le calcul de la profondeur de la tranchée en appliquant la formule ci-dessous :

$$H_{tr} = D + e + H \quad \text{..... (VII.2)}$$

Avec :

H : La profondeur de la tranchée (m) ;

e = [20 à 30cm] épaisseur de lit du pose (e =0.2 m)

H = [80 à 120cm] distance verticale au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite,

D : diamètre de la conduite (mm).

c. Le volume de déblai

Le volume de déblai est donné par la formule suivante :

$$V_d = S_{tr} \times L \quad \text{..... (VII.3)}$$

Avec :

: Volume de déblai (m^3) ;

S : La section de tranchée est de forme rectangulaire dont l'aire est :

$$S_{tr} = H_{tr} \times b \quad \text{.....(VII.4)}$$

L **:** la langueur de la tranche (m).

Tableau V.1 : Calcul le volume du déblai du réseau.

D (mm)	L (m)	b (m)	H_{tr} (m)	S_{tr} (m^2)	V_d (m^3)
200	1682,349	0,8	1,2	0,960	1615,055
160	1686,81	0,76	1,16	0,882	1487,092
125	1219,26	0,725	1,125	0,816	994,459
90	1207,09	0,69	1,09	0,752	907,852
75	687,13	0,675	1,075	0,726	498,599
			Volume Total (m^3)		**5503,057**

d. Le volume de lit de sable

Le lit de sable est de couche de sable de 0,15 m à 0,2 m d'épaisseur qui est compacté et convenablement nivelé pour protéger la conduite.

Le lit de sable est caractérisé par le volume suivant :

$$V_{sab} = S_{sable} \times L \quad \text{..... (VII.5)}$$

Avec :

S_{sab} : La section de lit de sable est égale $S_{sable} = e \times b$ (m_2) ;

L : longueur de la tranchée (m) ;

e : épaisseur de lit de sable, e = 0.2 m ;

b : largeur de la tranchée (m).

Tableau VII.2 : Calcul le volume de lit de sable du réseau

D (mm)	L (m)	b (m)	e (m)	V_{sable} (m^3)
200	1682,349	0,8	0,2	269,176
160	1686,81	0,76	0,2	256,395
125	1219,26	0,725	0,2	176,793
90	1207,09	0,69	0,2	166,578
75	687,13	0,675	0,2	92,763
		Volume Total (m^3)		**961,705**

e. Volume du remblai

La mise en place du remblai bien tassé est effectuée manuellement ou nous utiliserons un chargeur pour le remblayage, en utilisant la terre purgée de pierres.

Le remblaiement est réalisé par couches successives de 20 à 30 cm

La formule suivante est utilisée pour déterminer le volume de remblai :

$$V_R = \ - V_c - V_{sable} \text{.....(VII.6).}$$

Avec :

V_R: Volume de remblai (m^3) ;

: Volume de déblai (m^3) ;

V_{sable}: Volume de lit de sable (m^3) ;

V_c: Volume de conduite $V_c = \frac{\pi D^2}{4} \times$;

D : diamètre de la conduite (m) ;

L : longueur de la conduite (m) ;

Tableau VII.3 : Calcul du volume du remblai

D (mm)	L (m)	S_C (m^2)	V_c (m^3)	V_d (m^3)	V_{sable} (m^3)	V_R (m^3)
200	1682,349	0,031	52,826	1615,055	269,176	1293,053
160	1686,81	0,020	33,898	1487,092	256,395	1196,798
125	1219,26	0,012	14,955	994,459	176,793	802,711
90	1207,09	0,006	7,675	907,852	166,578	733,599
75	687,13	0,004	3,034	498,599	92,763	402,802
	Volume Total (m^3)		**112,388**	**5503,057**	**961,705**	**4428,964**

Remarque :

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement de terres, ensuite au compactage pour éviter le tassement par la suite.

f. Remplissage progressif

Après ces opérations de préparation, le réseau est rempli progressivement, de manière à éviter les poches d'air et l'endommagement des canalisations.

VII.2 Engins de terrassement utilisés

Pour optimiser les délais de réalisation et réduire considérablement le prix un bon choix d'engins s'impose, Les engins que nous allons utiliser sont :

a. Une pelle hydraulique

Utilisée pour extraire les déblais, et les charger directement si c'est possible dans le camion, pour poser le lit de sable et le remblai



Figure VII.1 : Pelle hydraulique

b. Un chargeur

Utilisé pour charger les déblais excédentaires dans les camions, il est utilisé pour remblayer les fouilles



Figure VII.2 : Chargeur

c. Un vibrateur du sol

Cet appareil se compose de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre équipés d'un guidon. Son objectif principal est de réaliser le compactage des remblais dans les tranchées.



Figure VII.3 : Compacteurs

VII.3 Devis estimatif et quantitatives

L'analyse du devis estimatif nous offre une vision du coût potentiel de la mise en œuvre de notre projet.

Le détail des calculs est présenté dans le tableau suivant :

Tableau VII.4 : Cout estimatif des travaux, fourniture et transport

	désignation des travaux	unité	quantité	prix unitaire (DA)	montant (DA)
terrassement	déblai	m3	5503,057	500	2751528,384
	lit de sable	m3	961,705	1500	1442556,945
	remblai	m3	4428,964	400	1771585,548
Fourniture transport et pose des conduites	200	ML	1682,349	2162,92	3638786,299
	160	ML	1686,810	1382,45	2331930,485
	125	ML	1219,260	843,99	1029043,247
	90	ML	1207,090	446,8	539327,812
	75	ML	687,130	338,61	232669,089
				Somme (DA)	**13737427,810**
				TVA (19%)	**2610111,284**
				cout total (DA)	**16347539,094**

VII.4 Planification des travaux

Avant de débuter les travaux sur le chantier, il est impératif de procéder à une planification préliminaire. Cette étape fondamentale consiste en une analyse théorique visant à déterminer la meilleure stratégie d'utilisation des ressources humaines et matérielles disponibles.

Deux méthodes principales de planification sont couramment utilisées :

a. La méthode du réseau (CPM)

La méthode du réseau (CPM - Critical Path Method) : Cette approche repose sur la représentation graphique des tâches sous forme de nœuds et de flèches. Ces éléments sont traversés par un flux symbolisant le temps nécessaire pour accomplir chaque tâche.le temps.

b. La méthode graphique

L'objectif de la planification consiste à garantir l'achèvement intégral de toutes les tâches prévues :

- Dans un agencement approprié (une séquence adéquate des étapes du réseau) ;
- Sans retard ;
- Avec la définition des tâches et leurs durées ;
- Aussi économique que possible.

VII.4.1 Définitions des tâches et leurs durées

Les tâches de réalisation de réseau de distribution et leurs durées sont mentionnées dans le tableau ci-après.

Tableau VII. 5: Temps de réalisation des opérations du réseau de distribution

Notion	Opération	Durée (j)
A	Décapage de la couche de goudron	30
B	Exécution des tranchées du réseau et des fouilles pour les regards	130
C	Pose du lit de sable	30
D	Pose des conduites	55
E	Montage et raccordement des conduites	30
F	Essais d'étanchéités	25
G	Remblayage des tranchées	50
H	Nivellement et compactage	25

VII.4.2 Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)

Les opérations qui précèdent et qui succèdent pour chaque opération de réalisation du réseau sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII.6 : temps de réalisation des opérations de réseau de distribution

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

a. Détermination du chemin critique

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt

DCPP : date de commencement au plus tard DCPP = DFPP – TR ;

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

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

b. Chemin critique

Il s'agit de la séquence qui détermine la durée totale du projet (DTP) en reliant les opérations pour lesquelles la marge totale est nulle.

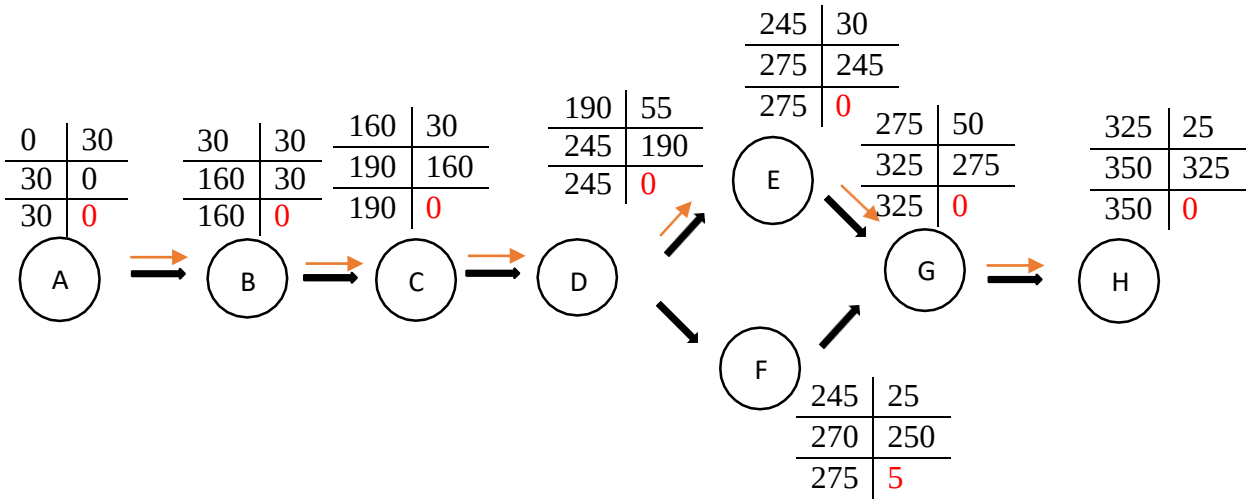


Figure VII.1 : Réseaux à nœuds et calcul du temps de réalisation du réseau de distribution.

Avec :

➡ **Chemin critique** : A-B-C-D-E-G-H ; le chemin qui donne la durée totale du projet (DTP).

DTP (la durée totale du projet) **= 350 jours** soit 11 mois et 20 jours.

Conclusion

Il est essentiel de noter que la planification du chantier s'avère une étape indispensable préalable au démarrage des opérations, car elle nous offre la possibilité de déterminer l'étendue totale des travaux requise pour l'achèvement du projet de construction. De plus, cette démarche nous permet d'obtenir des données relatives au coût global du projet. Nous avons évalué un montant de **16347539,094 DA** (Quarante-neuf million trois cent quatre mille neuf cent huit virgule quatre-vingt-onze dinar algérien) approximativement.

Et nous avons établi une planification des travaux d'où la durée de réalisation de ce projet est estimée à **11 mois et 20 jours** qui sont nécessaire pour le bon déroulement des travaux et le suivi de la réalisation du projet

Conclusion générale

En termes de ce modeste travail dont l'objectif principal est d'améliorer la situation d'alimentation en eau potable de la commune de Chehaima (W.Tiaret), nous pouvons conclure que la situation du réseau de distribution actuel nous a incité à :

Faire une rénovation totale du réseau de distribution, pour un horizon futur à l'an 2053 avec une population de7508 habitants et à partir du même réservoir

Projeter un réseau de type maillé avec des conduites en PEHD PN10 sur un linéaire de 6482.63 mètres.

Proposer, pour le bon fonctionnement du réseau, une protection anti bélier à la sortie de chaque forage.

Indiquer les directives de pose des canalisations et établir un plan détaillé des accessoires nécessaires au niveau de chaque nœud du réseau.

Simuler le réseau projeté ; ce qui nous a permis de faire un dimensionnement optimal des points de vue pression (0.6 bars à 6.33 bars), diamètres nominaux (75mm à 200mm) et vitesses variant entre0.32m/s et 1.39m/s.

En fin, dans le but de contribuer au confort de la population de Chehaima, la réalisation du présent projet est estimée à 16347539,094 Dinars Algériens sur une durée de 11 mois et 20 jours.

Annexes (I)

Réparation des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

heures	Nombres d'habitants				
	Moins de 10000	De10001 à 50000	De 50001 à 100000	Plus de 100000	Agglo de type rural
1	2	3	4	5	6
0-1	1	1,5	3	3,35	0,75
1-2	1	1,5	3,2	3,25	0,75
2-3	1	1,5	2,5	3,3	1
3-4	1	1,5	2,6	3,2	1
4-5	2	2,5	3,5	3,25	3
5-6	3	3,5	4,1	3,4	5,5
6-7	5	4,5	4,5	3,85	5,5
7-8	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
8-9	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
9-10	5,5	6,25	5,6	5,05	3,5
10-11	4,5	6,25	4,8	4,85	6
11-12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12-13	7	5	4,4	4,6	8,5
13-14	7	5	4,1	4,55	6
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	5
15-16	4,5	6	4,4	4,7	5
16-17	5	6	4,3	4,65	3.5
17-18	6,5	5,5	4,1	4,35	3.5
18-19	6,5	5	4,5	4,4	6
19-20	5	4,5	4,5	4,3	6
20-21	4,5	4	4,5	4,3	6
21-22	3	3	4,8	4,2	3
22-23	2	2	4,6	3,75	2
23-24	1	1,5	3,3	3,7	1

Source (ouvrage d'AEP D'ABRAMOV)

V

Annexes (II)

Diamètre et épaisseurs et Prix des conduites.



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

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

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

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

VERITAL

PRIX DE TUBES PEHD EAU POTABLE : PN 06

Référence	Désignation	Diamètre EX	Epaisseur	Pression	PrixH.T-ML	Prix T.T.C-ML
355.002.016.1	TUBE PEHD PE 80	16	/	06 BARS	....	....
355.002.020.1	TUBE PEHD PE 80	20	2	06 BARS	....	....
355.002.025.1	TUBE PEHD PE 80	25	2	06 BARS	36,00	42,12
355.002.032.1	TUBE PEHD PE 80	32	2	06 BARS	47,50	55,58
355.002.040.1	TUBE PEHD PE 80	40	2	06 BARS	63,50	74,30
355.002.050.1	TUBE PEHD PE 80	50	2,4	06 BARS	90,80	106,24
355.002.063.1	TUBE PEHD PE 80	63	3,0	06 BARS	145,00	169,65
355.002.075.1	TUBE PEHD PE 80	75	3,6	06 BARS	204,00	238,68
355.002.090.2	TUBE PEHD PE 100	90	3,5	06 BARS	268,50	314,15
355.002.110.2	TUBE PEHD PE 100	110	4,2	06 BARS	356,40	416,99
355.002.125.2	TUBE PEHD PE 100	125	4,8	06 BARS	472,50	552,83
355.002.160.2	TUBE PEHD PE 100	160	6,2	06 BARS	740,00	865,80
355.002.200.2	TUBE PEHD PE 100	200	7,7	06 BARS	1 150,60	1 346,20
355.002.250.2	TUBE PEHD PE 100	250	9,6	06 BARS	1 780,00	2 082,60
355.002.315.2	TUBE PEHD PE 100	315	12,1	06 BARS	2 780,00	3 252,60
355.002.400.2	TUBE PEHD PE 100	400	15,3	06 BARS	5 004,00	5 854,68

PRIX DE TUBES PEHD EAU POTABLE : PN 10

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

PRIX DE TUBES PEHD EAU POTABLE : PN 16

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

Annexes (III)

Les diamètres à l'aide de la Pression nominale des conduites PN10

Tableau de pertes de charge K=0,015 mm pour les tubes PE100, PN10 selon la formule Colebrook-white.

D = 75 mm s = 4,5 mm. Di = 66 mm			D = 90 mm s = 5,4 mm. Di = 79,2 mm			D = 110 mm s = 6,6 mm. Di = 96,8 mm			D = 125 mm s = 7,4 mm. Di = 110,2 mm		
0,20	0,68	0,92	0,20	0,36	0,73	0,20	1,47	0,68	0,20	1,91	0,47
0,30	1,03	1,75	0,30	1,46	1,5	0,30	2,21	1,13	0,30	2,86	0,93
0,40	1,37	3,19	0,40	1,97	2,51	0,40	2,94	1,97	0,40	3,81	1,61
0,50	1,71	4,51	0,50	2,46	3,47	0,50	3,68	2,87	0,50	4,77	2,45
0,60	2,05	6,03	0,60	2,95	4,87	0,60	4,41	3,92	0,60	5,72	3,34
0,70	2,39	8,37	0,70	3,45	6,49	0,70	5,15	5,30	0,70	6,67	4,35
0,80	2,74	10,35	0,80	3,94	8,32	0,80	5,88	6,96	0,80	7,63	5,62
0,90	3,08	13,28	0,90	4,43	10,35	0,90	6,62	8,38	0,90	8,58	7,04
1,00	3,42	15,71	1,00	4,92	12,80	1,00	7,36	10,05	1,00	9,53	8,44
1,10	3,76	18,32	1,10	5,42	15,62	1,10	8,09	11,85	1,10	10,49	10,13
1,20	4,10	22,08	1,20	5,91	17,65	1,20	8,83	14,06	1,20	11,44	11,77
1,30	4,45	25,12	1,30	6,40	20,48	1,30	9,56	16,17	1,30	12,39	13,53
1,40	4,79	28,46	1,40	6,89	23,51	1,40	10,30	18,73	1,40	13,35	15,62
1,50	5,13	32,92	1,50	7,39	26,07	1,50	11,03	21,11	1,50	14,30	17,62
1,60	5,47	36,56	1,60	7,88	29,45	1,60	11,77	23,62	1,60	15,25	19,97
1,70	5,81	41,69	1,70	8,37	33,02	1,70	12,50	26,62	1,70	16,21	22,20
1,80	6,16	46,75	1,80	8,86	36,78	1,80	13,24	29,46	1,80	17,16	24,82
1,90	6,50	51,44	1,90	9,36	40,73	1,90	13,98	32,82	1,90	18,11	27,29
2,00	6,84	56,91	2,00	9,85	44,87	2,00	14,71	35,81	2,00	19,07	30,17
2,10	7,18	60,86	2,10	10,34	49,20	2,10	15,45	39,12	2,10	20,02	32,87
2,20	7,52	67,03	2,20	10,83	53,00	2,20	16,18	42,85	2,20	20,97	36,00
2,30	7,86	72,09	2,30	11,33	57,20	2,30	16,92	46,44	2,30	21,93	38,94
2,40	8,21	79,10	2,40	11,82	58,43	2,40	17,65	50,59	2,40	22,88	42,33
2,50	8,55	84,56	2,50	12,31	63,32	2,50	18,39	54,36	2,50	23,83	45,85
2,60	8,89	90,20	2,60	12,80	67,37	2,60	19,12	58,25	2,60	24,79	49,14
2,70	9,23	97,96	2,70	13,29	72,60	2,70	19,86	62,96	2,70	25,74	52,92
2,80	9,57	104,03	2,80	13,78	76,02	2,80	20,60	67,04	2,80	26,69	56,44
2,90	9,92	112,36	2,90	14,28	83,63	2,90	21,33	71,96	2,90	27,65	60,06
3,00	10,26	118,78	3,00	14,77	89,42	3,00	22,07	76,41	3,00	28,60	64,21

Tableau de pertes de charge K=0,015 mm pour les tubes PE100, PN10 selon la formule Colebrook-white.

D = 160 mm s = 9,5 mm. Di = 141 mm			D = 200 mm s = 11,9 mm Di = 176,2 mm			D = 250 mm s = 14,8 mm. Di = 220,4 mm			D = 315 mm s = 18,7 mm. Di = 277,6 mm		
0,20	3,12	0,34	0,20	4,87	0,27	0,20	7,63	0,20	0,20	12,10	0,15
0,30	4,68	0,72	0,30	7,31	0,54	0,30	11,44	0,42	0,30	18,15	0,31
0,40	6,24	1,18	0,40	9,75	0,92	0,40	15,25	0,70	0,40	24,20	0,53
0,50	7,80	1,78	0,50	12,19	1,37	0,50	19,07	1,04	0,50	30,25	0,78
0,60	9,36	2,51	0,60	14,62	1,89	0,60	22,88	1,45	0,60	36,30	1,10
0,70	10,92	3,28	0,70	17,06	2,57	0,70	26,69	1,92	0,70	42,35	1,45
0,80	12,49	4,20	0,80	19,50	3,20	0,80	30,51	2,46	0,80	48,39	1,85
0,90	14,05	5,16	0,90	21,93	3,99	0,90	34,32	3,04	0,90	54,44	2,30
1,00	15,61	6,29	1,00	24,37	4,82	1,00	38,13	3,69	1,00	60,49	2,79
1,10	17,17	7,52	1,10	26,81	5,73	1,10	41,95	4,38	1,10	66,54	3,32
1,20	18,73	8,77	1,20	29,25	6,71	1,20	45,76	5,10	1,20	72,59	3,90
1,30	20,29	10,16	1,30	31,68	7,80	1,30	49,57	5,90	1,30	78,64	4,53
1,40	21,85	11,62	1,40	34,12	8,97	1,40	53,39	6,85	1,40	84,69	5,18
1,50	23,41	13,24	1,50	36,56	10,16	1,50	57,20	7,76	1,50	90,74	5,89
1,60	24,97	14,96	1,60	38,99	11,42	1,60	61,01	8,76	1,60	96,79	6,63
1,70	26,53	16,66	1,70	41,43	12,82	1,70	64,82	9,80	1,70	102,84	7,42
1,80	28,09	18,57	1,80	43,87	14,22	1,80	68,64	10,92	1,80	108,89	8,26
1,90	29,65	20,45	1,90	46,31	15,76	1,90	72,45	12,06	1,90	114,94	9,12
2,00	31,21	22,55	2,00	48,74	17,31	2,00	76,26	13,26	2,00	120,99	10,04
2,10	32,77	24,74	2,10	51,18	18,93	2,10	80,08	14,52	2,10	127,04	10,99
2,20	34,33	26,89	2,20	53,62	20,68	2,20	83,89	15,82	2,20	133,09	12,00
2,30	35,90	29,27	2,30	56,05	22,44	2,30	87,70	17,22	2,30	139,14	13,03
2,40	37,46	31,58	2,40	58,49	24,34	2,40	91,52	18,64	2,40	145,18	14,11
2,50	39,02	34,16	2,50	60,93	26,23	2,50	95,33	20,11	2,50	151,23	15,23
2,60	40,58	36,82	2,60	63,37	28,20	2,60	99,14	21,63	2,60	157,28	16,40
2,70	42,14	39,40	2,70	65,80	30,31	2,70	102,95	23,21	2,70	163,33	17,59
2,80	43,70	42,25	2,80	68,24	32,41	2,80	106,77	24,88	2,80	169,38	18,84
2,90	45,26	45,01	2,90	70,68	34,57	2,90	110,58	26,56	2,90	175,43	20,11
3,00	46,82	48,04	3,00	73,11	36,91	3,00	114,40	28,30	3,00	181,48	21,45

Annexes (IV)

Abaque de vibert.

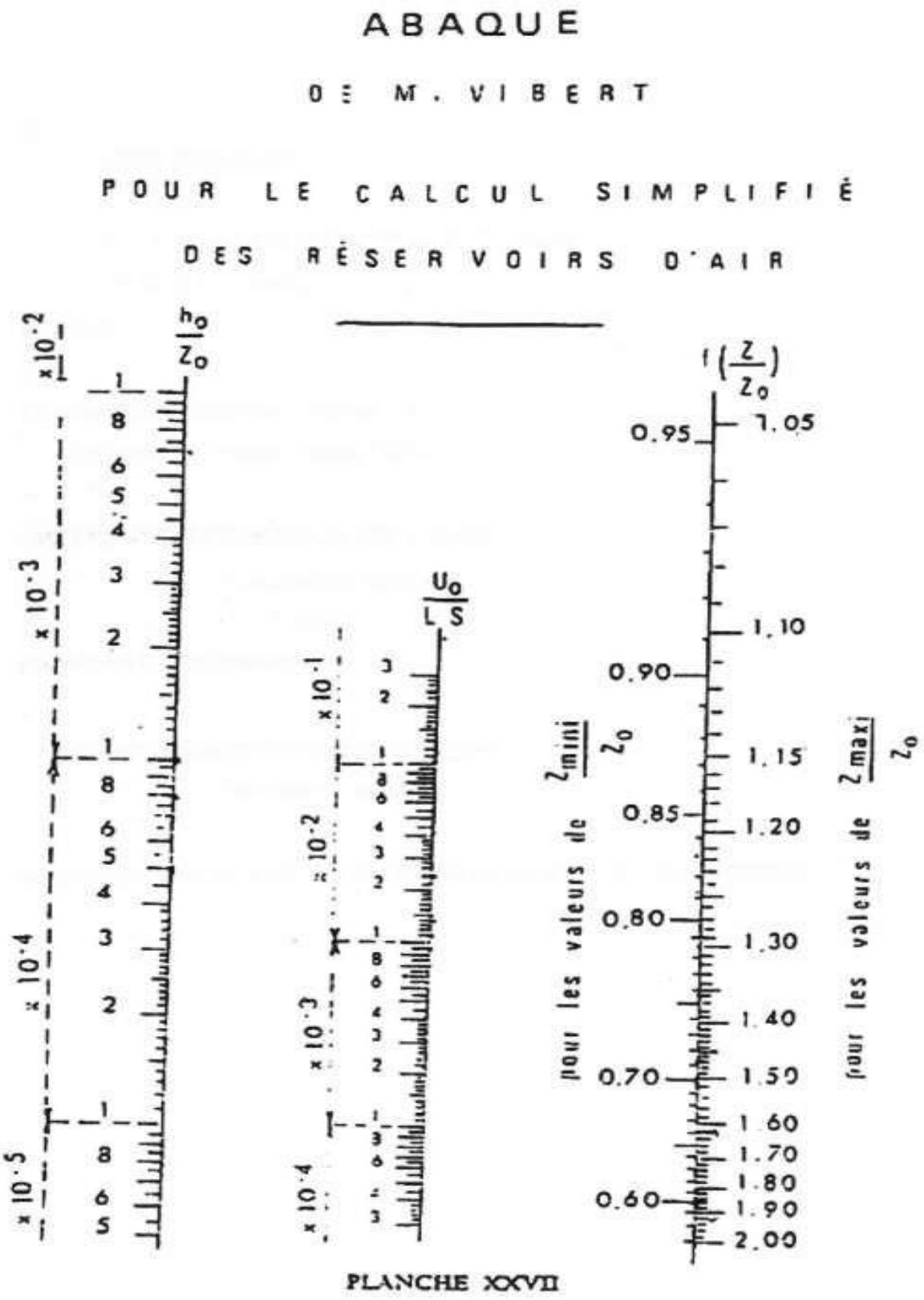


PLANCHE XXVII