



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**ETUDE DU SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE
DE LE village DE HMADCHIA COMMUNE DE MKHATRIA (W.
AIN DEFLA)**

Présenté Par :

Djellab khalil

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
MOKRANE Wahiba	M.C.B	Président
SALHI Schahrazed	M.C.B	Examineur
KADI Latifa	M.A.A	Examineur
KAHLERRAS Djilali	M.C.A	Promoteur

Session juillet 2025

Dédicaces

Je tiens à dédier ce travail, aussi modeste soit-il, en témoignage de ma profonde gratitude et de mon respect : À mes chers parents, pour les innombrables sacrifices qu'ils ont consentis afin que je puisse atteindre mes objectifs. À mon frère et à ma sœur, pour leur soutien constant et inestimable. À toute ma famille, pour leurs encouragements et leur présence bienveillante. À mes amis, pour leur amitié sincère et leur accompagnement tout au long de ce parcours. Et enfin, à tous les élèves ingénieurs que j'ai eu le plaisir de côtoyer durant ces années, avec lesquels j'ai partagé efforts, espoirs et réussites.

Remerciement

Avant tout, je tiens à exprimer ma profonde gratitude à Dieu le Tout-Puissant, qui m'a donné la force, la patience et la volonté nécessaires pour mener à bien ce modeste travail.

Je remercie chaleureusement mon encadrant, Monsieur kahlarras djilali, pour son accompagnement constant, ses conseils avisés, sa disponibilité, sa bienveillance et son sens de l'humour, qui ont grandement facilité la réalisation de ce projet.

Ma reconnaissance va également à l'ensemble des enseignants de l'École Nationale Supérieure d'Hydraulique, qui a contribué, chacun à leur manière, à ma formation tout au long de ces années.

Je souhaite également remercier :

*Les membres du jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail
Le corps enseignant et les étudiants de l'ENSH pour leur soutien
et leur collaboration*

*Tous mes encadreurs de stage pour leur accompagnement et
leurs enseignements*

*Toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à
l'élaboration de ce mémoire*

ملخص:

يعاني قرية حمداشبية، الواقعة في بلدية المخاطرية (ولاية عين الدفلى)، من عجز في التزود بالمياه الصالحة للشرب بسبب غياب شبكة مهيكلة للتغذية. تقدم هذه المذكرة حلاً يعتمد على استغلال بئر محلي وخزان بلدية المخاطرية، من خلال دراسة منظمة شملت عدة مراحل: تقدير الاحتياجات من المياه في أفق سنة 2055، تصميم نظام تزويد بالمياه عبر الضخ مع اختيار المضخة المناسبة، إلى جانب نظام آخر يعمل بالجاذبية، تصميم شبكة التوزيع باستخدام برنامج EPANET، وتخطيط أشغال مدّ القنوات. تؤكد النتائج المتوصل إليها قابلية تنفيذ المشروع من الناحية التقنية، بالإضافة إلى قدرته على تلبية احتياجات السكان من المياه بشكل دائم ومستدام.

الكلمات المفتاحية:

نظام التزويد بالمياه , البئر الارتوازي , خزان الماء , شبكة التوزيع.

Résumé :

Le village de Hmadchia, situé dans la commune de Mekhatria (wilaya d'Aïn Defla), souffre d'un déficit en eau potable à cause de l'absence d'un réseau structuré d'alimentation. Ce mémoire présente une solution basée sur l'exploitation d'un forage local et le réservoir de mkhatria, à travers une étude structurée en plusieurs étapes : estimation des besoins en eau à l'horizon 2055, conception d'un système d'adduction par refoulement avec sélection de la pompe et un autre système gravitaire, conception du réseau de distribution modélisé sur EPANET, et planification de la pose des canalisations. Les résultats obtenus confirment la faisabilité technique du projet, ainsi que sa capacité à satisfaire durablement les besoins en eau de la population.

Mots-clés :

Système d'adduction, forage, réservoir de stockage, réseau de distribution.

Abstract:

The village of Hmadchia, located in the commune of Mekhatria (Ain Defla province), suffers from a drinking water shortage due to the absence of a structured supply network. This thesis proposes a solution based on the use of a local borehole and the Mekhatria reservoir, through a structured study comprising several stages: estimation of water needs by the year 2055, design of a pumping-based water supply system with pump selection, along with a second gravity-fed system, design of the distribution network modeled using EPANET, and planning for pipeline installation. The results obtained confirm the technical feasibility of the project and its ability to sustainably meet the water needs of the population.

Keywords:

Water supply system, Borehole, Storage reservoir, Distribution network

Table des matières

<i>Introduction générale</i>	2
------------------------------------	---

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction	Error! Bookmark not defined.
I.1. OBJET DE L'ÉTUDE :	4
I.2. SITUATION ADMINISTRATIVE ET GEOGRAPHIQUE de la commune de mkhatria :	4
I.3. SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA ZONE D'ETUDE (LOCALITE HMADCHIA COMMUNE DE MKHATRIA) :	6
I.4. DONNEES NATURELLES DU SITE :	6
I.4.1. LES DONNEES MORPHOLOGIQUES DE LA ZONE D'ETUDE :	6
I.4.2. LES DONNEES GEOLOGIQUES DE LA ZONE D'ETUDE :	7
I.4.3. Situation climatiques de la zone d'étude :	7
I.4.3.1 Hydrologie :	Error! Bookmark not defined.
I.4.3.2 La pluviométrie :	7
I.4.3.3 La température :	7
I.4.3.4. Le vent :	8
I.4.3.5. L'humidité :	8
I.4.4 Ressources en eau :	Error! Bookmark not defined.
Conclusion :	10

Chapitre II

Estimation des besoins en eau

<i>Introduction</i>	12
II.1. Evaluation de la population :	12
II.1.1. Recensement 2024 :	12
II.1.2. Estimation de la population future:	12
II.2. Catégories des besoins :	13
II.3. Estimation des besoins en eau :	13
II.3.1. Choix de la dotation :	13
II.3.2. Les besoins moyens :	14
II.3.2.1. Les besoins domestiques :	14
II.3.2.2. Les besoins des équipements :	15
II.3.3. Etude de variation de la consommation :	15
II.3.3.1. Variation de la consommation journalière :	15
a. Coefficient d'irrégularité maximale journalier ($K_{\max J}$) :	15
➤ Consommation maximale journalière ($Q_{\max J}$) :	16
b. Coefficient d'irrégularité minimale journalier ($K_{\min j}$) :	16
➤ Consommation minimale journalière ($Q_{\min j}$)	16
II.3.3.2. Variation de la consommation horaire :	17

a. Débit moyen horaire :	17
➤ Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{\max h}$) :	17
b. Débit maximum horaire :	17
➤ Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{\min h}$) :	18
c. Débit minimum horaire :	18
II.3.4. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant:	19
Conclusion :	22

Chapitre III
Etude de l'adduction

III.1. Introduction	24
III.1. Types d'adduction:.....	24
III.1.1. Adduction gravitaire:	24
III.1.2. Adduction par refoulement :	24
III.1.3. Adduction mixte:	24
III.2. Choix du tracé :.....	25
III.3. Choix du matériau de la conduite:.....	25
III.3.1. Critères techniques:	25
III.3.2. Critères économiques:	26
III.4. Dimensionnement de l'adduction:	26
III.4.1. Méthodes de calcul:	26
III.4.1.1. Adduction gravitaire (réservoir → réservoir) :	26
a. Diamètre avantageux :	26
b. Vitesse d'écoulement :	27
III.4.1.2. Adduction par refoulement (forage → réservoir):	27
1. Les frais d'exploitation :	27
2. Frais d'amortissement :	31
3. Le bilan (prix total) :	33
4. La vitesse de refoulement.....	34
5. Points de fonctionnement des pompes :	36
6. Protection contre le coup de bélier :	37

Chapitre IV
Réservoir et capacité de stockage

IV.1. Introduction	49
IV.1. Définition :	49
IV.2. Rôle et fonctions des réservoirs:.....	50
IV.2.1. Rôle des réservoirs :	50
IV.2.2. Fonctions techniques des réservoirs :	50
IV.4. Choix du type de réservoir :.....	51
IV.5. Équipements du réservoir :	51
IV.5.1. équipements d'intervention	
IV.5.2. Équipements dédiés au nettoyage	

IV.5.3. Equipements hydraulique:.....	52
IV.5.3.1. Conduite d'adduction (l'arrivée):.....	52
IV.5.1.2. Conduite de distribution (départ) :.....	52
IV.5.1.3. Conduite du trop-plein:	53
IV.5.1.4. Conduite de vidange:	53
IV.5.1.5. Conduite BY-PASS:.....	53
IV.5.1.6. Matérialisation de la réserve d'incendie:	54
IV.6. principe de calcul :	55
IV.6.1. Détermination analytique de la capacité de stockage:.....	56
IV.6.2. Calcul du débit d'apport (Q_{app}) :.....	57
IV.6.3. Calcul du volume utile du réservoir :.....	57
Conclusion:.....	59

Chapitre V
Conception de réseau de distribution

V.1. Introduction.....	61
V.1. type des réseaux de distribution :.....	61
V.1.1. Réseau ramifié :.....	61
V.1.1.1. Avantage :.....	62
V.1.1.2. Inconvénients :	62
V.1.2. Réseau maillé :.....	62
V.1.2.1 Avantages :	63
V.1.2.2. Inconvénients :	63
V.1.3. Réseau mixte :.....	63
V.2. Choix du type de réseau :.....	63
V.3. Matériaux de conduites :.....	63
V.4. Choix du type de matériau :.....	63
V.5. Calcul hydraulique du réseau :	64
V.5.1 Détermination des débits du réseau :	64
V.5.1.1. Débit spécifique :.....	64
V.5.1.2. Débit en route :.....	65
V.5.1.3 Détermination des débits nodaux :	65
V.5.1.4. Détermination des débits de dimensionnement :	65
V.5.2. Proposition de diamètres :.....	71
V.6. Simulation hydraulique du réseau dans le logiciel EPANET.....	73
V.6.1. Présentation du logiciel EPANET.....	73
V.7. Interprétation des résultats :.....	81
Conclusion :	81

Chapitre VI
Pose de canalisation et accessoires

VI.1. Introduction	83
VI.1. Principe de pose de canalisation :	83
VI.2. Différents types de pose de canalisation:.....	84
VI.2.1. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :	84
VI.2.2. Pose en terrain peu consistant :	85
VI.2.3. Pose en galerie :	86
VI.2.4. Pose en Pente :	86
VI.2.5. Cas d'amarrage et de butée d'un coude :	87
VI.2.6. Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées :	87
VI.2.7. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement (même tranchée) :	88
VI.2.8. Pose selon la nature des conduites :	88
VI.2.9. Traversée de route :	89
VI.3. Exécution des travaux de pose des canalisations :.....	90
VI.3.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :	90
VI.3.1.1. Matérialisation :	90
VI.3.1.2. Nivellement :	91
VI.3.2. Excavation des tranchées	91
VI.3.2.1. Enlèvement de la couche végétale :	91
VI.3.2.2. Réalisation des fouilles :	91
a. Profondeur de la tranchée (HTr) :	92
b. Largeur de la tranchée (B) :	93
c. lit de sable (aménagement) :	93
d. L'assise :	93
VI.4. Définitions des engins de terrassement utilisés :	94
VI.4.1 Pelle hydraulique :	95
➤ pelle équipée en rétro :	95
➤ Pelle équipée en butée :	95
VI.4.2. Dozer :	95
VI.4.3. Chargeur :	96
VI.4.4. Compacteur (vibrateur de sol) :	96
VI.5 Planification des travaux de réseau de distribution :	96
Les accessoires et pièces spéciales :.....	97
VI.6.1. Les accessoires du réseau :	97
VI.6.1.1. Les robinet-vannes :	97
VI.6.1.2. Clapet anti-retour :	98
VI.6.1.3. Régulateur de pression :	99
VI.6.1.4. Ventouses :	100
VI.6.1.5. Vannes de décharge.....	100
VI.6.2. Les pièces spéciales de raccords	100
VI.6.2.1. Les coudes	101
VI.6.2.2. Les cônes.....	101
VI.6.2.3. Les croix de jonction	102
VI.6.2.4. Les tés	102
VI.6.2.5. Les manchons	103
VI.7. Conclusion :.....	103

Chapitre VII
Organisation
De chantier et sécurité de travail

VII.I Organisation des chantiers :	105
VII.I.1 Introduction :	105
VII.I.1 Définition :	105
VII.I.2 Les étapes de Réalisation du réseau d'AEP :	105
VII.I.3 Implantation de la trace des tranchées sur le terrain :	105
VII.I.3.1 Matérialisation de l'axe :	105
VII.I.3.2 Nivellement de la plate-forme de pose :	106
VII.I.3.3 Excavation des tranchées :	106
VII.I.4 Choix de la section transversale de la tranchée :	106
> La profondeur (H_{tr}) :	107
> Largeur de la tranchée :	108
VII.I.5 Choix du coefficient du talus :	108
VII.I.6 Calcul du volume des travaux	109
VII.I.5.1. Pose des conduites	109
VII.I.5.1.1 Volume de décapage de la couche végétale	109
VII.I.5.1.2. Le volume du déblai des tranchées	109
VII.I.5.1.3. Volume occupé par le lit de sable	109
VII.I.5.1.4. Volume occupé par la conduite	110
VII.I.5.1.5. Volume du remblai de protection	110
VII.I.5.2 Devis estimatif et quantitatives	111
VII.I.6 Planification des travaux	112
VII.I.6.1 Les différentes tâches de réalisation	112
VII.I.6.2 Planification par la méthode du réseau à nœud	112
> Détermination du chemin critique	113
Conclusion:	114
VII.II Sécurité de travail	115
Introduction :	115
VII.II.1 Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique	115
> Facteurs humains :	115
> Facteurs matériels :	116
VII.II.2 Phases critiques exposées aux risques d'accidents :	116
VII.II.3 Liste des conditions dangereuses :	117
VII.II.4 Liste des actions dangereuses :	117
VII.II.5 Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :	118

VII.II.5.1 Protection individuelle :	118
VII.II.5.2 Autre protections :	118
VII.II.5.3 Protection collective :	119
Conclusion	120
<i>Conclusion générale</i>	<i>122</i>

Table des figures

Figure I-1 : Vu en plan de la situation géographique de la ville de Mkhatria.....	5
Figure I-2 : Localisation de la commune dans la wilaya d'Ain Defla	5
Figure I-3 : Carte satellite : la position d'El hmadchia par une image satellitaire.....	6
Figure II.1 : Variation du débit horaire pendant le jour de pointe	21
Figure II.2 : Le cumule du débit horaire.....	22
Figure III-1 :	34
Figure III-2 : la courbe caractéristique de la conduite de refoulement	37
Figure III-3 : Dilatation excessive du tuyau	38
Figure III-4 : écrasement de la conduite.....	39
Figure III-5 : Phases 1 de propagation de l'onde.....	39
Figure III.6 : Phases 2 de propagation de l'onde.....	40
Figure III.7 : Phases 3 de propagation de l'onde.....	40
Figure III.8 : Phases 4 de propagation de l'onde.....	41
Figure III.9 : Réservoir d'air – principe de fonctionnement	41
Figure IV-1 : Conduite d'adduction (par surverse).....	52
Figure IV-2 : Conduite de départ.....	53
Figure IV-3 : Conduite de la vidange avec celle de trop plein	53
Figure IV-4 : Système à deux prises.....	54
Figure IV-5 : Système à siphon.....	55
Figure IV-6 : Courbe de la consommation totale et courbe d'apport	55
Figure IV-7 : Coupe transversale d'un réservoir semi enterré.....	58
Figure V-1 : Réseau ramifié (source : slide player connaissance des besoins en eau.....	61
Figure V-2 : Réseau maillé (source : slide player connaissance des besoins en eau réalisé.....	62
Figure V-3 : le comportement et les valeurs de vitesse et pression du réseau en cas de pointe.....	80
Figure V-4 :Le comportement et les valeurs de vitesse et pression du réseau en cas de pointe + incendie.....	80
Figure VI-1 : Pose de canalisation.....	84
Figure VI-2 : Pose de canalisation en terre	85
Figure VI-3 : Pose de canalisation en terrain peu consistant.....	85
Figure VI-4 : Pose de canalisation en galerie	86
Figure VI-5 : Pose de canalisation en pente	87
Figure VI-7 : Traversée d'une route au moyen d'une gaine	87
Figure VI-8 : Traversée d'une route au moyen d'enrobage dans le béton.....	90
Figure VI.9 : Schéma d'une tranchée avec une conduite circulaire.....	92
Figure VI.10 : Robinet-vanne à opercule	98
Figure VI.11 : Vanne papillon.....	98
Figure VI.12 : Clapet anti-retour	99
Figure VI.13 : Régulateur de pression.....	99
Figure VI.14 : Ventouse	100

Figure VI.15 : coude à brides	101
Figure VI.16 : cône à brides	102
Figure VI.17 : Croix de jonction à brides	102
Figure VI.18 : Tés à brides.....	103
Figure VI.19 : Manchons et adaptateurs en fonte.....	103
Figure VII-I-1 : Schéma d'une tranchée.....	107
Figure VII-I-2 : calcul du temps de réalisation par le réseau à nœuds.....	114

Table des tableaux

Tableau I.1 : Précipitations moyennes mensuelles (1998-2023).....	7
Tableau I.2 : répartition mensuelle des températures (1998-2023).....	7
Tableau I.3: répartition mensuelle des vitesses du vent (1996-2023).....	8
Tableau I.4: fiche signalétique de forage.....	<i>Error! Bookmark not defined.</i>
Tableau II.1: Estimation de la future population :	13
Tableau II.2: consommation moyens journalier domestique.....	14
Tableau II.3: la consommation moyenne journalière des équipements	15
Tableau II.4: la demande en eau journalier moyenne :.....	15
Tableau II.5: la variation de β_{max} en fonction du nombre d'habitants	17
Tableau II.6: la variation de β_{min} en fonction du nombre d'habitants	18
Tableau II.7: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.	19
Tableau II.8: La consommation horaire.....	20
Tableau III.1 : estimation de nombre de pompes.....	35
Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des résultats des couts d'investissement :	31
Tableau III.3 : Tableau récapitulatif des résultats des couts d'exploitations :	33
Tableau III.4 : Bilan total avec différents diamètres :	33
Tableau III.5: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement d'adduction	36
Tableau IV.1: Calcul de la capacité du réservoir.....	57
Tableau V.1 : Tableau des débits routes, nodaux et de dimensionnement en cas de pointe.	65
Tableau V.2 : Tableau des débits routes, nodaux et de dimensionnement en cas de pointe+inc.	68
Tableau V.3 : Tableau représentant les diamètres proposés.....	71
Tableau V.4 : Etat des conduites en cas de pointe :.....	73
Tableau V.5 : Etat des conduites en cas de pointe + incendie :	75
Tableau V.6 : Etat des nœuds du réseau en cas de pointe :	77
Tableau V.7 : Etat des nœuds du réseau en cas de pointe + incendie :	78
Tableau VI.1 : coefficient du talus en fonction de la profondeur de la tranchée.	94
Tableau VI.2: Produits de désinfection (Doses et temps de contact) :	94
Tableau VII.I.2: Calcul des différents volumes de pose des conduites.	110
Tableau VII.I.3 : Devis estimatif et quantitatives.....	111
Tableau VII.I.4: les opérations avec leurs durées à exécuter du réseau.....	112
Tableau VII.I.5: les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération.	113

Listes des planches

Planche 01 : plan du reseau de distributionb et adduction projeté

Planche 02 : profil en long de l'adduction de refoulement depuis le forage de hmadchia et l'adduction gravitaire depuis le reservpir de mekhatria vers le reservoir de hmadchia existant

Planche 03 : détail des noeuds

Planche 04 : Pièces speciales d'adduction

Introduction générale

Introduction générale

L'eau est essentielle à la vie, constitue un élément fondamental de l'écosystème mondial. Indispensable pour satisfaire les besoins fondamentaux de l'humanité, elle joue un rôle majeur dans le développement en contribuant à la prospérité de secteurs clés tels que l'agriculture, la pêche, la production d'énergie, l'industrie, les transports et le tourisme. De plus, elle est cruciale pour le maintien de l'équilibre des écosystèmes à l'échelle mondiale. Cependant, malgré son importance vitale, le monde est confronté à une crise de l'eau sans précédent.

Le réseau d'alimentation en eau potable représente un patrimoine vieillissant, nécessitant un renouvellement dès qu'il atteint un seuil critique de vétusté. Ce seuil dépend de multiples facteurs, qu'ils soient environnementaux, techniques, de gestion, économiques ou encore liés aux politiques des gestionnaires.

Cependant, l'efficacité de ces initiatives demeure limitée, car le service de l'eau reste imparfait dans de nombreuses villes, notamment à Hmadchia commune de mkhatria. C'est dans ce contexte que s'inscrit notre étude, intitulée « **Étude du système d'AEP de hmadchia commune de mkhatria (wilaya d'Ain Defla)** », réalisée dans le but de répondre aux besoins en eau des consommateurs, tant sur le plan quantitatif que qualitatif. Cette recherche vise à explorer de nouvelles ressources et à proposer un dimensionnement technico-économique du réseau, afin d'assurer un approvisionnement optimal à court et à long terme, sans risque de pénurie ni de dysfonctionnement.

Notre travail est structuré en 7 chapitres comme suit :

Présentation de la ville.

Estimation des besoins en eau : Le deuxième chapitre détaille l'estimation des besoins en eau de la population, basée sur le nombre d'habitants.

Etude d'adduction : Le troisième chapitre est dédié à la projection du réseau d'adduction en détaillant les aspects techniques liés au transport de l'eau depuis les sources jusqu'aux réservoirs.

Réservoirs et bilan d'eau.

Conception du réseau de distribution : Le cinquième chapitre aborde la conception du réseau de distribution, en détaillant les aspects techniques liés au transport de l'eau depuis les réservoirs jusqu'aux consommateurs.

Pose de canalisation et les accessoires.

Organisation du chantier et sécurité de travail.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

INTRODUCTION :

Avant d'entamer tout projet, une étude approfondie du site s'impose afin de cerner ses caractéristiques physiques et les facteurs qui influent sur sa conception. Cette étude préliminaire nécessite de recueillir des données essentielles, notamment:

- les caractéristiques naturelles du site;
- les informations relatives à l'agglomération;
- les éléments spécifiques à l'alimentation en eau potable.

La présentation de l'agglomération constitue une étape clé dans l'élaboration de notre projet, car elle permet d'adapter les solutions aux besoins et aux contraintes locales.

I.1. OBJET D'ÉTUDE :

L'objectif de notre étude est de concevoir un réseau d'alimentation en eau potable pour la ville de Hmadchia commune de Mkhatria, afin de répondre de manière optimale aux besoins en eau de ses habitants.

Pour ce faire, il a été essentiel de mener des missions de reconnaissance sur le terrain, de collecter des données et informations sur la situation hydraulique existante et d'analyser les documents ainsi que les études antérieures. Ce travail a été réalisé en collaboration avec la subdivision hydraulique et les services techniques concernés.

I.2. SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA COMMUNE DE MKHATRIA :

Couvrant une superficie de 70KM², la commune de MKHATRIA est située à 4 KM au nord d'AIN DEFLA, Elle dépendait de la Daïra de EL AMRA. Elle est limitée Au nord par LA WILAYA DE TIPAZA, au sud par la commune d'AIN DEFLA, à l'est par La communes d'ARIB et à l'ouest par la commune d'AMRA. Elle jouit d'un climat du type semi-aride des hautes plaines du sud du territoire. Avec quatre saisons dont deux saisons sèches et deux saisons pluvieuses.

La commune de MKHATRIA présente un relief irrégulier ou s'alternent collines, montagnes et dépressions. Le territoire du commun est traversé par plusieurs chaàba et oueds. Elle compte une population du chef-lieu de 14963 habitants contre 4946 habitants dans les agglomérations secondaires. Avec un accroissement de 2.5 % habitants d'après les estimations données par l'A.P.C (RGPH 2008, Source DPAT).



Figure I-1 : Vu en plan de la situation géographique de la ville de Mkhatria (source : <https://www.google.com/maps>)

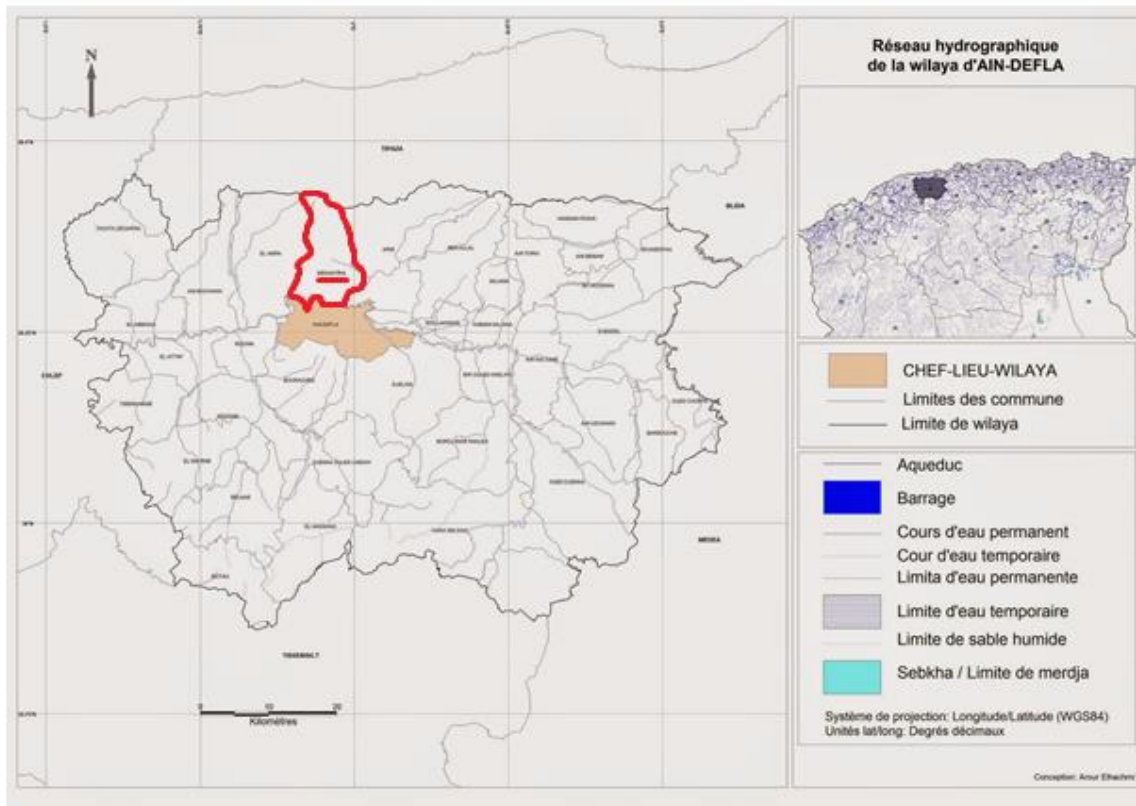


Figure I-2 : Localisation de la commune dans la wilaya d'Ain Defla

I.3. SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA ZONE D'ETUDE (LOCALITE HMADCHIA COMMUNE DE MKHATRIA) :

Localité HMADCHIA COMMUNE DE MKHATRIA fait partie de l'un des agglomérations secondaires de la commune de MKHATRIA, elle est située juste au frontière est du chef-lieu de la commune, Elle s'étend le long de Oued NESSISSA qui déverse au Oued CHELIF et chaabat HAMRA.

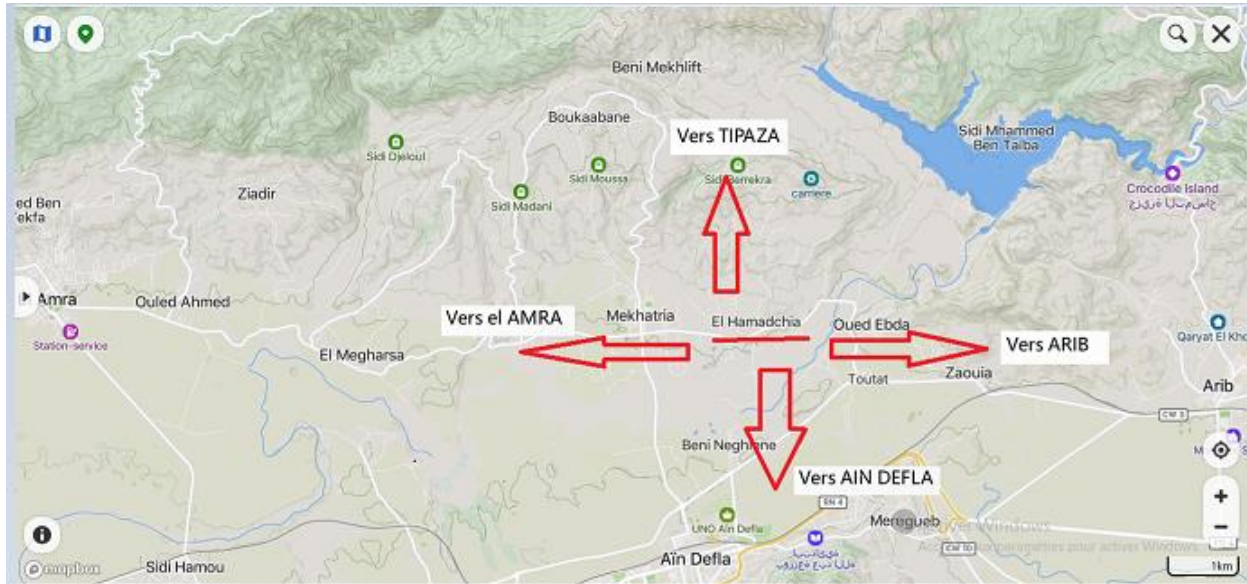


Figure I-3 : la position d'El hamadchia par une image satellitaire

I.4. DONNEES NATURELLES DU SITE :

I.4.1. LES DONNEES MORPHOLOGIQUES DE LA ZONE D'ETUDE :

L'ensemble de la localité HMADCHIA COMMUNE DE MKHATRIA est constitué en gradins au nord, à une altitude moyenne de 290 m environ. Elle est située en zone montagneuse dotée d'un relief très accidenté avec de fortes pentes. Celles-ci sont réparties d'une manière hétérogène.

Le pourcentage des pentes qui dépassent les 5% représente la superficie majoritaire de cette Localité, confirmant ainsi le caractère montagneux accidenté au nord de cette zone d'étude.

I.4.2. LES DONNEES GEOLOGIQUES DE LA ZONE D'ETUDE :

Une bonne connaissance de la géologie nous permettra de prendre les dispositions indispensables lors de l'estimation des travaux de terrassement (creusement des tranchées etc...). La nature géologique de l'aire d'étude est selon les zones est constituée des limons sableuses, calcaire et marneuse.

Des affleurements de formations géologiques argileux et des argiles dolomitiques, des dolomies et des cargneules sont fréquentes et se présentent souvent au nord sous forme de blocs de dimensions variables. L'albien est caractérisé par une épaisse série.

I.4.3. Situation climatiques de la zone d'étude :

I.4.3.1 La pluviométrie :

La pluviométrie varie d'une année à l'autre, la moyenne annuelle des précipitations est de 300-600 mm/an.

Tableau I.1 : Précipitations moyennes mensuelles (1998-2023)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	annuelle
Précipitation (mm)	18,83	26,23	35,73	39,23	37,93	40,33	36,03	38,03	33,33	9,73	0,53	5,03	358,03

(ANRH de Blida)

I.4.3.2 La température :

Les températures minimales en hiver se situent entre 0°C et + 15°C

Les températures maximales sont enregistrées pendant l'été avec des températures de 40°C en moyenne et pouvant atteindre 48° durant le mois d'aout.

Les mois les plus froids de l'année sont janvier - février et mars et les mois les plus chauds sont juin – juillet et Août.

Le nombre de jours de gel par année est au voisinage de 16 jours (PDAU).

Tableau I.2 : répartition mensuelle des températures (1998-2023)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Températures min (C°)	12	10	6	3	1	2	4	6	11	15	15	15

Températures moy (C°)	21	17	10,5	8	6,5	7,5	10,5	13	18	26	28,5	31,5
Températures max (C°)	30	24	15	13	12	13	17	20	25	37	42	48

(ANRH de Blida)

I.4.3.3 Le vent :

Les directions dominantes des vents sont le Nord-Ouest et le Sud et qui s'achemine vers Centre de MKHATRIA par une sorte de couloir. Les vents sont chauds en été et secs et froids en hiver.

Tableau I.3: répartition mensuelle des vitesses du vent (1996-2023)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
vitesse du vent (km/h)	10.3	10.5	11.3	12.6	12.6	13	11.5	11.1	10.7	10.3	10.5	10.0

ANRH de Blida

I.4.3.4 L'humidité :

Cette région connaît des taux d'humidité relativement élevés, en particulier entre les mois de novembre et mars, où ils oscillent entre 67 % et 83 %. En revanche, entre avril et octobre, l'humidité diminue, se situant entre 39 % et 64 %. Ces variations traduisent l'alternance de deux saisons bien distinctes :

- Une saison humide, correspondant à l'automne et à l'hiver.
- Une saison sèche, s'étendant sur la période estivale.

I.5 Situation Séismique :

L'Algérie est découpée en quatre zones séismiques. D'après le découpage la willaya d'Ain DEFLA se trouve dans la zone deux (II-b) c'est-à-dire une zone à moyenne séismicité.

I.6 RESEAU HYDROGRAPHIQUE DE LA ZONE D'ETUDE :

La commune de MKHATRIA est parcourue par un réseau hydrographique relativement dense. Cette densité du réseau est due à la décomposition du relief en deux sous bassins qui ont donné naissance à plusieurs oueds et chaàba : CHAABAT NESSISSA et chaaba EL HAMRA.

Plusieurs chaabas passent à l'intérieur de la zone d'étude (HMADCHIA) puis se rencontrent à l'Oued CHELIF.

I.7 SITUATION HYDRAULIQUE :

I.7.1 RESEAU D'ASSAINISSEMENT :

Pour ce qui est de l'assainissement, il faut rappeler que cette localité est dotée d'un réseau d'assainissement unitaire composé par des collecteurs de différent diamètre (300-400) et qui trouvent leur exutoires dans l'oued CHELLIF. Elle est aussi caractérisée par quelques installations individuelles des eaux usées et fosses septiques (système de tranchée) dont les réseaux des fosses septiques sont l'une des plus importantes sources d'eaux usées dans le sol, en faisant l'origine éventuelle de toute pollution probable des eaux souterraines.

I.7.2 ROUTE ET PISTE :

La route (CW3) traversant localité HMADCHIA permet de desservir uniquement l'agglomération et la lier avec le centre-ville à l'est et la commune d'AMRA à l'ouest, nous constatons aussi plusieurs voix secondaires traversant l'aire de l'étude du sud au nord. L'ossature du réseau de distribution d'eau potable est dictée par l'ossature du réseau routier.

I.7.3 SITUATION ACTUELLE D'AEP DE HMADCHIA COMMUNE DE MKHATRIA :

Dans la zone d'étude, on trouve plusieurs puis traditionnels (individuelles) qui sont répartie sur la totalité de l'aire de l'étude et d'une manière aléatoire.

Cette nappe est libre et pouvait fournir un débit important en période hivernale, le débit produit chuté très faiblement. Les puits traditionnels tarissent juste après la saison de pluies, au cours des mois de juillet à août.

Cependant cette nappe qui imprègne dans l'ensemble des formations argileuse schisteuses n'est pas susceptible d'une exploitation de grande envergure. Et le satisfait aux petits besoins.

I.7.4 RESSOURCE HYDRIQUE ACTUELLE

L'agglomération HMADCHIA est desservie uniquement à partir d'un forage appelé forage HMADCHIA situé au sud de la zone d'étude et sur la rive droite de oued CHELIF

Ce dernier possède les caractéristiques suivantes :

Informations générales & géographiques		Caractéristique technique	
Nom de l'ouvrage	Forage hmadchia	Profondeur (m)	110
Commune	Mkhatria	N Dynamique (m)	20
Accès au site:	Moyen	Débit EXP (m ³ / J)	518.4
Type d'accès:	Piste	Débit MOB (m ³ / J)	518.4
Equipements de mesure et de surveillance	Compteur	HMT (m)	160
Périmètre de protection et acte de propriété	NON	Puissance (KW)	/
Alimentation électrique	Oui	Cote TN	240

du site				
Caractéristique du site	Zone sans contrainte	COORDONNÉES UTM WGS 84		
REF cadastrale de la parcelle d'implantation	/	X 408100	Y 4016700	Z 240

(Source : DRE)

I.7.5 RESSOURCE HYDRIQUE FUTURE :

L'agglomération de HMADCHIA sera dotée d'un débit de 21.95 l/s à partir de réservoir de mkhatria qui est dotée à partir du transfert du barrage SIDI MHAMED BEN TAIBA (après traitement). Cette solution a pour but de comblé tout le déficit en apport hydrique à long terme et qui permettra d'alimenter toute la zone en question et d'une manière régulière. (Source d'information service technique de la commune MKHATRIA)

I.7.6 OUVRAGE DE STOCKAGE EXISTANT

Le seul ouvrage de stockage existant sur les lieux est un réservoir circulaire de capacité 500m³ situé au nord de l'agglomération HMADCHIA (CTN : 370.57 mNGA, CR369.31 mNGA, CH max 373.84 mNGA)

I.7.7 RESEAU ACTUEL DE LA VILLE :

Le réseau de distribution présente de nombreux problèmes dus à sa vieillesse selon le rapport de la direction d'hydraulique d'AIN DEFLA et que la date de réalisation de certains tronçons revient à l'époque coloniale. La position et les caractéristiques de la majorité des conduites restent inconnues ; nous avons donc opté comme la direction de la willaya pour une rénovation totale du réseau.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons rassemblé les principales données relatives à notre région, en mettant l'accent sur ses caractéristiques géographiques et hydrogéologiques, essentielles à la réalisation du présent projet.

Par ailleurs, une analyse détaillée du village de hmadchia a été menée, couvrant des aspects clés tels que la topographie, le climat et l'hydrographie.

Ces éléments ont permis de constituer une base de données minimale, nécessaire aux calculs et à la conception des réseaux d'alimentation en eau de la commune.

Chapitre II

Estimation des besoins en eau

Introduction

Pour estimer la consommation d'eau d'une agglomération, on évalue en premier la **dotation** propre à chaque catégorie de consommateurs. Il s'agit du volume d'eau utilisé chaque jour par unité de consommation (par exemple, par habitant ou par établissement). Cette estimation tient compte de plusieurs facteurs importants, tels que la taille de la population, son niveau de vie, la période de l'année, ainsi que les caractéristiques propres à l'agglomération (ville touristique, zone industrielle, etc.).

II.1. Evaluation de la population :

II.1.1. Recensement 2008 :

Au dernier recensement fait à 2008, la population du village de hmadchia est de l'ordre de 2994 habitants.

II.1.2. Estimation de la population future:

Les perspectives de développement seront élaborées à partir des tendances d'aménagement et révolution future des structures démographiques. A titre indicatif, toute révolution démographique d'une région et conditionnée par des faits naturels (croissance démographique naturelle), ainsi que le développement économique (variation du solde migratoire en fonction surtout de l'emploi). [1]

La population future de notre périmètre d'étude c'est-à-dire 2055 est calculée à partir de l'expression suivante :

$$P_n = P_0(1 + T)^n \quad \dots\dots\dots (II-1)$$

Avec :

n : Nombre d'années pendant lesquelles il y a croissance géométrique (tn-t0) ; C'est la différence en année entre l'année de référence (Année du dernier recensement) et l'année de l'horizon de calcul.

T : Taux de croissance de la population considérée, c'est de la Wilaya T = 2.5 % (D'après RGPH 2024 et PDAU de MKHATRIA en cours de révision par URBA Blida)

P_n : population à l'horizon de calcul.

P₀ : population de référence (Service des statistiques de l'APC de MKHATRIA 2008) = 2994 hab

Les résultats des estimations de la population du HMADCHIA à différents horizons de calcul sont reportés dans le tableau suivant :

Tableau II.1: Estimation de la future population :

Horizon	2008	2025	2055
Nombre d'habitants (hab)	2994	4555	9555

II.2. Catégories des besoins :

La consommation d'eau dépend du type de consommateur. C'est pourquoi, avant de lancer tout projet d'alimentation en eau potable, il est essentiel d'identifier et d'analyser les différentes catégories d'usagers présents dans une agglomération. Dans le cas de l'étude menée sur le village de hmadchia, il est important de prendre en compte les principaux besoins en eau, répartis en trois grandes catégories :

- Les besoins domestiques (ménages)
- Les besoins commerciaux (commerces, services)
- Les besoins collectifs : établissements scolaires, administrations, structures de santé, équipements publics, socioculturels ou sportifs, etc.

II.3. Estimation des besoins en eau :

II.3.1. Choix de la dotation :

En plus de type d'habitation , de la situation économique du consommateur , de la disponibilité des ressources , de l'utilisation des équipements domestiques modernes et de l'activité industrielle qui influent sur la variation des besoins d'une agglomération , ces derniers accusent une variation saisonnier pour atteindre un minimum en hiver et un maximum en été , résultant d'une consommation plus élevée en temps chaud et humide . [2]

La demande en eau varie de plus au cours de la journée et peut atteindre une valeur supérieure au double voir le triple de la moyenne journalière. Cette variation n'a aucun effet sur les besoins évalués en volume, bien qu'elle devra dicter les paramètres de dimensionnement des conduites du réseau de distribution et de l'ouvrage de stockage.

L'évaluation des besoins en eau potable repose sur les paramètres principaux suivants :

- L'eau à usage domestique et celle utilisée par les ménages : cuisines, lavages de linge, toilettes, douches.
- Pour les catégories d'usagers (écoles, hôpitaux, hôtels, emplois, administratifs), les besoins sont évalués sur la base :

- Effectifs des emplois et nombre d'établissement.
- Norme de consommation par unité. L'unité pouvant être un emploi, un lit d'hôpital, une mosquée, etc...

En se basant sur les tendances et recommandations internationales, la dotation moyenne par habitant et par jour excluant l'industrie, se situe comme suit :

- **Communes rurales** : 150 l/j/hab (non compris les besoins du gros bétail)
- **Communes moyennes** : 200 à 250 l/j/hab (y compris les besoins municipaux)
- **Villes** : 300 à 450 l/j/hab (y compris les besoins municipaux)

Pour le calcul des besoins domestiques de l'agglomération HMADCHIA, on recommande de prendre une dotation de : 180 l/j/hab (source DRE)

II.3.2. Les besoins moyens :

II.3.2.1. Les besoins domestiques :

L'évaluation des besoins en eau potable des ménages repose essentiellement sur la croissance démographique et l'élévation du niveau de vie. Dans la zone concernée, la consommation quotidienne moyenne est calculée en multipliant la dotation journalière par le nombre total d'habitants. Cette relation est exprimée par la formule ci-dessous :

$$Q_{moy,j} = \frac{D_i \cdot N_i}{1000} \text{ [m}^3\text{/j]} \dots\dots\dots (II-2)$$

Avec :

- $Q_{moy,j}$: consommation journalière moyenne ($\text{m}^3\text{/j}$).
- D_i : dotation journalière (l/j/hab).
- N_i : nombre de consommateurs.

Tableau II.2: consommation moyens journalier domestique

L'horizon	Nombre d'habitants	Dotation (l/j/hab)	$Q_{moy J}$ ($\text{m}^3\text{/j}$)
2025	4555	180	819.9
2055	9555	180	1719.9

II.3.2.2. Les besoins des équipements :

La consommation moyenne journalière peut être estimée en associant à chaque type d'équipement une dotation spécifique en eau. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.3: la consommation moyenne journalière des équipements

Equipement	nombre	Capacité (Nombre d'unité)	Dotation (l/j/unité)	$Q_{\text{moy J}} \text{ (m}^3\text{/j)}$
Ecole	2	960 élèves	10	9.6
CEM	1	480 élèves	10	4.8
Mosquée	1	1000 Fidèles	20	20
Salle de soin + polyclinique	1	200 Personnes	15	3
Petits commerce	10	10 Personnes	10	0.1
Kiosque	1	20 Personnes	10	0.2
Total				37.7

Tableau II.4: la demande en eau journalier moyenne :

	$Q_{\text{moy J}} \text{ (m}^3\text{/j)}$
Domestique	1719.9
Equipements	37.7
Totale (m3/j)	1775.6
Majoré (15%)	2021.24

II.3.3. Etude de variation de la consommation :

II.3.3.1. Variation de la consommation journalière :

La consommation d'eau fluctue au cours de l'année autour d'une moyenne journalière. Elle atteint parfois un pic lors des journées de forte demande, et chute à un minimum à d'autres moments. Ces variations sont quantifiées à l'aide de coefficients d'irrégularité, définissant respectivement les écarts maximum et minimum par rapport à la valeur moyenne.

a. Coefficient d'irrégularité maximale journalier ($K_{\text{max J}}$) :

En raison des variations de consommation d'eau tout au long de la journée, il est important d'en tenir compte en introduisant un coefficient horaire, qui représente le rapport entre le débit journalier maximal et le débit moyen journalier,

$$K_{\max J} = Q_{\max J} / Q_{\text{moy } J} \dots\dots\dots (II-3)$$

Ce coefficient permet d'évaluer l'ampleur du pic de consommation par rapport à la moyenne journalière, en quantifiant l'écart entre les heures de plus forte demande et le débit moyen.

Les valeurs typiques de $K_{\max,j}$ sont :

- $K_{\max j} = 1,1$ pour des zones urbaines (population importante).
- $K_{\max j} = 1,3$ pour une petite agglomération à caractère rural.

Dans le cas étudié, on adopte une valeur intermédiaire : $K_{\max j} = 1,2$.

➤ **Consommation maximale journalière ($Q_{\max J}$) :**

Ce débit correspond à la pointe de consommation enregistrée lors de la journée la plus chargée de l'année. Il se calcule à l'aide de la relation suivante :

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} \times Q_{\text{moy},j} \dots\dots\dots (II-4)$$

Donc : $Q_{\max,j} = 1.2 \times Q_{\text{moy},j} = 1.2 \times 2021.24 = 2425.48 \text{ m}^3/\text{j}$

b. Coefficient d'irrégularité minimale journalier ($K_{\min j}$) :

Le coefficient $K_{\min j}$ représente le rapport entre la consommation journalière minimale et la consommation journalière moyenne. Il permet d'évaluer la plus faible demande par rapport à la moyenne sur une période donnée. Exprimé par la relation :

$$K_{\min j} = Q_{\min j} / Q_{\text{moy } j} \dots\dots\dots (II-5)$$

Il permet d'estimer le débit journalier minimal, en tenant compte les périodes de sous-consommation.

$K_{\min j}$ se situent généralement entre 0,7 et 0,9.

Dans notre cas, on prend une valeur intermédiaire : $K_{\min j} = 0,8$

➤ **Consommation minimale journalière ($Q_{\min j}$)**

Ce débit correspond à la consommation d'eau la plus basse enregistrée lors de la journée la moins chargée de l'année. Il est déterminé par la relation :

$$Q_{\min j} = K_{\min j} \times Q_{\text{moy } j} \dots\dots\dots (II-6)$$

Donc : $Q_{\min j} = 0,8 \times Q_{\text{moy } j} = 0,8 \times 2021,24 = 1616,99 \text{ m}^3/\text{j}$

II.3.3.2. Variation de la consommation horaire :

a. Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est calculé :

$$Q_{\text{moy, h}} = Q_{\text{max, j}} / 24 \text{ (m}^3/\text{h)} \dots\dots\dots \text{(II-7)}$$

Avec :

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

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

On obtient : $Q_{\text{moy, h}} = 2425,48 / 24 = 101,06 \text{ m}^3/\text{h}$

➤ Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{\text{max h}}$) :

Ce coefficient met en évidence les variations de la consommation horaire d'eau tout au long de la journée. En général, il est divisé en deux sous-coefficients : α_{max} , qui correspond au pic de consommation dans la matinée, et β_{max} , qui reflète le pic du soir. Comme suit :

$$K_{\text{max.h}} = \alpha_{\text{max}} \beta_{\text{max}} = \frac{Q_{\text{max.h}}}{Q_{\text{moy.h}}} \dots\dots\dots \text{(II-8)}$$

Avec : α_{max} : coefficient tenant compte le confort des équipements de l'agglomération et le régime de travail; $c = 1,2-1,5$ en fonction du développement plus ou moins bien réussi ou de l'échec total

On prend : $\alpha_{\text{max}} = 1,3$

β_{max} : coefficient tenant compte du nombre d'habitant,

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

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	100.10 ³
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1

On a 9555 d'habitants. Donc on prend $\beta_{\text{max}} = 1,3$

On obtient : $K_{\text{max.h}} = 1,3 \times 1,3 = 1,69$

b. Débit maximum horaire :

Ce débit est important pour les différents calculs du réseau de distribution. Il est déterminé par l'expression suivante :

$$Q_{maxh} = K_{maxh} \times Q_{moyh} \text{ (m}^3\text{/h)} \dots\dots\dots (II-9)$$

$$Q_{maxh} = 1.69 \times 101.06 = \mathbf{170.79 \text{ m}^3\text{/h}}$$

➤ **Coefficient d'irrégularité minimale horaire (K_{min h}) :**

Le coefficient d'irrégularité minimale horaire permet d'estimer le débit horaire minimum en tenant compte d'une éventuelle sous-consommation. Il est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$K_{min.h} = \alpha_{min} \beta_{min} = \frac{Q_{min.h}}{Q_{min.h}} \dots\dots\dots (II-10)$$

Avec :

- **α min** : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de 0,4 à 0,6.
Pour notre cas on prend : **α min = 0,5**
- **β min** : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

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

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	100.10 ³
Bmin	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,7

Notre population est de 9555 hab. Alors, on prend **β_{min} = 0.4**

On obtient : **K_{min.h} = 0,5 × 0,4 = 0,2**

c. Débit minimum horaire :

$$Q_{minh} = K_{minh} \times Q_{moyh} \text{ (m}^3\text{/h)} \dots\dots\dots (II-11)$$

$$Q_{minh} = 0,2 \times 101.06 = \mathbf{20.21 \text{ m}^3\text{/h}}$$

		K max h	1.69	Débit max horaire (m³/h)	169,7836
--	--	----------------	-------------	--	-----------------

Debit moy horaire (m³/h)	101.06	K min h	0.2	Débit min horaire (m³/h)	20.21
--	---------------	----------------	------------	--	--------------

II.3.4. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant:

La variation des débits horaires est généralement exprimée en pourcentage (%) du débit journalier maximal observé dans l'agglomération.

Tableau II.7: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	5.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06

21-22	03	03	4.8	4.2	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

Le nombre d'habitants est de 9555. Dans ce cas, on aura :

Tableau II-8: La consommation horaire.

Heures (h)	Consommation totale $Q_{\max j}=2425.48 \text{ m}^3/j$		Consommation cumulée	
	CH (%)	Qhi (m^3/h)	CH (%) cumulé	Qhi (m^3/h) cumulé
0-1	1	24,2548	1	24,2548
1-2	1	24,2548	2	48,5096
2-3	1	24,2548	3	72,7644
3-4	1	24,2548	4	97,0192
4-5	2	48,5096	6	291,0576
5-6	3	72,7644	9	654,8796
6-7	5	121,274	14	1697,836
7-8	6,5	157,6562	20,5	3231,952
8-9	6,5	157,6562	27	4256,717
9-10	5,5	133,4014	32,5	4335,546
10-11	4,5	109,1466	37	4038,424
11-12	5,5	133,4014	42,5	5669,56
12-13	7	169,7836	49,5	8404,288
13-14	7	169,7836	56,5	9592,773
14-15	5,5	133,4014	62	8270,887
15-16	4,5	109,1466	66,5	7258,249
16-17	5	121,274	71,5	8671,091
17-18	6,5	157,6562	78	12297,18
18-19	6,5	157,6562	84,5	13321,95
19-20	5	121,274	89,5	10854,02

20-21	4,5	109,1466	94	10259,78
21-22	3	72,7644	97	7058,147
22-23	2	48,5096	99	4802,45
23-24	1	24,2548	100	2425,48
Total	100,00	2425,48		

A partir du tableau on trouve : $Q_{\max h} = 169,7836 \text{ m}^3/\text{h}$

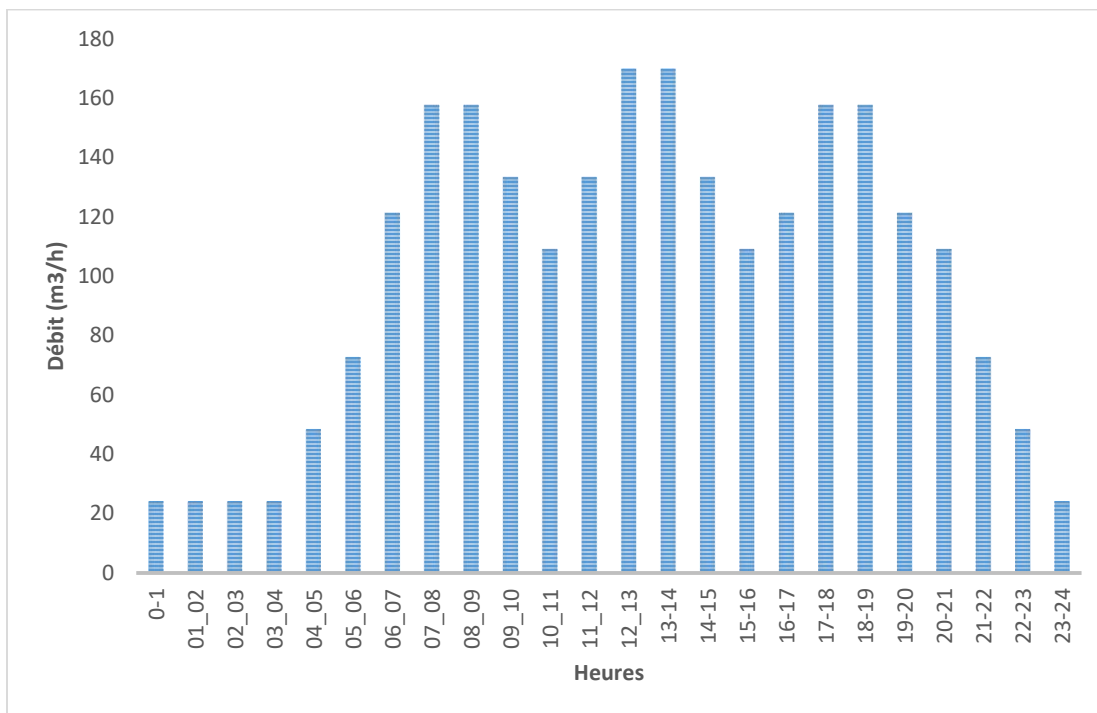


Figure II.1 : Variation du débit horaire pendant le jour de pointe

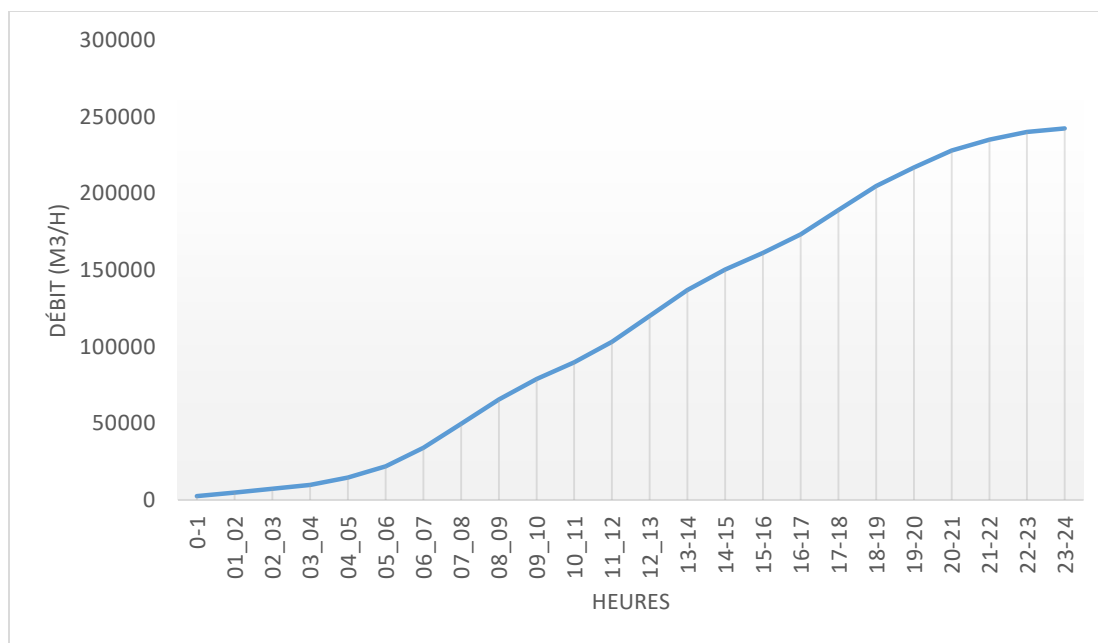


Figure II.2 : Le cumule du débit horaire

Conclusion :

A travers ce chapitre, nous avons effectué le choix d'une dotation pour chaque catégorie de consommateurs, ce qui nous a permis de calculer les différents débits et facteurs d'irrégularité afin d'estimer les besoins en eau moyens, maximaux et minimaux par rapport à notre zone d'étude à l'horizon d'étude (2055) et représenté les courbes de consommation horaire ainsi que la courbe intégrale dans le but de dimensionner notre réseau de distribution.

Chapitre III

Etude de l'adduction

III.1. Introduction

L'adduction correspond au transport de l'eau depuis sa source (puits, forage, barrage, etc.) jusqu'à un point de stockage ou de distribution. Ce transport peut s'effectuer par gravité, par pompage, ou par une combinaison des deux, à travers un système de canalisations. Dans ce chapitre, nous procédons au dimensionnement des conduites d'adduction, en nous appuyant sur des études à la fois techniques et économiques.

III.1. Types d'adduction:

Suivant le mode de fonctionnement trois types d'adductions sont à distinguer :

- adduction gravitaire
- adduction par refoulement
- adduction mixte (refoulement-gravitaire ; gravitaire-refoulement)

III.1.1. Adduction gravitaire:

L'adduction gravitaire C'est lorsque le point de captage est en amont d'une agglomération et que la ligne de débit est inférieure à celle du dépôt. Dans d'autres cas, il intervient lorsqu'un bassin de rétention mémoire amont reçoit en priorité et transfert en aval l'eau reflué par une station de relevage.

III.1.2. Adduction par refoulement :

D'une manière générale, dans une adduction par refoulement, le point de captage se trouve à une altitude inférieure à celle du réservoir d'accumulation. L'eau est alors relevée par une station de pompage qui l'achemine à travers une conduite de refoulement. Le dimensionnement de la pose de cette conduite est régi par un certain nombre de contraintes techniques et économiques.

III.1.3. Adduction mixte:

Ici, plusieurs modes de transport combinés peuvent être pris en charge par cette adduction. En effet, la conduite en question peut devenir un système en mode conduite gravitaire, et vice versa. La présence d'un réservoir tampon assure une transition entre ces deux systèmes, en jouant un rôle de relais entre le pompage et l'écoulement gravitaire.

III.2. Choix du tracé :

Le choix du tracé d'une conduite d'adduction doit respecter plusieurs contraintes techniques et pratiques afin d'assurer un fonctionnement optimal et de maîtriser les coûts. [3]

Voici les principaux critères à considérer :

- Opter pour le tracé le plus court possible permet de réduire les coûts de construction et d'exploitation.
- Suivre les accotements des routes est généralement conseillé, car cela facilite la pose des conduites et leur accès pour les travaux ou la maintenance.
- Éviter les contrepentes est essentiel, car elles peuvent provoquer la formation de poches d'air difficiles à éliminer dans les points hauts du réseau.
- Anticiper les effets des arrêts de pompage : des phénomènes transitoires tels que la cavitation ou les surpressions peuvent survenir, notamment aux points hauts. Il est donc indispensable d'intégrer des dispositifs de protection contre les coups de bélier.
- Limiter les surprofondeurs et les ouvrages techniques sensibles (passages sous rivières, routes, voies ferrées...), souvent coûteux et complexes à entretenir.
- Éviter les zones boisées denses, qui rendent les travaux d'installation et d'entretien plus difficiles.
- Concevoir un tracé en plan permettant un profil en long régulier, avec des courbes douces pour minimiser les pertes de charge et limiter le recours à des ouvrages de soutènement. Dans certains cas, cela peut justifier un léger éloignement du tracé routier.

III.3. Choix du matériau de la conduite:

Avant de choisir le matériau des conduites, il est indispensable de prendre en compte à la fois des critères techniques (pression, durabilité, conditions de pose...) et des considérations économiques, liées aux coûts d'achat, de pose et d'entretien.

III.3.1. Critères techniques:

- pression de service suffisante et diamètre adapté.
- Résistance à des pressions élevées.
- Bonne étanchéité.
- Excellente résistance à la corrosion interne, externe et microbiologique.
- Légèreté et facilité de pose grâce à une grande flexibilité.
- Bonne adaptation aux conditions du terrain.
- Facilité d'entretien et de mise en service.

III.3.2. Critères économiques:

- Coût unitaire de pose raisonnable.
- Disponibilité sur le marché national.

Dans le cadre de notre étude, le choix s'est porté sur des conduites en PEHD (polyéthylène haute densité), qui répondent pleinement à ces exigences techniques et économiques, en raison des nombreux avantages qu'elles offrent.

III.4. Dimensionnement de l'adduction:

III.4.1. Méthodes de calcul:

III.4.1.1. Adduction gravitaire (réservoir → réservoir) :

a. Diamètre avantageux :

L'écoulement étant gravitaire, le diamètre avantageux est déterminé à l'aide de la formule de perte de charge :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K \times L_{eq} \times Q^\beta}{\Delta H_{tot}}} \dots \dots \dots (III-1)$$

- ΔH_{tot} : La perte de charge totale, correspond à la charge hydraulique disponible (m)
- Q : débit véhiculé par la conduite (m^3/s) = 21.95 l/s
- L_{eq} : Longueur équivalente de la conduite (m)

Dans le cas des conduites d'adduction, on estime que les pertes de charge singulières représentent environ 10 % des pertes de charge linéaires.

$$L_{eq} = 1.10 * L_g \dots \dots \dots (III-2)$$

- L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) = 1462.61 m
- K : Coefficient de perte de charge = 0.00179
- β : Exposant lié au régime d'écoulement = 2
- m : Exposant lié au type du matériau de la conduite = 4.77

Et donc :

$$D_{av} = \sqrt[4.77]{\frac{0.00179 \times 1.1 \times 1462.61 \times 0.022^2}{30.96}} = 0.123 \text{ m}$$

$$\mathbf{D_{av} = 125 \text{ mm}}$$

b. Vitesse d'écoulement :

Pour les conduites d'adduction, la vitesse optimale de l'écoulement se situe généralement entre 0.5 et 2 m/s. Dans le cas d'un écoulement gravitaire, cette vitesse est déterminée à l'aide de l'équation de continuité :

$$Q = V \times S \gg V = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi \times D_n^2} \dots \dots \dots \text{(III-3)}$$

- Q : débit véhiculé par la conduite (m³/s)
- S : section de la conduite (m²)
- V : vitesse de l'écoulement (m/s)
- D_n : diamètre normalisé de la conduite (m)

$$V = \frac{4 \times 0.02195}{\pi \times 0.1022^2} = 2.67 \text{ m/s}$$

La vitesse d'écoulement est supérieure a 2 m/s donc on choisit un autre diamètre :

Pour D_{av} = 140 mm :

$$V = \frac{4 \times 0.02195}{\pi \times 0.1146^2} = 2.12 \text{ m/s}$$

Pour D_{av} = 160 mm :

$$V = \frac{4 \times 0.02195}{\pi \times 0.1308^2} = 1.63 \text{ m/s}$$

Donc: D_{av} = 160 mm

III.4.1.2. Adduction par refoulement (forage → réservoir):**1. Les frais d'exploitation :****1.1. Estimation du diamètre de la conduite de refoulement :**

Il est recommandé d'effectuer une première estimation du diamètre à l'aide de l'une des deux formules suivantes :

$$\text{Bonin} \quad D_{eq} = \sqrt{Q} \dots \dots \dots \text{(III-4)}$$

$$\text{Bresse} \quad D_{eq} = 1.5 \sqrt{Q} \dots \dots \dots \text{(III-5)}$$

Avec :

D_{eq} : diamètre économique de la conduite (m)

Q : débit véhiculé par la conduite (m^3/s)

1.2. Hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale est déterminée à l'aide de la formule suivante:

$$HMT = H_g + \Sigma\Delta H \dots \dots \dots (III-6)$$

- H_g : Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m)
- $\Sigma\Delta H$: Somme des pertes de charge linéaires et singulières (m)

$$\Sigma\Delta H = 1.10 \Delta H_{lin} \dots \dots \dots (III-7)$$

ΔH_{lin} : Pertes de charge linéaires (m).

$$\Delta H_{lin} = \frac{8*\lambda*L*Q^2}{\pi^2*g*D^5} \dots \dots \dots (III-8)$$

- g : Accélération de la pesanteur (m/s^2) ;
- Q : Débit à refouler (m^3/s) ;
- L : longueur géométrique de la conduite (m) ;
- λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement,

Formule de Nikuradzé : $\lambda = (1.14 - 0.86Ln\left(\frac{\varepsilon}{D}\right))^{-2} \dots \dots \dots (III-9)$

- ε : Rugosité de la conduite (mm)
- D : Diamètre de la conduite (mm)

1.3. Puissance de pompage :

La puissance absorbée par la pompe est déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$Pa = \frac{\rho*g*Q*HMT}{\eta} \dots \dots \dots (III-10)$$

- Pa : puissance absorbée par la pompe (Kw)
- g : Accélération de la pesanteur (m/s^2)
- HMT : Hauteur manométrique totale (m)
- Q : Débit à refouler (m^3/s) ;
- η : rendement de la station de pompage

- ρ : la masse volumique de l'eau (1 kg/l).

1.4. Energie consommée par la pompe :

L'énergie consommée est déterminée selon la formule suivante :

$$E = Pa \times t \times 365 \dots \dots \dots (III-11)$$

- Pa : Puissance absorbée par la pompe (kw) ;
- E : Energie consommée par la pompe (kwh) ; t : temps de pompage par jour (20h).

1.5. Dépense annuelle de l'énergie:

Les coûts énergétiques annuels sont calculés en multipliant le prix unitaire du kWh par la consommation énergétique annuelle.

$$K = \delta \times E \dots \dots \dots (III-12)$$

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA)

E : Energie consommée par année (KW)

δ : Prix du KWH, $\delta = 4.67$ (d'après Sonelgaz).

1.6. Calcul des pertes de charge :

1.6.1. Pertes de charge linéaires :

Les pertes de charge linéaires DH_{lin} dépendent du :

$$DH_{lin} = K' \times L \times \frac{Q^\beta}{D^m} \dots \dots \dots (III-13)$$

- K' : Coefficient de perte de charge, (pour la valeur numérique → voir ANNEXE V-2)
- D : Diamètre de la conduite [m];
- Q : Débit refoulé en [m³/s]; $Q=0.006$ m³/s
- L : La longueur du tronçon en [m]. $L= 2707.64$ m
- B : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;
- m : Exposant tenant compte du type du matériau ;

1.6.2. Calcul des pertes de charges singulières :

Les pertes de charge singulières sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires :

$$\Delta H_{\text{sin}} = 10\% \times \Delta H_{\text{Lin}} \dots\dots(\text{III-14})$$

- ΔH_{sin} : Pertes de charge singulières [m] ;
- ΔH_{Lin} : Pertes de charge linéaires [m].

1.6.3. Calcul des pertes de charges totales :

Les pertes de charges totales représentent la somme des pertes de charges singulières et Linéaires :

$$\Delta H_{\text{T}} = \Delta H_{\text{L}} + \Delta H_{\text{s}} \dots\dots\dots (\text{III-15})$$

Nous allons choisir une pompe adéquate qui pourra assurer le débit nécessaire ainsi que la pression. Pour cela nous procédons au Calcul de la hauteur manométrique totale.

La hauteur manométrique totale de la pompe est calculée comme suit :

$$\text{HMT} = H_g + \sum \Delta H \dots\dots\dots (\text{III-16})$$

$$\text{HMT} = H_g + \Delta H_{\text{asp}} + \Delta H_{\text{T}}$$

- ΔH_{asp} : Pertes de charges à l'aspiration = 0.5 m.
- H_g : Hauteur géométrique qui est la différence entre le niveau du trop-plein du réservoir d'alimentation existant et la cote de la station de pompage.

$$H_g = C_{\text{tp}} - C_{\text{sp}} \dots\dots\dots (\text{III-17})$$

Avec :

C_{tp} : Cote du trop-plein du réservoir.

C_{sp} : Cote de la station de pompage.

$$H_g = 374.57 - 240 = 134.43 \text{ m}$$

1.7. Etude technico-économique pour calculée le Dr :

Nous allons utiliser des conduites en polyéthylène PE 100, de couleur noire avec des bandes de couleur bleue, SDR11, PN16.

On déterminer le diamètre économique d'une conduite en phase préliminaire, on applique les formules de Bresse et Bonin :

- **Formule de bounin :** $Dec = \sqrt{Q} = \sqrt{0,006} = 0,077 \text{ m} = 77 \text{ mm}$

On normalise : $Dec = 90 \text{ mm}$

- **Formule de bress :** $Dec = 1,5\sqrt{Q} = 1,5\sqrt{0,006} = 0,116 \text{ m} = 116 \text{ mm}$

On normalise : $Dec = 125 \text{ mm}$

1.8. Calcule des frais d'investissement :

1.8.1. Frais d'annuité :

Nous supposons que le coût de la conduite de refoulement sera sur une période de 30 ans, ou taux d'actualisation de 8% c'est-à-dire :

$$A = \frac{i}{(i + 1)^n - 1} \dots\dots\dots \text{(III-18)}$$

Avec :

- **i :** taux d'annuité = 8% (adopté en Algérie) ;
- **n :** nombre d'année d'amortissement qui est de 30ans.

D'où : **A = 0.088.**

2. Frais d'amortissement :

$$Fa = L \times \text{prix conduite} \times A \dots\dots\dots \text{(III-19)}$$

Prix conduite : Prix du mètre linéaire de la conduite de refoulement [Da]

Pour remplir les valeurs du tableau suivant on utilise l'ANNEXE V.1

Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des résultats des couts d'investissement :

D_n (mm)	D_{int} (mm)	A	L_{ref} (m)	Fa	f inv (DA)
50	40,8	0,0888	2707,64	137379,3	1684444
63	51,4	0,0888	2707,64	210953,5	2586556
75	61,4	0,0888	2707,64	288795,4	3540996
90	73,6	0,0888	2707,64	414907,8	5087293
110	90	0,0888	2707,64	597809,3	7329896
125	102,2	0,0888	2707,64	774747,9	9499387
140	114,6	0,0888	2707,64	953718,3	11693789
160	130,8	0,0888	2707,64	1236221	15157634

2.1 . Calcul des frais d'exploitation

2.1.1. Puissance absorbée par la pompe :

La puissance en KW se calcule comme suit :

$$P = \frac{\rho \times g \times Q \times HMT}{\eta}$$

Avec :

- **p** : Masse volumique de l'eau qui est de 1000 kg/m³ ;
- **n** : Rendement de la pompe qui est de 70.7%.

2.1.2. Energie consommée annuelle :

L'énergie consommée en une année se calcule ainsi :

$$E = P \times T \times 365$$

Avec :

T : nombre d'heures de pompage qui est de 20h.

2.1.3. Les frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation se calculent comme suit :

$$F_e = E \times e \dots\dots\dots (III-20)$$

Avec :

e : Prix du kwh qui est e=2.134 DA/KWh (déjà calculé);

E : énergie de consommation KWh / an.

Tableau III.3 : Tableau récapitulatif des résultats des coûts d'exploitations :

Dn (mm)	D _{int} (mm)	¥	Hg(m)	L _{ref} (m)	V (m/s)	v ² /2g	DH _{lin} (m)	DH (m)	H (m)	P ut	Pabs	E	F exp
50	40,8	0,014	134,43	2707,64	4,59	1,07	1037,6	1193,307	1327,737	78,1506	140,397	1024898	5124491,421
63	51,4	0,013	134,43	2707,64	2,89	0,42	311,87	358,6508	493,0808	29,02274	52,13915	380615,8	1903079,066
75	61,4	0,013	134,43	2707,64	2,027	0,21	123,72	142,2791	276,7091	16,2871	29,25966	213595,5	1067977,46
90	73,6	0,012	134,43	2707,64	1,41	0,10	48,23	55,47112	189,9011	11,17758	20,08045	146587,3	732936,3107
110	90	0,012	134,43	2707,64	0,94	0,045	16,96	19,51318	153,9432	9,061096	16,2782	118830,8	594154,2059
125	102,2	0,012	134,43	2707,64	0,73	0,027	8,77	10,08705	144,5171	8,506274	15,28146	111554,7	557773,4114
140	114,6	0,011	134,43	2707,64	0,58	0,017	4,84	5,568332	139,9983	8,240302	14,80365	108066,6	540333,0981
160	130,8	0,011	134,43	2707,64	0,44	0,01	2,43	2,80488	137,2349	8,077645	14,51143	105933,5	529667,3692

3. Le bilan (prix total) :

$$F_t = F_e + F_a \dots \dots (III-21)$$

Tableau III.4 : Bilan total avec différents diamètres :

D (mm)	F inv (DA)	F exp (DA)	F tot (DA)
50	1684444	5124491,421	6470719
63	2586556	1903079,066	4364031
75	3540996	1067977,46	4538487
90	5087293	732936,3107	5771855
110	7329896	594154,2059	7884836
125	9499387	557773,4114	10020347
140	11693789	540333,0981	12198460
160	15157634	529667,3692	15652343

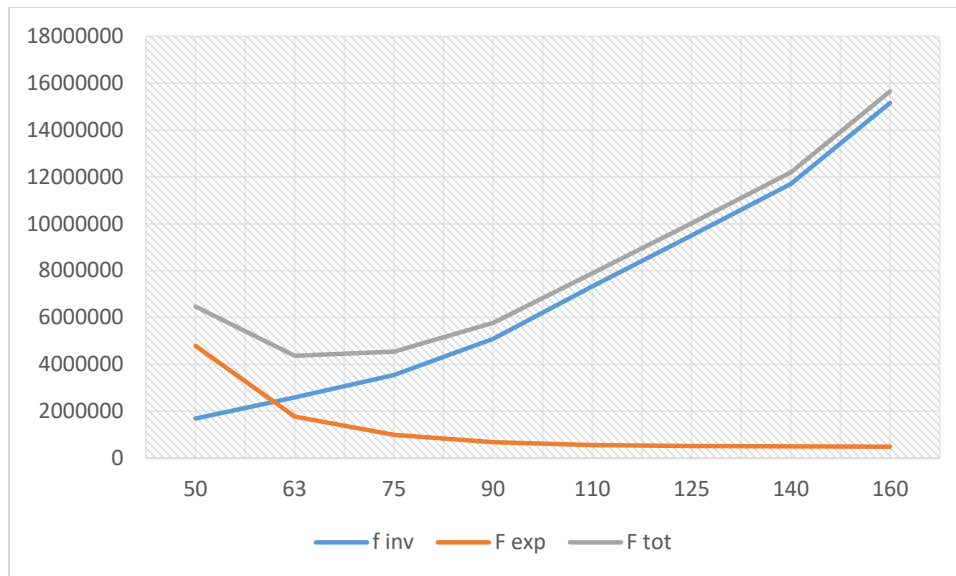


Figure III-1 : Les frais totaux des différents diamètres

D'Après les tableaux et le graphe on trouve que $D_r = D_{ec} = 63 \text{ mm} = 0,063 \text{ m}$

4. La vitesse de refoulement

$$v = \frac{4Q}{\pi \times D^2} \dots\dots\dots \text{(III-22)}$$

$$v = \frac{4 \times 0.006}{\pi \times 0.0514^2} = 2.89 \text{ m/s}$$

La vitesse n'est pas admissible

Pour $D_{ec} = 75 \text{ mm}$:

$$v = \frac{4 \times 0.006}{\pi \times 0.0614^2} = 2.03 \text{ m/s}$$

Vitesse pas admissible toujours

Pour $D_{ec} = 90 \text{ mm}$:

$$v = \frac{4 \times 0.006}{\pi \times 0.0514^2} = 1.41 \text{ m/s}$$

$0.5 \text{ m/s} < V_r = 1.41 \text{ m/s} > 2 \text{ m/s} \rightarrow$ vérifier pour le PEHD

Donc : $D_{ec} = 90 \text{ mm} = 0.09 \text{ m}$

5. Choix du nombre de pompe :

Les critères de choix de pompes se résument comme suit :

- Meilleur rendement ;
- Vitesse de rotation élevée (tr/min) ;
- Nombre minimal de pompes ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH requis) minimale.

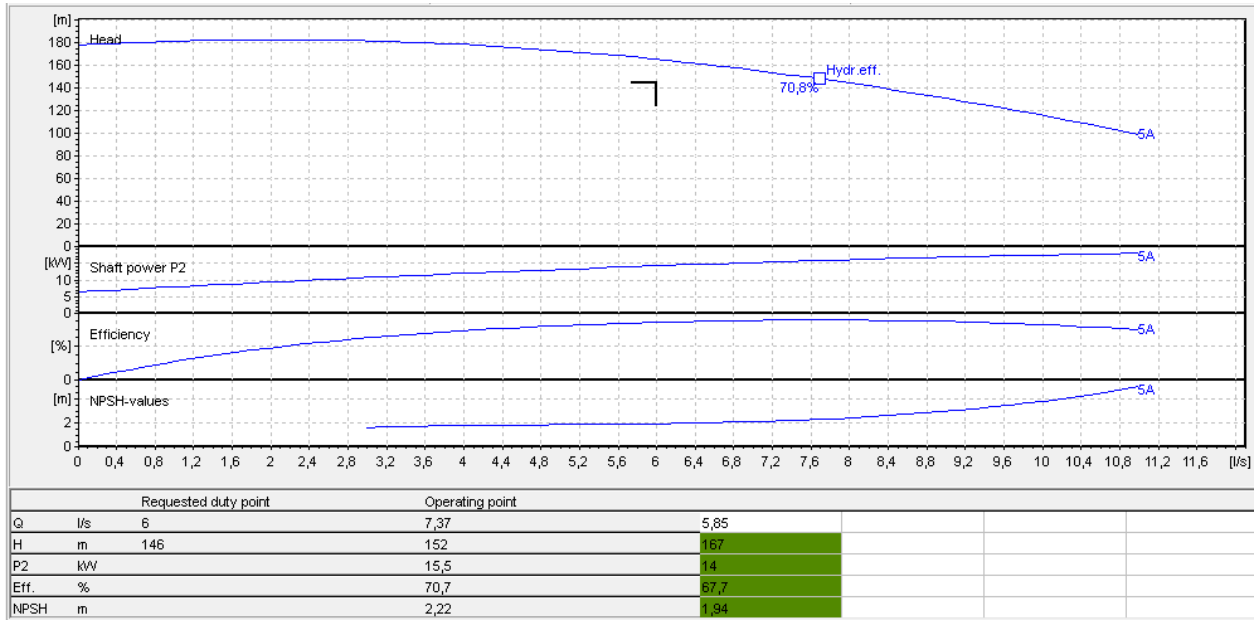
Dans notre projet la station de pompage doit refouler un débit de 10,87 m³/h, nous avons donc utilisé le logiciel Caprari et le site KSB pour avoir les différents types de pompes qui répondent aux critères demandés.

Tableau III.1 : estimation de nombre de pompes

Np	Qf (l/s)	H (m)	Qp (l/s)	Hp (m)	N (tr/min)	Pabs (KW)	NPSHr (m)	R(%)
1	6	145,96	7,37	152	2950	15,5	2,22	70,7
2	3	145,96	4,01	155	2950	9,3	2,39	65,5
3	2	145,96	3	160	2950	7,67	2,51	61,5

D'après les critères du choix de la pompe on choisit **la variante n1 : une seule pompe avec une pompe de secours**

6. Points de fonctionnement des pompes :



On a :

$$H_c = H_g + RQ^2 \dots\dots (III-23) \text{ tell que : } \begin{cases} RQ^2 = DH = 8\lambda \frac{L_r}{D_r^5} Q^2 \\ R = 8\lambda \frac{L_r}{D_r^5} \end{cases}$$

Tableau III.5: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement d'adduction

Q (m³/s)	1	2	3	4	5	5,5
Hc (m)	135,8402	140,0107	146,9616	156,6928	169,2043	176,5027

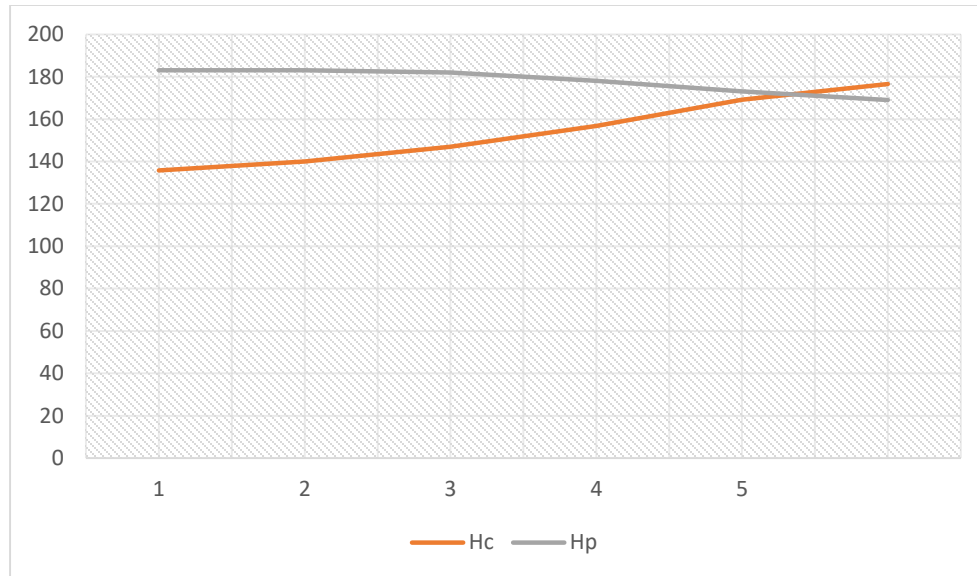


Figure III-2 : la courbe caractéristique de la conduite de refoulement

D'après les graphes de $H_c = f(Q)$ et $H_p = f(Q)$ On trouve notre point de fonctionnement :

$$\begin{cases} Q_{pf} = 5.45 \\ H_{pf} = 169.73 \end{cases}$$

Le débit appelé **5.45 l/s** est dans l'intervalle **[0.9 Q pf – 1.1 Q pf]** alors aucun réglage n'est requis

7. Protection contre le coup de bélier :

6.1 Introduction :

Le coup de bélier est un phénomène hydraulique qui se produit lorsqu'un liquide change brusquement de vitesse, par exemple lors de l'ouverture ou de la fermeture rapide d'un robinet ou du démarrage ou de l'arrêt d'une pompe. Ce changement soudain provoque des variations de pression ; des surpressions et des dépressions qui peuvent être très importantes. [4]

On reconnaît souvent le coup de bélier à un bruit sec et caractéristique dans les canalisations. Dans les grandes installations, cette pression soudaine peut être si forte qu'elle risque d'endommager, voire de casser, les conduites à cause de la masse d'eau en mouvement.

Pour éviter ce genre de problème, on installe généralement un dispositif appelé « anti-bélier », qui permet d'absorber ces variations de pression et de protéger le réseau.

6.2 Les causes du coup de bélier :

Ce phénomène oscillatoire, connu sous le nom de coup de bélier, peut être provoqué par plusieurs situations, notamment :

- Un changement soudain de la vitesse de rotation d'une pompe.
- Une coupure de courant dans une station de pompage — c'est d'ailleurs l'une des causes les plus fréquentes.
- La fermeture rapide, voire instantanée, d'une vanne de sectionnement.
- Le remplissage ou la vidange d'un réseau d'alimentation en eau potable (AEP).
- Le démarrage ou l'arrêt brusque d'un ou plusieurs groupes électropompes.
- Une variation du niveau d'un plan d'eau.

6.3 Les conséquences du coup de bélier :

➤ **Cas de fortes pressions :** Si la surpression causée par le coup de bélier, ajoutée à la pression initiale dans la conduite, dépasse la pression maximale admissible (PMA) du système, cela peut entraîner des dommages importants, tels que :

- La fissuration des conduites.
- La dislocation ou le déboîtement des joints.

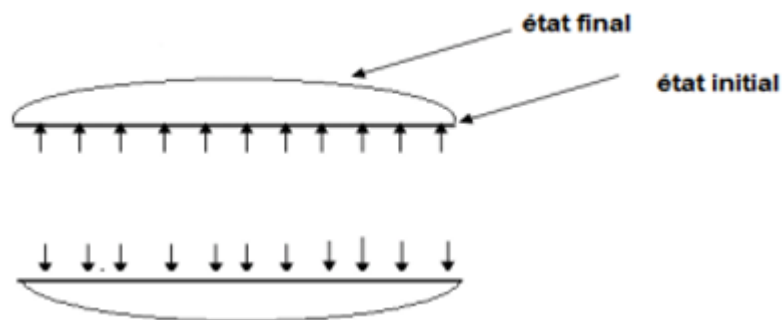


Figure III-3 : Dilatation excessive du tuyau

➤ **Cas de pressions négatives :** Le coup de bélier peut aussi survenir à la suite d'une forte surpression ou d'un arrêt brutal de la pompe. Lorsque la pression chute fortement et devient inférieure à -10 mètres de colonne d'eau (m.c.e), cela peut provoquer plusieurs types de dommages, notamment :

- L'implosion de la conduite sous l'effet de la dépression.
- L'aspiration ou le déplacement des joints.

- Le décollement de l'enduit de protection appliqué à l'intérieur des conduites.

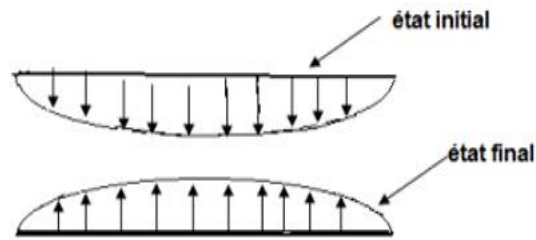


Figure III-4 : écrasement de la conduite

➤ Fatigue de la conduite :

L'alternance de surpressions et de dépressions, conséquence inévitable du phénomène de coup de bélier, exerce une contrainte répétée sur les canalisations. Même lorsque ces variations de pression sont de faible amplitude, elles provoquent à long terme une fatigue du matériau, pouvant affaiblir la structure du réseau.

6.4 Les différentes phases du coup de bélier :

➤ Phase 01 :

Lorsqu'un arrêt brutal de la pompe se produit, une onde de dépression se forme à son niveau et se propage vers le réservoir. Cette onde se déplace à une vitesse appelée célérité, notée a . Si la distance entre la pompe et le réservoir est L , alors le temps nécessaire à l'onde pour atteindre le réservoir est donné par le rapport L / a . Une fois ce temps écoulé, la conduite se retrouve en dépression sur toute sa longueur.

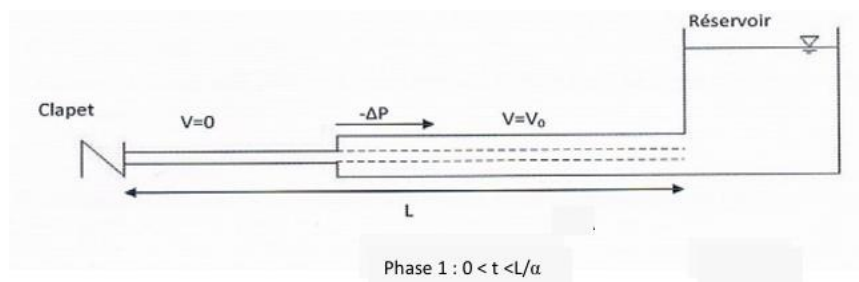


Figure III-5 : Phases 1 de propagation de l'onde.

➤ **Phase 02 :**

Grâce à son élasticité, la conduite reprend progressivement son diamètre initial, point par point. Ce mouvement de restitution entraîne un retour de l'eau dans la canalisation. Après un nouveau délai de L/a , soit un temps total de $2L/a$ depuis le début du phénomène, toute l'eau est redescendue vers la pompe. Cependant, à ce moment-là, elle se heurte au clapet de la pompe, qui s'est refermé entre-temps, stoppant ainsi brutalement l'écoulement.

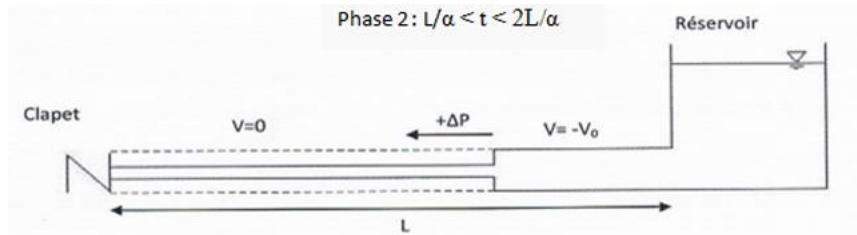


Figure III.6 : Phases 2 de propagation de l'onde.

➤ **Phase 03 :**

En raison de cet arrêt brutal, la première portion d'eau qui entre en contact avec le clapet fermé est comprimée. Cette compression provoque une dilatation progressive de la conduite, due à sa souplesse. Après un nouveau délai de L/a , soit un temps total de $3L/a$ depuis le début du phénomène, l'ensemble de la conduite est en état de dilatation, remplie d'une eau surpressée mais immobile.

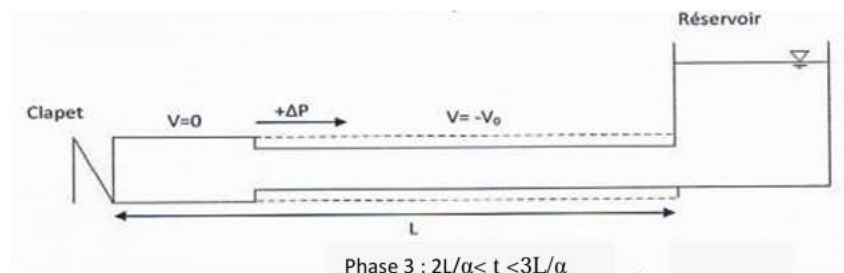


Figure III.7 : 3 eme Phase de la propagation de l'onde.

➤ **Phase 04 :**

Grâce à l'élasticité de la conduite, celle-ci agit comme un ressort : elle reprend progressivement son diamètre initial, de proche en proche, en partant du réservoir vers la pompe. Ce retour s'accompagne d'une remise en mouvement des tranches d'eau, qui retrouvent également leur volume d'origine. Après un nouveau délai de L/a , soit un temps total de $4L/a$ depuis le début du phénomène, le système revient exactement à l'état initial observé au moment de l'arrêt brusque de la pompe. La période complète de ce mouvement oscillatoire est donc égale à $4L/a$.

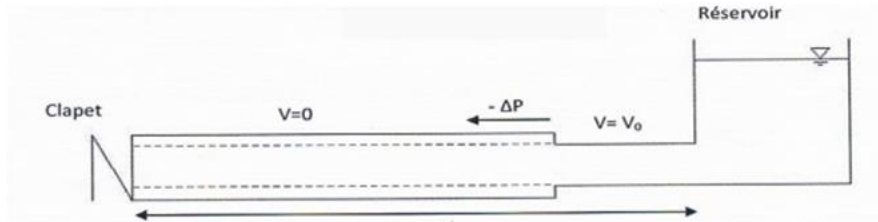


Figure III.8 : 4eme phase de la propagation d'onde.

6.5 Les moyens de protection contre le coup de bélier :

Les appareils anti-bélier ont pour rôle principal de limiter les effets néfastes du coup de bélier. Plus précisément, ils permettent : De réduire les dépressions excessives dans les canalisations ; De contenir les surpressions susceptibles d'endommager le réseau. Parmi les dispositifs les plus couramment utilisés, on trouve notamment :

➤ **Réservoirs d'air :**

L'alimentation continue de la veine liquide, après l'arrêt brutal du groupe de pompage, peut être assurée par une réserve d'eau sous pression. Cette réserve est stockée dans une cuve métallique placée immédiatement en aval du clapet de la pompe. La cuve contient à la fois de l'eau et de l'air comprimé. Ce mélange permet de compenser les variations de pression dans la conduite. Ce dispositif, simple et efficace, constitue une protection fiable contre les surpressions comme contre les dépressions, contribuant ainsi à la sécurité et à la longévité de l'installation.

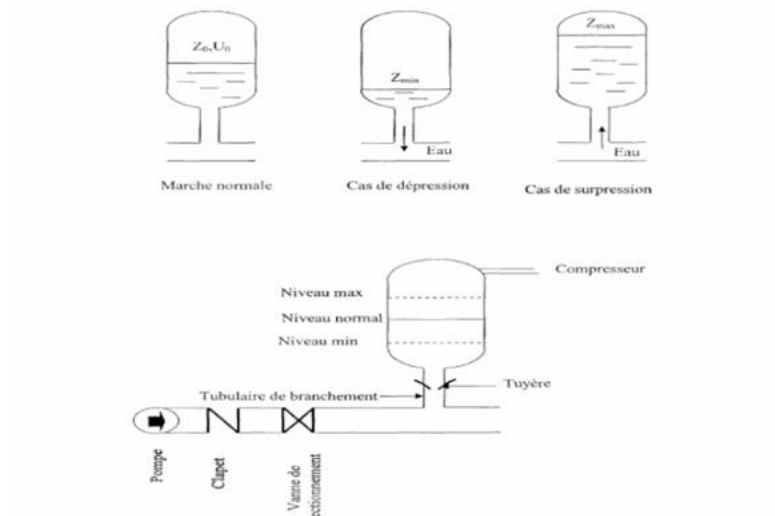


Figure III.9 : Réservoir d'air – principe de fonctionnement.

➤ Cheminée d'équilibre :

À la place d'un réservoir sous pression, on peut installer un réservoir ouvert à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Placée à la station de pompage, elle remplit un rôle similaire. Cependant, dans le cas de refoulements même modérément élevés, la cheminée doit atteindre des hauteurs importantes, ce qui en fait une structure lourde et coûteuse. De ce fait, elle n'est plus utilisée aujourd'hui dans les systèmes d'alimentation en eau potable (AEP).

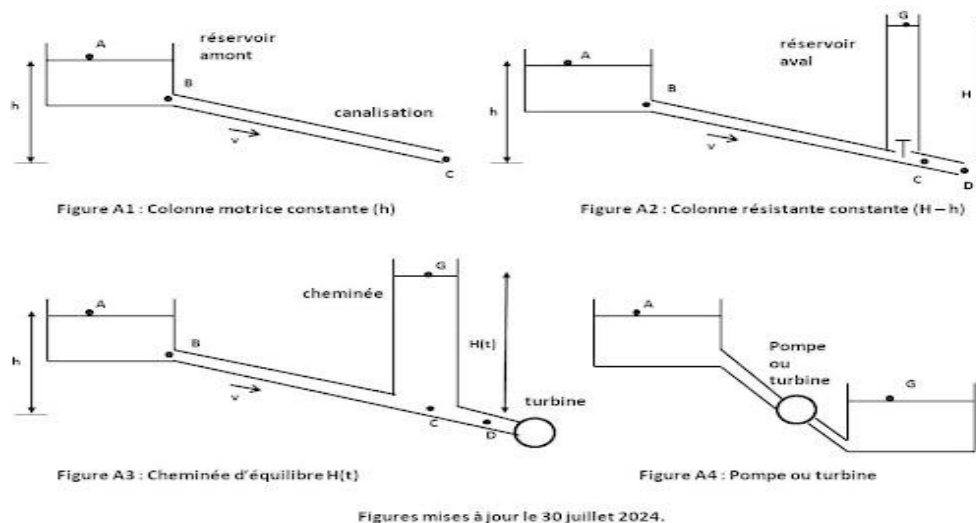


Figure III.10 : Schéma de principe d'une cheminée d'équilibre dans un système hydraulique

➤ Soupape de décharge :

Ce dispositif utilise un mécanisme à ressort (souvent un ressort à boudin) qui maintient fermé un orifice placé sur la conduite, généralement au point de pression maximale. En cas de surpression, la soupape s'ouvre automatiquement pour libérer un volume d'eau équivalent à l'excès de pression. L'eau évacuée doit être dirigée vers l'extérieur. Ce système est principalement utilisé dans les réseaux d'irrigation.

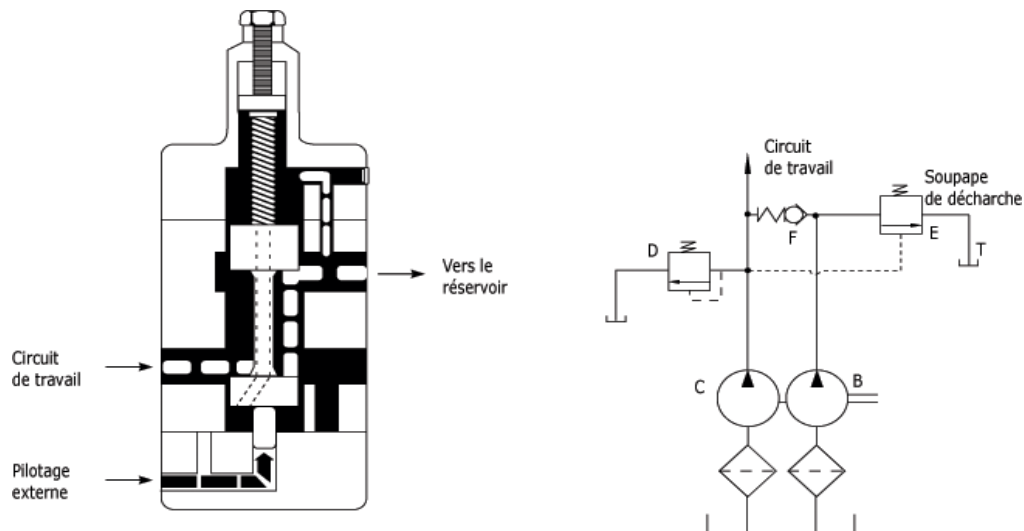


Figure III.11: Schéma de principe de fonctionnement d'une soupape de décharge

➤ Volant d'inertie :

Monté sur l'arbre de la pompe, ce dispositif emmagasine de l'énergie cinétique pendant le fonctionnement normal. En cas d'arrêt brutal, il restitue progressivement cette énergie, maintenant ainsi brièvement l'alimentation de la veine liquide. Cela permet de ralentir l'arrêt du flux et de réduire l'intensité du coup de bélier. Toutefois, au démarrage, l'ensemble moteur-volant consomme davantage d'énergie.

Remarque :

Dans le cadre de notre projet, nous avons choisi d'utiliser un réservoir d'air comme dispositif de protection pour notre système.

6.6. Dimensionnement du réservoir d'air :

La méthode de Vibert est une approche graphique simplifiée permettant d'estimer le volume d'air nécessaire dans un réservoir pour atténuer les effets du coup de bélier. Elle se déroule en plusieurs étapes successives :

6.6.1. Calcul des surpressions et dépressions :

Dans cette section, nous déterminons les valeurs maximales des surpressions et des dépressions survenant dans la conduite d'adduction, à l'aide des formules suivantes :

➤ **Pour la surpression :**

$$H_s = H_g + H_{max} \dots\dots (III-24)$$

- **H_s** : la surpression maximale (m)
- **H_g** : Hauteur géométrique [m] entre la cote du trop-plein du réservoir et celle de la station de pompage.
- **H_{max}** : Valeur positive du coup de bélier [m].

➤ **Pour la dépression :**

$$H_d = H_g - H_{max} \dots\dots (III-25)$$

H_d : La dépression maximale [m];

H_{max} : Valeur négative du coup de bélier (m)

6.6.2. Calcul de la valeur du coup de bélier :

$$H_{max} = \pm \frac{c \cdot V_0}{g} \dots\dots\dots (III-26)$$

- **V₀** : Vitesse d'écoulement dans le régime normal [m/s] ;
- **g** : la pesanteur [9.81 m2/s] ;
- **c** : célérité d'onde (m/s).

6.6.3. Calcul de la célérité d'onde :

$$C = \frac{\left(\frac{K}{\rho}\right)^{0.5}}{\left(1 + \frac{K \cdot D}{E \cdot e}\right)^{0.5}} \dots\dots\dots (III-27)$$

- **K** : Coefficient d'élasticité de l'eau avec $K = 2,07 \times 10^3 \text{Mpa}$.
- **P** : Masse volumique de l'eau avec $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$.
- **E** : Module de Young du matériau de la conduite : $E = 1.2 \times 10^3 \text{Mpa}$ pour le PEHD.
- **e** : Epaisseur de la conduite avec $e = 6.8 \text{ mm}$.
- **D** : Diamètre de refoulement avec $D = 61.4 \text{ mm}$.

A.N :

$$C = \frac{\left(\frac{2,07 \cdot 10^9}{1000}\right)^{0.5}}{\left(1 + \frac{2,07 \cdot 10^9 \cdot 0,0614}{1,2 \cdot 10^9 \cdot 0,0068}\right)^{0.5}} = 353,9276$$

$$C = 353,9276 \text{ m/s}$$

6.6.4. Calcul de la vitesse d'écoulement :

$$V_0 = \frac{4Q}{\pi \times D^2} = 1.41 \text{ m/s}$$

Avec :

- **Q** : débit refoulé (m^3/s).
- **D** : diamètre de refoulement (m).

D'où la valeur de la hauteur maximale du coup de bélier :

$$H_{max} = \mp 50.91 \text{ m}$$

D'où :

La valeur de surpression est de :

$$H_s = 134.43 + 50.91 = 185.34m$$

La valeur de dépression est de :

$$H_d = 134.43 - 50.91 = 83.52m$$

On obtient :

- $H_s = 185.34m$
- $H_d = 83.52m$

6.7. La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = 185.34 + 10 = 195.34 m$$

6.8. La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 144.43 m$$

$$H_0 = \frac{V_0^2}{2g} = \frac{1.41^2}{2 \times 9.81}$$

$$H_0 = 0.1 m$$

Alors :

$$\frac{H_0}{Z_0} = 7.03 \cdot 10^{-3}$$

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = 1.35$$

Depuis l'abaque de VIBERT (ANNEXE VI.1) on tire :

$$\frac{U_0}{LS} = 2 \cdot 10^{-2}$$

$$\frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0.76$$

Donc on obtient :

$$U_0 = 2 \times 10^{-2} \times L \times S = 2 \times 10^{-2} \times 2707.64 \times 2.43 \times 10^{-3} = 0.1316 \text{ m}^3$$

$$U_0 = 131.6 \text{ litre d'air}$$

Et comme : $U_0 \cdot Z_0 = U_{\max} \cdot Z_{\min}$

$$U_{\max} = U_0 \frac{Z_0}{Z_{\min}} = 131.6 \times \frac{1}{0.76} = 173.16 \text{ Litre d'air}$$

$$U_{\text{maj}} = 1.3 U_{\max} = 1.3 \times 173.16 = 225 \text{ Litre d'air}$$

Après normalisation on a trouvé : un réservoir de **250 litres d'air**.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons mené une étude d'adduction pour la zone concernée, aboutissant à la conception d'un système de refoulement alimentés par le forage de Hmadchia et un système gravitaire alimenté d'un réservoir de mkhatria. Nous avons identifié le type de pompes à utiliser ainsi que leur point de fonctionnement, puis dimensionné le réservoir d'air requis afin de protéger l'installation contre le coup de bélier.

Chapitre IV

Réservoir et capacité de stockage

IV.1. Introduction

Les réservoirs sont des structures essentielles des systèmes hydrauliques, conçues pour stocker l'eau avant sa distribution. On les place généralement en hauteur, souvent sur des points élevés du terrain, afin de profiter de la gravité et assurer une distribution de l'eau sous pression, sans avoir recours à des équipements de pompage supplémentaires.

IV.1. Définition :

Un réservoir est, par définition, un contenant étanche dont la capacité peut varier selon les besoins. Il joue un rôle clé dans l'alimentation en eau potable des agglomérations, en assurant une distribution régulière et suffisante.

Les principales fonctions des réservoirs sont :

- **régulation des débits** : le réservoir permet d'équilibrer les écarts entre le débit d'adduction (souvent lié au pompage et au traitement d'eau) et le débit de distribution (déterminé par la consommation).
- **Régulation de la pression** : il contribue à maintenir une pression suffisante et relativement constante dans l'ensemble du réseau de distribution. Contrairement aux stations de pompage, dont la pression peut varier à chaque démarrage ou arrêt, le réservoir assure une stabilité appréciable.
- **Sécurité en cas de besoins exceptionnels** : il garantit une réserve d'eau disponible en cas de sinistre, comme un incendie, ou lors de pics de consommations inhabituels

Comme ils offrent d'autres avantages à savoir :

- constitue une réserve stratégique en cas d'imprévus (pannes, ruptures, interventions sur le réseau, extensions à venir, etc.).
- permet de puiser l'eau durant les heures creuses, notamment la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont plus avantageux.
- Simplification de l'exploitation.
- permet une sollicitation uniforme des points de captage, en évitant les fortes variations liées aux pics de consommation.
- Donne une meilleure régularité des pressions dans le réseau.

IV.2. Rôle et fonctions des réservoirs:

IV.2.1. Rôle des réservoirs :

La présence d'un réservoir entre l'infrastructure d'adduction et le réseau de distribution constitue un maillon essentiel dans l'alimentation en eau potable. Au-delà de son principal de régulation ; le réservoir assure de nombreuses fonctions complémentaires qui renforcent la fiabilité et l'efficacité du système. Il permet notamment : [5]

- De garantir une pression constante et suffisante au sein du réseau, offrant ainsi un meilleur confort aux consommateurs.
- De répondre rapidement aux situations d'urgence, comme les incendies, grâce à une réserve disponible immédiatement.
- De protéger la qualité de l'eau, en la maintenant à l'abri de la pollution extérieures et des variations de température.
- D'assurer la continuité du service, même en cas de pannes électriques, de travaux sur les pompes ou d'incidents sur la conduite de refoulement.
- De stabiliser le fonctionnement des pompes, en évitant les démarrages et arrêts fréquents.
- D'optimiser la consommation énergétique, en permettant les pompages durant les heures creuses, lorsque l'électricité est moins coûteuse.

IV.2.2. Fonctions techniques des réservoirs :

Le réservoir doit assurer les fonctions suivantes :

- L'accumulation de l'eau durant les heures creuses, lorsque la consommation est faible, avec une restitution progressive pendant les périodes de forte demande.
- Le renforcement du réseau, dans les zones éloignées du réservoir principal. Lorsque le réseau s'étend sur de longues distances et que la pression devient insuffisante aux extrémités, un second réservoir __ appelé réservoir d'extrémité __ est implanté pour compenser ces pertes de pression.
- La continuité du service, en cas d'arrêts temporaire de la station de pompage, en maintenant l'alimentation du réseau.
- La mise en réserve d'eau pour la lutte contre les incendies, garantissant une disponibilité immédiate en cas d'urgence.
- La fonction de brise-charge, dans les réseaux a distribution étagées, pour éviter une pression excessive dans les zones basses.

- Le rôle de relais, permettant d'assurer une transition entre différents tronçons du réseau ou différents niveaux de pression.

IV.4. Choix du type de réservoir :

Pour garantir l'alimentation en eau de la zone étudiée, il a été décidé d'implanter un réservoir de forme circulaire posé au sol. Cette solution a été retenue après une analyse approfondie de plusieurs critères essentiels, notamment :

- La configuration topographique de la zone à desservir.
- Les contraintes hydrauliques, telles que le volume de stockage requis et la pression à assurer dans le réseau.
- Les considérations économiques, tant en termes de construction que d'exploitation.
- Les impératifs de sécurité d'alimentation et de facilité de gestion.
- L'intégration optimale du réservoir dans le réseau existant.

IV.5. Équipements du réservoir :

Lors de la conception des équipements d'un réservoir, il est crucial de tenir compte non seulement des exigences hydrauliques, mais aussi des contraintes liées à son exploitation quotidienne. Il est essentiel d'installer les dispositifs permettant à l'exploitant de suivre en temps réel l'état de fonctionnement du réservoir. Par ailleurs, des opérations régulières telles que le nettoyage annuel et l'entretien des structures et équipements hydrauliques doivent être planifiées.

Les équipements doivent être regroupés dans une chambre facilement accessible et suffisamment dimensionnée pour permettre un entretien sans encombre. Il est fortement déconseillé de les installer dans des zones difficilement accessibles, comme des bouches à clé ou des regards trop étroits. Chaque composant doit être facilement accessible et manœuvrable, avec des passerelles et des escaliers adaptés.

Les équipements hydrauliques doivent être conçus de manière à pouvoir être démontés facilement, avec des joints de démontage prévus à cet effet. Enfin, la manutention de pièces lourdes doit être anticipée : il est donc recommandé d'intégrer des installations telles que des crochets, des rails ou des poutres roulantes, afin de faciliter l'utilisation de palans pour ces opérations.

On distingue :

IV.5.1. équipements d'intervention : Il est essentiel que l'accès aux cuves soit garanti pour permettre les opérations de surveillance, d'entretien ou de réparation. Pour cela, il est courant de prévoir une trappe de passage pour le personnel, ainsi qu'une trappe de plus grande dimension, afin de permettre l'introduction éventuelle d'équipements ou de matériaux nécessaires. Tous les points d'accès, qu'il s'agisse de portes, de trappes ou d'échelles, doivent être sécurisés pour empêcher toute intrusion non autorisée.

IV.5.2. Équipements dédiés au nettoyage : Pour les interventions de nettoyage, il est important de prévoir des équipements spécifiques tels que :

- Des trappes d'inspection pour permettre l'entrée du personnel et du matériel.
- Des dispositifs particuliers facilitant les opérations de nettoyage.
- Une pompe permettant d'assurer l'alimentation en eau nécessaire à ces opérations.

IV.5.3. Equipements hydraulique:

IV.5.3.1. Conduite d'adduction (l'arrivée):

La conduite d'adduction débouche directement dans le réservoir et doit être équipée d'un système de fermeture permettant d'interrompre l'arrivée d'eau lorsque le niveau maximal est atteint. Cette fermeture peut être assurée par un robinet à flotteur dans le cas d'une alimentation gravitaire, ou par un dispositif d'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement. L'installation de cette conduite peut se faire selon différentes configurations :

- **Par surverse :** La conduite peut déboucher en chute libre ou être immergée de manière à ce que son extrémité reste constamment noyée. Le premier cas favorise l'oxygénation de l'eau, mais il entraîne également la libération du gaz carbonique dissous, ce qui peut provoquer l'entartrage du réservoir et des conduites.
- **Par dessous :** L'adduction peut aussi traverser les parois latérales du réservoir ou être posée à travers le radier (le fond), selon les contraintes techniques du projet.

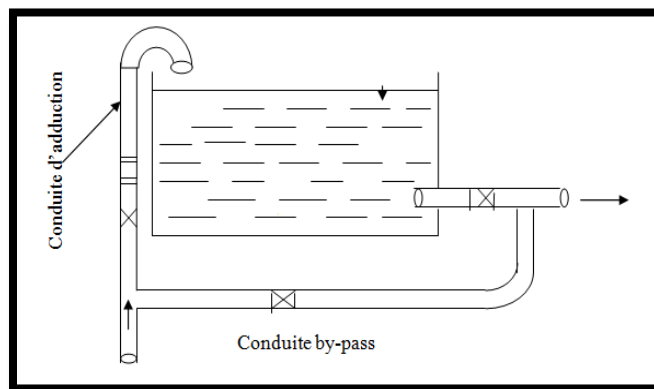


Figure IV-1 : Conduite d'adduction (par surverse)

IV.5.1.2. Conduite de distribution (départ) :

La conduite de distribution est généralement installée à l'opposé de la conduite d'adduction, à une hauteur comprise entre 15 et 20 cm au-dessus du fond du réservoir (radier). Cette position permet d'éviter l'aspiration des sédiments ou boues qui peuvent s'accumuler au fond. Son extrémité est équipée d'une crépine coudée, spécialement conçue pour limiter la formation de vortex, phénomène pouvant entraîner l'entrée d'air dans la conduite. Par ailleurs, la conduite de

distribution est dotée d'une vanne à survitesse, qui permet de sécuriser le réseau en cas de variation brutale de débit.

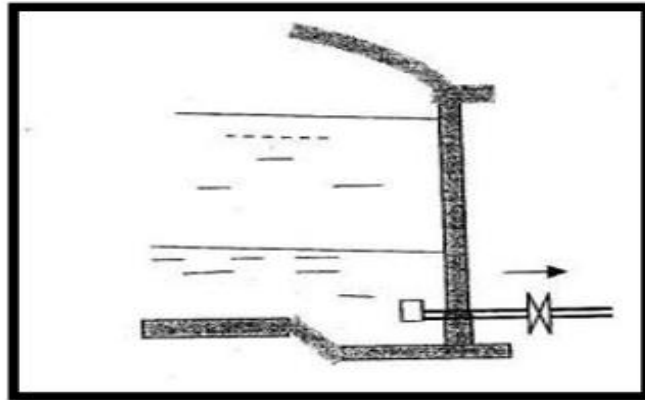


Figure IV-2 : Conduite de départ

IV.5.1.3. Conduite du trop-plein:

La conduite de trop-plein a pour fonction essentielle d'éviter tout débordement en cas de dépassement du niveau maximal d'eau dans le réservoir. Elle se termine par un raccord simple, généralement de type bout à emboîtement. Pour garantir la sécurité sanitaire, son extrémité est façonnée en forme de siphon, ce qui permet d'empêcher l'intrusion d'éléments extérieurs indésirables ou potentiellement nocifs à l'intérieur de la cuve.

IV.5.1.4. Conduite de vidange:

La conduite de vidange est implantée au point le plus bas du réservoir, afin de permettre l'évacuation totale de l'eau lors des opérations de vidange ou d'entretien. Pour favoriser un écoulement optimal, le radier du réservoir est aménagé avec une pente dirigée vers cette conduite.

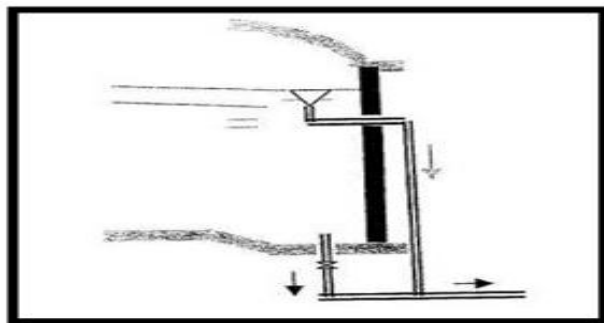


Figure IV-3 : Conduite de la vidange avec celle de trop plein

IV.5.1.5. Conduite BY-PASS:

La conduite de by-pass relie directement la conduite d'adduction à celle de distribution. Elle permet de garantir la continuité de l'alimentation en eau du réseau, même lorsque le réservoir est mis hors service, notamment pour des opérations de maintenance ou de nettoyage.

IV.5.1.6. Matérialisation de la réserve d'incendie:

Afin de préserver la réserve d'eau dédiée à la lutte contre les incendies, des dispositifs spécifiques sont mis en place pour éviter que cette eau ne soit utilisée dans le réseau de distribution. On distingue généralement deux types de systèmes de protection :

➤ Système à deux prises :

Ce système est peu utilisé, car il entraîne la formation d'une tranche d'eau morte, c'est-à-dire une réserve de sécurité qui n'est pas suffisamment renouvelée, ce qui peut nuire à la qualité de l'eau.

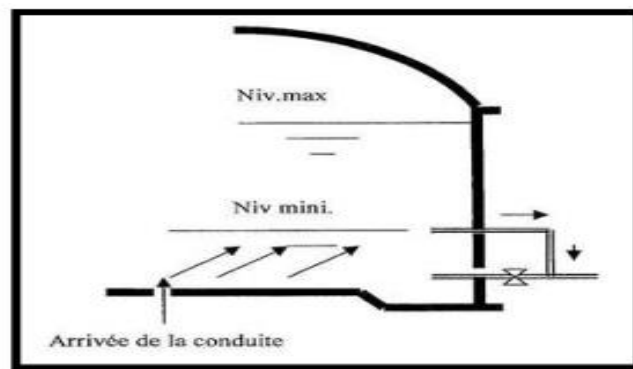


Figure IV-4 : Système à deux prises

➤ Système à siphon :

Le siphon se désamorce automatiquement dès que le niveau de la réserve est atteint, grâce à la présence d'un évent. Ce mécanisme permet de préserver la réserve tout en assurant son renouvellement continu. Ainsi, la réserve reste disponible à tout moment, sans stagnation de l'eau. Le principe de fonctionnement de ce système peut être décrit comme suit :

- **Mode normal** : les vannes **C** et **A** sont ouvertes, ce qui permet à l'eau de circuler librement vers le réseau de distribution. La vanne **B**, quant à elle, reste fermée afin d'isoler la réserve incendie.
- **Mode incendie** : les vannes **B** et **C** sont ouvertes pour permettre l'accès à la réserve d'eau dédiée à la lutte contre les incendies, tandis que la gestion du reste du réseau est adaptée selon les besoins.

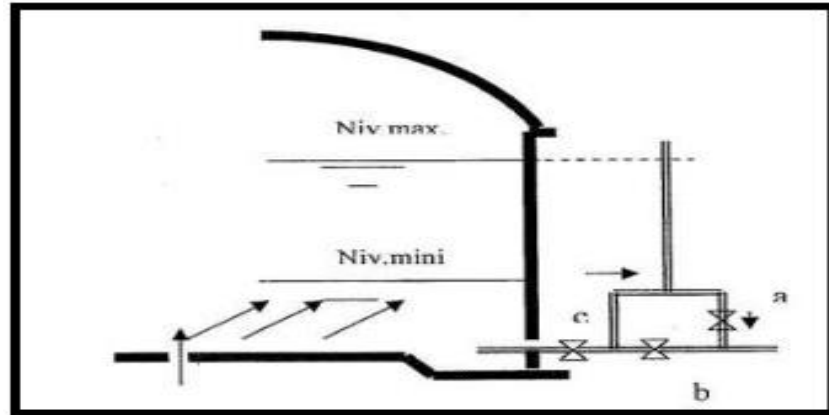


Figure IV-5 : Système à siphon

IV.6. principe de calcul :

Pour estimer la capacité d'un réservoir, deux approches principales peuvent être utilisées :

- **La méthode graphique**, qui repose sur l'analyse de la courbe de consommation totale. Cette courbe est construite à partir du coefficient des variations horaire de la demande, en comparaison avec la courbe d'apport correspondant au débit pompe. Elle permet de visualiser les écarts entre l'approvisionnement et la consommation au fil de la journée, et d'en déduire le volume nécessaire de stockage.

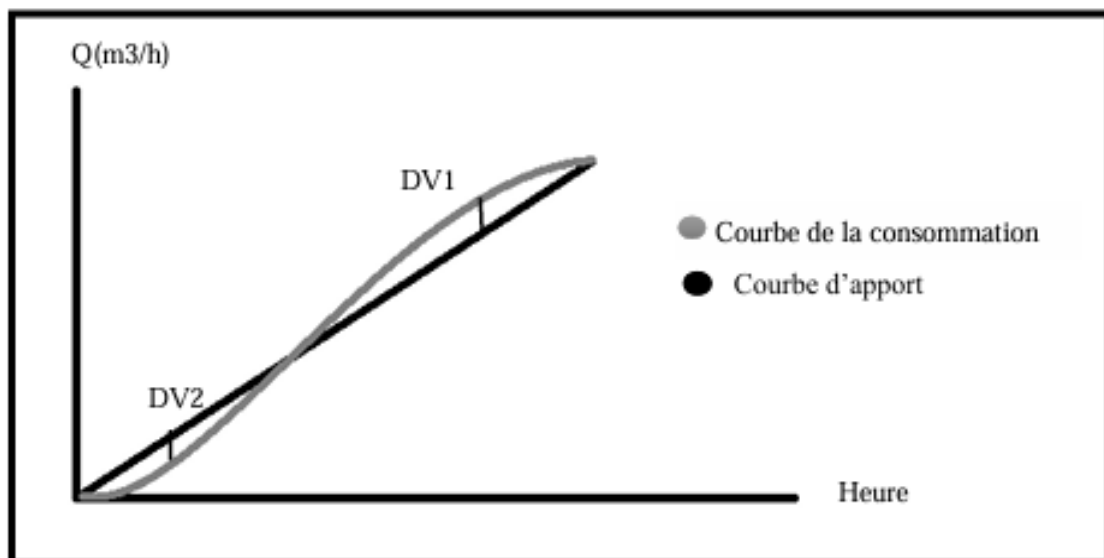


Figure IV-7 : Courbe de la consommation totale et courbe d'apport

- **La méthode analytique**, qui repose sur des calculs plus directs, en prenant également en compte les débits d'entrée (apport) et les débits de sortie (consommation). Elle permet d'estimer le volume requis sans recours à une représentation graphique, mais à partir d'équations intégrant les variations horaires.

IV.6.1. Détermination analytique de la capacité de stockage:

La détermination de la capacité d'un réservoir selon la méthode analytique repose sur l'analyse de deux régimes distincts :

- **Régime d'apport** qui correspond au débit fourni par la source (pompage ou gravitaire) vers le réservoir sur la même période.
- **Régime de consommation** de l'agglomération, représenté par la courbe horaire de la demande en eau sur une journée typique.

La capacité du réservoir est ensuite estimée en calculant, heure par heure pendant 24h, les écarts cumulés entre les volumes apportés et les volumes consommés ces résidus cumulés permettent de visualiser le volume maximal à stocker pour compenser les déséquilibres entre l'alimentation et la demande. A ce volume, il convient d'ajouter une réserve fixe destinée à la lutte contre l'incendie, généralement estimée à 120 m³

Le volume utile est donné par la relation suivante : [2]

$$V = (P\% \times Q_{maxj}) + Vi$$

Avec:

p% : capacité maximale du réservoir exprimée en %.

Q_{maxj} : besoin maximal journalier.

Vi : volume de la réserve destinée d'incendie.

L'expérience a démontré que les heures les plus avantageuses en termes de coût d'exploitation pour les installations de production d'eau se situent entre 18h et 20h. Ce créneau permet à la fois d'éviter les périodes de forte demande en électricité (les heures de pointe) et de réduire les coûts liés à la production en journée, lorsque les tarifs sont généralement plus élevés.

Ainsi, il est pertinent de fixer la plage de fonctionnement des pompes entre 18h et 20h. Dans ce cadre, la méthode analytique s'avère particulièrement utile pour déterminer la capacité de stockage nécessaire et pour choisir avec précision l'heure de démarrage du pompage, en fonction des besoins du réseau et des profils de consommation.

IV.6.2. Calcul du débit d'apport (Q_{app}) :

L'alimentation en eau du réservoir depuis la source est prévue sur une durée de 20 heures par jour. Pour déterminer le débit nécessaire, on applique la formule suivante :

$$Q_{app} = \frac{Q_{maxj}}{20 \text{ heures}} (\text{m}^3/\text{h}) \dots\dots\dots (\text{IV-4})$$

Nous avons opté pour une interruption du pompage entre 23h et 3h, période correspondant à la plus faible consommation d'eau de la journée.

IV.6.3. Calcul du volume utile du réservoir :

Tableau IV.1: Calcul de la capacité du réservoir

Heure	Consommation d'eau en %	Refolement d'eau en %	Arrivée d'eau au réservoir en %	Départ d'eau du réservoir en %	Reste dans le réservoir %
0 – 1	1	0	1		4
1 – 2	1	0	1		5
2 – 3	1	0	1		6
3 – 4	1	5		4	2
4 – 5	2	5		3	-1
5 – 6	3	5		2	-3
6 – 7	5	5	0	0	-3
7 – 8	6,5	5	1,5		-1.5
8 – 9	6,5	5	1,5		0
9 – 10	5,5	5	0,5		0.5
10 – 11	4,5	5		0.5	0
11 – 12	5,5	5	0.5		0.5
12 – 13	7	5	2		2.5
13 – 14	7	5	2		4.5
14 – 15	5,5	5	0,5		5
15 – 16	4,5	5		0.5	4.5
16 – 17	5	5	0	0	4.5
17–18	6,5	5	1,5		6
18 – 19	6,5	5	1,5		7.5
19 – 20	5	5	0	0	7.5
20 – 21	4,5	5		0.5	7
21 – 22	3	5		2	5
22 – 23	2	5		3	2
23 – 24	1	0	1		3
Total	100,0	100	15,0	15,0	

Selon le tableau, le reste maximal dans le réservoir est de 10.5 %, tandis que le minimum est de 0%.

Et on a : $Q_{\max,j} = 2425.48 \text{ m}^3/\text{j}$

Donc :

$$V_u = \frac{\alpha \times Q_{\max,j}}{100} = \frac{10.5 \times 2425.48}{100} = 254,675 \text{ m}^3$$

$$V_T = V_u + V_{\text{inc}} = 254,675 + 120 = 374.675 \text{ m}^3$$

On prendre : le volume total du réservoir égale

$$V_T = 400 \text{ m}^3$$

Il existe un réservoir ayant une capacité de stockage de 500 m³.

Donc, pas d'autre réservoir a projetée

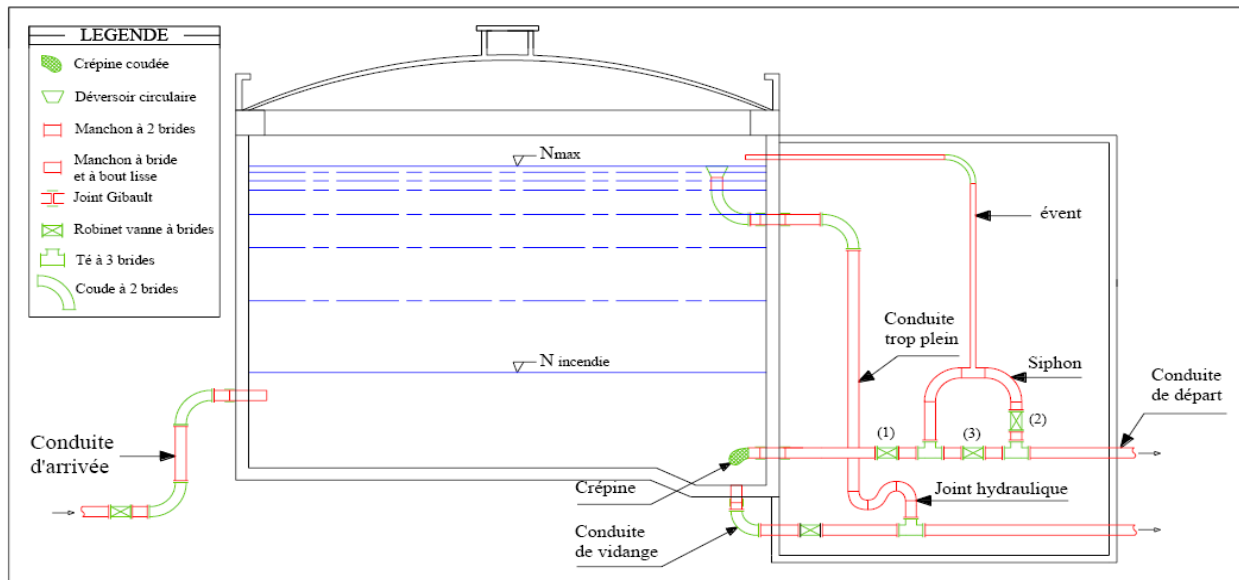


Figure IV-6 : Coupe transversale d'un réservoir semi enterré.

Conclusion:

Dans ce chapitre, nous avons défini les caractéristiques du réservoir nécessaire pour assurer une distribution efficace de l'eau dans le village de Hmadchia. Cela inclut la capacité de stockage, le type de réservoir, ses dimensions ainsi que les équipements indispensables à son bon fonctionnement. Les résultats de l'étude montrent que le réservoir existant de forme circulaire, d'une capacité de 500 m³, est suffisant pour répondre aux besoins de la population.

Chapitre V

Conception de réseau de distribution

V.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous procédons au dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable du village de **Hmadchia**. Cette étape comprend la définition du tracé du réseau, le choix des conduites, ainsi que le calcul des débits et diamètres pour l'ensemble des tronçons. Enfin, nous vérifions le comportement hydraulique du réseau en conditions de pointe et en situation de pointe couplée à un incendie, à l'aide du logiciel EPANET.

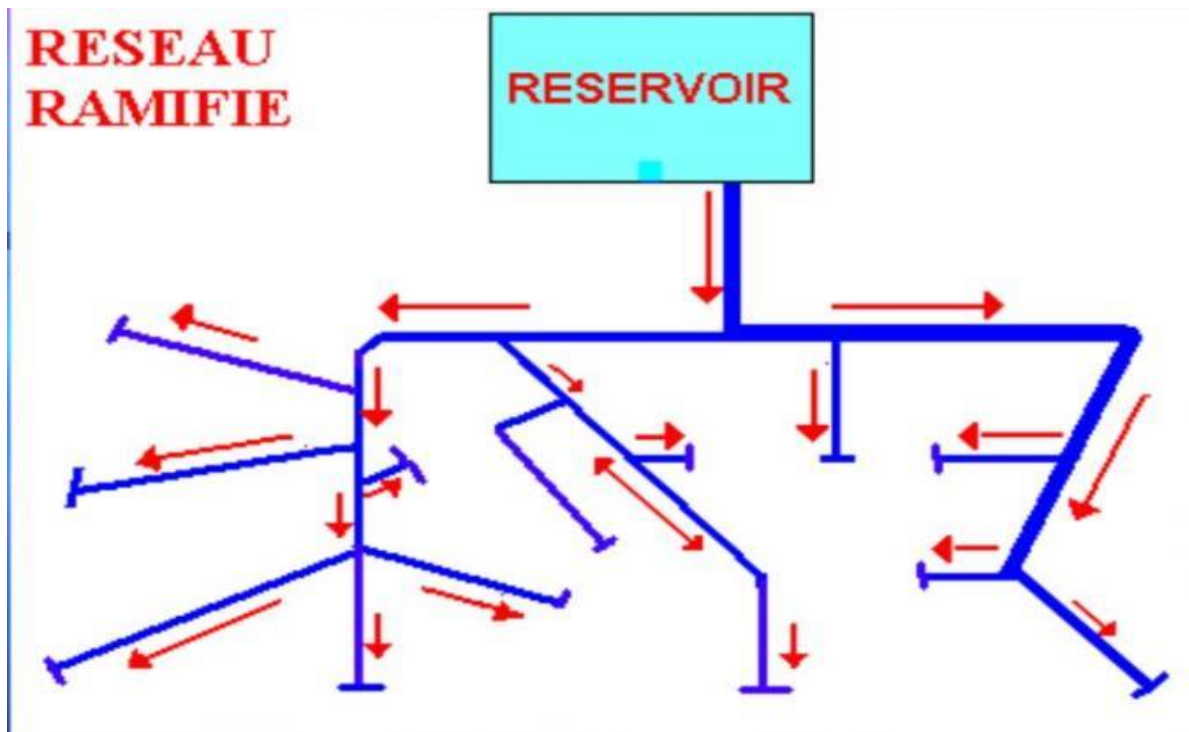
V.1. type des réseaux de distribution :

On distingue trois principaux types de réseaux, définis en fonction de la disposition des tronçons :

- réseau maillé.
- réseau ramifié.
- réseau mixte.

V.1.1. Réseau ramifié :

Un réseau ramifié se compose d'une conduite principale à partir de laquelle se détachent des conduites secondaires, formant des branches destinées à desservir les différents points du réseau.



La figure V-1 : Réseau ramifié (source : slide player connaissance des besoins en eau réalisé par Sebastien Dupuis)

V.1.1.1. Avantage :

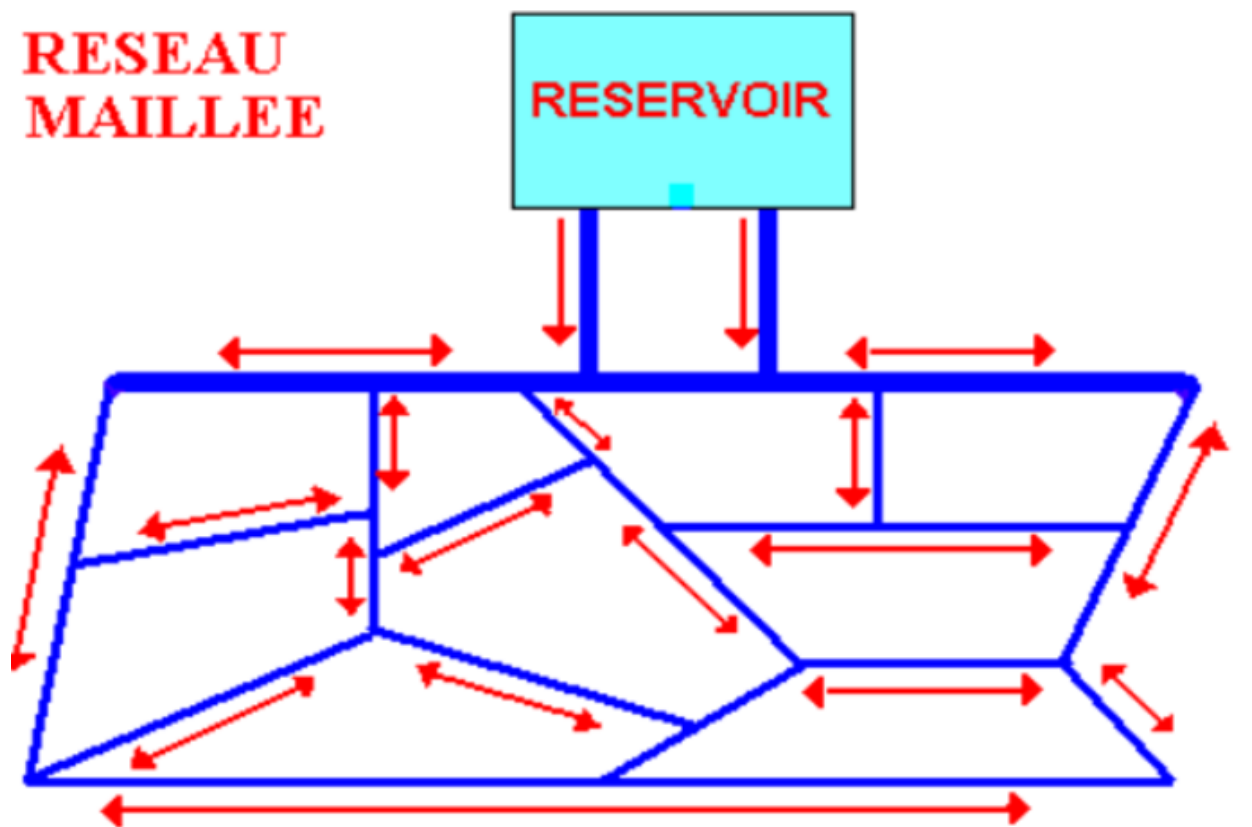
- Simple à mettre en place.
- Economique.
- Nécessite moins d'accessoires par rapport au réseau maillé.
- Calculs hydrauliques simple.

V.1.1.2. Inconvénients :

- Moins sécurisé que le réseau maillé en cas d'incendie.
- Problème de qualité d'eau due à la stagnation.
- Il n'assure aucune distribution de retour.

V.1.2. Réseau maillé :

Un réseau maillé est formé de plusieurs tronçons agencés de manière à créer une ou plusieurs boucles fermées appelées mailles. Ce type de réseau permet une alimentation en eau plus sécurisée grâce à la redondance des parcours.



La figure V-2 : Réseau maillé (source : slide player connaissance des besoins en eau réalisé par Sebastien Dupuis)

V.1.2.1 Avantages :

- Réseau bien sécurisé en cas d'incendie.
- Bonne répartition des pressions et débits.
- Pas de problème de stagnation d'eau.
- Assure une alimentation de retour.

V.1.2.2. Inconvénients :

- Couteux.
- Calcul hydraulique compliqué.
- Nécessite plus d'accessoires.
- Indétermination dans le sens et la valeur du débit et des pertes de charge.
- Pertes de charge élevées.

V.1.3. Réseau mixte :

Dans un même système de distribution d'eau, les caractéristiques des réseaux ramifiés et maillés. Il permet ainsi de tirer parti des avantages de chacun selon les besoins du secteur desservi.

V.2. Choix du type de réseau :

Il existe différents facteurs :

- L'emplacement des quartiers.
- L'emplacement de gros consommateurs des quartiers.
- Le relief ;
- Suivi des voix routières.
- Le souci d'assurer un service souple et régulier.

V.3. Matériaux de conduites :

- Métallique : en fonte ou en acier.
- À base de ciment : en béton ou en amiante ciment.
- Matière thermoplastique : polyéthylène PEHD, PEMD, PEBD ou en PVC.

V.4. Choix du type de matériau :

Le choix des conduites doit satisfaire deux types d'exigences essentielles :

➤ Exigences techniques :

- Résistance aux charges, aux pressions, et aux attaques chimiques.
- Adaptation aux terrains de pose.

- Bonne étanchéité.
- Facilité de mise en service.

➤ **Exigences économiques :**

- Les frais du transport et de la fourniture.
- La disponibilité sur le marché.

Pour notre réseau on choisit le PEHD pour les avantages qu'il offre :

- Résistance aux liquides corrosifs.
- Capacité à véhiculer des eaux agressives et chargées.
- Flexibilité des tubes et facilité de pose.
- Possibilité d'enroulement pour les petits diamètres.
- Fiable au niveau des branchements (pas de fuites).
- Durée de vie théorique 50 ans.

V.5. Calcul hydraulique du réseau :

Le calcul hydraulique du réseau projeté sera effectué dans deux situations critiques :

- En période de pointe de consommation,
- En période de pointe combinée à un scénario d'incendie.

V.5.1 Détermination des débits du réseau :

V.5.1.1. Débit spécifique :

Le débit spécifique correspond au rapport entre le débit affecté à la route et la somme des longueurs de l'ensemble des tronçons desservant cette route.

$$q_{sp} = \frac{Q_{max,h} - Q_{conc}}{\sum L_i} \text{ L/s/m} \dots\dots\dots (V-1)$$

Dans notre cas: $Q_{cons} = 0$

$\sum L_i$ = somme des longueurs des tronçons assurant un débit route en mètre (m)

Dans notre cas : $\sum L_i = 15431.49 \text{ m}$

$$q_{sp} = \frac{47.44}{15431.49} = 3.1 \cdot 10^{-3} \text{ l/s/ml}$$

V.5.1.2. Débit en route :

Le débit spécifique se définit comme le débit réparti de manière uniforme le long d'un tronçon du réseau, exprimant ainsi la charge hydraulique par unité de longueur. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{ri} = q_{sp} \times L_i \text{ l/s} \dots\dots\dots (V-2)$$

Avec :

- Q_{ri} : Débit route du tronçon i [l/s].
- L_i : Longueur du tronçon i [m].

Dans notre cas : $Q_{ri} = 3.1^{-3} \times 15431.49 = 47.44 \text{ l/s}$

V.5.1.3 Détermination des débits nodaux :

Les débits nodaux sont calculés comme suit :

$$Q_n = 0.5 \times \sum Q_{ri} + Q_{conc} \dots\dots\dots (V-3)$$

Avec :

- Q_n : Débit au nœud [l/s].

V.5.1.4. Détermination des débits de dimensionnement :

$$Q_{dim}(i) = 0.55Q_{ri} + \sum Q_r(i + 1) + \dots n . \dots\dots\dots (V-4)$$

Avec :

- Q_{dim} : Débit de dimensionnement

Tableau V.1 : Tableau des débits routes, nodaux et de dimensionnement en cas de pointe.

N° de Nœud	Tronçon	longueur[m]	q_{sp} [l/s/ml]	Q routes [l/s]	Q nodaux [l/s]	Q dim [l/s](EPANET)
1	R_1	123.2	3.07 ⁻³	0,378224	1,162916	47.44
	1_2	198.4		0,609088		0.3
	1_3	312.8		0,960296		46.09
2	1_2	198.4		0,609088	0,304544	
3	1_3	312.8		0,960296	1,561556	
	3_4	329.8		1,012486		0.51
	3_5	374.7		1,150329		44.02

4	3_4	329.8		1,012486	0,506243	
5	3_5	374.7		1,150329		
	5_6	264		0,81048		0.41
6	5_7	68.1		0,209067	1,084938	42.53
	5_6	264		0,81048	0,40524	
7	5_7	68.1		0,209067		
	7_8	192.6		0,591282		0.3
8	7_9	70.09		0,215176	0,507763	41.43
	7_8	192.6		0,591282	0,295641	
9	7_9	192.6		0,591282		
	9_10	326.4		1,002048		4.49
10	9_18	61.56		0,188989	0,89116	36.35
	9_10	326.4		1,002048		
11	10_11	115		0,35305		1.76
	10_13	92.6		0,284282	0,81969	1.91
12	10_11	115		0,35305		
	11_12	253.9		0,779473		0.39
13	11_15	132.5		0,406775	0,769649	0.6
	11_12	253.9		0,779473	0,389737	
14	10_13	92.6		0,284282		
	13_14	133.3		0,409231		0.7
15	13_17	139.2		0,427344	0,560429	0.65
	13_14	133.3		0,409231		
16	14_15	52.08		0,159886		0.14
	14_17	231.8		0,711626	0,640371	0.08
17	11_15	132.5		0,406775		
	14_15	52.08		0,159886		
18	15_16	147.9		0,454053	0,510357	0.23
	15_16	147.9		0,454053	0,227027	
19	13_17	139.2		0,427344		
	14_17	231.8		0,711626	0,569485	
20	9_18	61.56		0,188989		
	18_19	310.12		0,952068		16.14
21	18_25	197.5		0,606325	0,873691	19.33
	18_19	310.12		0,952068		
22	19_20	249.8		0,766886		6.26
	19_22	315.87		0,969721	1,344338	8.54
23	19_20	249.8		0,766886		
	20_21	368.24		1,130497	0,948691	5.31
24	20_21	368.24		1,130497		
	21_22	239.1		0,734037	1,244302	1.68

	21_23	203.28		0,62407		2.39
22	19_22	315.87		0,969721		
	21_22	239.1		0,734037		
	22_24	217.81		0,668677		2.4
	22_30	167.4		0,513918	1,443176	6.37
23	21_23	203.28		0,62407		
	23_24	277.99		0,853429	0,738749	1.65
24	22_24	217.81		0,668677		
	23_24	277.99		0,853429		
	24_32	356.52		0,787516	1,154811	2.9
25	18_25	197.5		0,606325		
	25_26	621.51		1,908036		2.63
	25_29	295.1		0,905957	1,710159	14.99
26	25_26	621.51		1,908036		
	26_27	266.5		0,818155		0.41
	26_28	279.41		0,857789	1,79199	0.43
27	26_27	266.5		0,818155	0,409078	
28	26_28	279.41		0,857789	0,428894	
29	25_29	295.1		0,905957		
	29_30	426.9		1,310583		6.72
	29_31	243.33		0,747023	1,481782	20.23
30	22_30	167.4		0,513918		
	29_30	426.9		1,310583		
	30_32	355.38		1,091017	1,457759	1.81
31	29_31	243.33		0,747023		
	31_33	399.5		1,226465		5.02
	31_34	344.8		1,058536		6.23
	31_35	629.43		1,93235	2,482187	6.49
32	24_32	356.52		1,094516		
	30_32	355.38		1,091017	1,092767	
33	31_33	399.5		1,226465		
	33_34	145.39		0,446347	0,836406	4.19
34	31_34	344.8		1,058536		
	33_34	145.39		0,446347		
	34_38	357.26		1,096788	1,300836	9.12
35	31_35	629.43		1,93235		
	35_36	662.98		2,035349	1,983849	4.51
36	35_36	662.98		2,035349		
	36_37	412.85		1,26745		2.45
	36_38	441.16		1,354361	2,32858	0.27
37	36_37	412.85		1,26745	1,539574	

	37_39	590.13		1,811699		0.91
38	34_38	357.26		1,096788		
	36_38	441.16		1,354361		
	38_39	232.83		0,714788		3.91
	38_42	490.63		1,506234	2,336086	2.6
39	37_39	590.13		1,811699		
	38_39	232.83		0,714788		
	39_40	193.61		0,594383		1.34
	39_41	163.48		0,501884	1,811377	1.67
40	39_40	193.61		0,594383		
	40_41	380.17		1,167122	0,880752	0.46
41	39_41	163.48		0,501884		
	40_41	380.17		1,167122		
	41_43	421.79		1,294895	1,48195	0.65
42	38_42	490.63		1,506234		
	42_43	601.48		1,846544	1,676389	0.92
43	41_43	421.79		1,294895		
	42_43	601.48		1,846544	1,570719	
Total					47.44	

Dans le cas de pointe + incendie, nous ajoutons un débit concentré de 17 l/s au point le plus défavorable dans le réseau qui est le nœud 32. Ce débit sert à lutter contre l'incendie.

Tableau V.2 : Tableau des débits routes, nodaux et de dimensionnement en cas de pointe+inc.

N° de Nœud	Tronçon	longueur[m]	q _{sp} [l/s/ml]	Q routes [l/s]	Q nodaux [l/s]	Q dim [l/s](Epanet)
1	R_1	123.2	3.07 ⁻³	0,378224	1,162916	64.44
	1_2	198.4		0,609088		0.3
	1_3	312.8		0,960296		63.09
2	1_2	198.4		0,609088	0,304544	
3	1_3	312.8		0,960296	1,561556	
	3_4	329.8		1,012486		0.51
	3_5	374.7		1,150329		61.02
4	3_4	329.8		1,012486	0,506243	
5	3_5	374.7		1,150329	1,084938	
	5_6	264		0,81048		0.41
	5_7	68.1		0,209067		59.53
6	5_6	264		0,81048	0,40524	
7	5_7	68.1		0,209067	0,507763	
	7_8	192.6		0,591282		0.3
	7_9	70.09		0,215176		58.73

8	7_8	192.6		0,591282	0,295641	
9	7_9	192.6		0,591282		
	9_10	326.4		1,002048		4.49
	9_18	61.56		0,188989	0,89116	53.35
10	9_10	326.4		1,002048		
	10_11	115		0,35305		1.76
	10_13	92.6		0,284282	0,81969	1.91
11	10_11	115		0,35305		
	11_12	253.9		0,779473		0.39
	11_15	132.5		0,406775	0,769649	0.6
12	11_12	253.9		0,779473	0,389737	
13	10_13	92.6		0,284282		
	13_14	133.3		0,409231		0.7
	13_17	139.2		0,427344	0,560429	0.65
14	13_14	133.3		0,409231		
	14_15	52.08		0,159886		0.14
	14_17	231.8		0,711626	0,640371	0.08
15	11_15	132.5		0,406775		
	14_15	52.08		0,159886		
	15_16	147.9		0,454053	0,510357	0.23
16	15_16	147.9		0,454053	0,227027	
17	13_17	139.2		0,427344		
	14_17	231.8		0,711626	0,569485	
18	9_18	61.56		0,188989		
	18_19	310.12		0,952068		23.27
	18_25	197.5		0,606325	0,873691	29.27
19	18_19	310.12		0,952068		
	19_20	249.8		0,766886		9.07
	19_22	315.87		0,969721	1,344338	12.86
20	19_20	249.8		0,766886		
	20_21	368.24		1,130497	0,948691	8.12
21	20_21	368.24		1,130497		
	21_22	239.1		0,734037		3.25
	21_23	203.28		0,62407	1,244302	3.62
22	19_22	315.87		0,969721		
	21_22	239.1		0,734037		
	22_24	217.81		0,668677		3.36
	22_30	167.4		0,513918	1,443176	11.31
23	21_23	203.28		0,62407		
	23_24	277.99		0,853429	0,738749	2.88
24	22_24	217.81		0,668677	1,154811	

	23_24	277.99		0,853429		
	24_32	356.52		0,787516		5.09
25	18_25	197.5		0,606325		
	25_26	621.51		1,908036		2.63
	25_29	295.1		0,905957	1,710159	24.86
26	25_26	621.51		1,908036		
	26_27	266.5		0,818155		0.41
	26_28	279.41		0,857789	1,79199	0.43
27	26_27	266.5		0,818155	0,409078	
28	26_28	279.41		0,857789	0,428894	
29	25_29	295.1		0,905957		
	29_30	426.9		1,310583		13.85
	29_31	243.33		0,747023	1,481782	37.23
30	22_30	167.4		0,513918		
	29_30	426.9		1,310583		
	30_32	355.38		1,091017	1,457759	4.00
31	29_31	243.33		0,747023		
	31_33	399.5		1,226465		9.77
	31_34	344.8		1,058536		12.33
	31_35	629.43		1,93235	2,482187	12.65
32	24_32	356.52		1,094516		
	30_32	355.38		1,091017	1,092767	
33	31_33	399.5		1,226465		
	33_34	145.39		0,446347	0,836406	8.93
34	31_34	344.8		1,058536		
	33_34	145.39		0,446347		
	34_38	357.26		1,096788	1,300836	19.96
35	31_35	629.43		1,93235		
	35_36	662.98		2,035349	1,983849	10.67
36	35_36	662.98		2,035349		
	36_37	412.85		1,26745		5.86
	36_38	441.16		1,354361	2,32858	2.48
37	36_37	412.85		1,26745		
	37_39	590.13		1,811699	1,539574	4.32
38	34_38	357.26		1,096788		
	36_38	441.16		1,354361		
	38_39	232.83		0,714788		10.53
	38_42	490.63		1,506234	2,336086	9.57
39	37_39	590.13		1,811699		
	38_39	232.83		0,714788		
	39_40	193.61		0,594383	1,811377	4.68

	39_41	163.48		0,501884		8.36
40	39_40	193.61		0,594383		
	40_41	380.17		1,167122	0,880752	3.80
41	39_41	163.48		0,501884		
	40_41	380.17		1,167122		
	41_43	421.79		1,294895	1,48195	10.68
42	38_42	490.63		1,506234		
	42_43	601.48		1,846544	1,676389	7.89
43	41_43	421.79		1,294895		
	42_43	601.48		1,846544	18,570719	
Total					64.44	

V.5.2. Proposition de diamètres :

Tableau V.3 : Tableau représentant les diamètres proposés

Tronçon	débit de chaque tronçon (l/s)		Q _{dim} (m ³ /s)	Diametre (m)	DN (mm)	DN- 2*E (mm)
	cas de point	cas de point + incendie	/	/	/	/
R_1	47,44	64,44	64,44	0,202595	250	220,4
1_2	0,3	0,3	0,3	0,013823	50	44
1_3	46,09	63,51	63,51	0,201127	250	220,4
3_4	0,51	0,51	0,51	0,018023	50	44
3_5	44,02	61,02	61,02	0,197145	250	220,4
5_6	0,41	0,41	0,41	0,01616	50	44
5_7	42,53	59,53	59,53	0,194723	250	220,4
7_8	0,3	0,3	0,3	0,013823	50	44
7_9	41,43	58,73	58,73	0,193411	250	220,4
9_10	4,49	4,49	4,49	0,053478	75	66
9_18	36,35	53,35	53,35	0,184339	225	198,2
10_11	1,76	1,76	1,76	0,033482	63	55,4
10_13	1,91	1,91	1,91	0,034879	63	55,4
11_12	0,39	0,39	0,39	0,015761	50	44
11_15	0,6	0,6	0,6	0,019549	50	44
13_14	0,7	0,7	0,7	0,021115	50	44
13_17	0,65	0,65	0,65	0,020347	50	44
14_15	0,14	0,14	0,14	0,009443	50	44
14_17	0,08	0,08	0,08	0,007138	50	44
15_16	0,23	0,23	0,23	0,012104	50	44
18_19	16,14	23,27	23,27	0,121744	140	123,4

18_25	19,33	29,27	29,27	0,136541	160	141
19_20	6,26	9,07	9,07	0,076007	90	79,2
19_22	8,54	12,86	12,86	0,090505	110	96,8
20_21	5,31	8,12	8,12	0,071916	90	79,2
21_22	1,68	3,5	3,5	0,047215	63	55,4
21_23	2,39	3,62	3,62	0,048018	63	55,4
22_24	2,4	3,36	3,36	0,046262	63	55,4
22_30	6,37	11,31	11,31	0,084875	110	96,8
23_24	1,65	2,88	2,88	0,04283	63	55,4
24_32	2,9	5,09	5,09	0,056939	75	64,8
25_26	2,63	2,63	2,63	0,040929	63	54,4
25_29	14,99	24,86	24,86	0,125835	160	141
26_27	0,41	0,41	0,41	0,01616	50	43,2
26_28	0,43	0,43	0,43	0,016549	50	43,2
29_30	6,72	13,85	13,85	0,093924	110	96,8
29_31	20,23	37,23	37,23	0,153991	180	158,6
30_32	1,81	4	4	0,050475	75	66
31_33	5,02	9,77	9,77	0,078886	110	96,8
31_34	6,23	12,33	12,33	0,08862	110	96,8
31_35	6,49	12,65	12,65	0,089763	110	96,8
33_34	4,19	8,93	8,93	0,075418	90	79,2
34_38	9,12	19,96	19,96	0,112754	140	123,4
35_36	4,51	10,67	10,67	0,082439	110	96,8
36_37	2,45	5,86	5,86	0,061094	75	66
36_38	0,27	2,48	2,48	0,039744	50	44
37_39	0,91	4,32	4,32	0,052456	63	55,4
38_39	3,91	10,53	10,53	0,081896	110	96,8
38_42	2,6	9,57	9,57	0,078074	110	96,8
39_40	1,34	4,68	4,68	0,054598	75	63,8
39_41	1,67	8,36	8,36	0,072972	90	79,2
40_41	0,46	3,8	3,8	0,049197	63	54,4
41_43	0,65	10,68	10,68	0,082478	110	96,8
42_43	0,92	7,89	7,89	0,070891	90	79,2

V.6. Simulation hydraulique du réseau dans le logiciel EPANET

V.6.1. Présentation du logiciel EPANET

EPANET est un logiciel conçu pour simuler, sur de longues périodes, le comportement hydraulique et la qualité de l'eau dans les réseaux d'eau sous pression.

Un réseau hydraulique se compose de divers éléments : des tuyaux, des nœuds (où se rejoignent plusieurs conduites), des pompes, des vannes, des réservoirs et des baches.

EPANET permet de modéliser avec précision le fonctionnement de ce réseau : il calcule le débit d'eau dans chaque tuyau, la pression à chaque point de jonction, le niveau d'eau dans les réservoirs, ainsi que la concentration en substances chimiques à différents endroits du réseau, et ce, à chaque étape de la simulation.

Le logiciel offre également des fonctionnalités avancées comme le calcul du temps de séjour de l'eau dans le réseau et le suivi de son origine.

Nous avons procédé à la vérification des vitesses dans tous les tronçons ainsi qu'à celle des pressions à chaque nœud, après avoir intégré l'ensemble des données nécessaires au réseau : altitudes des nœuds, débits demandés, longueurs des conduites, rugosité et diamètres proposés.

Des ajustements ont été apportés afin d'obtenir des valeurs de vitesses et de pressions conformes aux normes acceptables.

Les résultats de la simulation sont présentés ci-dessous :

Tableau V.4 : Etat des conduites en cas de pointe :

État des Arcs du Réseau (pointe)					
Link ID	Longueur(m)	Diamètre(m)	Débit (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
Pipe p6	68.1	220.4	41.69	1.09	4.28
Pipe p7	70.09	220.4	40.89	1.07	4.13
Pipe p8	61.56	198.2	35.51	1.15	5.34
Pipe p9	326.4	63	4.49	1.44	32.12
Pipe p10	115	54.4	1.78	0.77	12.30
Pipe p11	253.9	43.2	0.39	0.27	2.54
Pipe p12	132.3	43.2	0.62	0.42	5.72
Pipe p13	147.9	43.2	0.23	0.15	1.00
Pipe p15	197.3	176.2	45.54	1.87	14.97
Pipe p19	315.87	96.8	11.00	1.50	20.43
Pipe p30	426.9	123.4	20.33	1.70	19.29
Pipe p31	167.4	110.2	15.77	1.8	39.59

Pipe p44	344.8	96.8	7.26	0.99	9.58
Pipe p61	329.8	43.2	0.51	0.35	4.00
Pipe p73	139.2	43.2	0.65	0.44	6.22
Pipe p79	231.8	43.2	0.08	0.06	0.10
Pipe p81	133.3	43.2	0.68	0.46	6.67
Pipe p82	52.08	43.2	0.12	0.08	0.28
Pipe p90	198.4	43.2	0.30	0.21	1.65
Pipe p95	264	43.2	0.41	0.28	2.71
Pipe 1	312.8	220.4	45.25	1.19	4.97
Pipe 2	192.6	43.2	0.30	0.20	1.57
Pipe 3	92.6	54.4	1.89	0.81	13.67
Pipe 5	249.8	79.2	1.25	0.25	1.08
Pipe 6	295.1	176.2	42.04	1.72	12.92
Pipe 7	243.33	158.6	20.23	1.02	5.64
Pipe 8	629.43	96.8	5.48	0.74	5.76
Pipe 11	145.39	79.2	4.17	0.85	9.28
Pipe 12	399.5	96.8	5.01	0.68	4.90
Pipe 13	357.26	123.4	10.13	0.85	5.41
Pipe 14	232.83	96.8	4.85	0.66	4.62
Pipe 15	193.61	64.8	0.94	0.29	1.73
Pipe 16	441.16	43.2	0.11	0.07	0.21
Pipe 17	590.13	56.4	0.27	0.11	0.38
Pipe 18	412.85	64.8	1.27	0.39	2.92
Pipe 20	621.51	54.4	1.79	0.77	12.46
Pipe 21	490.63	96.8	2.84	0.39	1.78
Pipe 22	601.48	79.2	1.16	0.24	0.96
Pipe 23	380.17	54.4	0.06	0.03	0.03
Pipe 24	421.79	96.8	0.41	0.06	0.06
Pipe 25	163.48	79.2	1.83	0.37	2.12
Pipe n35	662.98	96.8	3.49	0.47	2.57
Pipe 9	355.38	64.8	3.10	0.94	14.34
Pipe 10	239.1	54.4	2.42	1.04	21.33
Pipe 27	277.99	54.4	1.76	0.76	12.07
Pipe 28	356.52	64.8	2.01	0.61	6.57
Pipe 29	217.81	54.4	0.91	0.39	3.72
Pipe 30	203.28	54.4	1.02	0.44	4.59

Pipe 31	368.24	79.2	2.20	0.45	2.94
Pipe 19	123.5	246.8	46.72	0.98	53.38
Pipe 38	374.7	220.4	43.18	1.13	4.56
Pipe 40	310.12	123.4	10.91	0.91	6.19
Valve 39	#N/A	220.4	43.18	1.13	50.00
Valve 41	#N/A	123.4	10.91	0.91	30.00

Tableau V.5 : Etat des conduites en cas de pointe + incendie :

État des Arcs du Réseau (pointe + incendie)					
Link ID	Longueur(m)	Diamètre(m)	Débit (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
Pipe p6	68.1	220.4	58.69	1.54	8.01
Pipe p7	70.09	220.4	57.89	1.52	7.81
Pipe p8	61.56	198.2	52.51	1.70	10.96
Pipe p9	326.4	63	4.49	1.44	32.12
Pipe p10	115	54.4	1.78	0.77	12.30
Pipe p11	253.9	43.2	0.39	0.27	2.54
Pipe p12	132.3	43.2	0.62	0.42	5.72
Pipe p13	147.9	43.2	0.23	0.15	1.00
Pipe p15	197.3	176.2	47.62	1.95	16.25
Pipe p19	315.87	96.8	1.14	0.15	0.35
Pipe p30	426.9	123.4	22.41	1.87	23.06
Pipe p31	167.4	110.2	10.24	1.39	17.89
Pipe p44	344.8	96.8	7.26	0.99	9.58
Pipe p61	329.8	43.2	0.51	0.35	4.00
Pipe p73	139.2	43.2	0.65	0.44	6.22
Pipe p79	231.8	43.2	0.08	0.06	0.10
Pipe p81	133.3	43.2	0.68	0.46	6.67
Pipe p82	52.08	43.2	0.12	0.08	0.28
Pipe p90	198.4	43.2	0.30	0.21	1.65
Pipe p95	264	43.2	0.41	0.28	2.71
Pipe 1	312.8	220.4	62.25	1.63	8.93
Pipe 2	192.6	43.2	0.30	0.20	1.57
Pipe 3	92.6	54.4	1.89	0.81	13.67
Pipe 5	249.8	79.2	3.81	0.77	7.88

Pipe 6	295.1	176.2	44.12	1.81	14.11
Pipe 7	243.33	158.6	20.23	1.02	5.64
Pipe 8	629.43	96.8	5.48	0.74	5.76
Pipe 11	145.39	79.2	4.17	0.85	9.28
Pipe 12	399.5	96.8	5.01	0.68	4.90
Pipe 13	357.26	123.4	10.13	0.85	5.41
Pipe 14	232.83	96.8	4.85	0.66	4.62
Pipe 15	193.61	64.8	0.95	0.29	1.73
Pipe 16	441.16	43.2	0.11	0.07	0.21
Pipe 17	590.13	56.4	0.27	0.11	0.38
Pipe 18	412.85	64.8	1.27	0.39	2.92
Pipe 20	621.51	54.4	1.79	0.77	12.46
Pipe 21	490.63	96.8	2.84	0.39	1.78
Pipe 22	601.48	79.2	1.16	0.24	0.96
Pipe 23	380.17	54.4	0.06	0.03	0.03
Pipe 24	421.79	96.8	0.41	0.06	0.06
Pipe 25	163.48	79.2	1.82	0.37	2.12
Pipe n35	662.98	96.8	3.49	0.47	2.57
Pipe 9	355.38	64.8	10.71	1.95	138.82
Pipe 10	239.1	54.4	2.06	0.88	15.95
Pipe 27	277.99	54.4	2.94	1.26	30.30
Pipe 28	356.52	64.8	7.38	2.24	69.66
Pipe 29	217.81	54.4	5.60	2.41	98.72
Pipe 30	203.28	54.4	3.67	1.58	45.58
Pipe 31	368.24	79.2	2.86	0.58	4.71
Pipe 19	123.5	246.8	63.72	1.33	99.27
Pipe 38	374.7	220.4	60.18	1.58	8.39
Pipe 40	310.12	123.4	4.02	0.34	1.03
Valve 39	#N/A	220.4	60.18	1.58	40.00
Valve 41	#N/A	123.4	4.02	0.34	20.00

Tableau V.6 : Etat des nœuds du réseau en cas de pointe :

État des Nœuds du Réseau (pointe)				
ID nœuds	Altitude (m)	Demande Base (L/S)	Charge (m)	Pression (m)
Junc 3	310.79	1.5616	366.42	55.63
Junc 5	280.17	1.0849	314.71	34.54
Junc 7	273.58	0.5077	314.42	40.84
Junc 9	264.66	0.8912	314.13	49.47
Junc 11	266.96	0.7696	302.24	35.28
Junc 12	256.33	0.3897	301.59	45.26
Junc 15	249.50	0.5103	301.48	51.98
Junc 16	246.90	0.2270	301.33	54.43
Junc 18	265.03	0.8736	313.81	48.78
Junc 25	264.67	1.7101	310.85	46.18
Junc 19	254.91	1.3443	285.72	30.81
Junc 22	243.65	1.4432	292.18	48.53
Junc 26	290.01	1.7920	303.11	13.10
Junc 29	254.57	1.4818	307.04	52.47
Junc 30	244.61	1.4577	298.81	54.20
Junc 43	240.68	1.5707	298.98	58.30
Junc 40	260.95	0.8808	299.02	38.07
Junc 20	251.82	0.9486	285.99	34.17
Junc 32	237.33	1.0928	293.71	56.38
Junc 33	262.74	0.8364	303.71	40.97
Junc 4	325.58	0.5062	365.10	39.52
Junc 42	250.03	1.6764	299.56	49.53
Junc 35	284.22	1.9838	302.04	17.82
Junc 14	249.81	0.6404	301.49	51.68
Junc 17	244.31	0.5694	301.52	57.21
Junc 13	255.93	0.5604	302.38	46.45
Junc 31	266.98	2.4822	305.67	38.69
Junc 1	341.55	1.1629	367.98	26.43
Junc n2	343.72	0.3045	367.65	23.93
Junc 6	285.20	0.4052	314.00	28.80
Junc 8	277.60	0.2956	314.12	36.52

Junc 10	265.01	0.8197	303.65	38.64
Junc 34	265.53	1.3008	302.36	36.83
Junc 38	260.61	2.3361	300.43	39.82
Junc 36	285.51	2.3286	300.34	14.83
Junc 39	265.98	1.8113	299.35	33.37
Junc 37	277.81	1.5393	299.13	21.32
Junc 41	252.57	1.4820	299.01	46.44
Junc 21	240.86	1.2443	287.08	46.22
Junc 23	240.07	0.7387	288.01	47.94
Junc 24	238.20	1.1548	291.37	53.17
Junc 46	310.79	0	316.42	10.63
Junc 47	265.03	0	283.81	18.78
Resvr R1	374.57	#N/A	374.57	0.00

Tableau V.7 : Etat des nœuds du réseau en cas de pointe + incendie :

État des Nœuds du Réseau (pointe + incendie)				
ID nœuds	Altitude (m)	Demande Base (L/S)	Charge (m)	Pression (m)
Junc 3	310.79	1.5616	359.52	48.73
Junc 5	280.17	1.0849	316.37	36.20
Junc 7	273.58	0.5077	315.83	42.25
Junc 9	264.66	0.8912	315.28	50.62
Junc 11	266.96	0.7696	303.38	36.42
Junc 12	256.33	0.3897	302.74	46.41
Junc 15	249.50	0.5103	302.62	53.12
Junc 16	246.90	0.2270	302.48	55.58
Junc 18	265.03	0.8736	314.60	49.57
Junc 25	264.67	1.7101	311.40	46.73
Junc 19	254.91	1.3443	294.28	39.37
Junc 22	243.65	1.4432	294.39	50.74
Junc 26	290.01	1.7920	303.66	13.65
Junc 29	254.57	1.4818	307.23	52.66
Junc 30	244.61	1.4577	297.39	52.78
Junc 43	240.68	1.5707	299.17	58.49
Junc 40	260.95	0.8808	299.21	38.26

Junc 20	251.82	0.9486	292.31	40.49
Junc 32	237.33	18.0928	248.05	10.72
Junc 33	262.74	0.8364	303.90	41.16
Junc 4	325.58	0.5062	358.20	32.62
Junc 42	250.03	1.6764	299.75	49.72
Junc 35	284.22	1.9838	302.24	18.02
Junc 14	249.81	0.6404	302.64	52.83
Junc 17	244.31	0.5694	302.66	58.35
Junc 13	255.93	0.5604	303.53	47.60
Junc 31	266.98	2.4822	305.86	38.88
Junc 1	341.55	1.1629	362.31	20.76
Junc n2	343.72	0.3045	361.98	18.26
Junc 6	285.20	0.4052	315.65	30.45
Junc 8	277.60	0.2956	315.52	37.92
Junc 10	265.01	0.8197	304.79	39.78
Junc 34	265.53	1.3008	302.56	37.03
Junc 38	260.61	2.3361	300.62	40.01
Junc 36	285.51	2.3286	300.53	15.02
Junc 39	265.98	1.8113	299.55	33.57
Junc 37	277.81	1.5393	299.32	21.51
Junc 41	252.57	1.4820	299.20	46.63
Junc 21	240.86	1.2443	290.58	49.72
Junc 23	240.07	0.7387	281.31	41.24
Junc 24	238.20	1.1548	272.89	34.69
Junc 46	310.79	0	319.52	8.73
Junc 47	265.03	0	294.60	29.57
Resvr R1	374.57	#N/A	374.57	0.00

V.7. Interprétation des résultats :

La simulation hydraulique du réseau à l'aide du logiciel EPANET a permis de déterminer les diamètres optimaux assurant le bon fonctionnement du système de distribution.

Pour les pressions on a utilisé 2 réducteurs de pression (en cas de pointe 3 à 5 bars ; en cas de pointe + incendie 2 à 4 bars) ; donc : les pressions sont admissibles pour les deux scénarios, cas de pointe les pressions sont comprises entre 10,63 m et 58,3 m et dans le cas de pointe-incendie ils sont compris entre 10 m et 58,49 m.

Concernant les vitesses d'écoulement, les résultats pour le scénario de pointe montrent des valeurs comprises entre 0,4 m/s et 2 m/s. Quelques sections de conduites, situées en zones défavorables du réseau, affichent des vitesses inférieures à 0,4 m/s, en raison des faibles débits qui les traversent. Dans le scénario pointe + incendie, les vitesses varient entre 0,3 m/s et 2 m/s. Cependant, certaines conduites enregistrent localement des vitesses légèrement supérieures à 2 m/s, dues à une augmentation soudaine du débit.

Dans l'ensemble, les vitesses restent dans les plages admissibles pour des conduites en PEHD, assurant ainsi un fonctionnement hydraulique satisfaisant.

V.8. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné le réseau de distribution à l'aide du logiciel EPANET, ce qui nous a permis de déterminer les diamètres adéquats pour garantir des vitesses et pressions conformes. Pour assurer la fiabilité et la longévité du réseau, il est crucial que les accessoires soient installés avec soin par du personnel qualifié.

Chapitre VI

Pose de canalisation et accessoires

VI.1. Introduction

La durabilité et le bon fonctionnement d'un réseau de distribution d'eau potable dépendent en grande partie de la qualité de la pose des conduites. Leur mise en place correcte joue un rôle essentiel dans leur stabilisation et leur longévité, en particulier selon le tracé de réseau ; son importance, et la nature du sol rencontré.

Afin d'assurer une meilleure coordination des travaux sur le terrain, nous allons présenter, dans le cadre de notre agglomération, une chronologie claire des étapes à réaliser, ainsi que les engins de terrassement prévus pour la pose des conduites.

VI.1. Principe de pose de canalisation :

La pose des canalisations d'eau potable s'effectue généralement en tranchée, sauf dans certains cas particuliers où elles peuvent être installées en surface, à condition d'être soigneusement entretenues et protégées.

Si le principe de pose reste globalement le même, le mode de mise en œuvre varie selon la caractéristique du terrain, dans le but de réduire les contraintes mécaniques et environnementales qui peuvent affecter la conduite. En règle générale, la pose s'effectue depuis les points les plus hauts, ce qui permet un écoulement naturel des eaux d'infiltration.

Lorsque la canalisation est installée en tranchée, celle-ci doit être suffisamment large pour permettre le passage et le travail des ouvriers. Un élargissement localisé est également prévu au niveau des joints pour faciliter leur mise en place. Quant à l'épaisseur du remblai au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite, elle varie selon les régions, notamment en raison des risques de gel ; en moyenne, cette épaisseur est de 1 mètre.

Il est recommandé de poser les conduites avec une légère pente, afin de créer :

- Des points bas, qui faciliteront la vidange du réseau.
- Des points hauts, permettant l'évacuation de l'air emprisonné lors du remplissage ou du fonctionnement.

Dans ce cadre, on adopte souvent un tracé en dents de scie, avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements d'inclinaison tous les 200 à 400 mètres, pour assurer un bon fonctionnement hydraulique.

Enfin, des distances de sécurité doivent être respectées lors de la pose : les canalisations doivent être éloignées de tout ouvrage rigide d'environ 10 mètres, de 30 cm des câbles électriques, et de 60 cm des conduites de gaz.

Le choix du mode de pose dépend essentiellement de la topographie, de la configuration des lieux, ainsi que de la présence d'obstacles pouvant interférer avec les travaux.

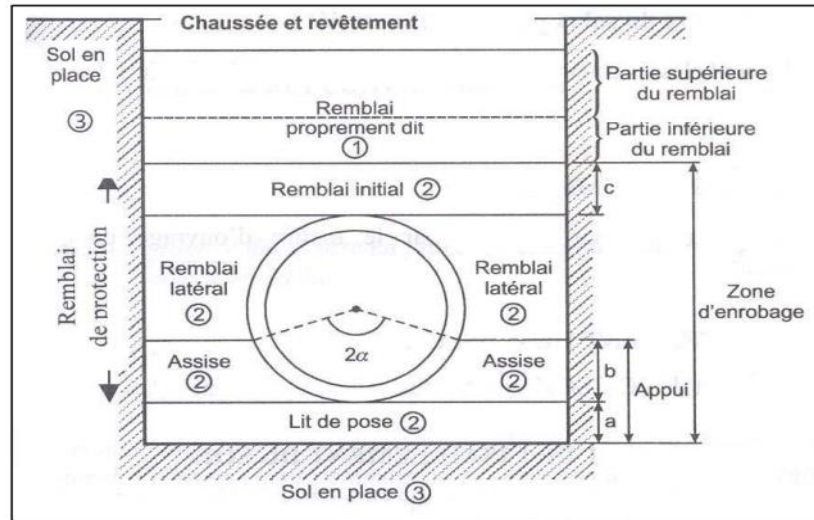


Figure VI-1 : Pose de canalisation

VI.2. Différents types de pose de canalisation:

Le choix du type de pose des canalisations dépend essentiellement de la topographie et du sol, indépendamment de l'existence de toutes obstructions. Les différents types de pose survenant donc en fonction des conditions existantes, les principales variantes sont les suivantes :

VI.2.1. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :

La pose des canalisations en terre s'effectue généralement dans une tranchée, dont la largeur minimale est 0.6m, afin de permettre l'accès et les interventions des ouvriers.

La profondeur de la tranchée est déterminée selon plusieurs critères :

- L'épaisseur de couverture est maintenue au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite, afin de protéger la canalisation contre les charges (notamment celles issues de la circulation ou du remblai). Cette hauteur varie généralement entre 0.8m et 1.2m, en fonction de la vulnérabilité de la région au gel.
- Le fond de la fouille est ensuite recouvert d'un lit de pose de 15 à 20 cm d'épaisseur, soigneusement nivelé et compacté suivant les altitudes indiquées sur le profil en long. Le matériau de ce lit de pose varie selon la nature du sol :
 - **Du gravier** dans les terres classiques ;
 - **Des pierres cassées** d'environ 5 cm pour former des drains dans les sols rocheux ou peu perméables ;
 - **Un béton maigre** recommandé dans les zones rocheuses avec des pentes marquées. Avant de descendre les tuyaux dans la tranchée, il est impératif de vérifier leur intégrité, en éliminant tout élément ayant subi un choc ou présenter un défaut.

Enfin, le remblayage de la tranchée est réalisé avec soin : il se fait par couches successives, arrosées et compactée progressivement, en insistant particulièrement sous et sur les flancs de la canalisation.

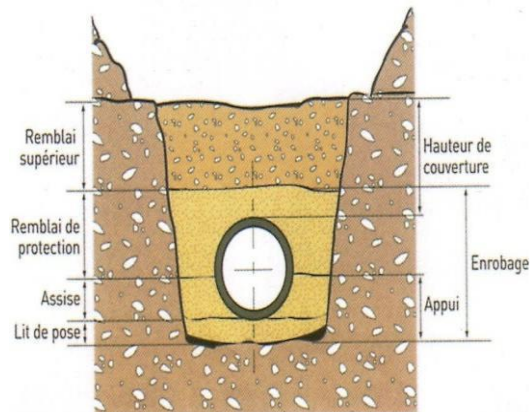


Figure VI-2 : Pose de canalisation en terre

VI.2.2. Pose en terrain peu consistant :

Lorsque le sol présente une faible portance, des précautions supplémentaires doivent être prises pour assurer la stabilité de la canalisation. Celle-ci est généralement posée sur une plateforme en béton — armé ou non — elle-même installée sur un lit de sable. Dans le cas où la conduite est maintenue à l'aide de supports (ou manchons), ceux-ci doivent être placés à proximité des joints et solidement fixés au sol de support à l'aide de pieux.

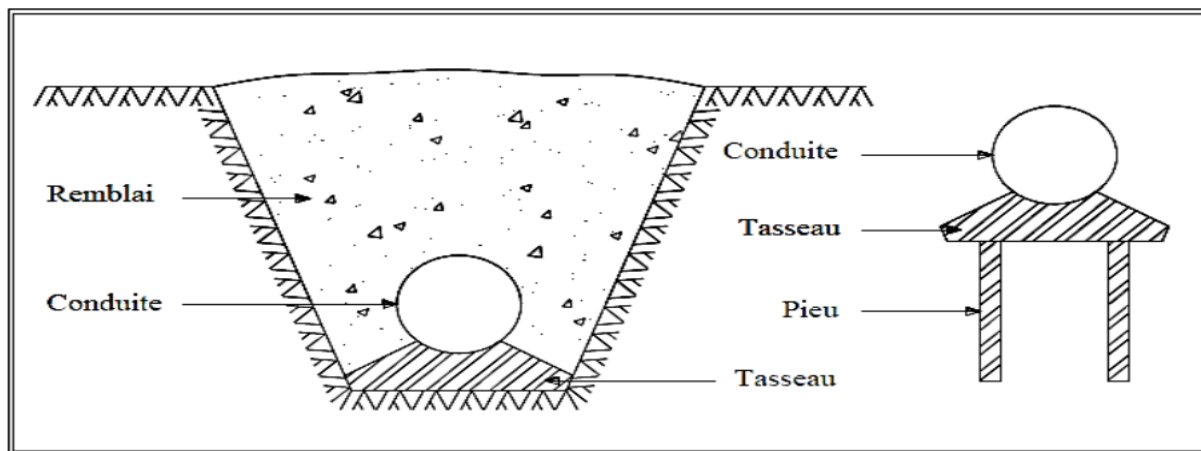


Figure VI-3 : Pose de canalisation en terrain peu consistant

VI.2.3. Pose en galerie :

La pose des conduites en galerie présente plusieurs avantages notables, d'une part, elle facilite la surveillance et l'entretien du réseau, d'autre part, elle évite les affaissements de terrain en cas de fuite, ainsi que les interventions lourdes, comme l'ouverture de la chaussée lors des réparations ou des remplacements de conduites.

Ce type de pose est particulièrement courant dans les zones urbaines ou les agglomérations déjà équipées de galeries techniques souterraines, telles que les égouts visitables, les caniveaux, ou encore des galeries spécialement conçues pour accueillir des réseaux.

Dans les galeries sèches, les conduites sont généralement :

- Posée sur des consoles en fonte d'aluminium, scellées dans des parois latérales pour les petits diamètres.
- Ou reposent sur des tasseaux, pour les conduites de plus grand diamètre. Quant aux robinets-vannes, ils sont installés dans des regards aménagés de part et d'autre de la chaussée, permettant un accès rapide pour la manœuvre ou la main

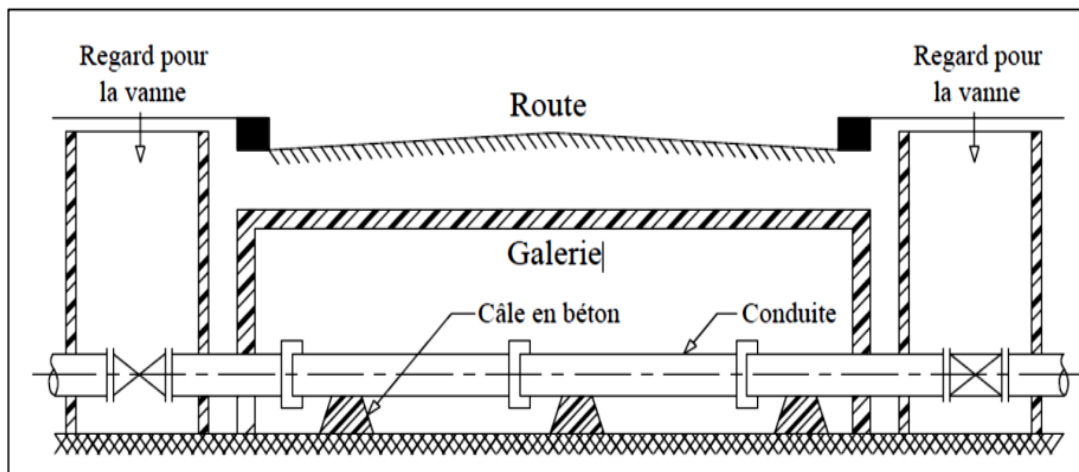


Figure VI-4 : Pose de canalisation en galerie

VI.2.4. Pose en Pente :

Lorsque la canalisation est posée sur tasseaux ou en galerie, il est essentiel de prévoir un ancrage adéquat pour assurer sa stabilité. En revanche, dans le cas d'une canalisation posée sous remblai, les ancrages ne sont pas toujours indispensables, car la pression exercée par le sol contribue naturellement à maintenir la conduite en place.

Le type de joint à adopter dépend du matériau de la canalisation :

- Pour les conduites en fonte, le joint verrouillé est recommandé afin d'assurer une bonne tenue aux poussées.

- Pour celles en béton, on privilégie le joint à auto-butée, conçu pour résister aux efforts longitudinaux.
- Quant aux conduites en acier, on opte généralement pour un joint soudé, garantissant une parfaite étanchéité et une grande résistance mécanique.

Par ailleurs, il est souvent préférable de ne pas multiplier les massifs d'encrage. En les espaçant stratégiquement, on permet aux joints longitudinaux de mieux absorber les efforts de glissement, ce qui contribue à la souplesse et à la durabilité de l'ensemble du réseau.

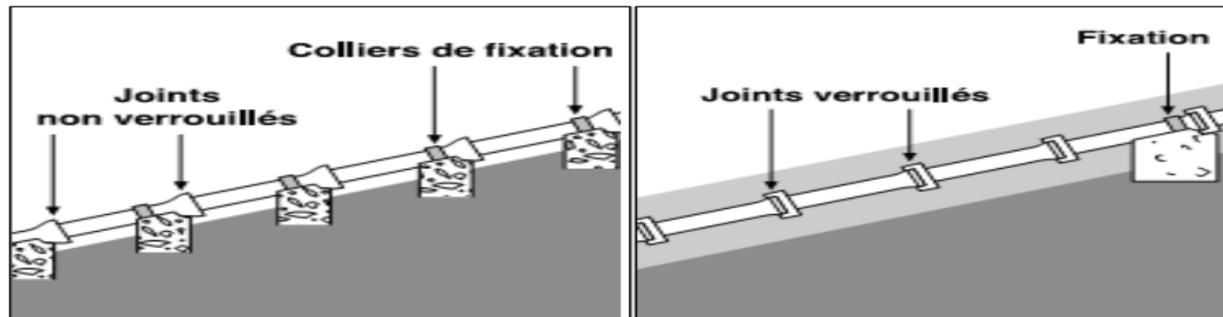


Figure VI-5 : Pose de canalisation en pente

VI.2.5. Cas d'amarrage et de butée d'un coude :

Il n'est pas rare que dans certaines conduites, notamment celles en acier ou en béton armé avec tôle soudée, on observe un déboitement au niveau des joints, sous l'effet de la poussée interne de l'eau. Ce phénomène se produit particulièrement dans les zones sensibles telles que les soudures, les parties coniques ou encore les branchements en dérivation.

Pour contrer ce risque, on met en place des massifs en béton, conçus pour s'opposer, par leur propre poids, aux efforts de poussée et ainsi maintenir les conduites en position. Ces massifs peuvent être armés lorsque la pression exercée est importante, et ce, même si les conduites sont équipées de joints soudés ou à brides.

Il est important de souligner que pour des raisons de sécurité, on ne tient généralement pas compte de la résistance du sol (butée des terres), sauf dans les cas particuliers où la conduite est encastrée dans un terrain rocheux et très compact.

VI.2.6. Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées :

Afin de protéger les conduites contre les vibrations causées par les charges extérieures, ainsi que contre les chocs pouvant entraîner des fissures ou des ruptures, et donc des infiltrations nuisibles, plusieurs solutions techniques sont mises en œuvre pour atténuer ces effets :

- **Enrober la conduite dans un béton armé**, reposant sur des piédroits en béton, afin

- de répartir les charges au-dessus de la conduite.
- **Déposer une dalle en béton armé sur un lit de sable**, lequel recouvre totalement le tuyau, offrant ainsi un bon amortissement et une protection efficace.
 - **Utiliser des grains**, c'est à dire **des buses de diamètre supérieur** dans lesquelles les conduites sont glissées. Ce procédé permet non seulement d'amortir les vibrations, mais aussi de faciliter les interventions ultérieures en cas de maintenance.

VI.2.7. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement (même tranchée) :

Le cas concerne essentiellement les conduites de distribution souvent jumelées aux conduites d'assainissement, alors les tuyaux d'eau potable devront être posés au-dessus des tuyaux d'eau usée.

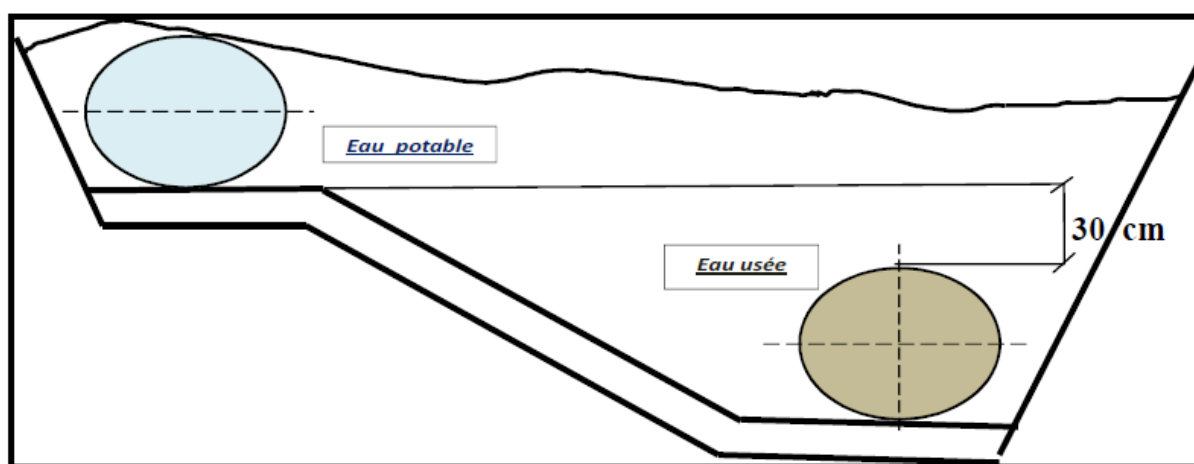


Figure VI-6 : Pose à proximité d'un cours d'eau usée.

VI.2.8. Pose selon la nature des conduites :

Dans le cadre de notre projet, les canalisations sont réalisées en polyéthylène à haute densité (PEHD). Ce type de matériau impose certaines contraintes techniques spécifiques. L'enfouissement à la charrue est strictement interdit, sauf cas exceptionnels justifiés par une dérogation expresse.

En ce qui concerne le cintrage des tuyaux, celui-ci est autorisé uniquement à chaud, et dans la limite d'un rayon de courbure compris entre 6 et 16 fois le diamètre extérieur du tuyau. Des courbures plus serrées doivent impérativement être évitées.

Lors de journées particulièrement chaudes, il est recommandé de réaliser les jonctions finales ainsi que le remblaiement uniquement pendant les heures les plus fraîches, idéalement en matinée, afin de limiter les effets de la dilatation thermique du matériau.

Les canalisations peuvent être classées en fonction du mode de raccordement utilisé. On distingue généralement trois grandes familles :

- **Raccordement par emboîtement** : Ce type de raccordement repose sur un joint d'étanchéité intégré. Il est utilisé pour des matériaux tels que la fonte, le PVC, le béton avec en tôle et le PRV (Plastique renforcé de verre). Ce mode d'assemblage entraîne une surépaisseur locale, ce qui rend parfois son utilisation incompatible avec les techniques de pose par fonçage ou forage dirigé.
- **Raccordement par soudure** : Réservé principalement aux tuyaux en PE, ce raccordement peut être réalisé par électro-soudage avec manchon ou par soudure « au miroir ». Il peut également s'appliquer à l'acier ou à certaines parties métalliques de tuyaux en béton armé. Toutefois, la surépaisseur générée par le manchon rend ce type de raccordement peu adapté au fonçage ou au forage.
- **Raccordement par collage** : Utilisé principalement pour les petits diamètres en PVC, ce procédé permet un assemblage simple et rapide. Les tuyaux sont généralement disponibles en longueurs droites de 6 mètres. Toutefois, les tuyaux en PEHD sont souvent livrés en tourets de plusieurs certaines de mètres, ce qui facilite considérablement leur mise en œuvre lors des techniques de pose sans tranchées ; notamment pour des diamètres compris entre 100 et 400 mm.

VI.2.9. Traversée de route :

Pour éviter les dommages causés par des charges importantes qui peuvent entraîner des ruptures et provoquer des infiltrations nuisibles compromettant l'intégrité du réseau plusieurs solutions techniques sont mises en œuvre pour renforcer la protection des tuyaux :

- **Utilisation des grains** : Il s'agit de buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont insérées. Ces gaines agissent comme une enveloppe de protection mécanique contre les pressions exercées par le sol ou les infrastructures environnantes.
- **Enrobage en béton** : Dans cette méthode, les tuyaux sont entièrement recouverts de béton, format ainsi une coque rigide qui absorbe les efforts extérieurs et protège la canalisation des agressions mécaniques.

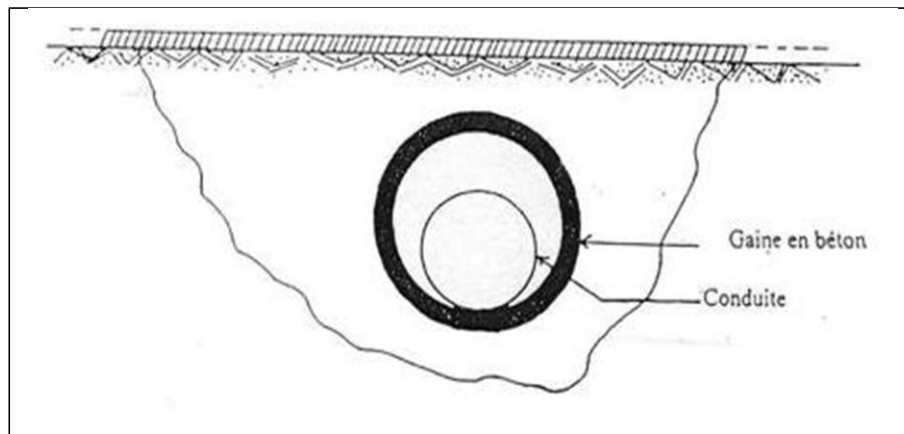


Figure VI-7 : Traversée d'une route au moyen d'une gaine.

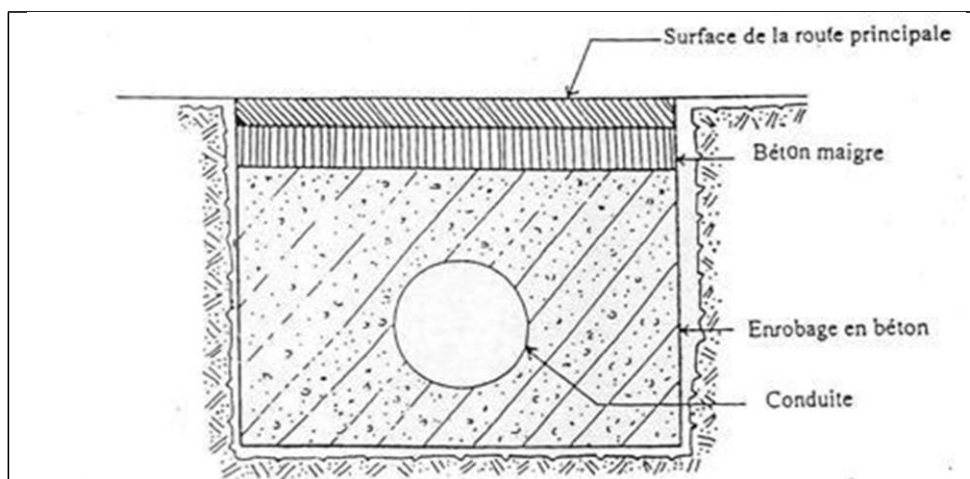


Figure VI-8 : Traversée d'une route au moyen d'enrobage dans le béton.

VI.3. Exécution des travaux de pose des canalisations :

VI.3.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :

VI.3.1.1. Matérialisation :

Avant de commencer les travaux de terrassement, il est essentiel de matérialiser l'axe de la future tranchée sur le terrain. Pour cela, on utilise des jalons placés en ligne droite tous les 50 mètres environ. Ces jalons sont positionnés à l'aide de repères ou bornes identifiés sur les plans d'exécution. Cette opération permet de définir avec précision la direction de la tranchée ainsi que l'emplacement exact de ses extrémités.

VI.3.1.2. Nivellement :

Le nivellement consiste à mesurer les différences d'altitude entre plusieurs points d'un terrain, généralement en pente. En terrain dégagé, le nivellement se fait simplement en ligne droite. En revanche, lorsqu'il y a des obstacles ou des irrégularités, on procède par cheminement (méthode progressive point par point). Un simple calcul permet ensuite de connaître la hauteur relative de chaque point, facilitant ainsi l'exécution correcte du terrassement.

VI.3.2. Excavation des tranchées

L'ouverture des tranchées se fait par tronçons successifs, en commençant toujours par les points les plus hauts du tracé. Cette méthode favorise l'écoulement naturel des eaux d'infiltration, ce qui est essentiel pour garantir la stabilité de la tranchée et la qualité des travaux.

L'opération d'excavation se déroule généralement en deux grandes étapes :

VI.3.2.1. Enlèvement de la couche végétale :

Avant de commencer les travaux de terrassement proprement dits, la couche végétale superficielle du sol doit être retirée. Cette opération est effectuée à l'aide d'un bulldozer ou d'un angledozer, en fonction de la nature du terrain et de la superficie à dégager.

VI.3.2.2. Réalisation des fouilles :

La création des tranchées et l'opération de remblaiement dépendent de plusieurs facteurs :

- **L'environnement** : milieu urbain, rural ou naturel, avec ou sans circulation.
- **Les caractéristiques de la conduite** : notamment le type de joint utilisé et le diamètre de la canalisation.
- **La nature du terrain** : sol sec, humide, rocheux ou instable, avec ou sans présence d'eau.
- **La profondeur de pose** : selon les exigences techniques et les risques liés au gel ou aux charges en surface.

Ces éléments influencent directement le mode d'exécution, les engins nécessaires et les précautions à prendre pour garantir la sécurité, la durabilité et la qualité des travaux.

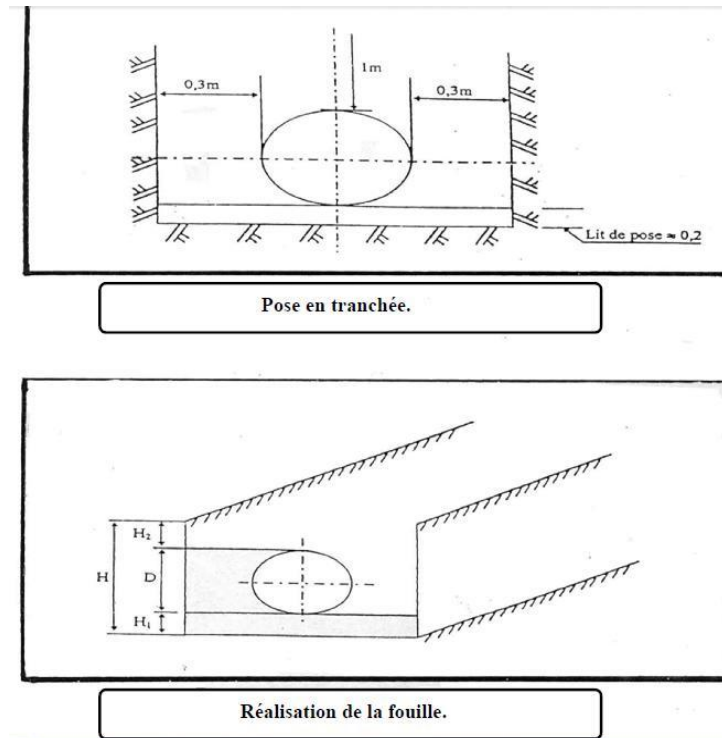


Figure VI.9 : Schéma d'une tranchée avec une conduite circulaire

- L'excavation des tranchées demande une évaluation précise de plusieurs paramètres, essentiels à la sécurité, à la durabilité et au bon fonctionnement du réseau.

Parmi ces paramètres :

a. Profondeur de la tranchée (HTr) :

C'est la profondeur minimale à respecter pour une tranchée généralement fixée à 1 mètre. Cette profondeur répond à plusieurs objectifs importants :

- **Préserver la fraîcheur de l'eau** (pendant les périodes de forte chaleur), en limitant l'exposition au rayonnement solaire.
- **Eviter toute gêne aux activités agricoles**, en laissant suffisamment d'espace pour le travail de la terre.
- **Protéger la canalisation contre le gel**, en l'enfouissant sous la profondeur de pénétration du froid, surtout dans les régions exposées à de basses températures.

b. Largeur de la tranchée (B) :

Elle dépend principalement du diamètre extérieur de la conduite, mais aussi de plusieurs autres facteurs comme :

- La nature de sol.
- Le matériau de la canalisation.
- Le type de joint utilisé.
- Les conditions spécifiques de pose.

En règle générale, la largeur au fond de la tranchée doit être suffisante pour permettre une pose correcte : elle correspond au diamètre extérieur du tuyau augmenté de 30 cm de chaque côté, afin de faciliter la mise en place et le remblaiement autour de la conduite.

c. lit de sable (aménagement) :

Le lit de sable joue un rôle fondamental : il permet une répartition uniforme des charges sur la conduite et prévient tout point d'appui localisé qui pourrait fragiliser le tuyau. Avant de poser les conduites, certaines étapes sont indispensables :

- Éliminer les pierres de grosse taille, présentes sur les parois de la tranchée.
- Respecter les niveaux indiqués sur le profil en long.
- Nivelier soigneusement le fond de la tranchée.
- Confectionner un lit de sable homogène, assurant une base plane et souple pour la pose des tuyaux.

d. L'assise :

L'assise correspond à la partie du remblai située entre le lit de pose et l'axe de la canalisation. Le matériau est tassé soigneusement sous les flancs de la conduite pour la stabiliser et éviter tout mouvement lors du remplissage ou du fonctionnement de réseau.

L'ensemble **lit de pose + assise** forme ce qu'on appelle **l'appui** de la conduite.

➤ **Choix du coefficient du talus (m) :**

Pour assurer la stabilité des parois de la tranchée pendant les travaux, il est nécessaire de déterminer un coefficient de talus adapté. Ce coefficient dépend de deux paramètres clés :

- **La profondeur de la tranchée.**
- **La nature du sol** (argileux, sableux ...)

Un bon dimensionnement évite les éboulements, sécurise les ouvriers et protège les conduites pendant leur mise en œuvre.

Tableau VI.1 : coefficient du talus en fonction de la profondeur de la tranchée.

Sols	Profondeur de la tranchée	
	Jusqu'à 1.5 m	Jusqu'à 3 m
Sable	m = 0.5	m = 1
Limon sableux	m = 0.25	m = 0.67
Limon argileux	m = 0	

Tableau VI.2: Produits de désinfection (Doses et temps de contact) :

Désinfectants Utilisés	Temps de contact minimum en heures	Dose de désinfectant (mg / l)	Précautions
Eau de Javel	24	90 à 150	-Se dégrade rapidement à la lumière. -Neutraliser le chlore avant le rejet pour les grandes quantités
Hypochlorite de Calcium	24 – 1,2 – 0,5 – Instantané	10 – 50 – 150 – 10.000	-Ne pas utiliser en milieu confiné -Neutraliser le chlore avant le rejet pour les grandes quantités
Permanganate de potassium	24	50	-A préparer au moins 24 heures d'avance -Ne pas rejeté directement dans les eaux de surface (forte coloration)

VI.4. Définitions des engins de terrassement utilisés :

Le matériel utilisé est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques va réduire considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

VI.4.1 Pelle hydraulique :

Elle est utilisée pour l'excavation des tranchées. Les pelles sont des engins de Terrassement conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est à dire que le cycle de travail comprend les temps suivants : Temps de fouille, temps de transport, temps de déchargement, temps de remise en position de déblais. On distingue deux types :

➤ pelle équipée en rétro :

Les applications de la pelle en rétro sont :

- Creuser en dessous de la surface d'appui à son niveau.
- Peut excaver dans la direction de la machine.
- Creuser avec grande précision.

➤ Pelle équipée en butée :

Les caractéristiques de cette pelle sont :

- Excavation en hauteur au- dessus de l'assise de la machine.
- Ramassage des matériaux.

Connaissant la nature des travaux à faire et comparant le champ d'application ainsi que les propriétés de chacune des deux types de pelles, on opte pour une pelle équipée en rétro à roue pneumatique pour atteindre le rendement optimal.

VI.4.2. Dozer :

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus. L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever. Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30cm. En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au dessus du sol de 75cm à 1m).

VI.4.3. Chargeur :

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite. Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur.

VI.4.4. Compacteur (vibrateur de sol) :

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.

VI.5 Planification des travaux de réseau de distribution :

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier, il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui va désigner la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens, elle consiste en :

- Installation des postes de travail;
- Observations instantanées;
- Analyse des tâches;
- Le chronométrage;
- Définition des objectifs et des attributions;
- Simplification des méthodes;

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail sera fait :

- dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau)
- sans retard
- aussi économique que possible

Les travaux suivant seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM).

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program évaluation review technique) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps, le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement cette méthode a été élaborée en 1958 par les Américains.

Les accessoires et pièces spéciales :

VI.6.1. Les accessoires du réseau :

Tout au long d'une canalisation, divers accessoires sont intégrés afin d'assurer le bon fonctionnement, la sécurité et la flexibilité du réseau.

Ces équipements permettent notamment de :

- Garantir un écoulement optimal du fluide,
- Isoler certaines sections pour faciliter l'entretien ou les réparations,
- Modifier la direction des conduites selon les besoins du tracé,
- Prélever des débits en des points spécifiques du réseau,
- Réguler la pression afin d'éviter les déséquilibres hydrauliques,
- Mesurer les débits circulants pour le suivi et la gestion du réseau,
- Vidanger une conduite en cas d'intervention ou d'entretien,
- Introduire de l'air dans la conduite pour éviter les dépressions,
- Raccorder différentes sections de conduites, y compris en cas de changement de diamètre.

VI.6.1.1. Les robinet-vannes :

Les robinets-vannes sont généralement installés aux points de jonction du réseau ainsi que sur les longues sections de canalisation. Leur rôle principal est de permettre l'isolement de certaines parties du réseau, afin de réaliser des opérations de maintenance sans perturber l'ensemble du système. Il existe plusieurs types de vannes, chacune adaptée à un usage spécifique selon les exigences du réseau hydraulique. Les principaux types sont les suivants :

➤ **Robinet-vanne à opercule :**

Ce type de robinet est principalement destiné aux fonctions de sectionnement, c'est-à-dire qu'il est conçu pour être ouvert ou fermé totalement, sans position intermédiaire. Il offre une étanchéité fiable et une bonne durabilité. Toutefois, en comparaison avec d'autres dispositifs comme les vannes papillon, il est souvent plus encombrant et nécessite un espace d'installation plus important.



Figure VI.10 : Robinet-vanne à opercule

➤ **Vanne papillon :**

Les vannes papillon sont des dispositifs compacts et polyvalents, couramment utilisés à la sortie des réservoirs d'eau. Elles permettent à la fois le réglage du débit et le sectionnement du flux. Grâce à leur faible encombrement et à leur maniabilité, elles sont particulièrement adaptées aux installations où l'espace est restreint et où une réponse rapide est nécessaire.



Figure VI.11 : Vanne papillon

VI.6.1.2. Clapet anti-retour :

Le clapet anti-retour est un dispositif conçu pour autoriser l'écoulement de l'eau dans un seul sens. Son fonctionnement repose sur le sens du courant : il s'ouvre automatiquement lorsque le fluide circule dans la direction souhaitée, puis se referme dès qu'un écoulement inverse est détecté, empêchant ainsi toute circulation rétrograde.

Ce type de clapet est généralement installé sur les conduites de refoulement des pompes, ou encore sur les installations équipées de compteurs d'eau. Il joue un rôle essentiel dans la protection de l'installation et le maintien du bon fonctionnement du réseau.

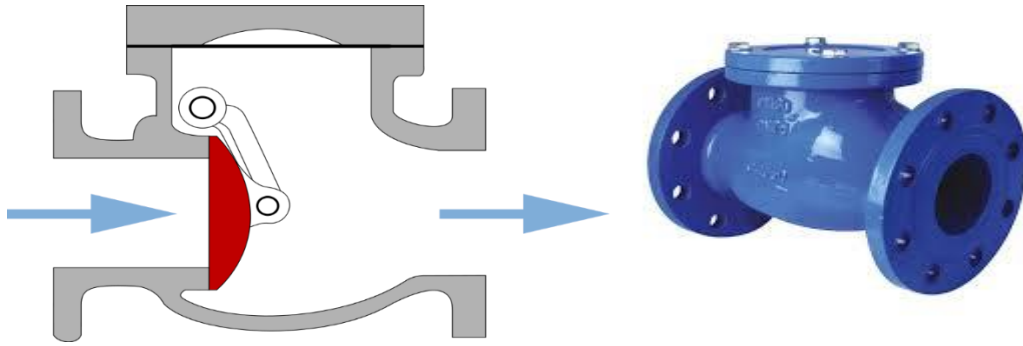


Figure VI.12 : Clapet anti-retour

VI.6.1.3. Régulateur de pression :

Le régulateur de pression aval est un dispositif de vannage automatique. Son fonctionnement repose sur l'introduction d'une perte de charge variable, qui permet de maintenir une pression résiduelle constante en aval. La pression en aval agit sur un piston ou une membrane, qui, en se déformant contre un élément élastique, déclenche automatiquement l'ouverture ou la fermeture du clapet, en fonction des conditions hydrauliques du réseau.

Ce type de régulateur est couramment utilisé pour limiter la pression dans un réseau, notamment dans les zones à forte pente, comme c'est le cas dans notre projet. Bien que techniquement similaires, les régulateurs de pression amont fonctionnent selon un principe différent : ils visent à maintenir une pression constante en amont du dispositif, plutôt qu'en aval.

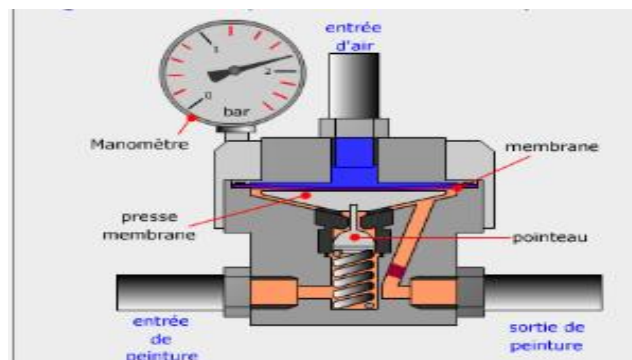


Figure VI.13 : Régulateur de pression

VI.6.1.4. Ventouses :

L'évacuation de l'air dans les canalisations est assurée par des dispositifs appelés ventouses, qui existent en deux types principaux :

- **Ventouse manuelle** : il s'agit d'un robinet classique que l'on ouvre périodiquement afin de purger l'air accumulé dans la conduite.
- **Ventouse automatique** : ce dispositif assure l'évacuation continue des poches d'air, aussi bien pendant le fonctionnement normal du réseau que lors de la mise en eau initiale. À l'inverse, lors de la vidange de la canalisation, elle permet également l'entrée d'air afin d'éviter la formation de cavités dépressives, qui pourraient endommager la conduite.



Figure VI.14 : Ventouse

VI.6.1.5. Vannes de décharge

La vanne de décharge est un robinet installé au point bas de la canalisation, généralement en amont de la vanne de sectionnement. Elle permet la vidange de la conduite, soit pour évacuer les dépôts accumulés, soit lors d'une intervention ou d'une réparation sur le réseau.

VI.6.2. Les pièces spéciales de raccordements

Les organes de raccordement jouent un rôle essentiel dans la flexibilité, l'adaptabilité et la continuité d'un réseau de canalisations. Ils permettent notamment de :

- Dévier un débit d'eau vers une autre direction ou branche du réseau,
- Introduire ou soutirer un débit à un point précis de la conduite,
- Modifier le diamètre de la canalisation pour s'adapter aux besoins hydrauliques,

- Faciliter le montage et le démontage des accessoires ou équipements du réseau,
- Changer la direction du tracé de la conduite sans interrompre la circulation du fluide.

VI.6.2.1. Les coudes

Les coudes sont des accessoires utilisés pour modifier la direction d'une conduite. Ce changement de trajectoire génère des efforts mécaniques importants, notamment des poussées. Pour y résister, les coudes sont généralement solidement maintenus par des massifs de butée, soigneusement dimensionnés afin d'absorber les contraintes exercées sur la canalisation.



Figure VI.15 : coude à brides

VI.6.2.2. Les cônes

Les cônes sont des accessoires utilisés pour raccorder deux conduites de diamètres différents. Ils assurent une transition progressive entre les sections, limitant ainsi les pertes de charge et les perturbations d'écoulement. On les retrouve principalement aux points sensibles du réseau, tels que :

- à l'entrée et à la sortie des pompes,
- à proximité des robinets-vannes,
- ou encore aux jonctions entre conduites de sections différentes.



Figure VI.16 : cône à brides

VI.6.2.3. Les croix de jonction

Les croix de jonction sont des accessoires utilisés au niveau des nœuds du réseau, lorsqu'il est nécessaire de raccorder quatre conduites disposées perpendiculairement. Elles permettent une distribution multidirectionnelle du débit dans les réseaux en croisement, tout en maintenant la continuité hydraulique.



Figure VI.17 : Croix de jonction à brides

VI.6.2.4. Les tés

Les tés de jonction sont des accessoires permettant de créer une dérivation sur une canalisation principale. Ils sont utilisés pour prélever ou injecter un débit supplémentaire dans le réseau, tout en assurant la continuité de l'écoulement principal.



Figure VI.18 : Tés à brides

VI.6.2.5. Les manchons

Les manchons sont des pièces de raccordement utilisées pour assembler deux éléments linéaires du réseau, tels que conduites, appareils ou accessoires. Ils assurent une liaison étanche et fiable, facilitant ainsi le montage, le démontage ou le remplacement d'équipements dans le système.



Figure VI.19 : Manchons et adaptateurs en fonte

VI.7. Conclusion :

Dans notre travail, nous avons défini l'ensemble des travaux nécessaires à la bonne exécution et au suivi du projet sur le chantier. Nous avons également sélectionné les engins les plus adaptés à chaque étape, afin d'assurer une réalisation efficace, dans de bonnes conditions, dans les délais impartis et de manière économiquement optimale.

Lors de la pose des canalisations, une attention particulière doit être portée à la préservation de la qualité des tuyaux et des raccords, afin d'éviter toute détérioration. Cela est essentiel pour garantir les performances attendues du réseau et prolonger sa durée de vie.

Chapitre VII

Organisation De chantier et sécurité de travail

VII.I Organisation des chantiers :

VII.I.1 Introduction :

L'importance économique des ouvrages hydrauliques dépendra en partie de la qualité de l'organisation mise en place, c'est-à-dire de la capacité à bien planifier, coordonner et mobiliser les moyens nécessaires pour mener à bien les travaux, dans les meilleures conditions et dans les délais les plus courts.

VII.I.1 Définition :

L'organisation d'un chantier repose sur la planification et la coordination des moyens nécessaires afin de réaliser les travaux dans les meilleures conditions possibles et dans les délais les plus courts.

VII.I.2 Les étapes de Réalisation du réseau d'AEP :

Les principales étapes des travaux sur les chantiers de réalisation d'un réseau d'alimentation en eau potable (A.E.P) sont les suivantes :

- Implantation du tracé des tranchées sur le terrain ;
- Excavation (creusement) des tranchées ;
- Préparation du lit de pose pour les conduites ;
- Pose des conduites ;
- Épreuve d'étanchéité des joints et des canalisations ;
- Remblaiement des tranchées.

VII.I.3 Implantation de la trace des tranchées sur le terrain :

VII.I.3.1 Matérialisation de l'axe :

L'axe de la tranchée est matérialisé sur le terrain à l'aide de jalons alignés en ligne droite, espacés de 50 mètres. Pour les positionner, on mesure les distances à partir de repères fixes ou de bornes indiquées sur le plan. Cela permet de définir précisément la direction et les extrémités de l'axe.

VII.I.3.2 Nivellement de la plate-forme de pose :

Le nivellement consiste à mesurer les différences d'altitude entre deux ou plusieurs points situés sur une pente régulière. Son objectif est de définir le relief d'un terrain en attribuant une altitude précise à plusieurs points de référence. Toutes les altitudes, appelées "côtes", sont exprimées par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison.

Lorsque le terrain présente des obstacles, on utilise une méthode de nivellement par cheminement, associée à un calcul simple. Cela permet de déterminer l'altitude de chaque point, et ainsi de connaître avec précision la profondeur de la tranchée à chaque emplacement.

VII.I.3.3 Excavation des tranchées :

En fonction des caractéristiques du terrain, l'excavation sera réalisée de manière mécanique. La profondeur minimale de la tranchée à creuser est de 0,80 m par rapport à la génératrice supérieure de la conduite. Cette profondeur est justifiée par plusieurs raisons :

- Préserver la fraîcheur de l'eau lors des fortes chaleurs,
- Ne pas entraver les travaux agricoles ou d'exploitation du sol,
- Protéger la canalisation contre les risques de gel.

VII.I.4 Choix de la section transversale de la tranchée :

La tranchée doit être suffisamment large pour permettre aux ouvriers d'y travailler aisément. Cette largeur varie en fonction du diamètre des conduites à poser : plus elles sont grandes, plus la tranchée doit être large.

L'excavation s'effectue par tronçons successifs, en commençant généralement par les points les plus élevés du terrain. Cela permet, si nécessaire, de faciliter l'écoulement naturel des eaux d'infiltration.

Ainsi, pour réaliser correctement l'excavation, il est essentiel de déterminer plusieurs paramètres, notamment :

La profondeur de la tranchée (Htr) ; La largeur de la tranchée (b).

➤ **La profondeur (H_{tr}) :**

La profondeur de la tranchée dépend de plusieurs facteurs, notamment du diamètre de la conduite, des charges roulantes à la surface (circulation ou engins) ainsi que des conditions climatiques, en particulier la température. Elle peut être déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \quad (\text{Voir la Figure VII-1})$$

- H_{tr} : profondeur de la tranchée (m) ;
- D : le diamètre de la conduite (m) ;
- h : la hauteur de la génératrice supérieure de la conduite elle est de 80 cm ;
- h_1 : l'épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,1$ m ;

$$\Rightarrow H_{tr} = D + 0.9 \text{ (m)}.$$

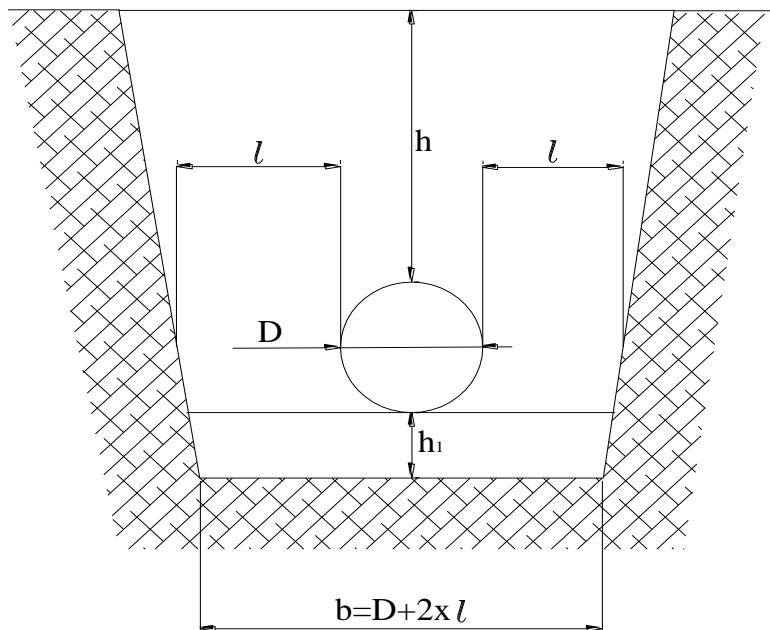


Figure VII-I-1 : Schéma d'une tranchée

➤ **Largeur de la tranchée :**

La largeur de la tranchée doit être suffisante pour permettre une pose correcte de la conduite, faciliter le travail des ouvriers, ainsi que le compactage du remblai autour de la canalisation.

Elle est calculée en fonction du diamètre de la conduite, en prévoyant un espace libre d'environ 30 cm de chaque côté de celle-ci :

$$b = D + 0,6 \text{ m}$$

- **b** : Largeur de la tranchée (m)
- **D** : Diamètre de la conduite (m).

VII.1.5 Choix du coefficient du talus :

Afin d'assurer la stabilité des talus de la tranchée pendant les travaux de pose des conduites, on détermine un coefficient de talus. Ce coefficient dépend principalement de la profondeur de la tranchée ainsi que de la nature du sol.

Tableau VII.1.1: choix du coefficient du talus.

Sols	profondeur de la tranchée m	
	jusqu'à 1,5 m	jusqu'à 3m
Sable	0,5	1
limon sableux	0,25	0,67
limon argileux	0	0,5

VII.I.6 Calcul du volume des travaux

VII.I.5.1. Pose des conduites

VII.I.5.1.1 Volume de décapage de la couche végétale

Le volume de décapage est calculé comme suit :

$$V_{\text{dec}} = (B + 2 \times 2) \times e_{\text{dec}} \times L \dots\dots\dots (\text{VII-1})$$

Avec :

- V_{dec} : volume de la couche végétale (m^3).
- B : largeur de la couche végétale (m).
- e_{dec} : épaisseur de décapage ($e=0,1\text{m}$).
- L : longueur de la couche végétale (m).

VII.I.5.1.2. Le volume du déblai des tranchées

Le volume de déblai de tranchée est calculé comme suit :

$$V_d = B \times H \times L \text{ (m)} \dots\dots\dots (\text{VII-2})$$

Avec :

- V_d : Volume du déblai des tranchées (m^3).
- L : la longueur de la tranchée (m).

VII.I.5.1.3. Volume occupé par le lit de sable

On le calcule par la formule suivante :

$$V_{\text{ls}} = e \times L \times B \dots\dots\dots (\text{VII-3})$$

Avec :

- V_{ls} : volume du lit de sable (m^3).
- e : épaisseur de la couche de sable (on prend $e=0,2\text{m}$).
- L : longueur totale de la tranchée (m).
- B : largeur de la tranchée (m).

VII.I.5.1.4. Volume occupé par la conduite

Le volume occupé par la conduite est calculé par la formule suivante :

$$V_{cond} = \left(\pi \times \frac{D_{ext}^2}{4} \right) \times L \dots \dots \dots (VII-4)$$

Avec :

- V_{cond} : volume de la conduite (m^3).
- D_{ext} : diamètre extérieur de la conduite (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

VII.I.5.1.5. Volume du remblai de protection

Le volume du remblai est calculé comme suit :

$$V_{remblai} = V_d - (V_{cond} + V_{ls}) \dots \dots \dots (VII-5)$$

Avec :

- $V_{remblai}$: Volume du remblai de protection (m^3).
- V_d : Volume du déblai des tranchées (m^3).
- V_{cond} : volume de la conduite (m^3).
- V_{ls} : volume du lit de sable (m^3).

Le tableau ci-dessous montre les volumes obtenus :

Tableau VII.I.2: Calcul des différents volumes de pose des conduites.

D (mm)	L (m)	B (m)	H (m)	$V_{d\acute{e}c}(m^3)$	$V_d(m^3)$	$V_{ls}(m^3)$	$V_{cond}(m^3)$	$V_{remblai}(m^3)$
50	3062,29	0,65	1,2	1423,965	2388,586	398,0977	6,009744	1984,47876
63	2737,59	0,663	1,213	1276,538	2201,622	363,0044	8,529413	1830,08804
75	1544,76	0,675	1,225	722,1753	1277,323	208,5426	6,821081	1061,95974
90	4256,03	0,69	1,24	1996,078	3641,459	587,3321	27,06197	3027,06516
110	4122,65	0,71	1,26	1941,768	3688,123	585,4163	39,15899	3063,5474
125	1462,61	0,725	1,275	691,0832	1352	212,0785	17,93983	1121,98184
140	669,38	0,74	1,29	317,2861	638,9901	99,06824	10,29908	529,622827
160	492,6	0,76	1,31	234,4776	490,4326	74,8752	9,89929	405,65807

180	243,33	0,78	1,33	116,3117	252,4305	37,95948	6,188855	208,282207
225	61,56	0,825	1,375	29,7027	69,83213	10,1574	2,446433	57,2282921
250	948,89	0,85	1,4	460,2117	1129,179	161,3113	46,55492	921,312884
Somme				9209,598	17129,98	2737,843	180,9096	14211,2252

VII.I.5.2 Devis estimatif et quantitatives

L'analyse du devis estimatif permet d'évaluer le coût de réalisation du projet

Tableau VII.I.3 : Devis estimatif et quantitatives.

Devis estimatif et quantitatives					
Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant totale (DA)	
Terrassement					
Décapage de la couche végétale	m ³	9209,598	250	2302399,5	
Déblai		17129,98	300	5138994	
Mise en place du lit de sable		2737,843	1800	4928117,4	
Remblaiement De la tranche		14211,23	300	4263367,6	
Cout de canalization					
Ø 50 PN10	ml	3062,29	416,02	1273973,9	
Ø 63 PN10		2737,59	618,46	1693089,9	
Ø 75 PN10		1544,76	851,27	1315007,8	
Ø 90 PN10		1548,39	1212,85	1877964,8	
Ø 110 PN10		4122,65	1775,25	7318734,4	
Ø 140 PN10		669,38	2831,18	1895135,3	
Ø 160 PN10		492,6	3628,45	1787374,5	
Ø 180PN10		243,33	4595,89	1118317,9	
Ø 225 PN10		61,56	7030,23	432780,96	
Ø 250 PN10		948,89	8546,08	8109289,9	
Ø 90 PN16		1462,61	1725,63	2523923,7	
Ø 160 PN16		2707,67	3222,32	8724979,2	
Grillage avertisseur			19601,72	100	1960172
Les accessoires		unité			500000
Station de pompage					
Pompes	unité	2	100000	200000	
Les accessoires	unité			100000	
Somme				57463623	
TVA 19%				10918088	
Totale				46545534	

➤ La somme totale en chiffre :

Quarante-six millions cinq cent quarante-cinq mille cinq cent trente-quatre

VII.I.6 Planification des travaux

Avant d'entamer les travaux sur un chantier, une phase de planification est indispensable. Elle repose sur une étude théorique dont le but est de définir la meilleure façon de mobiliser la main-d'œuvre et les ressources disponibles. Cette étape vise à garantir que les travaux s'enchaînent dans le bon ordre, soient réalisés dans les délais les plus courts possible, tout en optimisant les coûts de manière efficace.

VII.I.6.1 Les différentes tâches de réalisation

Les différentes tâches liées à la mise en œuvre du réseau d'alimentation en eau potable, ainsi que leurs durées d'exécution respectives, sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.I.4: les opérations avec leurs durées à exécuter du réseau

Notation	Opération	Durée (j)
A	Exécution des tranchées du réseau	40
B	Pose du lit de sable	60
C	Bardage des conduites	8
D	Pose des conduites	12
E	Montage et raccordement des conduites	25
F	Essais d'étanchéités	40
G	Remblayage des tranchées	7
H	Nivellement et compactage	10

VII.I.6.2 Planification par la méthode du réseau à nœud

La méthode du chemin critique, également connue sous le nom de méthode PERT (Program Evaluation and Review Technique), est une technique de planification de projet dans laquelle les tâches sont représentées par des nœuds et des flèches. Ces éléments sont traversés par un flux représentant le temps. Chaque nœud ou flèche symbolise une étape ou une opération spécifique du projet.

➤ Détermination du chemin critique

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

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

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

$$DFP = DCP + TR \dots\dots\dots (VII-15)$$

$$DCPP = DFPP - TR \dots\dots\dots (VII-16)$$

Chemin critique : Il correspond à la succession d'opérations dont la marge totale est nulle ($MT = 0$) et qui déterminent la durée totale du projet (DTP). La somme des temps de réalisation (TR) de ces opérations est donc égale à la DTP.

Le tableau ci-dessous montre comment les différentes opérations du projet s'enchaînent, en précisant celles qui doivent être réalisées avant ou après les autres.

Tableau VII.I.5: les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération.

Opérations	précède	Succède
A	BC	--
B	D	A
C	DE	A
D	F	BD
E	FG	C
F	H	DE
G	H	E
H	--	FG

Le réseau à nœuds est représenté sur la (figure VII-I-2)

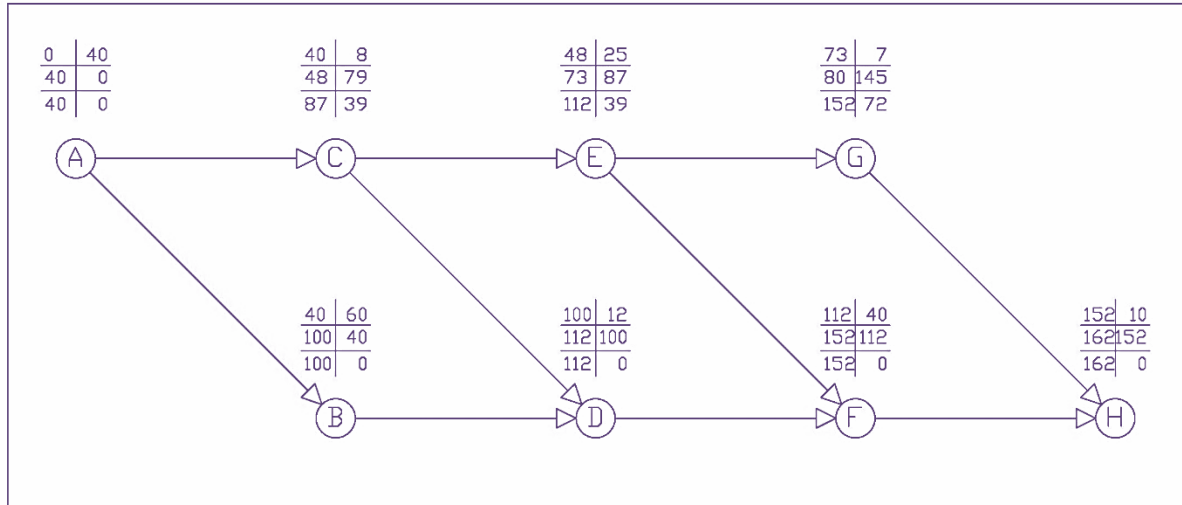


Figure VII-I-2 : calcul du temps de réalisation par le réseau à nœuds.

Chemin critique : A-B-D-F-H

La durée totale pour la réalisation du projet est **DTR = 162 jours**

Conclusion:

On peut conclure que l’organisation du chantier est une étape essentielle avant le début des travaux. Elle permet de planifier précisément l’ensemble des volumes et des tâches à réaliser, afin d’assurer le bon déroulement du projet dans les meilleures conditions. Elle offre également une vision claire du coût total du projet. Par ailleurs, cette organisation permet d’identifier les engins et équipements les plus adaptés aux besoins du chantier.

VII.II Sécurité de travail

Introduction :

Les accidents de travail et les problèmes qui en découlent ont un impact important, tant sur le plan financier que sur la sécurité et le bien-être humain. C'est pourquoi il est indispensable de mettre en place un ensemble de mesures de prévention, permettant aux travailleurs d'exercer leur métier dans les meilleures conditions de sécurité. La sécurité sur les chantiers représente donc une condition essentielle au bon déroulement des projets, pouvant, dans certains cas, constituer une obligation réglementaire stricte. L'objectif fondamental de la sécurité est de réduire la fréquence et la gravité des accidents sur les chantiers, notamment dans le domaine de l'hydraulique, qui implique de nombreuses phases sensibles lors de la réalisation des projets d'alimentation en eau potable. Les principales phases d'exécution concernées par les mesures de sécurité sont : Travaux d'excavation et de terrassement : pose de conduites, implantation des réservoirs de stockage, stations de pompage, etc. Réalisation de forages : creusement, équipement, essais de pompage, mise en sécurité. Travaux de construction (génie civil) : bétonnage, ferrailage, et autres opérations liées à l'implantation des infrastructures hydrauliques. Dans ce cadre, il est primordial que les ingénieurs hydrauliciens intègrent dans leur étude tous les aspects liés à la sécurité du travail, afin d'anticiper et prévenir tout risque potentiel pour les ouvriers et les équipements.

VII.II.1 Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique

De manière générale, les accidents de travail liés à des conditions ou à des comportements dangereux résultent de deux causes principales :

➤ Facteurs humains :

- Manque de vigilance et négligence dans l'exécution des tâches ;

- Fatigue excessive des ouvriers, absence de compétence ou de responsabilité chez certains intervenants ;
- Encombrement et mauvaise organisation sur le chantier, notamment durant les différentes phases d'exécution ;
- Erreurs de jugement, d'interprétation ou de prise de décision ;
- Manque de rigueur et de concentration à des moments critiques de la réalisation ; Adoption d'un rythme de travail inapproprié, soit trop rapide, soit trop lent, au regard des exigences de sécurité.

➤ **Facteurs matériels :**

- Utilisation d'outils, engins et machines de chantier parfois mal adaptés ou mal entretenus
- Nature et caractéristiques des matériaux utilisés pouvant présenter des risques spécifiques (glissants, tranchants, instables, etc.) ;
- Complexité ou dangerosité liée à certaines opérations techniques ;
- Présence d'installations mécaniques et électriques susceptibles de provoquer des incidents en cas de dysfonctionnement ou de mauvaise manipulation.

VII.II.2 Phases critiques exposées aux risques d'accidents :

Au cours des différentes étapes de réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable, plusieurs situations peuvent générer des accidents, notamment :

- Lors des travaux de terrassement (tranchées, fouilles profondes, effondrements potentiels) ;
- Durant les opérations de bétonnage ou de génie civil, impliquant des manipulations lourdes et des produits chimiques ;
- Lors de l'installation des systèmes électriques et des équipements sous pression, à haut risque de choc électrique ou d'explosion ;
- Même après la mise en service du réseau, notamment pendant les travaux de maintenance ou de réparation des pompes, canalisations, ou installations diverses.

VII.II.3 Liste des conditions dangereuses :

Les accidents de travail peuvent également résulter de défaillances techniques ou de mauvaises conditions de travail sur le chantier. Parmi les principales sources de danger, on distingue :

- Installations non protégées ou mal sécurisées, exposant les travailleurs à des risques directs ;
- Outillages, engins et machines en mauvais état, pouvant causer des dysfonctionnements ou des blessures ;
- Absence ou insuffisance de protections individuelles (casques, gants, gilets, chaussures de sécurité, etc.) ;
- Défauts dans la conception ou la construction des ouvrages ou équipements ;
- Utilisation de matériaux défectueux ou inadaptés, pouvant compromettre la sécurité structurelle ;
- Stockage désordonné ou dangereux des matériaux ou équipements ;
- Organisation inadéquate de l'espace de travail, entraînant des chutes, collisions ou encombrements ;
- Éclairage insuffisant, réduisant la visibilité et augmentant les risques d'accident ;
- Facteurs d'ambiance inadaptés, tels que le bruit excessif, la poussière ou les vibrations ;
- Conditions climatiques défavorables (pluie, chaleur extrême, vent fort, etc.), qui compliquent l'exécution des tâches en toute sécurité.

VII.II.4 Liste des actions dangereuses :

- Intervention imprudente sur des machines en mouvement
Exemple : graisser un engin en marche.
- Manipulation hasardeuse d'installations sous pression ou sous tension
Exemple : ramasser un outil à proximité d'un conducteur sous tension dans une station de pompage.
- Agir sans prévenir ni autorisation Prise d'initiatives sans coordination préalable.

- Neutralisation des dispositifs de sécurité Désactivation des protections mécaniques ou électriques.
- Non-utilisation des équipements de protection individuelle (EPI) Casques, gants, lunettes, gilets, etc.
- Utilisation incorrecte des outils ou engins Mauvaise manipulation, entretien insuffisant, emploi inadapté.
- Risque lors des opérations de stockage Empilement instable, accès dangereux, mauvaise organisation.
- Adoption de positions instables ou dangereuses
Exemple : transport du personnel sur la plate-forme d'un camion chargé.
- Travail à une altitude non sécurisée Échelle mal fixée, absence de harnais, etc.
- Cadence de travail excessive Travail précipité favorisant les erreurs et accidents.
- Comportements inadaptés sur le chantier Plaisanteries, disputes ou jeux dans les zones à risque.

VII.II.5 Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :

VII.II.5.1 Protection individuelle :

Pour travailler en toute sécurité, surtout dans les métiers à risque, il est essentiel de porter les équipements de protection individuelle. Casques, gants, chaussures de sécurité, lunettes de protection... ces outils ne sont pas de simples accessoires, mais de véritables alliés qui peuvent faire la différence entre un incident grave et une journée sans souci. Se protéger, c'est avant tout se respecter et penser à sa santé, aujourd'hui comme demain.

VII.II.5.2 Autre protections :

- Toute tranchée réalisée en zone urbaine ou sous une voie de circulation doit impérativement être sécurisée par une clôture visible et bien signalée, aussi bien de jour que de nuit, afin de prévenir tout risque de chute, que ce soit pour les personnes ou les engins.

- Avant de débiter les travaux d'excavation, il est essentiel de prévenir les parties concernées (riverains, services techniques, etc.) et de s'assurer de la stabilité du sol pour garantir la sécurité du chantier.
- Les ouvriers travaillant à la pioche ou à la pelle doivent respecter une distance de sécurité suffisante entre eux, afin d'éviter tout accident dû aux mouvements d'outils ou à la proximité physique.

VII.II.5.3 Protection collective :

➤ Équipements pour la mise en œuvre du béton :

Le chef de chantier ou l'entrepreneur doit porter une attention particulière aux éléments suivants :

- Appliquer rigoureusement les consignes et règlements de sécurité en vigueur ;
- Assigner du personnel compétent et formé aux postes clés, en particulier dans les installations modernes, où la précision et la vigilance sont essentielles.

➤ Engins de levage :

Les grues, les pipe layers et autres engins de levage exigent une attention particulière. Leur puissance et leur précision en font des outils précieux, mais aussi potentiellement dangereux si la sécurité est négligée.

Le technicien en charge doit donc :

- Sélectionner du personnel qualifié et fiable pour les manœuvres ;
- S'assurer que les vérifications et entretiens sont réalisés régulièrement, selon les recommandations du fabricant ;
- Délimiter clairement une zone de sécurité autour des engins, en évitant strictement tout stationnement ou passage sous les charges suspendues.

➤ **Appareillage électrique :**

Pour prévenir les accidents liés à l'électricité, toute forme de bricolage ou d'improvisation doit être proscrite. Seuls des électriciens qualifiés doivent intervenir sur les lignes ou équipements électriques, conformément aux normes de sécurité.

VII.II.6 Conclusion

La prévention des risques professionnels ne doit plus être perçue uniquement comme une réponse aux accidents. Grâce aux avancées techniques et scientifiques, elle doit devenir une démarche proactive et intégrée. L'objectif est de créer un environnement de travail sûr dès la conception des projets, en mettant l'accent sur l'éducation, la formation et la responsabilisation des travailleurs. Une meilleure compréhension des outils, des risques et de l'environnement permettra à chacun de contribuer activement à sa propre sécurité et à celle de ses collègues.

Conclusion générale

Conclusion générale

Notre étude a couvert l'ensemble des aspects liés à la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable. L'objectif principal était de dimensionner le système d'A.E.P. en s'appuyant sur les éléments suivants :

- Analyse de la zone d'étude et estimation des besoins en eau du village de H, dans le but de concevoir un réseau de distribution en PEHD, à l'aide du logiciel de simulation hydraulique EPANET.
- Le village est desservi par un réservoir existant de 500 m³.
- Dimensionnement de la conduite d'adduction en refoulement, réalisé à partir du débit du forage égale à 6 l/s. Cette conduite, qui approvisionne le village, s'étend sur une longueur de 2707.47 mètres avec une autre conduite d'adduction gravitaire réalisé à partir d'un débit égale à 21.95 l/s s'étend sur une longueur de 1462.61 mètres
- Sélection et installation d'accessoires adaptés sur les conduites pour garantir leur durabilité et leur bon fonctionnement, accompagnées d'une pose conforme aux contraintes du terrain.

Élaboration d'une chronologie des travaux, visant à organiser efficacement le déroulement du chantier, tout en intégrant les mesures de prévention nécessaires pour assurer la sécurité des ouvriers.

Bibliographie

- **Référence Bibliographique :**

- PNE Plan National de l'Eau de 2010. [1]
- SALAH, B. (1993). « Polycopie d'alimentation en eau potable », Edition ENSH, Soumaa. [2]

- **Mémoires de fin d'études :**

- AMARA, N.(2020). «*Etude du système d'alimentation en eau potable du POS 15 et 16 de la commune de Berrouaghia (w.MEDEA)* ». Mémoire d'ingénieur d'état, ENSH. [4]
- YAHYA, A. (2018). «*ETUDE DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE La VILLE DE KHEMIS-MILIANA (W. AIN DEFLA)* >>. Mémoire d'ingénieur d'état, ENSH. [5]

- **Site :**

- Prix de conduite en PEHD : [Prix en Algérie de m de Tube en polyéthylène. Générateur de prix de la construction. CYPE Ingenieros, S.A.](#)

- Ministère des Ressources en Eau (Algérie). Guide technique pour la conception des réseaux AEP.
- Debbache, Hydraulique urbaine. Éditions ENP.
- K. Bouzidi (2021). Dimensionnement des conduites d'eau potable. Revue des Sciences de l'Ingénieur.
- OMS (Organisation Mondiale de la Santé). Lignes directrices pour la qualité de l'eau de boisson, 4e édition.

ANNEXES

ANNEXE -1 : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{\max}	2	1.8	1.6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1.1

ANNEXE -2 : β_{\min} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{\min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7

ANNEXE -3 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	5.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06

19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	4.2	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

ANNEXE-4: ABAQUE DE V

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

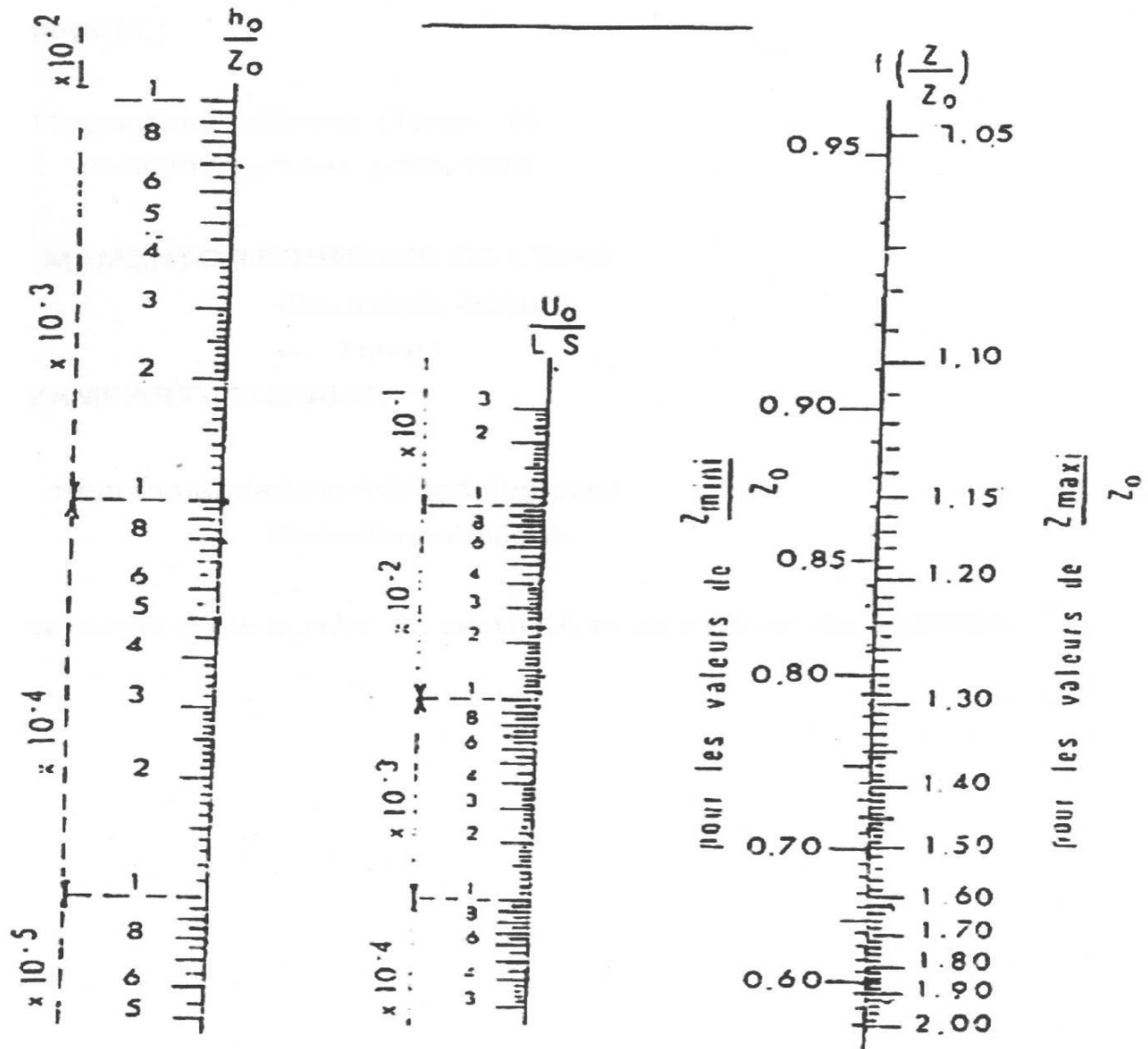


PLANCHE XXVII

ANNEXE -5

Pres (Bar)	DN	Øint (mm)	Ep.(mm)	Q max à V= 2m/s
10	180	158,6	10,7	142 m ³ /h
	200	176,2	11,9	175 m ³ /h
	225	198,2	13,4	222 m ³ /h
	250	220,4	14,8	274 m ³ /h
12,5	32	26	3,0	3,8 m ³ /h – 63 l/min
	40	32,6	3,7	6 m ³ /h – 100 l/min
	50	40,8	4,6	9 m ³ /h – 150 l/min
	63	51,4	5,8	14 m ³ /h – 233 l/min
	75	61,4	6,8	21 m ³ /h – 350 l/min
	90	73,8	8,2	30 m ³ /h – 500 l/min
	110	90,0	10,0	45 m ³ /h – 750 l/min
	125	102,2	11,4	59 m ³ /h – 983 l/min
	140	114,6	12,7	74 m ³ /h
	160	136,4	11,8	105 m ³ /h
	180	153,4	13,3	133 m ³ /h
	200	170,6	14,7	164 m ³ /h
	225	191,8	16,6	208 m ³ /h
	250	213,2	18,4	257 m ³ /h
16	20	14,0	3,0	1,1 m ³ /h – 18 l/min
	25	19,0	3,0	2 m ³ /h – 33 l/min
	32	24,8	3,6	3,5 m ³ /h – 58 l/min
	40	31,0	4,5	5,4 m ³ /h – 90 l/min
	50	38,8	5,6	8,5 m ³ /h – 141 l/min
	63	48,8	7,1	13,4 m ³ /h – 223 l/min
	75	58,2	8,4	19 m ³ /h – 316 l/min
	90	69,8	10,1	27 m ³ /h – 450 l/min
	110	85,4	12,3	41 m ³ /h – 683 l/min
	125	97	14	53 m ³ /h – 883 l/min
	140	108,6	15,7	66 m ³ /h
	160	130,8	14,6	96 m ³ /h
	180	147,2	16,4	122 m ³ /h
	200	163,6	18,2	151 m ³ /h
225	184,0	20,5	191 m ³ /h	
250	204,6	22,7	236 m ³ /h	

ANNEXE -6

(Prix Valable à compter du : 01 AVRIL 2010)
Selon la Norme ISO 4427

TUBES PEHD : PN 06

CODE	Diam Ext	EP(mm)	Prix HT (DA/ML)	Prix TTC (DA/ML)	
-	Ø20	-			PE80
P3513001	Ø25	-	38,22	42,48	PE80
P3513006	Ø32	-	48,28	68,87	PE80
P3513009	Ø40	2	94,6	78,88	PE80
P3513012	Ø50	2,4	98,25	114,95	PE80
P3513015	Ø63	3	100,25	137,49	PE80
P3513018	Ø75	3,6	225,21	263,49	PE80
P3513022	Ø90	4,3	296,03	346,36	PE100
P3513025	Ø110	4,9	357,86	418,7	PE100
P3513040	Ø125	-	473,08	553,5	PE100
P3513030	Ø160	5,8	770,35	901,89	PE100
P3513044	Ø200	7,2	1163,39	1361,17	PE100
P3513059	Ø250	9,1	1950	2231,5	PE100
P3513042	Ø315	11,4	3080	3603,6	PE100
P3513039	Ø400	14,5	5134,24	6007,06	PE100
P3513051	Ø500	19,1	6938,13	8117,61	PE100
P3513052	Ø630	24,1	12682,5	14038,83	PE100

TUBES PEHD : PN 10

CODE	Diam Ext	EP(mm)	Prix HT (DA/ML)	Prix TTC (DA/ML)	
P3513000	Ø20		28,07	34,01	PE80
P3513004	Ø25	2,5	38,28	44,79	PE80
P3513007	Ø32	2,5	55,48	64,91	PE80
P3513010	Ø40	3	94,1	98,48	PE80
P3513013	Ø50	3,7	138,26	158,28	PE80
P3513016	Ø63	4,7	209,68	245,34	PE80
P3513019	Ø75	5,6	300,5	351,59	PE80
P3513023	Ø90	5,4	359,09	420,14	PE100
P3513026	Ø110	6,6	540,5	632,39	PE100
P3513028	Ø125	7,4	680,13	772,36	PE100
P3513031	Ø160	9,5	1142,25	1336,43	PE100
P3513033	Ø200	11,9	1650,84	1931,48	PE100
P3513035	Ø250	14,8	2590	3036,15	PE100
P3513041	Ø315	18,7	4093,57	4789,47	PE100
P3513038	Ø400	23,7	6098,74	7837,53	PE100
P3513049	Ø500	29,7	10152,51	11878,44	PE100
P3513048	Ø630	37,7	15733,76	18411,38	PE100

TUBES PEHD : PN 16

CODE	Diam Ext	EP(m m)	Prix HT (DA/ML)	Prix TTC (DA/ML)	
P3513002	Ø20	2,3	32,12	37,65	PE80
P3513003	Ø25	2,8	50,65	58,49	PE80
P3513005	Ø32	3,6	78,51	91,88	PE80
P3513008	Ø40	4,5	120,95	141,51	PE80
P3513011	Ø50	5,6	188,28	220,29	PE80
P3513014	Ø63	7,1	297,95	348,5	PE80
P3513017	Ø75	8,4	407,8	477,13	PE80
P3513020	Ø90	8,2	610,71	597,53	PE100
P3513021	Ø110	10	767,19	888,91	PE100
P3513024	Ø125	11,4	967	1132,44	PE100
P3513027	Ø160	14,6	1550	1828,3	PE100
P3513029	Ø200	18,2	2472	2892,94	PE100
P3513032	Ø250	22,7	3915	4463,55	PE100
P3513034	Ø315	28,6	5850	6844,5	PE100
P3513036	Ø400	36,3	9320	10904,4	PE100
P3513037	Ø500	45,4	14911	17445,87	PE100
P3513043	Ø630	57,2	23123,5	27054,5	PE100

TUBES PEHD : PN 20

CODE	Diam Ext	EP(mm)	Prix HT (DA/ML)	Prix TTC (DA/ML)	
P3513101	Ø20	2,3	38,01	44,47	PEMØ
P3513102	Ø25	3	53,29	62,35	PE100
P3513103	Ø32	3,6	82,22	96,2	PE100
P3513104	Ø40	4,5	128,15	149,94	PE100
P3513105	Ø50	5,6	200,7	234,82	PE100
P3513106	Ø63	7,1	338,73	396,31	PE100
P3513107	Ø75	8,4	447,36	623,4	PE100
P3513108	Ø90	10,1	637,09	733,7	PE100
P3513109	Ø110	12,3	948	1110,17	PE100
P3513110	Ø125	14	1202,75	1407,22	PE100
P3513111	Ø160	17,9	1947,58	2278,88	PE100
P3513112	Ø200	22,4	3121,79	3952,3	PE100
P3513113	Ø250	27,9	4846,33	5579,21	PE100
P3513114	Ø315	35,2	7588,88	8875,48	PE100
P3513115	Ø400	44,7	12110,03	14158,74	PE100
P3513054	Ø500	55,8	19053,81	22304,68	PE100
-	Ø630	-			PE100