الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"
ⵜⴰⵙⴷⴰⵡⵜ ⵜⴰⵏⴰⵢⵜ ⵏ ⵜⵣⵔⴼⵜ ⵏ ⵜⵙⴳⵎⵉ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

Etude du système d'alimentation en eau potable de l'agglomération D'AIN ZERGA (POS 1) commune de OULED KHALED (W. SAIDA).

Présenté par :
MELLOUKI Hanane

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
MOKRANE Wahiba	M.C.B	Président
SALHI Schahrazed	M.C.B	Examinateur
KADI Latifa	M.A.A	Examinateur
SALAH Boualem	Professeur	Promoteur

Session Septembre 2025

Remerciment

Avant tout, je rends grâce à Dieu, le Tout-Puissant, pour m'avoir accordé la santé, le courage et la volonté nécessaires pour entreprendre mes études et mener à bien ce modeste travail dans les meilleures conditions.

J'adresse mes remerciements les plus sincères à mon encadrant, Monsieur ***Salah Boualem****, pour son accompagnement, ses précieux conseils et son orientation tout au long de la réalisation de ce mémoire.*

Je tiens également à remercier Madame ***Mokrane Wahiba*** *et Monsieur* ***Kheddimallah Abderrahmane*** *pour l'aide précieuse qu'ils m'ont apportée dans la réalisation de ce travail.*

Ma gratitude va également à l'ensemble des enseignants de l'ENSH qui m'ont accompagné tout au long de mon parcours académique, et qui ont su m'apporter les connaissances et le soutien nécessaires.

Enfin, je remercie vivement les membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail, ainsi que pour leurs remarques pertinentes et leurs suggestions constructives qui ont grandement enrichi ce mémoire

Merci

Dédicace

À la mémoire de mon cher père, رحمه الله،

À son âme noble, j'offre humblement ce travail, en signe de reconnaissance pour tout ce qu'il m'a légué de valeurs, d'amour et de sagesse.

*Je dédie également ce mémoire à **ma mère bien-aimée, Assia**, véritable reine de ma vie, pour son amour inépuisable, son éducation exemplaire, ses innombrables sacrifices, et pour m'avoir transmis dès mon plus jeune âge le sens du devoir, de l'effort et de la persévérance.*

*À mes chers frères et sœur : **Abdelillah, Leila et Yasser el Khalil**,*

ainsi qu'à toute ma famille, pour leur soutien indéfectible, leur affection sincère et leur présence réconfortante qui m'ont portée tout au long de ce parcours.

Une pensée particulière à mes précieuses amies :

Dib Aya**, **Messad Malek**, **Bouhamidi Chames Doha**, **Bensafi Sabria**, **Chaher Mouna Wissem** et **Bensadoune Hana.

pour leur amitié fidèle, leur soutien constant et leur bienveillance.

À tous ceux qui m'aiment,

À tous ceux que j'aime.

ملخص

يشكل التجمع العمراني الجديد بعين زرقة، المعروف اختصارًا بـPOS1 ، امتدادًا لبلدية أولاد خالد التابعة لولاية سعيدة. ورغم أن هذا التجمع العمراني حضري، إلا أنه يفتقر حاليًا إلى نظام هيدروليكي للتزويد بالمياه الصالحة للشرب وحتى إلى شبكة صرف صحي. يتمثل هدفنا في تصميم نظام لتزويد هذا التجمع بالمياه الصالحة للشرب، مُصمم بطريقة مناسبة لتلبية احتياجات جميع فئات المستهلكين، سواء الحاليين أو المتوقعين في الأفق المستقبلي، على مستوى POS1

الكلمات المفتاحية: نظام، POS1، عين زرقة، احتياجات مائية.

Résumé

La nouvelle agglomération d'Ain Zerga, nommée communément POS1, représente une extension de la commune d'Ouled Khaled faisant partie de la wilaya de Saida. Ce POS1, bien qu'urbanisé, est dépourvu actuellement de système hydraulique d'alimentation en eau potable et même d'Assainissement. Notre objectif consiste à projeter un système d'alimentation en eau potable dimensionné d'une façon adéquate pour satisfaire en besoins en eau toutes les différentes catégories de consommateurs rencontrés ou projetés à l'horizon futur au niveau de ce POS1

Mots clés : système, POS1, Ain Zerga, besoins en eau.

Abstract

The new urban area of Ain Zerga, commonly referred to as POS1, represents an extension of the commune of Ouled Khaled, which is part of the Wilaya of Saïda. Although this POS1 area is urbanized, it currently lacks both a potable water supply system and a wastewater network. Our objective is to design a potable water supply system that is properly dimensioned to meet the water needs of all categories of consumers, both existing and projected, in the future within this POS1 area.

Keywords : system, POS1, Ain Zerga, water needs.

Table des matières

Introduction générale 13
I. Présentation de la zone d'étude 15
I.1. Introduction : 15
I.2. Situation géographique de la commune de ouled khaled : 15
I.3. Situation de la superficie d'étude : 16
I.4. La morphologie et la pente : 16
I.5. Situation climatique : 16
I.5.1. Température : 17
I.5.2. Pluviométrie : 17
I.6. Les vents : 18
I.7. Données démographiques : 18
I.7.1. Urbanisation : 18
I.7.2. Population : 19
I.8. Réseau hydrographique : 19
I.9. Situation hydraulique : 19
I.10. Conclusion : 19
II. Evaluation des besoins en eau: 21
II.1. Introduction : 21
II.2. Désignation des habitats de l'aire d'étude : 21
II.3. Equipements : 21
II.4. Evaluation de la population : 22
II.5. Estimation des besoins en eau potable : 22
II.5.1. Besoin domestique : 22
II.5.2. Besoin d'équipement : 23
II.5.3. Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale : 24
II.6. Etude de variation de consommation : 24
II.6.1. Etude de la variation des débits journalières : 24
II.6.2. Etude de la variation des débits horaires : 25
II.6.3. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant 26
II.7. Conclusion : 28
III. Dimensionnement du réseau de distribution 30
III.1. Introduction : 30

III.2. Rappel théorique sur les types des réseaux : 30
III.2.1. Réseau ramifie : 30
III.2.2. Réseau maillé : 31
III.2.3. Réseau mixte : 31
III.3. Conception du réseau de notre agglomération : 32
III.3.1. Choix du matériau des conduites : 32
III.3.2. Paramètres des réseaux : 32
III.4. Dimensionnement du réseau : 33
III.4.1. Calcul des débits : 33
III.4.2. Calcul du réseau par logiciel EPANET 37
III.4.3. Réseau de distribution : 38
III.4.4. Interprétation des résultats de calcul hydraulique du réseau d'AEP projeté : 43
III.5. Conclusion : 43
IV. Etude d'adduction 45
IV.1. Introduction : 45
IV.2. Types d'adduction : 45
IV.2.1. Adduction par refoulement : 45
IV.2.2. Adduction gravitaire : 45
IV.2.3. Adduction mixte : 45
IV.3. Choix d'adduction : 45
IV.4. Critères de choix du matériau des conduites : 46
IV.5. Schéma et choix d'adduction : 47
IV.6. Calcul hydraulique : 47
IV.6.1. Méthode de calcul 48
IV.6.2. Dimensionnement de l'adduction gravitaire : 51
IV.6.3. Dimensionnement de l'adduction refoulement : 52
IV.6.4. Etude de pompage : 57
IV.6.5. Protection contre le coup de bélier 58
IV.6.6. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier : 61
IV.6.7. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier : 62
IV.7. Conclusion 63
V. Etude des réservoirs d'alimentation et de stockage 65
V.1. Introduction : 65

V.2. Rôle des réservoirs : 65
V.3. Classification des réservoirs : 65
V.3.1. Classification selon le matériau de construction : 65
V.3.2. Classification selon la situation des lieux : 65
V.3.3. Classification selon l'usage : 65
V.3.4. Classification selon la forme géométrique : 66
V.4. Emplacement du réservoir : 66
V.5. Choix du type de réservoir : 66
V.6. Equipement du réservoir : 67
V.6.1. Conduite d'arrivée : 67
V.6.2. Conduite de départ : 67
V.6.3. Conduite de trop plein : 68
V.6.4. La conduite de vidange : 68
V.6.5. Conduite de by-pass : 69
V.6.6. Matérialisation de la réserve d'incendie : 69
V.7. Détermination du volume de la bâche d'eau projetée 70
V.7.1. Dimensionnement de la bâche d'eau : 70
V.7.2. Calcul de la section de la bâche d'eau : 70
V.7.3. Calcul de la longueur du côté de la section : 70
V.8. Capacité de réservoir : 71
V.9. Dimensions du réservoir : 72
V.9.1. Calcul de la section du réservoir : 72
V.9.2. Le diamètre de la cuve : 73
V.9.3. La hauteur totale du réservoir : 73
V.9.4. Détermination de la hauteur d'eau d'incendie : 73
V.10. Conclusion : 73
VI. Pose de canalisation et accessoires du réseau 76
VI.1. Introduction : 76
VI.2. Pose de canalisation : 76
VI.2.1. Principe de pose de canalisation ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.2.2. Type de canalisation 76
VI.2.3. Caractéristiques des conduites en PEHD 76
VI.2.4. Principe de pose de canalisation : 77

VI.2.5. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire : 77
VI.3. Les accessoires du réseau d'AEP : 78
VI.3.1. Les robinets vannes : 78
VI.3.2. Clapets anti-retours : 80
VI.3.3. Les ventouses : 81
VI.3.4. Bouches et poteaux d'incendie : 81
VI.4. Les pièces spéciales de raccordements : 82
VI.4.1. Les cônes : 82
VI.4.2. Les coudes : 83
VI.4.3. Les tés : 83
VI.4.4. Les manchons : 83
VI.4.5. Les croix de jonctions : 84
VI.5. Les organes de mesure : 85
VI.5.1. Mesure de débits 85
VI.5.2. Mesure de la pression : 85
VI.6. Conclusion : 85
VII. Devis quantitatif et estimatif 88
VII.1. Introduction : 88
VII.2. Etapes de la réalisation d'un réseau d'AEP : 88
VII.2.1. Le décapage du terrain : 88
VII.2.2. Réalisation des tranchées et des fouilles 88
VII.2.3. La préparation du lit de pose : 89
VII.2.4. Pose des canalisations : 89
VII.2.5. La mise en place des accessoires : 89
VII.2.6. L'essai de pression : 89
VII.2.7. Le remblaiement : 90
VII.2.8. Compactage : 90
VII.2.9. La mise en service : 90
VII.3. Calcul du volume des travaux d'adduction et distribution : 90
VII.3.1. Volume de décapage de la terre végétale : 90
VII.3.2. Volume du déblai des tranchées : 90
VII.3.3. Volume de lit de sable : 90
VII.3.4. Volume des conduites : 91

VII.3.5. Volume du remblai : 91
VII.3.6. Calcul de la bâche 91
VII.3.7. La longueur extérieure du côté de la base carrée 91
VII.3.8. Le volume de décapage : 92
VII.3.9. Le volume de déblai : 92
VII.3.10. Le volume de béton de propreté : 92
VII.3.11. Volume de béton armé : 92
VII.3.12. Le volume de béton armé des parois : 92
VII.4. Devis quantitatif et estimatif : 93
VII.5. Choix des engins de terrassement : 94
VII.6. Planification des travaux : 95
VII.6.1. Définition des tâches et leurs durées 95
VII.6.2. Planification par la méthode du graph (diagramme de Gantt): 96
VII.7. Protection Et Sécurité Du Travail : 97
VII.7.1. Les causes principales des accidents de travail : 97
VII.7.2. La prévention pour éviter les accidents de travail : 97
VII.8. Conclusion : 98
Conclusion Générale 85
Références bibliographiques 86
Annexes 87

Liste des tableaux

Tableau I.1 :Température moyennes entre (2000-2015)..... 17
Tableau I.2: Précipitations Moyennes Mensuelles durant la période (2000-2015)..... 17
Tableau I.3: Fréquence des vents (station météorologique de Rebahia) 18
Tableau I.4:les différents équipements pour la superficie d'étude selon le programme proposé 18
Tableau II.1:Nombre d'habitants proposé (année 2025) 21
Tableau II.2:les différents équipements dans le programme proposé. 21
Tableau II.3: Nombre d'habitants à l'horizon actuel (2025) et à long terme (2055) 22
Tableau II.4: Les besoins domestiques de notre agglomération d'étude à l'horizon futur..... 23
Tableau II.5: Estimation de la consommation sur l'horizon considéré (30ans). 23
Tableau II.6:Récapitulation de la consommation Moyenne total..... 24
Tableau II.7 : Le débit maximal journalier de AIN ZERGA jdida. 24
Tableau II.8: Le débit minimal journalier de l'agglomération d'Ain zerga jdida. 25
Tableau II.9: Variation du coefficient $\boldsymbol{\beta}$ max en fonction du nombre d'habitants..... 25
Tableau II.10: Le débit maximal horaire (2055). 25
Tableau II.11: Variation du coefficient $\boldsymbol{\beta}$ min en fonction du nombre d'habitants. 26
Tableau II.12: Le débit minimal horaire (2055). 26
Tableau II.13: Variation des débits horaires pour l'horizon de 2055 26
Tableau III.1: le calcul du débit spécifique, en route et le débit nodal cas de point 34
Tableau III.2: le calcul du débit spécifique, en route et le débit nodal cas de point + incendie 35
Tableau III.3: vitesses et pertes de charge dans le réseau projeté en cas de pointe..... 39
Tableau III.4: charges et pression dans le réseau projeté en cas de pointe. 40
Tableau III.5: vitesses et pertes de charge dans le réseau projeté en cas de pointe + incendie 41
Tableau III.6:charges et pression dans le réseau projeté en cas de pointe + incendie. 42
Tableau IV.1: Coefficients K, m, β pour différents types du tuyau..... 49
Tableau IV.2: Résultat du dimensionnement gravitaire. 52
Tableau IV.3: Variation des HMT en fonction du diamètre..... 53
Tableau IV.4: Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre. 54
Tableau IV.5: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre..... 55
Tableau IV.6: les variantes pour le choix de la pompe..... 58
Tableau IV.7: les caractéristiques de la conduite de refoulement 60
Tableau IV.8: calcul de la célérité d'onde de la conduite de refoulement 60
Tableau IV.9 : Résultat de valeurs maximales de la surpression et de la dépression pour la conduite de refoulement..... 60
Tableau IV.10: les caractéristiques de la conduite de refoulement 60
Tableau IV.11: calcul de la célérité d'onde de la conduite gravitaire..... 60
Tableau IV.12 : Résultat de valeurs maximales de la surpression et de la dépression pour la conduite gravitaire..... 60
Tableau IV.13: Résultat du calcul du volume du réservoir anti-bélier. 62

Tableau IV.14: résultat de calcul du temps d'aller-retour de l'onde de déformation 62
Tableau V.1: variation du nombre de démarrage par heure en fonction de la puissance de la pompe. 70
Tableau V.2: caractéristique de la bâche d'eau projeté 71
Tableau V.3: Capacité de réservoir par la méthode analytique 71
Tableau V.4: caractéristique du réservoir de distribution. 73
Tableau VII.1: Tableau récapitulatif des différents volumes. 91
Tableau VII.2: caractéristiques de la bâche 91
Tableau VII.3: le calcul de différents volumes pour la bâche projetée. 92
Tableau VII.4: Devis quantitatif et estimatif. 93
Tableau VII.5: Temps de réalisation des opérations du réseau (distribution + adduction). ... 95
Tableau VII.6: Tâches qui précèdent et succèdent chaque opération du réseau 96
Tableau VII.7: Détermination des délais pour le réseau (distribution + adduction). 96

Liste des figures

Figure I.1: Situation géographique de la ville de Ouled khaled (URBAT Saida) 15
Figure I.2: Superficie d'étude d'Ain Zerga. (Google earth 27/03/2025) 16
Figure II.1: Variation du débit horaire pendant le jour de point. 27
Figure II.2: Le cumule de débits horaires 28
Figure III.1: schéma d'un réseau ramifie 30
Figure III.2:schéma d'un réseau maillé 31
Figure III.3:schéma d'un réseau mixte 31
Figure III.4: Schéma du réseau de distribution. 38
Figure III.5: Schéma du réseau simulé sur EPANET (cas de point) 39
Figure III.6: Schéma du réseau simulé sur EPANET (cas de point+ incendie) 41
Figure IV.1: schéma d'adduction de notre zone d'étude (google earth 27/03/2025) 47
Figure IV.2: la courbe d'optimisation du diamètre économique ... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure V.1: Les différents types d'arrivée de la conduite (Alimentation en eau potable des agglomérations, Mr B. SALAH ,2014). 67
Figure V.2: Point de départ de la conduite de distribution (Alimentation en eau potable des agglomérations, Mr B. SALAH ,2014). 68
Figure V.3: Les différentes dispositions de la conduite trop plein (Alimentation en eau potable des agglomérations, Mr B.SALAH ,2014 68
Figure V.4: schéma de conduit by-pass 69
Figure V.5: schéma du système commande à distance (Alimentation en eau potable des agglomérations, Mr B.SALAH ,2014 69
Figure VI.1: pose de canalisation dans un terrain ordinaire 78
Figure VI.2: Robinet vanne à opercule 79
Figure VI.3: Robinet vanne papillon 79
Figure VI.4: clapets anti-retours 80
Figure VI.5: une ventouse à double corps 81
Figure VI.6: un poteau d'incendie. 82
Figure VI.7: cône à deux brides. 82
Figure VI.8: coude. 83
Figure VI.9:Té à brides 83
Figure VI.10: manchons 84
Figure VI.11: les croix à bride fixe 84
Figure VII.1: la profondeur du tranché. 89
Figure VII.2: Pelle hydraulique. 94
Figure VII.3: Bulldozer. 94
Figure VII.4: chargeur. 94
Figure VII.5: Compacteur. 95

Introduction Générale

INTRODUCTION GENERALE

L'eau, ressource vitale et indispensable, suscite une interrogation constante en raison de sa rareté croissante à l'échelle mondiale. Face à l'urbanisation grandissante et à la multiplication des collectivités, la diversité des sources d'approvisionnement se restreint, accentuant le défi de garantir l'accès à l'eau potable.

Le système d'alimentation en eau potable (AEP) vise à transporter un débit généralement constant d'eau depuis son point de prélèvement dans le milieu naturel jusqu'au robinet de l'abonné. Dans ce contexte, notre projet de fin d'études porte sur l'étude d'un réseau d'AEP pour la nouvelle ville d'Ain Zerga « POS 1 », dans la commune de Ouled Khaled (W. SAIDA).

Avant d'engager tout projet d'AEP, une étude approfondie du site est essentielle. Cette analyse porte sur les caractéristiques de l'agglomération, les données spécifiques au réseau AEP et la topographie et la géologie locales. Ces éléments orientent les choix techniques et logistiques tels que le matériel, les matériaux (canalisations), et les modalités d'exécution afin d'assurer la réussite opérationnelle et économique du projet. L'objectif est de garantir une gestion durable d'un patrimoine public, tout en maintenant un niveau de service conforme aux attentes des usagers.

L'objectif de cette étude est de concevoir un système d'alimentation en eau potable qui répond aux besoins en eau qualitatifs et quantitatifs qualité et en quantité des consommateurs, en cohérence avec le plan national de développement. Cela implique le dimensionnement des infrastructures depuis le captage jusqu'au robinet de puisage, pour assurer un débit et une pression suffisants pour tous les habitants d'Ain Zerga, ainsi qu'une évaluation financière détaillée du projet.

Notre étude s'articulera en plusieurs chapitres organisés de la manière suivante :

- Nous débuterons par une présentation de notre zone d'étude, puis on passera à l'évaluation des besoins en eau des différentes catégories consommatrices.
- Le troisième chapitre sera consacré au dimensionnement du réseau de distribution d'eau potable après avoir choisi le réseau.
- Par la suite, le chapitre quatre sera occupé par le dimensionnement du réseau d'adduction, choix des pompes et l'étude du système de protection nécessaire contre le phénomène du coup de bélier
- La partie de dimensionnement et la détermination des capacités des ouvrages de stockage sera présentée dans le cinquième chapitre.
- Le chapitre six consiste à étudier la pose de canalisation et accessoires.
- Et nous terminons cette étude en faisant un devis estimatif et quantitatif qui sera le septième et le dernier chapitre de notre projet.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

I. Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction :

Avant de commencer tout projet d'alimentation en eau potable au niveau des agglomérations ou villes, il est indispensable de réaliser une étude approfondie du site, afin de connaître toutes ses caractéristiques ainsi que les facteurs qui peuvent influencer la conception du projet. Parmi les facteurs les plus importants, nous citons les données relatives à l'agglomération, la nature géologique du site, ainsi que d'autres éléments qui peuvent avoir un impact direct sur le déroulement des travaux. Cette étude nous permet de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation du projet.

I.2. Situation géographique de la commune de Ouled Khaled :

La commune d'Aïn Zerga Jdida concernée par l'étude fait partie d'Ouled Khaled (Rebahia) fait partie de la wilaya de Saïda et la daïra de Sidi Boubaker, son chef-lieu est situé dans l'agglomération de Rebahia. Elle dispose de trois agglomérations secondaires (Ain tghat, Ain Zerga, Hammam Rabi). La commune de Ouled Khaled est délimitée comme suit:

- A l'est par la commune de Ain Soltane.
- A l'ouest par la commune de Doui Thabet.
- Au sud par la commune de Saida et EL Hassasna.
- Au Nord par la commune de Sidi Amer

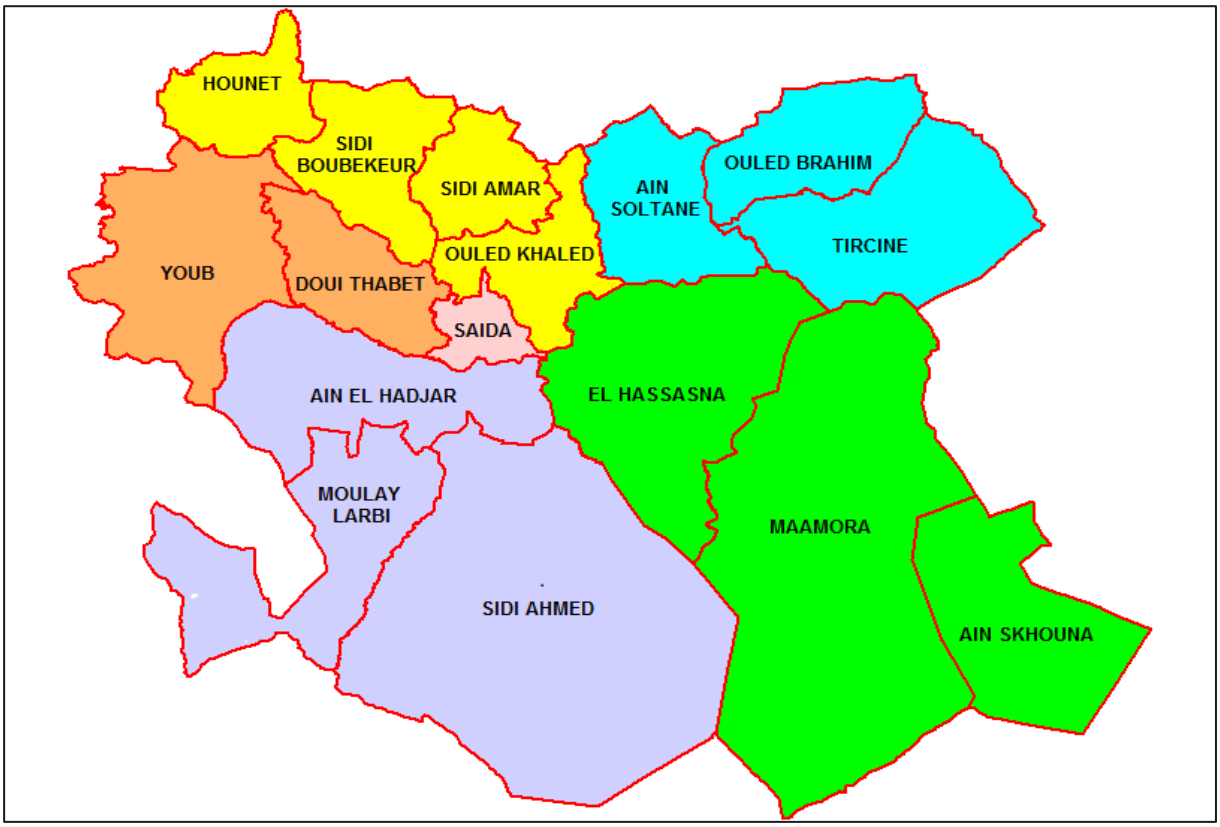


Figure I.1: Situation géographique de la ville de Ouled khaled (URBAT Saida)

I.3. Situation de la superficie d'étude :

Le site du nouveau pôle urbain de Aïn Zerga Jdida, d'une superficie de 147 HA est situé au Nord Est entre la commune de Saïda et Aïn Zerga, sur la RN94, qui lui sert d'assise, à 1.700 ml du carrefour de la gare routière, soit très proche de la ville de Saïda. Il est destiné à une zone urbaine limitée :

- Au Nord : par un talweg + terrain vague.
- Au Sud : par la RN94 + un talweg.
- A Ouest : par Terrain agricole.
- A Est : par terrain vague.



Figure I.2: Superficie d'étude d'Ain Zerga. (Google earth 27/03/2025)

I.4. La morphologie et la pente :

Notre superficie d'étude est située sur l'axe de la RN94. Elle est composée de deux types de relief caractérisé par

1. Une pente entre 1 et 3.9% de l'Ouest vers l'Est.
2. Une légère pente entre 0.85 et 1.45 du Sud-Ouest vers le Nord-Est.

L'hydrographie au niveau de notre site est représentée par deux cours d'eau à écoulement faible et temporaire (Talweg) qui prend sa source a l'Est, et qui traverse notre plaine d'Est en Ouest. Un oued dans la partie Sud à forte pente représentant ainsi une source d'inondation

I.5. Situation climatique :

La connaissance de climat est un élément fondamental de l'approche du milieu. Il est basé sur l'étude des températures et des précipitations du fait qu'elles constituent les facteurs limitant, précipitations du fait qu'elles constituent les facteurs limitants, mais cela n'exclue pas 1'influence d'autres composants comme la neige, les vents et les gelées. En climat méditerranéen, quatre facteurs essentiels une importance capitale dans la caractéristique climatique d'une station. Il s'agit des précipitations et leurs variations mensuelles et annuelles des températures par les valeurs de leurs extrêmes (Max et min); l'évaporation et l'humidité de l'aire.

Par rapport au climat du pays, caractérisé par un contraste entre un climat méditerranéen au littoral et désertique au Sud, la wilaya de Saïda, située dans les hautes plaines oranaises, constitue un climat intermédiaire de type semi-aride. Cette zone est marquée par une sécheresse estivale opposée à un hiver pluvieux et froid.
Les données climatiques ont été récoltées à la station de Rebahia. Pour les précipitations et les températures, nous disposons des valeurs moyennes annuelles pour une période de 15 ans (2000-2015).

I.5.1. Température :

La température est un facteur écologique fondamental et un élément vital pour la végétation. Elle représente un facteur limitant de toute première importance en climat méditerranéen car elle contrôle l'ensemble des phénomènes métaboliques et conditionne de ce fait la répartition de la totalité des espaces et des communautés d'êtres vivants dans la biosphère (KEFIFA 2014).

Tableau I.1 : Température moyennes entre (2000-2015)

Mois **T (°C)**	**Sep**	**Oct**	**Non**	**Déc**	**Jan**	**Fév**	**Mar**	**Avr**	**Mai**	**Juin**	**Juil**	**Aout**	**Moy**
Max	**30**	**25**	**18**	**15**	**14**	**15**	**18**	**21**	**26**	**32**	**36**	**36**	**23.83**
Min	**15**	**12**	**07**	**04**	**03**	**03**	**05**	**07**	**10**	**15**	**18**	**19**	**9.83**
Moy	**22.5**	**18.5**	**12.5**	**9.5**	**8.5**	**9**	**11.5**	**14**	**18**	**23.5**	**27**	**27.5**	**16.83**

Les températures maximales : Les températures maximales moyennes mensuelles ne sont pas assez élevées et varient entre14 °C en janvier (mois le plus froid) et 36 °C en Juillet et Août (les mois les plus chaud de l'année) . A partir de ces données on conclut que le mois de Juillet et Août sont généralement les plus chauds de la station sur une période de 15 ans.
Les températures minimales : La ville de Rebahia, au cours de la période (2000-2015), la valeur minimale de la température minimale enregistrée est de l'ordre de 3°c (Janvier et Février).

I.5.2. Pluviométrie :

Les précipitations représentent la source principale d'eau nécessaire pour une production de la biomasse, caractérisées par trois principaux paramètres : leur volume, leur intensité et leur fréquence qui varient selon le jour, les mois et aussi selon les années (Guyot, 1997). On utilise généralement la pluviométrie moyenne annuelle pour caractériser la quantité de pluie en un lieu donné. Selon les mesures effectuées au niveau de la station métrologique de Rebahia (URBAT 2022), les précipitations sont irrégulières et elles varient entre 350m et 500 mm/an. La moyenne annuelle des précipitations établie pour la commune de Rebahia au cours d'une période de 15 ans (2000-2015) est de l'ordre de 364.92mm/an.

Tableau I.2: Précipitations Moyennes Mensuelles durant la période (2000-2015)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	mar	Avr	Mai	jui	juil	Aout	Somme
P_{moy} (mm)	24,80	42,93	43,13	35,66	40,53	36,6	40,86	39,35	30,4	12,33	6 ;2	12,13	364 ;92

I.6. Les vents :

Le sirocco est le vent sec et chaud en été, froid en hiver, principalement durant les mois de juillet et janvier, les vents sont de direction sud-ouest avec une fréquence de 33.6 %.

Tableau I.3: Fréquence des vents (station météorologique de Rebahia)

Direction	**NORD**	**N-E**	**EST**	**S-E**	**SUD**	**S-O**	**OUEST**	**NO**
Fréquence	28	6	1	3	34	74	35	39
%	12.7	2.7	0.7	1.3	15.4	33.6	15.9	17.7

I.7. Données démographiques :

I.7.1. Urbanisation :

D'après le plan d'aménagement, la superficie en question sera urbanisée par plusieurs constructions de différents types.

1) Pour l'habitat :

Le programme d'habitat projeté est de **4660** logements collectifs
Un programme de **442** logements individuels de superficie qui varie entre 120m² et 150m².

2) Pour les équipements : selon le programme proposé, la liste des équipements est comme suit :

Tableau I.4:les différents équipements pour la superficie d'étude selon le programme proposé

Equipement	**Nombre**	**Superficie (ha)**
Ecole primaire	5	2,77
CEM	3	2,62
Lycée	2	2,51
Mosquée	2	0,86
Equipement administratif	1	0,33
Equipement culturel	1	0,98
Hôtel	1	0,82
Equipement de loisir	1	0,28
Marché	1	0,5
Equipement sportif	1	1,29
Grande poste	1	0,33
Equipement commercial	1	1,19
Bibliothèque	1	0,48
Centre de formation	1	0,96
CHU	1	10,23
Protection civile	1	3
Total		46,15

Source : URBAT SAIDA

I.7.2. Population :

La superficie d'étude représente une nouvelle ville qui va être caractérisée par un taux d'occupation de 5 personnes par logement, donc le nombre de logements projetés est de **5102** logements donc la population prévue serait de l'ordre de **25510** habitants.

5102 LOGTS*5 = 25510 habitants

I.8. Réseau hydrographique :

L'hydrographie au niveau de notre région d'étude est représentée par deux cours d'eau à écoulement faible et temporaire (Talweg) qui prend sa source à l'Est, et qui traverse notre plaine d'Est en Ouest. Un oued dans la partie sud a forte pente ainsi qu'il est une source d'inondation. Ce réseau hydrographique dense fait partie du bassin versent d'Oued Nazreg.

- Le site est limité au Sud-Ouest et au Nord Est par deux grandes chaaba.
- Le site est traversé dans le sens Ouest-Est et Ouest Nord Est par trois chaabat de petites à moyennes taille.

La nouvelle ville POS 1 est alimentée à partir du réservoir d'Ouled Bouziane. Ce réservoir de stockage, d'une capacité totale de 2 × 3600 m³, présente un diamètre de 25 m et une hauteur de 5 m. Il est implanté à une cote de 947 m et assure l'alimentation du réservoir de distribution existant 2000 m^3 de capacité, destiné à desservir cette agglomération. (DHW, 2022)

I.9. Situation hydraulique :

Excepté l'existence des forages d'eau, L'agglomération concernée par le projet, n'est dotée actuellement d'aucun système d'alimentation en eau potable. La distribution d'eau potable se fait par des moyens traditionnels. De même pour l'assainissement, on y rencontre des fosses septiques. Les caractéristiques des forages (débits, cotes, profondeurs …), les réservoirs s'ils existent, leurs côtes, volumes …

I.10. Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de mieux connaître la région étudiée, notamment sur les plans géographique, climatique (température, pluviométrie, etc.), géologique, hydrogéologique et hydraulique. Ces informations sont essentielles pour entamer le dimensionnement et la conception du système d'AEP à projeter.

Chapitre II

Evaluation des besoins en eau

II. Evaluation des besoins en eau:

II.1. Introduction :

Pour une bonne étude de projet, il est essentiel de commencer par une estimation convenable des différents besoins en eau que l'agglomération peut exiger. En prenant en considération les besoins futurs de la population selon l'accroissement démographique dans le temps et l'extension des équipements dans la zone étudiée.

Le but de ce chapitre est de fournir une estimation fiable des besoins en eau potable d'une agglomération qui permet de répondre aux besoins actuels et futurs de la population.

Les besoins en eau sont classés comme suit :

- Les besoins domestiques
- Les besoins industriels (qui sont absents dans notre cas).
- Les besoins des équipements publiques.

II.2. Désignation des habitats de la superficie d'étude :

Il faut connaitre le nombre d'habitants qui s'y trouve pour qu'on puisse déterminer le débit d'eau potable demandé par notre agglomération :

Tableau II.1:Nombre d'habitants actuel (année 2025)

Logements	Nombre de logement	Nombre d'habitants
Logements collectif	4660	23300
Logements individuels	442	2210
Total	5102	25510

Avec un taux d'occupation de 5personnes par logement en moyenne pour tous les habitats projetés.

II.3. Equipements :

Les infrastructures administratives, scolaires, sanitaires et socioculturelles proposé sur l'ensemble du territoire de l'agglomération sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II.2:les différents équipements dans le programme proposé.

Équipements	**Superficie (HA)**	**Nombre d'unité**
Ecole primaire	2,77	1400 élèves
CEM	2,62	1000 élèves
Lycée	2,51	580 élèves
Mosquée	0,86	160 fidèles
Equipement administratif	0,33	10 bureaux
Equipement culturel	0,98	30 personnes
Hôtel	0,82	10 chambres y compris douches

Equipements	Superficie (HA)	Nombre d'unité
Equipement de loisir	0,28	30 personnes
Marché	0,5	5000 m2
Equipement sportif	1,29	20 douche
Grande poste	0,33	25 employés
Equipement commercial	1,19	11900 m2
Bibliothèque	0,48	200 personnes
Centre de formation	0,96	9600 m2
Station urbaine	3,11	31100 m2
CHU	10,23	240 lits
Protection civile	3	10 bureaux

Source : URBAT SAIDA

II.4. Evaluation de la population :

Cette analyse est essentielle pour l'étude des besoins en eau de la population. L'estimation de la population pour l'horizon 2055 sera calculé comme suit :

$$\textbf{Nombre } \boldsymbol{d'habitant} = \boldsymbol{nombre\ de\ logement} * 7 \qquad \textbf{(II.1)}$$

Cela signifie un taux d'occupation moyen de 7 habitants par logement pour tous les habitats existants à long terme.

Tableau II.3: Nombre d'habitants à l'horizon actuel (2025) et à long terme (2055)

	Horizon 2025	Horizon 2055
Nombre d'habitants	25510	35714

II.5. Estimation des besoins en eau potable :

En fonction des dotations de consommation, nous déterminons les besoins de chaque catégorie séparément, ensuite nous sommons tous les besoins à savoir domestiques et publiques.

II.5.1. Besoin domestique :

Les besoins domestiques dépendent du développement sanitaire et des habitudes de la population donc nous leur attribuons une dotation qui dépend de l'évolution de la consommation dans le temps, les extensions possibles, la population saisonnière. Dans le cas de notre étude, à l'état actuel cette dotation est fixée à 150 l/j/hab par les services de l'hydraulique et elle est estimé à 180 l/j/hab pour l'horizon futur .

La consommation moyenne journalière domestique est désignée par Qmoy,j donnée par la formule suivante :

$$\boldsymbol{Q_{moy,j}} = \frac{1}{1000} \times D_i \times N_i \qquad [\boldsymbol{m^3/j}] \qquad \text{(II.2)}$$

Avec :

Qmoy,j : Consommation moyenne journalière [m /j] ;

N_i : Nombre d'habitants ;

D_i : Dotation moyenne en [l/j/hab.].

Cette dernière dépend de certains critères dont les principaux sont :

- Le niveau de vie de la population ;
- Le nombre d'habitants ;
- Le développement urbain de la ville.
- L'existence de la ressource.
- Les habitudes de la population.

Tableau II.4: Les besoins domestiques de notre agglomération d'étude à l'horizon futur.

Année	N° d'habitants [hab]	Dotation [l/j/hab]	Consommation moyenne Journalière [m³/j]
2025	25510	**150**	3826,5
2055	35714	**180**	6428,52

II.5.2. Besoin d'équipement :

La consommation moyenne journalière publique des différents équipements pour notre agglomération dans la zone d'étude est calculée par la formule suivante :

$$\boldsymbol{Q_{moy,j}} = \sum(\frac{N_i \times D_i}{1000}) \qquad [\boldsymbol{m^3/j}] \qquad \text{(II.3)}$$

Avec:

Q(moy,j): consommation Moyenne journalière;

N_i: nombre d'usagers;

D_i: dotation Moyenne de chaque usager formant le type de consommateurs [l/j/hab]

Tableau II.5: Estimation de la consommation moyenne journalière sur l'horizon considéré (30ans).

Qmoy j [[m^3/j]	Nombre d'unité	Dotation (l/unité/j)	Qmoy j [[m^3/j]
Ecole primaire	1400 élèves	10	14
CEM	1000 élèves	10	10
Lycée	580 élèves	10	5,8
Mosquée	160 fidèles	5	3,2
Equipement administratif	10 bureaux	5	0,05
Hôtel	10 chambres	230	2,3
Equipement de loisir	30 personnes	5	0,15
Marche	5000 m2	5	25
Equipement sportif	20 douches	100	2
Grande poste	25 employés	5	0,125
Equipement commercial	11900 m2	5	59,5
Bibliothèque	200 personnes	5	1
Centre formation	9600 m2	5	48
CHU	240 lits	300	72
Protection civile	10 bureaux	5	0,05
TOTAL			243,325

II.5.3. Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale :

Le tableau ci-dessous récapitulent les débits moyens totaux pour l'horizon actuel et future :

Tableau II.6:Récapitulation de la consommation Moyenne totale

Type de besoins	$Q_{moy,j}$ [m³/j] 2025	$Q_{moy,j}$ [m³/j] 2055
Domestiques	3826,5	6428,52
Equipment publics	243,325	243,325
Total	4069,83	6671,85

II.6. Etude de variation de consommation :

Au cours de l'année, la consommation d'eau connait des fluctuations autour de la consommation moyenne journalière, il existe une journée où la consommation d'eau est maximale, de même il existe une journée où elle est minimale. Cette variation de consommation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité maximale et minimale**.**

II.6.1. Etude de la variation journalière des débits :

Pour définir le régime de travail d'un système d'alimentation en eau, il est nécessaire de s'appuyer sur le graphique de consommation probable. Au cours de l'année, la consommation connaît un jour de pic maximal et un jour de minimum, par rapport à la consommation moyenne. Le rapport entre la consommation maximale et la moyenne est appelé coefficient d'irrégularité journalière maximum (Kmax,j), tandis que le rapport avec la consommation minimale définit le coefficient d'irrégularité journalière minimum (Kmin,j).

II.6.1.1. Consommation maximale journalière (Q max, j)

C'est le débit du jour de plus grande consommation dans une année. Nous le calculons pour le dimensionnement du réseau de distribution, l'adduction, et le réservoir. Ce débit nous servira pour le dimensionnement du réseau de distribution, l'adduction, et le réservoir.

Il est donné comme suit :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} \times Q_{moy,j} \qquad [m^3/j] \qquad \textbf{(II.4)}$$

$k_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité journalier maximum, sa valeur varie entre **1,1** à **1,3.**

Tableau II.7 : Le débit maximal journalier de AIN ZERGA jdida.

Année/Débit	$Q_{moy,j\ tot}$ [m³/j]	$k_{max,j}$	$Q_{max,j}$ [m³/j]
2025	4069,83	1,2	4883,79
2055	6671,85	1,2	8006,21

II.6.1.2. Consommation minimale journalière (Qmin,j)

C'est le débit du jour de faible consommation en eau dans une année. Il permet de voir le comportement du réseau en cas de surpression. Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{min,j} = K_{min,j} \times Q_{moy,j} \qquad [m^3/j] \qquad \textbf{(II-5)}$$

$k_{min,j}$: Coefficient d'irrégularité journalier minimum variable entre **0,7** à **0,9.**

Tableau II.8: Le débit minimal journalier de l'agglomération d'Ain zerga jdida.

Année/Débit	$Q_{moy,j\ tot}$ [m^3/j]	$k_{min,j}$	$Q_{min,j}$ [m^3/j]
2025	4069,83	0,8	3255,86
2055	6671,85	0,8	5337,48

II.6.2. Etude de la variation des débits horaires :

Il existe deux méthodes de calcul du débit horaire maximal et minimal, soit en fonction du développement de la ville et du nombre d'habitants en impliquant des coefficients (α et β) tenant compte de ces deux paramètres, ou bien en fonction du régime de consommation et le nombre d'habitants si l'on en dispose.

II.6.2.1. Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est le même pour les deux méthodes et se calcule à l'aide de la formule suivante :

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

Donc :

Pour l'année 2055 : $Q_{moy,h} = \frac{Q_{max,j}}{24} = \frac{8006,21}{24} = 333,59 \quad [m^3/h]$

II.6.2.2. Débit maximal horaire en fonction de α et β

C'est le débit maximal horaire en fonction du développement et les habitudes de la population, qui est donné par la formule suivante :

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \times Q_{moy,h} \qquad [m^3/h] \qquad \textbf{(II.7)}$$

Tel que :

$K_{max,h}$: Coefficient d'irrégularité maximal horaire

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \qquad \textbf{(II.8)}$$

Avec :

α : C'est un coefficient qui tient compte du développement et du confort d'une agglomération dépend ainsi du régime de travail et des habitudes de la population.

β: Un coefficient qui tient compte de l'importance démographique de la ville, de l'accroissement de la population.

α_{max} : varie entre **1,2** et **1,4**

β_{max} : Il est en fonction du nombre d'habitant.

Tableau II.9: Variation du coefficient β max en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

Tableau II.10: Le débit maximal horaire (2055).

Débit	$Q_{moy,h}$ [m^3/h]	α_{max}	β_{max}	$Q_{max,h}$ [m^3/h]
2055	333,59	1,3	1,15	498,72

II.6.2.3. Débit minimum horaire en fonction de α et β

C'est le débit minimal horaire en fonction du développement et les habitudes de la population, qui se calcule par la formule suivante :

$$Q_{min,h} = K_{min,h} \times Q_{moy,h} \quad [m^3/h] \quad \textbf{(II-9)}$$

Tel que

$K_{min,h}$: Coefficient d'irrégularité minimal horaire

$$K_{min,h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \quad \textbf{(II-10)}$$

Avec :

α_{min}: Varie entre **0,4** et **0,6**.

β_{min}**:** il est en fonction du nombre d'habitants.

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

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

Tableau II.12: Le débit minimal horaire (2055).

Débit	$Q_{moy,h}$ [m³/h]	α_{min}	β_{min}	$Q_{min,h}$ [m³/h]
2055	333,59	0,5	0,6	100,09

II.6.3. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération. (Voir ANNEXE [01])

Tableau II.13: Variation des débits horaires pour l'horizon de 2055

	Habitants		Cumulé	
Heure	CH (%)	Qhi [m^3/h]	CH (%)	Qc [m^3/h]
0 – 1	1,50	120,09	1,5	120,09
1 – 2	1,50	120,09	3	240,19
2 – 3	1,50	120,09	4,5	360,28
3 – 4	1,50	120,09	6	480,37
4 – 5	2,50	200,16	8,5	680,53
5 – 6	3,50	280,22	12	960,75
6 – 7	4,50	360,28	16,5	1321,03
7 – 8	5,50	440,34	22	1761,37
8 – 9	6,25	500,39	28,25	2261,76
9 – 10	6,25	500,39	34,5	2762,14
10 – 11	6,25	500,39	40,75	3262,53
11 – 12	6,25	500,39	47	3762,92

	Habitants		Cumulé	
Heure	CH (%)	Qhi [m^3/h]	CH (%)	Qc [m^3/h]
12 – 13	5,00	400,31	52	4163,23
13 – 14	5,00	400,31	57	4563,54
14 – 15	5,50	440,34	62,5	5003,88
15 – 16	6,00	480,37	68,5	5484,26
16 – 17	6,00	480,37	74,5	5964,63
17–18	5,50	440,34	80	6404,97
18 – 19	5,00	400,31	85	6805,28
19 – 20	4,50	360,28	89,5	7165,56
20 – 21	4,00	320,25	93,5	7485,81
21 – 22	3,00	240,19	96,5	7726,00
22 – 23	2,00	160,12	98,5	7886,12
23 – 24	1,50	120,09	100	8006,21
Total	100,00	8006,21		

À partir de ce tableau, nous constatons que :

Qmax h= 500,39 **m^3 /h**

Qmin h= 120,09 **m^3**

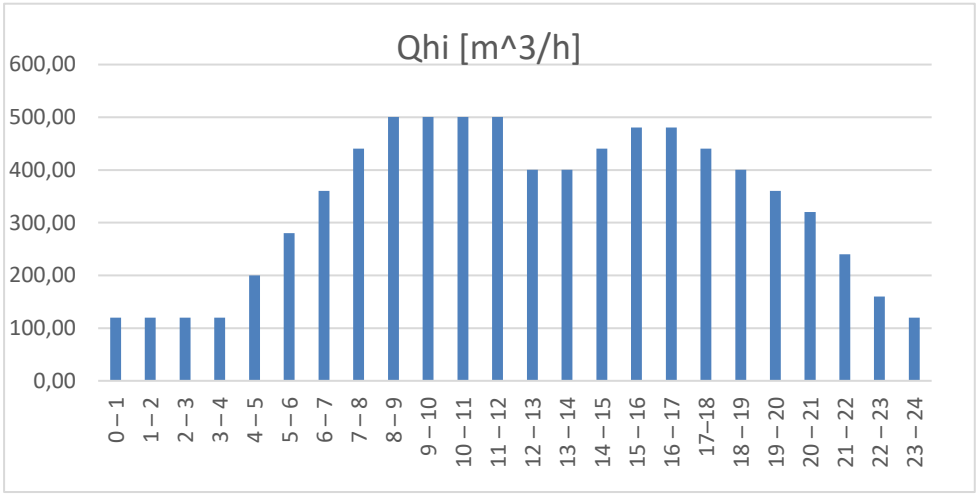


Figure II.1: Variation du débit horaire pendant le jour de point.

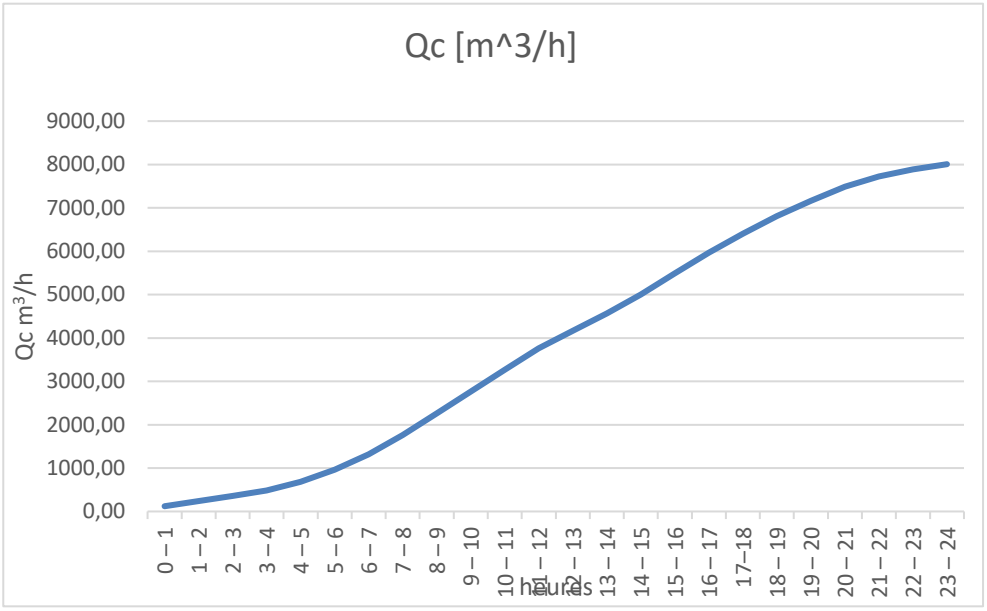


Figure II.2: Le cumule de débits horaires

La courbe correspondante est une courbe croissante continue représentant l'accumulation du volume consommé tout au long de la journée. Elle est utilisée, notamment selon la méthode graphique, pour le dimensionnement des réservoirs de stockage.

II.7. Conclusion :

Ce chapitre nous a permis d'estimer les débits nécessaires à partir des dotations statistiques, en tenant compte des différentes catégories de consommateurs rencontrés et projetés. Ces débits nous servent comme base de dimensionnement de tous les ouvrages hydrauliques formant le système d'AEP qui sera projeté

Chapitre III

Dimensionnement du réseau de distribution

III. Dimensionnement du réseau de distribution

III.1. Introduction :

L'eau est distribuée aux habitants sous pression à travers un réseau de canalisations enterrées, généralement situées sous les routes. Ces canalisations sont reliées aux branchements qui alimentent les immeubles. Elles doivent donc avoir un diamètre suffisant pour assurer le débit nécessaire, tout en maintenant la pression requise, afin de satisfaire les besoins en eau de tous les usagers. Dans notre zone d'étude, la distribution de l'eau se fera à partir d'un réservoir déjà existant..

III.2. Rappel théorique sur les types des réseaux :

Le choix du type de réseau varie en fonction de la disposition du quartier, de la forme de l'agglomération, de la densité d'habitation et du tracé du réseau. En pratique, nous distinguons :

- Le réseau ramifié
- Le réseau maillé
- Le réseau mixte

III.2.1. Réseau ramifie :

Le réseau ramifié est un système dans lequel les conduites sont alimentées à partir d'une seule source située en amont. Il se termine par des conduites en antenne, c'est-à-dire qu'aucune branche ne permet une alimentation de retour en cas de coupure. Ce type de réseau présente l'avantage d'être économique en termes de mise en œuvre, grâce à une structure simple et un linéaire de canalisations réduit. Cependant, il présente des limites importantes en matière de sécurité et de souplesse : en cas de rupture ou d'entretien sur une canalisation, les usagers situés en aval peuvent se retrouver totalement privés d'eau, faute de chemin d'alimentation alternatif.

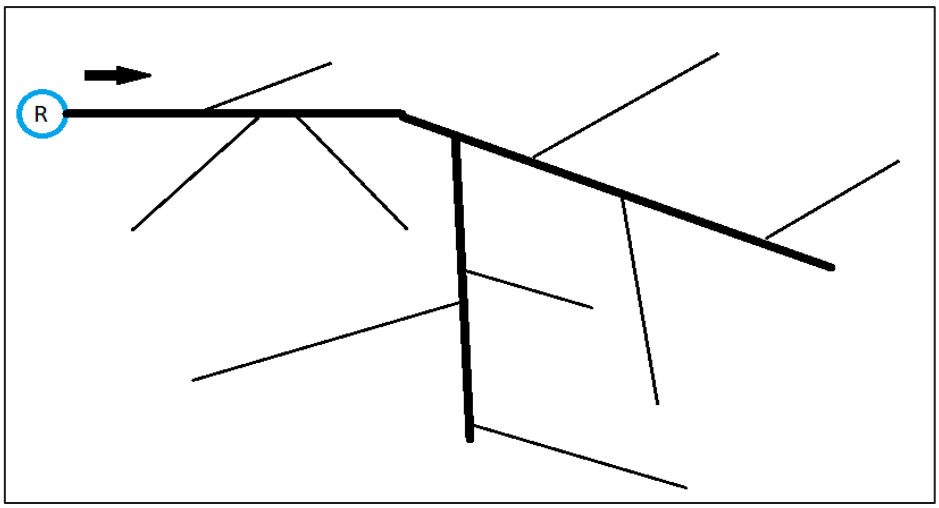


Figure III.1: schéma de distribution avec réseau ramifie

III.2.2. Réseau maillé :

Le réseau maillé est principalement utilisé dans les zones urbaines. Il se caractérise par une disposition des canalisations en boucles fermées, formant ainsi des mailles qui assurent la redondance des parcours de l'eau.

Ce type de réseau présente plusieurs avantages :

- Une fiabilité accrue de l'approvisionnement (en cas de rupture d'une canalisation, il suffit d'isoler la portion concernée, et les abonnés situés en aval peuvent continuer à être alimentés par d'autres chemins),
- Une meilleure répartition des pressions et des débits à travers l'ensemble du réseau, limitant ainsi les zones de surpression ou de sous-alimentation.

En revanche, le réseau maillé est plus coûteux à mettre en œuvre et nécessite des calculs hydrauliques plus complexes pour assurer un équilibre optimal des pressions et des débits

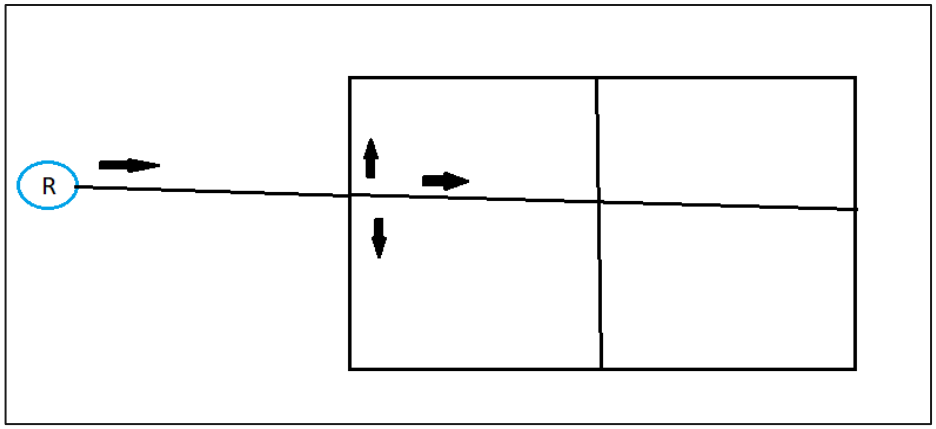


Figure III.2:schéma de distribution avec réseau maillé

III.2.3. Réseau mixte :

Ce sont des réseaux constitués d'une partie ramifiée et d'une autre maillé, il est utilisé pour des agglomérations présentant des endroits plats et d'autres accidentés.

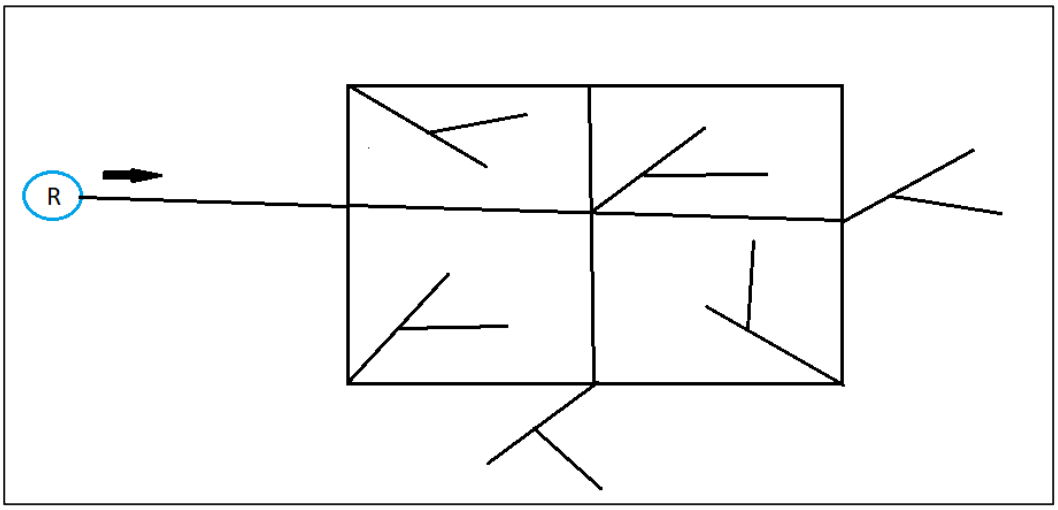


Figure III.3:schéma de distribution avec réseau mixte

III.3. Conception du réseau de distribution de notre agglomération :

L'analyse du plan de masse montre que le relief de notre site présente une pente régulière avec un relief faiblement accidenté. La structure de l'agglomération nous oriente vers le choix d'un réseau de type maillé. Le schéma adopté pour ce réseau est défini selon le principe de tracé suivant :

- Tous d'abord, il faut repérer les consommateurs importants (débit concentrés soutirés)
- Repérer les quartiers ayant une densité de population importante
- Déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution à ces consommateurs
- Suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle
- Ces conduites principales doivent être bien reparties pour avoir une bonne distribution d'eau
- Pour alimenter l'intérieure des quartiers, ces conduites principales sont reliées entre elle par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles).

III.3.1. Choix du matériau des conduites :

Pour les raisons suivantes, nous proposons l'utilisation des conduites en Tube Polyéthylène Haute Densité (PEHD) PN16 :

- Matière anticorrosion.
- Plus économiques (leurs prix est moins cher).
- La disponibilité sur le marché.
- Rugosité faible $\Rightarrow$ faible perte de charge.
- Transport facile.
- Manutention facile.
- Une meilleure résistance au vieillissement.
- Une excellente résistance au choc.
- Une bonne étanchéité des canalisations.

III.3.2. Paramètres des réseaux :

Le débit

Les conduites doivent supporter les plus grands débits instantanés ainsi que le débit de pointe et le débit de pointe plus incendie.

Le choix de diamètre

Après avoir calculé les diamètres théoriques, il faudrait se référer aux catalogues ou on trouve les diamètres normalisés et commerciaux.

La vitesse

Sachant que les fortes vitesses d'écoulements qui sont supérieur à 2 m/s favorisent la dégradation des parois internes de la conduite, et que les faibles vitesses qui sont inférieur à 0.5 m/s favorisent la formation des dépôts dans les conduites. Donc il est nécessaire que la vitesse d'écoulement dans les conduites soit dans la limite du possible entre 0.5et 2 m/s, toutefois, le cas d'incendie fait exception car on peut dépasser 2 m/s vu que la vitesse ne dure pas longtemps (car le temps qu'il faudra pour combattre et maitriser le sinistre est fixé à 2 heures à raison de 17 l/s).

La pression

Il est nécessaire de vérifier les pressions au sol en chaque nœud, de ce fait la valeur maximale de la pression en sol ne doit pas aller au-delà de 6 bars ni au-dessous de 1 bar**.**

III.4. Dimensionnement du réseau :

Le dimensionnement hydraulique du réseau se fait en considérant le débit de pointe, qui permet de déterminer un diamètre calculé, lequel sera par la suite normalisé. Ce diamètre normalisé ainsi obtenu permet de vérifier la vitesse et la pression en pointe, tout en restant dans la fourchette acceptable en hydraulique urbaine.

III.4.1. Calcul des débits :

Afin de déterminer les diamètres nous devrons d'abord procéder au calcul du débit de pointe

III.4.1.1. Cas de point :

Etant donne qu'on ne connait pas les habitudes de la population, nous devrons déterminer un débit spécifique supposé par mètre linéaire de conduite

Le débit spécifique q_{sp} :

$$q_{sp} = Q_{max\,,h} / (\sum \text{Li}) \qquad \text{(l/s/ml)} \qquad \text{(III.1)}$$

Avec :

q_{sp} = le débit spécifique (l/s/ml)

$Q\ maxh$= le débit maximum horaire (de pointe) (l/s)

$\sum Li$ = la somme des longueurs des tronçons qui ont une consommation (ml)

Donc une conduite de longueur donnée doit desservir un débit le long de sa longueur (L) un débit en route de :

$$Q_{ri} = q_{sp} \times L_i \qquad \text{(l/s)} \qquad \text{(III.2)}$$

Avec :

Qri = le débit en route du tronçon i (l/s)

Q_{sp} = le débit spécifique (l/s/ml)

Li : Longueur du tronçon i (ml)

Et le débit à chaque nœud sera :

$$Q_{ni} = (\sum Qri)\ /\ 2\ +\ Qconc \qquad \text{(l/s)} \qquad \text{(III.3)}$$

Avec :

Qni : Débit du nœud (l/s)

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

$Qconc$: Débit concentré (l/s) (dans cas ce débit est nul)

Le tableau suivant récapitule le calcul de débits :

Tableau III.1: le calcul du débit spécifique, en route et le débit nodal cas de point

N° de Noeud	Tronçon	Longueur (m)	Débit spécifique l/s/m	Débit en route l/s	Débit nodale l/s
1	1_2	352,1	0,013333551	4,694	5,210
	1_4	429,4	0,013333551	5,725	
2	1_2	352,1	0,013333551	4,694	9,389
	2_3	263,5	0,013333551	3,513	
	2_5	335	0,013333551	4,466	
	2_8	457,8	0,013333551	6,104	
3	2_3	263,5	0,013333551	3,513	6,281
	3_4	301,2	0,013333551	4,016	
	3_14	377,5	0,013333551	5,033	
4	1_4	429,4	0,013333551	5,725	4,870
	3_4	301,2	0,013333551	4,016	
5	2_5	335	0,013333551	4,466	8,767
	5_6	614,9	0,013333551	8,198	
	5_7	365,2	0,013333551	4,869	
6	5_6	614,9	0,013333551	8,198	8,638
	6_7	338,5	0,013333551	4,513	
	6_9	340,9	0,013333551	4,545	
7	5_7	365,2	0,013333551	4,869	9,472
	6_7	338,5	0,013333551	4,513	
	7_8	381,7	0,013333551	5,089	
	7_10	335,4	0,013333551	4,472	
8	2_8	457,8	0,013333551	6,104	7,807
	7_8	381,7	0,013333551	5,089	
	8_11	331,6	0,013333551	4,421	
9	6_9	340,9	0,013333551	4,545	6,062
	9_10	282,7	0,013333551	3,769	
	9_12	285,7	0,013333551	3,809	
10	7_10	335,4	0,013333551	4,472	9,516
	9_10	282,7	0,013333551	3,769	
	10_11	341,3	0,013333551	4,550	
	10_12	468	0,013333551	6,240	
11	8_11	331,6	0,013333551	4,421	8,273
	10_11	341,3	0,013333551	4,550	
	11_13	568,1	0,013333551	7,574	
12	9_12	285,7	0,013333551	3,809	5,024
	10_12	468	0,013333551	6,240	
13	11_13	568,1	0,013333551	7,574	8,262
	13_14	382,9	0,013333551	5,105	
	13_16	288,3	0,013333551	3,844	

N° de Noeud	Tronçon	Longueur (m)	Débit spécifique l/s/m	Débit en route l/s	Débit nodale l/s
14	3_14	377,5	0,013333551	5,033	5,478
	13_14	382,9	0,013333551	5,105	
	14_15	61,43	0,013333551	0,819	
15	14_15	61,43	0,013333551	0,819	4,998
	15_17	277,4	0,013333551	3,698	
	15_18	410,9	0,013333551	5,478	
16	13_16	288,3	0,013333551	3,844	7,769
	16_17	304,5	0,013333551	4,060	
	16_19	572,6	0,013333551	7,634	
17	15_17	277,4	0,013333551	3,698	5,629
	16_17	304,5	0,013333551	4,060	
	17_18	211,4	0,013333551	2,818	
	17_19	262,5	0,013333551	3,500	
18	15_18	410,9	0,013333551	5,478	7,131
	17_18	211,4	0,013333551	2,818	
	18_19	447,4	0,013333551	5,965	
19	16_19	572,6	0,013333551	7,634	8,550
	17_19	262,5	0,013333551	3,500	
	18_19	447,4	0,013333551	5,965	

III.4.1.2. Cas de pointe + incendie :

Nous devons d'abord identifier le point le plus défavorable, qui est, dans notre cas, le point le plus éloigné. Dans ce cas, le débit de pointe est augmenté d'un débit incendie de 17 l/s. Ce dernier sera fourni par le réservoir et soutiré au niveau du nœud correspondant au point défavorable. Pour cette période de pointe + incendie, la vitesse et la pression doivent également être vérifiées. Par conséquent, Pour notre cas le point défavorable est le nœud 5 et le débit nodal défavorable sera : Qn(5) = 25,77 l/s. (débit nodal augmenté de 17 l/s).

Les calculs sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.2: le calcul du débit spécifique, en route et le débit nodal cas de point + incendie

N° de Noeud	Tronçon	Longueur (m)	Débit spécifique l/s/m	Débit en route l/s	Débit nodale l/s
1	1_2	352,1	0,013333551	4,694	5,210
	1_4	429,4	0,013333551	5,725	
2	1_2	352,1	0,013333551	4,694	9,389
	2_3	263,5	0,013333551	3,513	
	2_5	335	0,013333551	4,466	
	2_8	457,8	0,013333551	6,104	
3	2_3	263,5	0,013333551	3,513	6,28143588
	3_4	301,2	0,013333551	4,016	
	3_14	377,5	0,013333551	5,033	

N° de Noeud	Tronçon	Longueur (m)	Débit spécifique l/s/m	Débit en route l/s	Débit nodale l/s
4	1_4	429,4	0,013333551	5,725	4,87074618
	3_4	301,2	0,013333551	4,016	
5	2_5	335	0,013333551	4,466	25,767
	5_6	614,9	0,013333551	8,198	
	5_7	365,2	0,013333551	4,869	
6	5_6	614,9	0,013333551	8,198	8,628
	6_7	338,5	0,013333551	4,513	
	6_9	340,9	0,013333551	4,545	
7	5_7	365,2	0,013333551	4,869	9,472
	6_7	338,5	0,013333551	4,513	
	7_8	381,7	0,013333551	5,089	
	7_10	335,4	0,013333551	4,472	
8	2_8	457,8	0,013333551	6,104	7,807
	7_8	381,7	0,013333551	5,089	
	8_11	331,6	0,013333551	4,421	
9	6_9	340,9	0,013333551	4,545	6,062
	9_10	282,7	0,013333551	3,769	
	9_12	285,7	0,013333551	3,809	
10	7_10	335,4	0,013333551	4,472	9,516
	9_10	282,7	0,013333551	3,769	
	10_11	341,3	0,013333551	4,550	
	10_12	468	0,013333551	6,240	
11	8_11	331,6	0,013333551	4,421	8,273
	10_11	341,3	0,013333551	4,550	
	11_13	568,1	0,013333551	7,574	
12	9_12	285,7	0,013333551	3,809	5,024
	10_12	468	0,013333551	6,240	
13	11_13	568,1	0,013333551	7,574	8,262
	13_14	382,9	0,013333551	5,105	
	13_16	288,3	0,013333551	3,844	
14	3_14	377,5	0,013333551	5,033	5,478
	13_14	382,9	0,013333551	5,105	
	14_15	61,43	0,013333551	0,819	
15	14_15	61,43	0,013333551	0,819	4,998
	15_17	277,4	0,013333551	3,698	
	15_18	410,9	0,013333551	5,478	
16	13_16	288,3	0,013333551	3,844	7,769
	16_17	304,5	0,013333551	4,060	
	16_19	572,6	0,013333551	7,634	

N° de Noeud	Tronçon	Longueur (m)	Débit spécifique l/s/m	Débit en route l/s	Débit nodale l/s
17	15_17	277,4	0,013333551	3,698	5,629
	16_17	304,5	0,013333551	4,060	
	17_18	211,4	0,013333551	2,818	
	17_19	262,5	0,013333551	3,500	
18	15_18	410,9	0,013333551	5,478	7,131
	17_18	211,4	0,013333551	2,818	
	18_19	447,4	0,013333551	5,965	
19	16_19	572,6	0,013333551	7,634	8,550
	17_19	262,5	0,013333551	3,500	
	18_19	447,4	0,013333551	5,965	

III.4.2. Calcul du réseau par logiciel EPANET

III.4.2.1. Présentation du logiciel :

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitative de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcule le débit et la vitesse dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau. (Manuel d'utilisation du logiciel Epanet).

III.4.2.2. Utilisation du logiciel EPANET :

Les Etapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes :

- Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistrée dans un fichier avec un format texte Métafichier ;
- Saisir les propriétés des éléments du réseau ;
- Sélectionner un ensemble d'options de simulation ;
- Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité ;
- Visualiser les résultats d'une simulation**.**

III.4.2.3. Modélisation du réseau :

L'utilisation du logiciel de l'EPANET permet de modéliser le système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs et de nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes, et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande, des réservoirs et des bâches, donc il doit suivre les étapes suivantes :

- Ramener le tracé qu'on a réalisé avec AUTOCAD sur un fichier compatible avec l'EPANET ;
- Choisir et définir l'unité de calcul puis d'introduire quelques données de base ;
- La modélisation consiste à en introduire les différentes données du réseau.

III.4.3. Réseau de distribution :

Après avoir tracé notre réseau de distribution selon le plan de masse, nous devons disposer notre réservoir d'alimentation

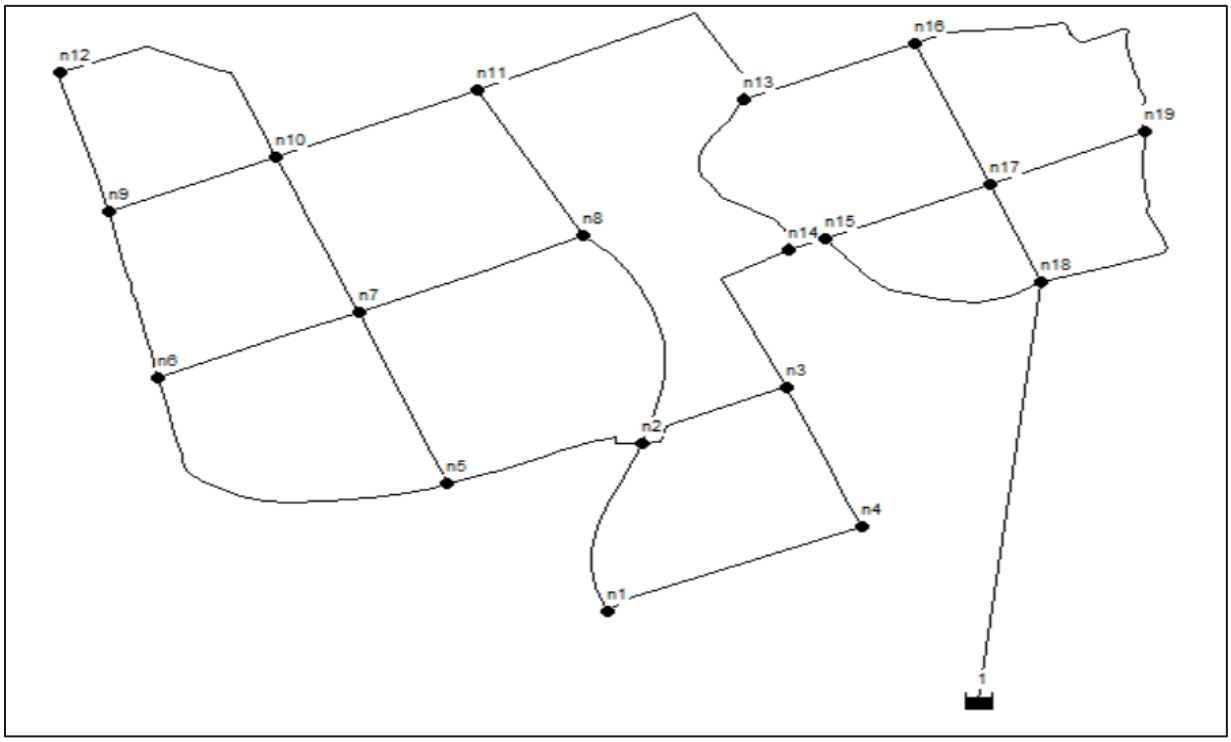


Figure III.4: Schéma du réseau de distribution.

III.4.3.1. Résultats de la simulation du réseau :

Après distribution arbitraire des débits, détermination des diamètres et une simulation sur EPANET, nous avons trouvé les résultats suivants pour le cas de pointe et le cas de pointe +incendie :

III.4.3.1.1. Cas de pointe :

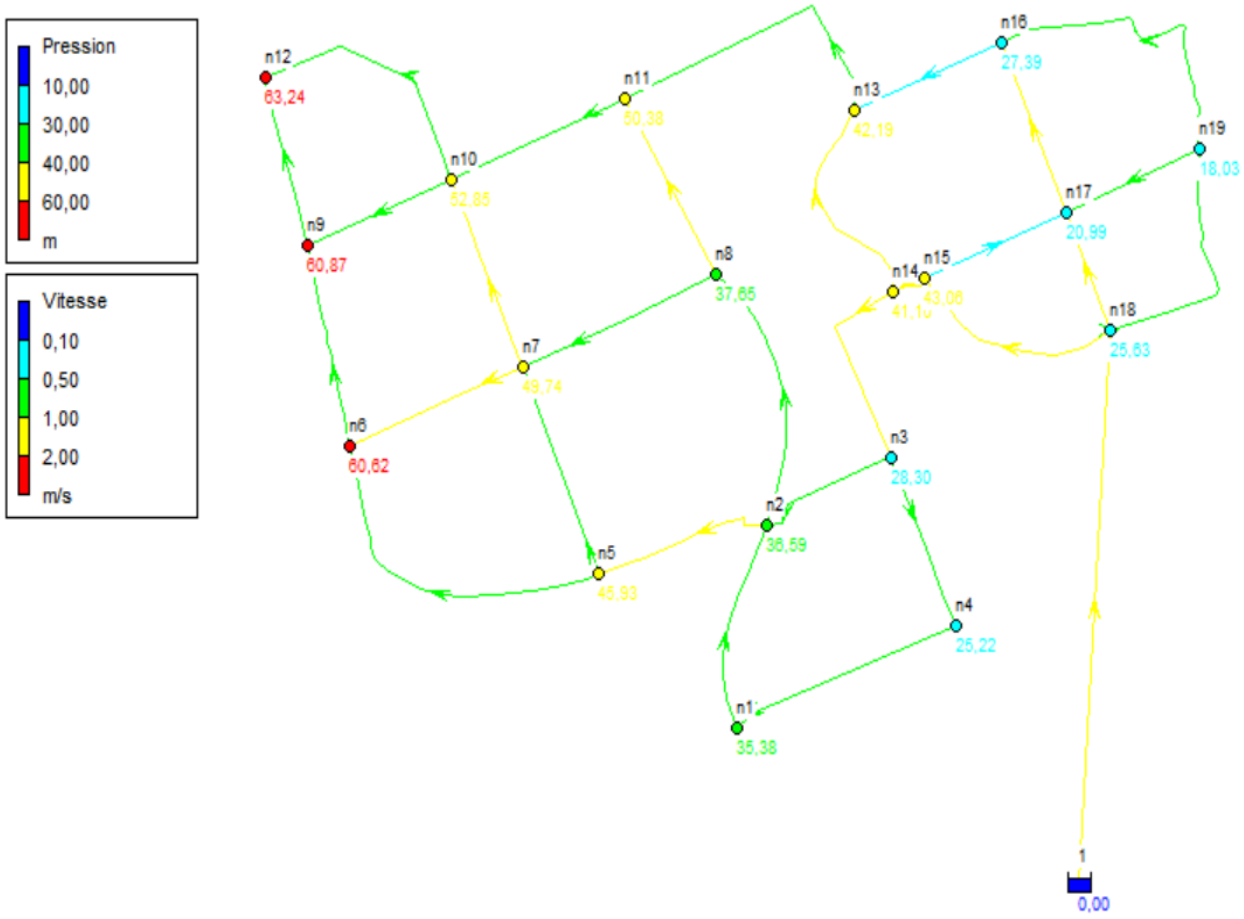


Figure III.5: Schéma du réseau simulé sur EPANET (cas de point)

Les résultats de la simulation avec les différents paramètres sont ci-dessous :

Tableau III.3: vitesses et pertes de charge dans le réseau projeté en cas de pointe

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
R_18	1200	409,2	137,13	1,04	2,19
1_2	352,1	327,4	46,74	0,56	0,87
1_4	429,4	327,4	-51,95	0,62	1,06
2_3	263,5	184	-23,74	0,89	4,31
2_5	335	184	37,42	1,41	10,31
2_8	457,8	184	23,67	0,89	4,29
3_4	301,2	327,4	56,82	0,67	1,25
3_14	377,5	327,4	86,84	1,03	2,81
5_6	614,9	102,2	7,97	0,97	10,51
5_7	365,2	184	20,68	0,78	3,32
6_7	338,5	90	6,98	1,1	15,51
6_9	340,9	102,2	6,32	0,77	6,76

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
7_8	381,7	102,2	-6,47	0,79	7,08
7_10	335,4	102,2	10,71	1,31	18,47
8_11	331,6	102,2	-9,38	1,14	14,35
9_10	282,7	73,6	2,19	0,52	4,81
9_12	285,7	73,6	2,45	0,58	5,91
10_11	341,3	73,6	3,59	0,84	12,12
10_12	468	73,6	2,58	0,61	6,52
11_13	568,1	73,6	2,47	0,58	6,02
13_14	382,9	90	6,7	1,05	14,35
13_16	288,3	102,2	-4,04	0,49	2,92
14_15	61,43	327,4	99,01	1,18	3,61
15_17	277,4	73,6	2,09	0,49	4,40
15_18	410,9	327,4	106,10	1,26	4,12
16_17	304,5	102,2	8,55	1,04	12,01
16_19	572,6	73,6	-3,26	0,77	10,11
17_18	211,4	102,2	9,19	1,12	13,78
17_19	262,5	73,6	-2,90	0,68	8,12
18_19	447,4	184	14,71	0,55	1,75

Tableau III.4: charges et pression dans le réseau projeté en cas de pointe.

Nœud	Altitude (m)	Demande l/s	Cote piézométrique(m)	Pression (m)
N1	920,19	5,21	955,57	35,38
N2	918,68	9,39	955,27	36,59
N3	928,1	6,28	956,4	28,3
N4	930,81	4,87	956,03	25,22
N5	905,88	8,77	951,81	45,93
N6	884,73	8,63	945,35	60,62
N7	900,86	9,47	950,6	49,74
N8	915,65	7,81	953,3	37,65
N9	882,18	6,06	943,05	60,87
N10	891,56	9,52	944,41	52,85
N11	898,17	8,27	948,55	50,38
N12	878,12	5,03	941,36	63,24
N13	909,78	8,26	951,97	42,19
N14	916,36	5,48	957,46	41,1
N15	914,62	5	957,68	43,06
N16	925,42	7,77	952,81	27,39
N17	935,47	5,63	956,46	20,99

Nœud	Altitude (m)	Demande l/s	Cote piézométrique(m)	Pression (m)
N18	933,75	7,13	959,38	25,63
N19	940,57	8,55	958,6	18,03
BACHE	962	-137,13	962	0

III.4.3.1.2. Cas de pointe + incendie :

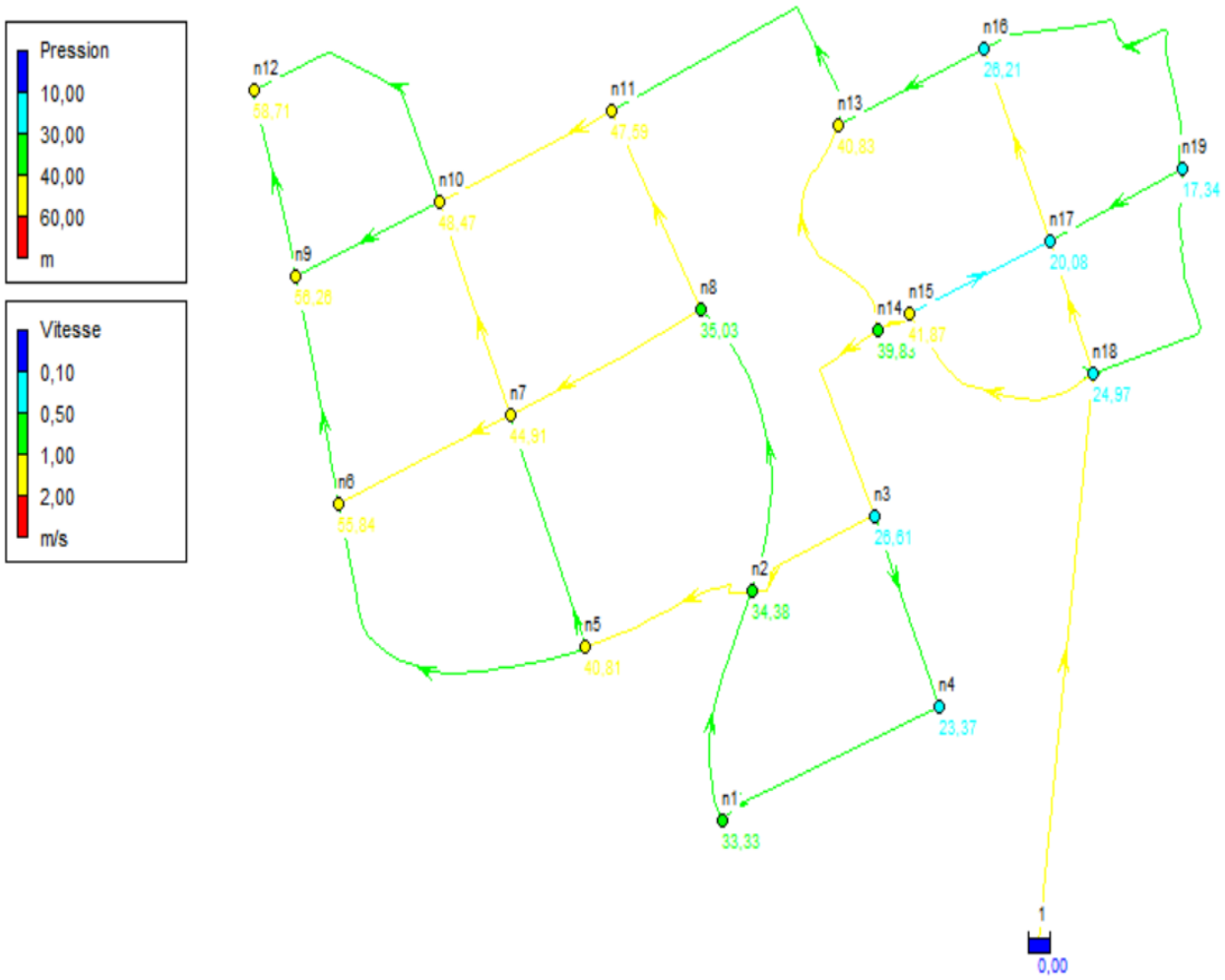


Figure III.6: Schéma du réseau simulé sur EPANET (cas de point+ incendie)

Les résultats de la simulation avec les différents paramètres sont ci-dessous :

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

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
R_18	1200	409,2	154,13	1,17	17,12
1_2	352,1	327,4	58,09	0,69	1,31
1_4	429,4	327,4	-63,3	0,75	1,54
2_3	263,5	184	-28,88	1,09	6,27
2_5	335	184	51,37	1,93	19,01

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
2_8	457,8	184	26,21	0,99	5,21
3_4	301,2	327,4	68,17	0,81	1,77
3_14	377,5	327,4	103,33	1,23	3,92
5_6	614,9	102,2	7,75	0,94	9,95
5_7	365,2	184	17,85	0,67	2,51
6_7	338,5	90	6,94	1,09	15,37
6_9	340,9	102,2	6,06	0,74	6,25
7_8	381,7	102,2	-8,86	1,08	12,84
7_10	335,4	102,2	10,29	1,25	17,12
8_11	331,6	102,2	-9,55	1,16	14,83
9_10	282,7	73,6	2,38	0,56	5,62
9_12	285,7	73,6	2,38	0,56	5,62
10_11	341,3	73,6	4,26	1	16,78
10_12	468	73,6	2,65	0,62	6,83
11_13	568,1	73,6	2,98	0,7	8,54
13_14	382,9	90	6,75	1,06	14,58
13_16	288,3	102,2	-4,49	0,55	3,55
14_15	61,43	327,4	115,56	1,37	4,86
15_17	277,4	73,6	1,82	0,43	3,4
15_18	410,9	327,4	122,38	1,45	5,42
16_17	304,5	102,2	8,86	1,08	12,85
16_19	572,6	73,6	-3,4	0,8	10,95
17_18	211,4	102,2	9,61	1,17	15
17_19	262,5	73,6	-3,06	0,72	8,99
18_19	447,4	184	15,02	0,56	1,81

Tableau III.6:charges et pression dans le réseau projeté en cas de pointe + incendie.

Nœud	Altitude (m)	Demande l/s	Cote piézométrique(m)	Pression (m)
N1	920,19	5,21	953,52	33,33
N2	918,68	9,39	953,06	34,38
N3	928,1	6,28	954,71	26,61
N4	930,81	4,87	954,18	23,37
N5	905,88	25,77	946,69	40,81
N6	884,73	8,63	940,57	55,84
N7	900,86	9,47	945,77	44,91
N8	915,65	7,81	950,68	35,03
N9	882,18	6,06	938,44	56,26
N10	891,56	9,52	940,03	48,47
N11	898,17	8,27	945,76	47,59

Nœud	Altitude (m)	Demande l/s	Cote piézométrique(m)	Pression (m)
N12	878,12	5,03	936,83	58,71
N13	909,78	8,26	950,61	40,83
N14	916,36	5,48	956,19	39,83
N15	914,62	5	956,49	41,87
N16	925,42	7,77	951,63	26,21
N17	935,47	5,63	955,55	20,08
N18	933,75	7,13	958,72	24,97
N19	940,57	8,55	957,91	17,34
BACHE	962	-154,13	962	0

III.4.4. Interprétation des résultats de calcul hydraulique du réseau d'AEP projeté :

Après une simulation nous avons obtenu des valeurs de pression qui varient entre :

- Cas de pointe : (63,24m ; 18,03m)
- Cas de pointe + incendie : (58,71m ; 17,34m)

Et des valeurs de vitesse qui varient entre :

- Cas de pointe : (1,41m/s ; 0,49 m/s)
- Cas de pointe + incendie : (1,93 m/s ; 0,43 m/s)

Dans ces conditions, on se situe dans une plage hydrauliquement acceptable pour un réseau de distribution.

Remarque : à travers les tableaux ci-dessus nous avons remarqué des pressions de service un peu élever au niveau de certain nœuds. Pour remédie à ce problème nous installons des rédacteurs de pression pour ramener la pression à une pression acceptable.

III.5. Conclusion :

Au terme de notre étude sur le réseau de distribution du POS 1 à Aïn Zerga, nous avons mis en évidence un système de distribution performant et conforme aux exigences normatives. Ce réseau, composé de 19 nœuds et 11 mailles desservis par 10389,83 m de conduites en PEHD PN 16 de diamètres variants entre 90 mm et 500 mm, garantit une pression tout à fait satisfaisante (entre 18,03 m et 63,24) et des vitesses d'écoulement maîtrisées (de 0,49 m/s à 1,41 m/s).

Chapitre IV

Étude d’adduction

IV. Etude d'adduction

IV.1. Introduction :

L'adduction d'eau désigne l'ensemble des installations permettant d'acheminer l'eau depuis sa source jusqu'aux ouvrages de stockage, à l'aide de canalisations ou de structures telles que les aqueducs. L'étude s'inscrit dans un cadre technico-économique, visant à assurer un transport efficace et fiable de l'eau depuis le réservoir tampon, d'une capacité de 2×3600 m³, vers les réservoirs de distribution.

IV.2. Types d'adduction :

Les conduites d'adduction doivent assurer un service ininterrompu, car toute coupure affecte directement la distribution d'eau. Il est donc essentiel que les interventions de réparation restent rares et soient réalisées dans les délais les plus courts. Pour y parvenir, il est crucial de garantir un accès aisé aux ouvrages. Ainsi, l'aménagement et le maintien de voies de circulation le long des conduites s'avèrent particulièrement utiles pour faciliter des interventions rapides et efficaces.

IV.2.1. Adduction par refoulement :

Dans ce type d'adduction, le point de captage se trouve à une altitude inférieure à celle du réservoir de stockage. Le transport de l'eau s'effectue donc par refoulement, c'est-à-dire sous pression, à l'aide de dispositifs électromécaniques, généralement des pompes, qui assurent l'acheminement de l'eau vers les zones situées en hauteur.

IV.2.2. Adduction gravitaire :

Lorsque la source d'eau se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de stockage, l'acheminement de l'eau peut se faire naturellement, par gravité. L'adduction gravitaire peut également intervenir dans un système combiné : dans un premier temps, l'eau est refoulée par une station de pompage vers un bassin d'accumulation intermédiaire, puis, dans un second temps, elle s'écoule par gravité vers le réservoir principal, situé à une cote plus basse, comme celui d'une agglomération.

IV.2.3. Adduction mixte :

Parfois, les contraintes topographiques du terrain imposent le recours à une adduction mixte, combinant refoulement et écoulement gravitaire. Ce cas se présente généralement lorsque la distance entre le point de captage et le réservoir est importante, impliquant un profil de terrain irrégulier ou accidenté. Dans ce type de configuration, l'écoulement s'effectue en charge, c'est-à-dire sous pression, sur tout ou partie du parcours.

IV.3. Choix d'adduction :

Pour l'établissement du tracé de la conduite, il faut tenir compte de certains impératifs que l'on s'efforcera dans la mesure du possible de respecter à savoir :

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

- Eviter les contre pentes, qui peuvent donner lieu, aux points hauts, à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer.
- Rechercher un profil en long aussi régulier que possible, établi de préférence, avec une rampe toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation.
- Eviter les terrains trop accidentés ou rocheux si possible. Choisir un terrain stable le long du tracé.
- Il est préférable de suivre les accotements des routes pour faciliter les travaux et les acheminements de matériaux (DUPONT.A, 1979).

IV.4. Critères de choix du matériau des conduites :

Le choix du type de matériau utilisé pour la mise en place des conduites repose principalement sur des considérations techniques et économiques. Ce choix est orienté en fonction de plusieurs paramètres essentiels, notamment :

- Le diamètre des conduites requis
- Les pressions de service à supporter
- Les conditions d'installation sur le terrain
- Le type de revêtement interne et externe
- La nature du sol, notamment son agressivité
- La facilité d'entretien et de mise en service
- La disponibilité des matériaux sur le marché national
- Le coût unitaire de pose de la conduite
- Le prix global sur le marché
- La présence effective du produit chez les fournisseurs locaux

Dans le cadre de notre projet, le choix s'est porté sur des conduites en polyéthylène haute densité (PEHD), en raison des nombreux avantages qu'elles offrent :

- Légèreté et flexibilité, facilitant leur transport et leur mise en œuvre sur chantier
- Facilité de soudage, notamment par électro fusion ou soudure bout à bout, garantissant une étanchéité totale du réseau
- Excellente résistance à la corrosion, qu'elle soit interne, externe ou d'origine microbiologique
- Bonnes propriétés hydrauliques, assurant un écoulement efficace
- Durabilité élevée, ce qui en fait une solution fiable sur le long terme
- Conformité aux normes de potabilité, et bonne résilience face aux régimes transitoires grâce à son élasticité
- Solution économique, tant en termes de fourniture que de pose
- Capacité à supporter des pressions importantes, avec une bonne résistance à la fissuration
- Grande flexibilité, permettant la pose sur de longues distances et une meilleure adaptation au tracé, tout en optimisant les performances hydrauliques.

Bien que le PEHD présente de nombreux avantages, il comporte également certains inconvénients qu'il convient de prendre en compte lors du choix du matériau :

- Sensibilité aux chocs, notamment en phase de transport ou de manutention
- Inflammabilité, ce qui nécessite des précautions particulières en cas d'exposition à des sources de chaleur
- Diminution progressive de la résistance mécanique avec le vieillissement du matériau
- Vulnérabilité aux variations de température, en particulier aux fortes chaleurs
- Faible résistance aux sollicitations mécaniques intenses, pouvant entraîner l'apparition de fissures sous certaines contraintes

IV.5. Schéma et choix d'adduction :

Dans le cadre de notre projet, le choix du tracé, à partir du réservoir de stockage d'Ouldbenziane (2×3600 m³) implanté à une cote de 950 m, comporte un terrain accidenté caractérisé par une vallée dont le point le plus bas se trouve à une cote de 878 m . Le réservoir d'arrivée se trouve à une cote de 962 m. Ces dénivelées élevées nous ont conduit à opter pour une adduction mixte de type « gravitaire – refoulement.

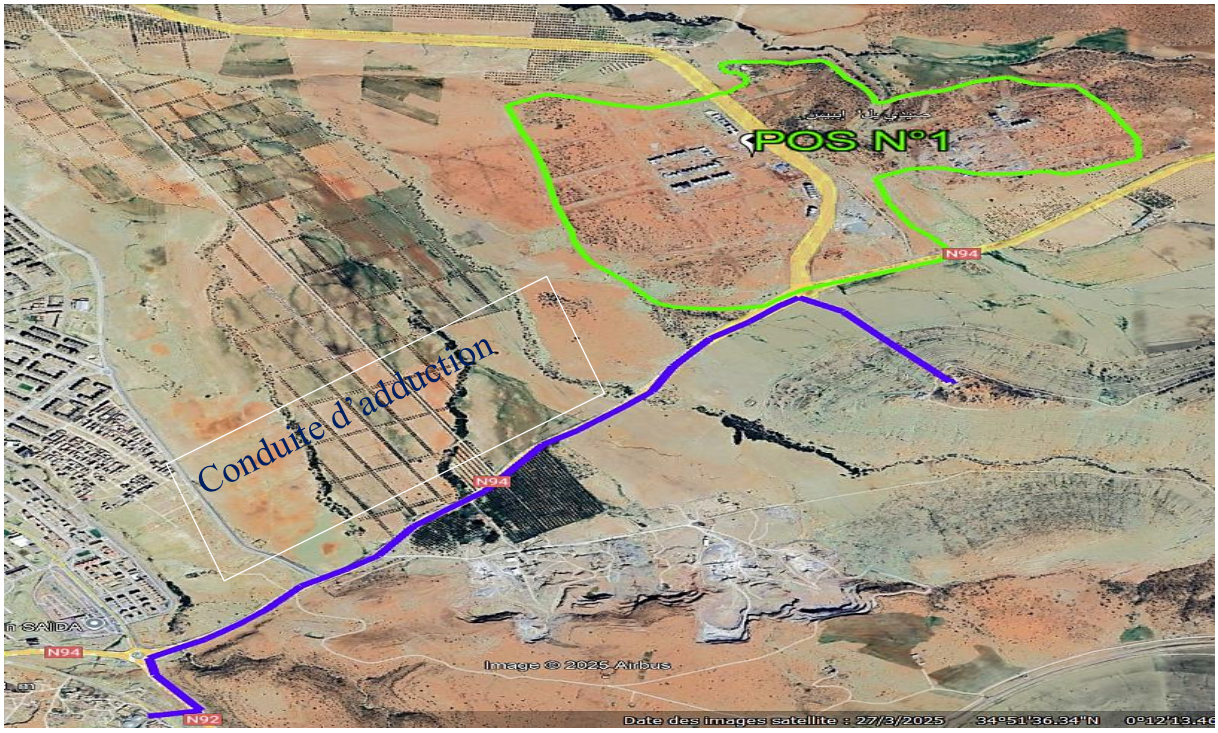


Figure IV.1: schéma d'adduction de notre zone d'étude (google earth 27/03/2025)

IV.6. Calcul hydraulique :

On doit choisir une variante de telle façon à réduire la longueur de refoulement et la hauteur géométrique au refoulement tous ont gardant une vitesse acceptable pour réduire le coup de bélier dans la partie gravitaire. La liaison entre la partie gravitaire et refoulent sera assuré par l'implantation d'une station de reprise avec une bâche d'eau dont la cote sera déterminée en traçant une ligne de charge de telle façon a avoir une pression de fonctionnement acceptable au point le plus bas ; entre le réservoir de départ et le terrain intercepté

IV.6.1. Etude des variantes

Le choix des variantes à adopter doit d'abord passer par une étude préliminaire qui va départager les variantes entre elles et bien sûr le choix portera sur celle qui est le plus économique et qui respect les caractéristiques hydrauliques.

- **Variante 1 :** Une adduction mixte comportant une première partie gravitaire depuis le réservoir de Ouled Bouziane, situé à une cote de terrain de 947 m et d'une capacité de 2 × 3600 m³, jusqu'à la bâche d'aspiration implantée à une cote de 878 m. À la sortie de cette bâche, une station de pompage est installée pour assurer le refoulement vers le réservoir de distribution situé à une cote de 962 m.
- **Variante 2 :** Cette configuration d'adduction mixte comprend une première section en écoulement gravitaire, partant du réservoir de Ouled Bouziane, implanté à une altitude de 947 m et d'une capacité de 2 × 3600 m³, jusqu'à une bâche d'aspiration située à une cote de 898 m. À la sortie de cette bâche, une station de pompage permet de refouler l'eau vers le réservoir de distribution positionné à une altitude de 962 m.

IV.6.2. Méthode de calcul

IV.6.2.1. Cas gravitaire :

Afin de déterminer la cote d'implantation de la bâche de reprise, nous pouvons imposer une pression de service au point le plus bas (B) caractérisé par une cote de terrain de **864 m** qui sera supportée par la conduite gravitaire. Nous traçons la ligne de charge à partir du radier du réservoir implanté à l'amont (A). Cette ligne doit couper la cote piézométrique au point B (cote de terrain en B + pression de service) et intersecté le terrain à l'aval en un point C qui sera le point d'implantation de la bâche de reprise. Cette cote d'implantation sera augmentée de 2à 4 m représente la hauteur d'eau dans la bâche (c'est la cote piézométrique au niveau de la bâche).

Nous pouvons donc déterminer une charge disponible

$$\Delta H_d = C_{R,amont} - (C_{bache} + 2\text{à}4\ m) \qquad \text{(IV.1)}$$

Avec :

ΔH_d : la charge disponible ;

$C_{R,amont}$: cote de réservoir à l'amont de départ ;

C_{bache} : cote piézométrique de la bâche d'eau ;

Pour déterminer le diamètre de la partie gravitaire nous pouvons écrire par hypothèse que la charge égale à la perte de charge , par conséquent :

$$\Delta H_d = \Delta H_t = \frac{K' \times Le \times Q^{\beta}}{Dav^{m}} \qquad \text{(IV.2)}$$

ΔH_t: Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge ;
Le : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$Le = Lg + Leq \quad \text{(IV.3)}$$

Lg : Longueur géométrique de la conduite (m);
Leq : Longueur équivalente due aux pertes de charge singulières (m)
En ce qui concerne les adductions, on estime que les pertes de charge singulières équivalent à 10 % des pertes de charge dues à la friction sur la longueur du conduit.

$$\Delta H_t = 1{,}10 \times \Delta H_{lin} \quad \text{(IV.4)}$$

Donc :

$$Le = 1{,}10 \times Lg \quad \text{(IV.5)}$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;
ΔH_{lin} : Perte de charge linéaire (m).
Q : Débit véhiculé par la conduite d'adduction (m3/s) ;
Dav : Diamètre avantageux calculé de la conduite (partie gravitaire) (m) ;
β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;
m : Exposant tenant compte du type du matériau ;
On choisit les coefficients K', m et B qui sont relatifs à la rugosité de matériaux. Dans notre cas les coefficients pris sont :

Tableau IV.1: Coefficients K, m, β pour différents types du tuyau

Tuyau	K'	m	β
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 - 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
PEHD	0,001052	4,772	1,77

Source (polycopié B. SALAH. 2014)

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire (diamètre avantageux) :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' \times Le \times Q^{\beta}}{\Delta H_d}} \quad \text{(IV.6)}$$

Dans notre cas, on prend : K'=0,001052 ; m = 4,772 ; B = 1,77

IV.6.2.2. Cas de refoulement :

IV.6.2.2.1. Estimation du diamètre de la conduite de refoulement

Pour déterminer approximativement le diamètre des conduites, on utilise deux formules sont :

Formule de Bonin $D_{ec} = \sqrt{Q}$ (mm) (IV.7)

Formule de Bresse $D_{ec} = 1{,}5 \times \sqrt{Q}$ (mm) (IV.8)

Avec:

Dec: diamètre économique de la conduite (m);

Q: débit véhiculé par la conduite (m3/s);

IV.6.2.2.2. Hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$Hmt = Hg + \sum \Delta h \quad \text{(IV.9)}$$

Hg: la différence de niveau entre le plan d' aspiration et le plan de refoulement (m);

$\sum \Delta h$: la somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).

Dans le dimensionnement des conduites d'adduction, il est d'usage d'estimer les pertes de charge singulières à environ 10 % des pertes de charge linéaires.

$$\sum \Delta H = 1{,}10 \times \Delta H_{lin} \quad \text{(IV.10)}$$

Avec

ΔH_{lin} : Pertes de charge linéaires (m) , sont calculées à l'aide de la formule de Darcy-Weisbach.

$$\Delta H_{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L_{ref} \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5} \quad \text{(IV.11)}$$

Avec :

g: Accélération de la pesanteur (m/s2) ;

Q: Débit à refouler (m3/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, $\lambda = (1{,}14 - 0{,}86 \ln(\frac{\varepsilon}{D}))^{-2}$

IV.6.2.2.3. Puissance absorbée de la pompe :

Le calcul de la puissance absorbée par la pompe se fait à l'aide de la formule suivante :

$$P = \frac{\rho \times g \times Q \times Hmt}{\eta} \quad \text{(IV.12)}$$

P: puissance absorbé 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: rendemant de la station de pompage (70%);

ρ: la masse volumique (kg/l);

IV.6.2.2.4. Energie consommé par le pompage :

L'énergie consommée annuellement par une station de pompage est donnée par la relation suivante :

$$E = P \times T \times 365 \quad \text{(IV.13)}$$

Avec :

- E : énergie consommée sur une année (kWh)
- P : puissance de pompage (kW)
- T: nombre d'heures de pompage (dans notre cas en prend T = 20 h)

Cette formule permet d'estimer la consommation énergétique annuelle en multipliant la puissance de la pompe par le temps de fonctionnement journalier, puis par le nombre de jours dans une année.

IV.6.2.2.5. Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation annuels liés à la consommation énergétique d'une station de pompage sont donnés par la formule suivante :

$$F_{ex} = E \times e \quad \text{(IV.14)}$$

Avec :

- Fex : frais d'exploitation liés à l'énergie (DA/an)
- E : énergie consommée annuellement par la pompe (kWh/an)
- e : prix unitaire de l'énergie électrique (DA/kWh) e= 4,17 (d'après Sonelgaz).

IV.6.2.2.6. Les frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement annuels liés à l'investissement des conduites de refoulement sont exprimés par la formule suivante :

$$F_{am} = P_r \times A \times L_{ref} \quad \text{(IV.15)}$$

Avec :

- F_{am} : frais d'amortissement annuels (DA/an)
- P_r: prix unitaire de la conduite (DA/m)
- L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement (m)
- A : coefficient d'amortissement annuel

$$A = \frac{i}{(1-i)^n - 1} + i \quad \text{(IV.16)}$$

Où :

- i : taux d'annuité, ici i=0,08(soit 8 %) ;
- n : durée d'amortissement, ici n=30 ans ;

$$A = \frac{0{,}08}{(1-0{,}08)^{30} - 1} + 0{,}08$$

Ainsi, le coefficient d'amortissement annuel est :

$$A = 0{,}088$$

IV.6.3. Dimensionnement de l'adduction gravitaire :

Le dimensionnement de la conduite gravitaire reliant le réservoir tampon (situé à la cote 947 m) à la bâche d'eau proposé repose sur une démarche méthodique. Celle-ci comprend les étapes suivantes :

- Détermination de la charge disponible, correspondant à la différence d'altitude entre les deux ouvrages.
- Hypothèse simplificatrice : les pertes de charge totales sont considérées égales à la charge disponible.
- Calcul du diamètre hydraulique optimal, qui est ensuite ajusté en fonction des diamètres normalisés disponibles sur le marché.
- Vérification de la vitesse d'écoulement, pour s'assurer qu'elle reste dans les limites recommandées pour un écoulement gravitaire, assurant ainsi le bon fonctionnement hydraulique du système
- $Q = S \times V$

Ainsi : $V = \frac{Q \times 4}{\pi \times D^2}$

Q : débit max journalier (Q =8004,214 m3/j) ;
S : section de la canalisation (m2) ;
V : vitesse d'écoulement (m/s) ;
D : diamètre normalisé de la conduite (m).

Les résultats figurent dans le tableau suivant :

Tableau IV.2:Résultat du dimensionnement gravitaire (variant 1)

Matériau	D (mm)	L (m)	V(m/s)	ΔHd (m)	CTP (bâche d'eau) (m)	CRT(m)
PEHD	315	3360	1,53	66,5	880,5	947

Tableau IV.3: Résultat du dimensionnement gravitaire (variant 2).

Matériau	D (mm)	L (m)	V(m/s)	ΔHd (m)	CTP (bâche d'eau) (m)	CRT(m)
PEHD	355	3560	1,2	46,5	900,5	947

IV.6.4. Dimensionnement de l'adduction refoulement :

Le choix du diamètre économique d'une conduite résulte d'un compromis entre les coûts d'investissement et les coûts d'exploitation. En effet, un diamètre plus important entraîne une hausse des coûts initiaux (achat et pose), mais permet de réduire considérablement les pertes de charge, ce qui diminue les besoins en énergie pour le pompage de l'eau, et donc les dépenses de fonctionnement. Les stations de reprise ont pour mission de refouler le débit d'exploitation vers les réservoirs. Elles sont conçues pour fonctionner selon un régime quotidien de 20 heures sur 24

IV.6.4.1. Débit pompé :

Nous calculons le débit pompé comme suit :

$$Q_p = \frac{Q_{\max j}}{t_f} \qquad \text{(IV.17)}$$

$Qmax, j$: Débit max journalier (m3/j) ; $Qmax, j$ = 8006,214 $m3/j$

t_f : Durée de fonctionnement de la station de pompage par jour, (t_f = 20 h)

Donc : $Q_p = 0{,}111197\ m^3/s$

IV.6.4.2. Calcule du diamètre économique :

Le diamètre économique moyennant les relations

Formule de Bonin $D_{ec} = \sqrt{Q}$ = 333 mm

Formule de Bresse $D_{ec} = 1{,}5 \times \sqrt{Q}$ = 500 mm

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour les diamètres comprise entre 125 mm et 630 mm

IV.6.4.3. Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont estimés en fonction de l'énergie électrique consommée pour le pompage, et ce, pour l'ensemble des diamètres de conduites étudiés. Il est à noter que la hauteur manométrique totale varie en fonction du diamètre choisi.
Le tableau ci-après présente les hauteurs manométriques correspondantes à chaque diamètre.

Tableau IV.4: Variation des HMT en fonction du diamètre (variante 1)

DN (mm)	λ	Hg (m)	L ref (m)	V (m/s)	V^2/2g	ΔH lin (m)	ΔH (m)	Hmt (m)
125	0,012	86,5	500	11,65	6,92	377,20	414,92	501,42
160	0,0114	86,5	500	7,12	2,58	104,49	114,94	201,44
200	0,011	86,5	500	4,56	1,06	33,08	36,39	122,89
250	0,01	86,5	500	2,91	0,43	9,82	10,80	97,30
315	0,01	86,5	500	1,83	0,17	3,098	3,41	89,91
355	0,0099	86,5	500	1,44	0,10	1,69	1,85	88,35
400	0,0097	86,5	500	1,14	0,06	0,90	1,0001	87,50
450	0,0094	86,5	500	0,90	0,04	0,49	0,53	87,04
500	0,0093	86,5	500	0,72	0,027	0,28	0,314	86,81
560	0,0091	86,5	500	0,58	0,017	0,16	0,17	86,67
630	0,009	86,5	500	0,43	0,009	0,076	0,083	86,58

Tableau IV.5: Variation des HMT en fonction du diamètre (variante 2)

DN (mm)	λ	Hg (m)	L ref (m)	V (m/s)	V^2/2g	ΔH lin (m)	ΔH (m)	Hmt (m)
125	0,012	66,5	300	11,65	6,93	226,32	248,95	315,45
160	0,0114	66,5	300	7,12	2,58	62,70	68,96	135,46
200	0,011	66,5	300	4,56	1,06	19,85	21,83	88,33
250	0,01	66,5	300	2,91	0,43	5,89	6,48	72,98
315	0,01	66,5	300	1,83	0,17	1,85	2,045	68,54
355	0,0099	66,5	300	1,44	0,107	1,013	1,115	67,61
400	0,0097	66,5	300	1,14	0,06	0,54	0,60	67,10
450	0,0094	66,5	300	0,90	0,04	0,29	0,32	66,82
500	0,0093	66,5	300	0,72	0,027	0,17	0,19	66,68
560	0,0091	66,5	300	0,58	0,017	0,095	0,104	66,60
630	0,009	66,5	300	0,43	0,009	0,045	0,050	66,55

Les frais d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau IV.6 : Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre (variante 1)

DN (mm)	Hmt (m)	Put (W)	Rendement	Pabs (Kw)	E	Fexp (DA)
125	501,42	157406,5	0,7	224,8664	1641524,79	6845158,384
160	201,44	63238,67	0,7	90,34096	659488,984	2750069,065
200	122,89	38579,59	0,7	55,1137	402330,025	1677716,203
250	97,30	30546,07	0,7	43,63724	318551,87	1328361,3

DN (mm)	Hmt (m)	Put (W)	Rendement	Pabs (Kw)	E	Fexp (DA)
315	89,91	28224,16	0,7	40,32022	294337,641	1227387,963
355	88,35	27737,28	0,7	39,62468	289260,156	1206214,85
400	87,50	27468,04	0,7	39,24006	286452,405	1194506,528
450	87,04	27323,08	0,7	39,03297	284940,651	1188202,515
500	86,81	27252,88	0,7	38,93269	284208,644	1185150,044
560	86,67	27208,87	0,7	38,86981	283749,614	1183235,89
630	86,58	27180,33	0,7	38,82904	283451,992	1181994,806

Tableau IV.7: Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre (variante 2).

DN (mm)	Hmt (m)	Put (W)	Rendement	Pabs (Kw)	E	Fexp (DA)
125	315,45	99027,12	0,7	141,4673	1032711,44	4306406,695
160	135,46	42526,43	0,7	60,75205	443489,953	1849353,104
200	88,33	27730,99	0,7	39,6157	289194,577	1205941,387
250	72,98	22910,87	0,7	32,72982	238927,685	996328,4445
315	68,54	21517,73	0,7	30,73961	224399,147	935744,4426
355	67,61	21225,6	0,7	30,32228	221352,656	923040,5747
400	67,10	21064,06	0,7	30,09151	219668,005	916015,5814
450	66,82	20977,08	0,7	29,96725	218760,953	912233,174
500	66,68	20934,96	0,7	29,90709	218321,749	910401,6913
560	66,60	20908,55	0,7	29,86936	218046,331	909253,1984
630	66,55	20891,43	0,7	29,8449	217867,757	908508,5486

IV.6.4.4. Calcul des frais d'investissements :

Les dépenses d'investissement associées à chaque diamètre sont présentées dans le tableau suivant

Tableau IV.8: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre (variante 1)

DN (mm)	A	L ref (m)	Pum (DA)	Fam (DA)	Finv (DA)
125	0,088	500	1320,77	58114,056	718501,056
160	0,088	500	2158,65	94980,6	1174305,6
200	0,088	500	3389,88	149154,72	1844094,72
250	0,088	500	5244,72	230767,68	2853127,68
315	0,088	500	8314,8	365851,2	4523251,2
355	0,088	500	16974,7	746884,6	9234209,6
400	0,088	500	21363,8	940005,88	11621890,9
450	0,088	500	26979,5	1187096,24	14676826,2
500	0,088	500	33263,3	1463586,52	18095251,5
560	0,088	500	41584,4	1829711,84	22621891,8
630	0,088	500	52638,2	2316078,6	28635153,6

Tableau IV.9: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre (variante 2)

DN (mm)	A	L ref (m)	Pum (DA)	Fam (DA)	Finv (DA)
125	0,088	300	1320,77	34868,4336	431100,634
160	0,088	300	2158,65	56988,36	704583,36
200	0,088	300	3389,88	89492,832	1106456,83
250	0,088	300	5244,72	138460,608	1711876,61
315	0,088	300	8314,8	219510,72	2713950,72
355	0,088	300	16974,7	448130,76	5540525,76
400	0,088	300	21363,8	564003,528	6973134,53
450	0,088	300	26979,5	712257,744	8806095,74
500	0,088	300	33263,3	878151,912	10857150,9
560	0,088	300	41584,4	1097827,104	13573135,1
630	0,088	300	52638,2	1389647,16	17181092,2

IV.6.4.5. Bilan des coûts :

Le bilan des coûts représente la somme des frais d'exploitation et des frais d'investissement associés à chaque diamètre possible de la conduite.

Tableau IV.10: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (variante 1).

DN (mm)	Fexp (DA)	Finv (DA)	La somme
125	6845158,4	718501,056	7563659,44
160	2750069,1	1174305,6	3924374,66
200	1677716,2	1844094,72	3521810,92
250	1328361,3	2853127,68	4181488,98
315	1227388	4523251,2	5750639,16
355	1206214,9	9234209,6	10440424,5
400	1194506,5	11621890,88	12816397,4
450	1188202,5	14676826,24	15865028,8
500	1185150	18095251,52	19280401,6
560	1183235,9	22621891,84	23805127,7
630	1181994,8	28635153,6	29817148,4

Tableau V.5 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (variante 2).

DN (mm)	Fexp (DA)	Finv (DA)	La somme
125	4306406,7	431100,6336	4737507,33
160	1849353,1	704583,36	2553936,46
200	1205941,4	1106456,832	2312398,22
250	996328,44	1711876,608	2708205,05
315	935744,44	2713950,72	3649695,16
355	923040,57	5540525,76	6463566,33
400	916015,58	6973134,528	7889150,11
450	912233,17	8806095,744	9718328,92
500	910401,69	10857150,91	11767552,6
560	909253,2	13573135,1	14482388,3
630	908508,55	17181092,16	18089600,7

Le bilan des coûts permet de tracer une courbe d'optimisation en fonction du diamètre, mettant en évidence un compromis entre des frais d'investissement croissants avec le diamètre et des frais d'exploitation décroissants. Cette courbe, généralement en forme de U, permet d'identifier le diamètre économique optimal, correspondant au coût total minimal (investissement + exploitation)

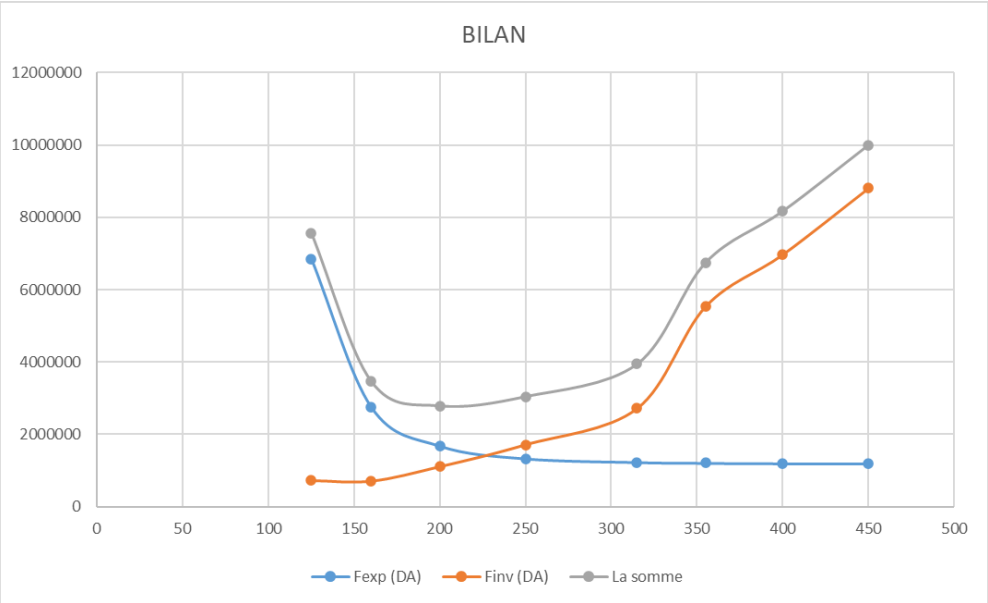


Figure IV.2: la courbe d'optimisation du diamètre économique (variante 1)

En tenant compte de la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, le diamètre **DN 250** avec une vitesse d'écoulement **de 2,91 m/s**, a été retenu comme la solution optimal

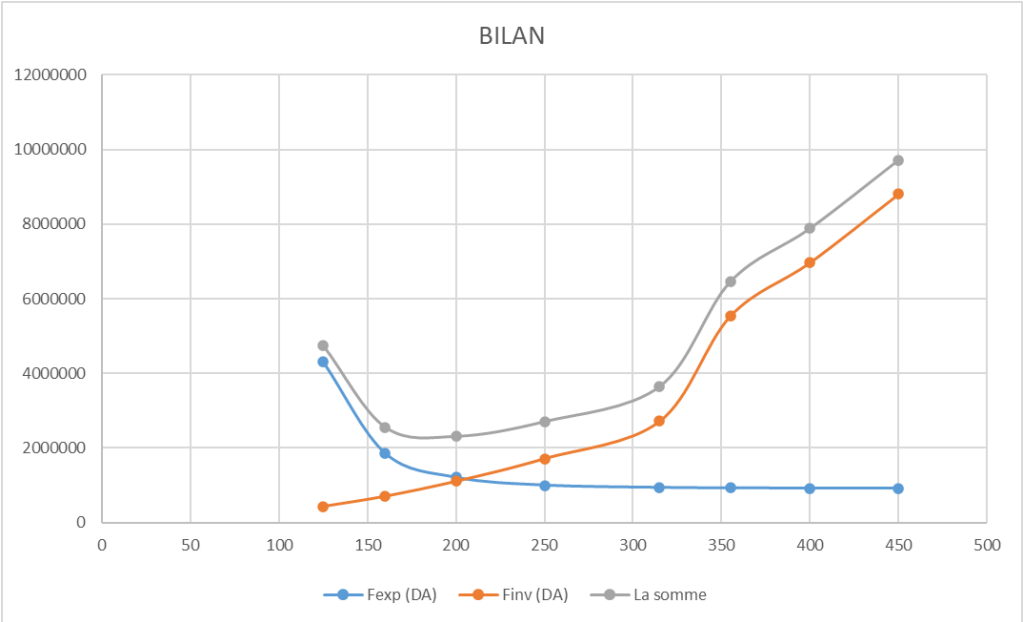


Figure IV.3:la courbe d'optimisation du diamètre économique (variante 2)

En tenant compte de la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, le diamètre **DN 200** avec une vitesse d'écoulement **de 4,56 m/s**, a été retenu comme la solution optimale

REMARQUE :
Après étude nous remarquons que les variantes 1 et 2 donnent respectivement un diamètre de 250 mm pour une vitesse d'écoulement de 2, 91 m/s et un diamètre de 200 mm pour vitesse de 4,56 m/s qui est une vitesse excessive engendrant un coup de bélier important pour la conduite de refoulement se traduisant par un endommagement de cette dernière. A cela entraine une consommation d'énergie importante. Devant cette situation, la variante (1) sera retenue du fait de sa vitesse raisonnable qui ne provoque pas un régime transitoire intense comparativement à la variante 2.
Donc on va étudier une adduction mixte qui est constitué d'une partie gravitaire de diamètre 315mm et une vitesse de 1,53 m/s et une en refoulement de diamètre 250 mm et une vitesse de 2,91 m/s.

IV.6.5. Etude de pompage :

L'étude de pompage permet de déterminer la pompe la mieux adaptée au système d'adduction, afin de garantir le débit requis et la hauteur manométrique demandée. La pompe assurera le refoulement du débit Qp depuis la bâche d'eau vers le réservoir de distribution

IV.6.5.1. Critère de choix du type de pompe :

Les principaux critères de choix du type de pompe sont les suivants :

- Assurer le débit appelé Qapp et la hauteur manométrique totale Hmt (m) ;
- Offrir un meilleur rendement énergétique ;
- Présenter un encombrement réduit ;
- Fonctionner à une vitesse de rotation élevée ;
- Garantir une puissance absorbée minimale ;
- Nécessiter une charge nette d'aspiration (NPSHr) aussi faible que possible ;
- Être fabriquée en série, afin de faciliter l'approvisionnement et la maintenance ;

IV.6.5.2. Choix du nombre de pompes :

Le choix du nombre de pompes repose sur plusieurs critères techniques et économiques, visant à optimiser les performances du système. Les principaux critères sont :

- Nombre de pompes n aussi réduit que possible ;
- Rendement global élevé du groupe de pompage ;
- Charge nette d'aspiration requise (NPSHr) minimale ;
- Nombre d'étages réduit, pour limiter la complexité mécanique ;
- Puissance absorbée minimale, afin de réduire la consommation énergétique.

Dans le cadre de notre étude, les conditions de fonctionnement retenues sont un débit de 0,111197 m³/s et une hauteur manométrique totale (HMT) de 62,5 m.
Pour le choix de la pompe, nous avons utilisé le logiciel CAPRARIÉ, qui permet de déterminer avec précision les caractéristiques des pompes adaptées en fonction du débit et de la HMT souhaités. Ce type de pompe présente non seulement des avantages techniques et mécaniques, mais assure également un débit constant et une HMT stable, tout en fonctionnant à une vitesse de rotation élevée, gage d'efficacité et de compacité.

Tableau IV.11: les variantes pour le choix de la pompe

Nombre de pompe	Q_p (l/s)	HMT(m)	Rendement (%)	Pabs (kw)	N(tr/min)	NPSHr	Pompe
2	66,5	67,1	77,5	52,8	1450	2,36	PM 150
3	37,1	67,1	72,5	35,7	2950	4,01	PM 100
4	26,7	67,1	66,8	24,3	1450	2,29	PM 100

À partir du tableau et en tenant compte des critères de sélection, la première variante, composée de deux pompes en fonctionnement et une en secours, a été retenue. Ce choix se justifie par un meilleur rendement, une puissance absorbée minimale et un NPSHr réduit. Les caractéristiques techniques détaillées sont présentées en Annexe N°2.

IV.6.6. Protection contre le coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène transitoire qui survient lorsqu'un écoulement est brusquement interrompu dans une conduite, généralement suite à la fermeture rapide d'une vanne ou à l'arrêt d'une pompe. Il se traduit par une onde de choc accompagnée de variations rapides et importantes de pression, pouvant endommager les installations hydrauliques si aucune protection n'est prévue.

IV.6.6.1. Causes du coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire qui survient principalement dans les conduites en charge. Les causes les plus fréquentes sont :

- L'ouverture ou fermeture brusque des vannes dans les conduites à écoulement gravitaire ;
- La mise en marche ou l'arrêt brutal des pompes dans les conduites en refoulement ;
- Le remplissage ou la vidange rapide d'un système d'adduction d'eau potable (AEP) ;
- La variation soudaine de la vitesse d'une pompe en fonctionnement ;
- La coupure d'alimentation électrique dans une station de pompage, qui constitue l'une des causes les plus courantes du coup de bélier.

IV.6.6.2. Les risques liés aux coups de bélier :

Les coups de bélier peuvent entraîner des conséquences graves, en particulier lorsque les variations de pression et de débit sont rapides et importantes. Survenant dans des conduites en charge, ces phénomènes peuvent provoquer des surpressions ou des dépressions soudaines, causées par des manœuvres brusques (fermeture de vannes, arrêt de pompes, etc.). Ces chocs hydrauliques peuvent endommager les installations, entraîner des fissures, des ruptures de conduites, ou encore détériorer les équipements de pompage et de régulation.

IV.6.6.3. Etude du coup de bélier :

IV.6.6.3.1. Détermination de la célérité des ondes dans les conduites :

La célérité de l'onde de coup de bélier dépend des caractéristiques mécaniques de la conduite, notamment son élasticité, sa viscosité et, dans certains cas, sa plasticité. La variation maximale de pression engendrée par un coup de bélier peut être estimée par la relation suivante :

$$b = \pm {}^{CV_0}/_{g} \qquad \text{(IV.18)}$$

Où :

- C : est la célérité de l'onde,
- V_0 la vitesse d'écoulement en régime permanent,
- g l'accélération de la pesanteur.

Cette variation s'observe au point et au moment de la manœuvre (fermeture brusque de vanne, arrêt de pompe, etc.). On constate ainsi que la variation de pression est proportionnelle à la célérité, ce qui rend sa détermination essentielle.

Il existe plusieurs formules pour calculer la célérité de l'onde dans les conduites en pression. Dans cette étude, nous utilisons la formule de célérité d'onde amélioré par Mr SALAH.B en tenant compte de l'effet de sol sur la conduite :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1+\frac{K.2.a.(1-\vartheta_m^2)(1-\vartheta_s)}{(1-\vartheta_m^2).a.E_S+E_m.e_m.(1-\vartheta_s)}}} \qquad \text{(IV.19)}$$

C : célérité d'onde en (m/s)

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; K = 2,16 × 10^9 Pa

ρ: Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 kg / m3

E_m: module de Young du matériau de la conduite ; E_m= 1.2×10^9 Pascal pour PEHD

E_s: module de Young du sol ; E_s = 2×10^9 Pascal.

ϑ_m : coefficient de poisson du matériau. ϑ_m=0,45 (PEHD).

ϑ_s: coefficient de poisson du sol entourant la conduite. ϑ_s=0.33

e_m: Epaisseur de la conduite (m).

a: rayon intérieur de la conduite (m).

IV.6.6.4. Calcul de la valeur maximale de la surpression et de la dépression dans les conduites

- **<u>Pour la conduite de refoulement</u>** :

La nouvelle pression dans la conduite de refoulement est :

- Cas de surpression :

$$H_s = H_g + \Delta H + b \qquad \text{(IV.20)}$$

- Cas de dépression :

$$H_d = H_g + \Delta H - b \qquad \text{(IV.21)}$$

Les caractéristiques de la conduite de refoulement résument dans le tableau suivant :

Tableau IV.12: les caractéristiques de la conduite de refoulement du système de refoulement

Matériaux de la conduit	Q l/s	DN (mm)	Lref (m)	V m/s	Hg (m)	ΔH(m)	Hmt (m)
PEHD	111,2	250	500	2,91	86,5	10,8	97,3

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant

Tableau IV.13: calcul de la célérité d'onde de la conduite de refoulement

K (Pa)	ρ (Kg/m3)	Dint (m)	a	E_m (Pa)	e(m)	C (m/s)
$2{,}16\times10^9$	1000	0,2204	0,1103	$1{,}2\times10^9$	0,0148	957,61

Tableau IV.14 : les valeurs maximales de la surpression et de la dépression pour la conduite de refoulement

b	Hmt	$Hs\ (m)$	$Hd\ (m)$
284,06	97,3	462,44	-186,76

- **<u>Pour la conduite gravitaire :</u>**

Les caractéristiques de la conduite gravitaire résument dans le tableau suivant :

Tableau IV.15: les caractéristiques de la conduite gravitaire

Matériau	Q l/s	DN (mm)	L (m)	V(m/s)	ΔH (m)
PEHD	111,2	315	3360	1,53	66,5

Tableau IV.16: calcul de la célérité d'onde de la conduite gravitaire

K (Pa)	ρ (Kg/m3)	Dint (m)	a	E (Pa)	e(m)	C (m/s)
$2{,}16\times10^9$	1000	0, 2776	0,1388	$1{,}2\times10^9$	0,0374	974,58

Tableau IV.17 : Les valeurs maximales de la surpression et de la dépression pour la conduite gravitaire

b	$H_0\ (m)$	$Hs\ (m)$	$Hd\ (m)$
152	76,5	228.5	-75,5

IV.6.6.5. Interprétation des résultats :

Pour la conduite de refoulement la surpression maximale (462,44 m) dépasse le seuil de résistance du PEHD PN16 (160 m). La conduite de refoulement est donc exposée à un risque de rupture. La dépression (-186,76 m) est également trop importante et peut provoquer un écrasement ou désamorçage.

Pour la conduite gravitaire la surpression (228.5 m) reste de même supérieur au seuil de 160 m, . et la dépression reste dangereuse (risque de mise en vide, écrasement ou entrée d'air).

IV.6.7. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :

IV.6.7.1. Calcul du volume du réservoir d'air

Pour atténuer les effets destructeurs du coup de bélier sur la conduite de refoulement, il est recommandé d'utiliser un réservoir d'air. Ce dispositif absorbe l'onde de surpression en comprimant un volume d'air, ce qui permet de réduire les variations de pression dans la conduite.

Dans les conduites enterrées et non enterrées nous avons deux méthodes pour le calcul :

- Méthode de Vibert.
- Méthode de Bergeron.

Dans le cadre de cette étude, nous avons opté pour la méthode de Vibert

IV.6.7.2. Calcul du réservoir d'air :

La méthode de Vibert propose un modèle simplifié basé sur l'hypothèse que le phénomène est une oscillation de masse (c'est-à-dire que l'on néglige l'élasticité de la conduite ainsi que la compressibilité de l'eau). Elle permet d'estimer le volume d'air nécessaire dans la cloche du réservoir pour absorber les surpressions.

Paramètres utilisés :

- Z_0 : Pression absolue en régime normal, exprimée en mètres de colonne d'eau (mce). Elle est estimée par la relation :$Z_0 = H_g + 10$
- H_g : est la hauteur géométrique (distance verticale entre la pompe et le point de refoulement), et 10 mce correspond à la pression atmosphérique.

La formule de Vibert est donnée par :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0}\frac{LS}{f(\frac{Z}{Z_0})}$$

Avec :

- U_0: Volume d'air dans la cloche en régime permanent (m³)
- V_0 : Volume du liquide mis en mouvement dans la conduite de refoulement (m³)
- L : Longueur de la conduite de refoulement (m)
- S : Section intérieure de la conduite (m²)
- g : Accélération de la pesanteur (9,81 m/s²)
- Z_{max}, Z_{min} : Pressions absolues maximales et minimales atteintes durant le coup de bélier (en mce)

$$f\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = \frac{Z_0}{Z_{min}} - 1 - \log\left(\frac{Z_0}{Z_{min}}\right)$$

L'expression donnant U0 a fait l'objet de l'abaque de Vibert, dont la valeur est tirée de cette formule :

$$\frac{U_0}{LS} = \frac{V_0^2}{2g}\frac{1}{Z_0}\frac{1}{f(\frac{Z}{Z_0})}$$

Nous posons : $h_0 = \frac{V_0^2}{2g}$

$$U_0 = \frac{h_0}{Z_0}\frac{LS}{f(\frac{Z}{Z_0})} \quad \text{(IV.22)}$$

Et

$$U_0 \times Z_0 = U_{max} \times Z_{min} \quad \text{(IV.22)}$$

Résultats du calcul du volume du réservoir d'air nous donne :

Tableau IV.18: calcul du volume du réservoir anti-bélier.

C(m/s)	$Z_0(m)$	Z_{max}(m)	$h_0(m)$	$L\ (m)$	U_0(l)	$U_{max}(l)$
957,61	96,5	178,18	0,046	300	448,66	548,66

On ajoute un volume d'air pour la sécurité (100 L) : $Umax$ = 548,66 l

IV.6.8. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :

Pour la conduite gravitaire, la protection contre le phénomène de coup de bélier peut être assurée en contrôlant la vitesse de fermeture de la vanne. En effet, une fermeture trop rapide peut provoquer des ondes de surpression ou de dépression dangereuses pour l'intégrité de la conduite.

Ainsi, pour limiter la formation d'ondes brutales, on détermine un temps de fermeture minimal à respecter, en fonction de la célérité de l'onde dans la conduite

Le temps nécessaire au retour de l'onde de déformation est déterminé par la formule suivante :

$$T_r = \frac{2L}{C} \quad \text{(IV.22)}$$

Tr : temps d'aller-retour de l'onde de déformation (s) ;

L : longueur de la conduite (m).

Plus le temps de fermeture de la vanne dans une conduite gravitaire est élevé, plus l'amplitude du coup de bélier (b) diminue. C'est pourquoi on détermine le temps de retour de l'onde, noté Tr, qui représente le seuil au-delà duquel un temps de fermeture plus long permet d'atténuer efficacement les effets du coup de bélier.

Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.19: calcul du temps d'aller-retour de l'onde de déformation

C(m/s)	L(m)	Tr (s)
974,58	3360	6,89

Pour protéger la conduite gravitaire contre le phénomène de coup de bélier, une vanne à fermeture lente est prévue, avec un temps de fermeture supérieur à 7 secondes.

Dans ce cas, l'amplitude du coup de bélier est estimée à l'aide de la formule de Michaud :

$$b = \frac{2\times L\times V_0}{g\times T} \quad \text{(IV.22)}$$

Avec :

L : longueur de la conduite (m)

V_0 : vitesse dans la conduite (1,53 m/s)

g: l'accélération de la pesanteur (m/s2)

T : temps de manœuvre (s)

Si l'on prend T= 2mn, nous avons :

$$b = 8{,}73\ m$$

Cette valeur ne présente aucun risque pour la conduite ; il est toutefois recommandé de manœuvrer le robinet-vanne avec précaution.

IV.7. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons réalisé une étude d'adduction pour la zone concernée. Celle-ci a conduit à la projection d'une adduction de type mixte, comprenant :

- Une section gravitaire, assurant le transport de l'eau depuis le réservoir tampon jusqu'à la bâche d'eau, à l'aide d'une conduite de 315 mm de diamètre.
- Une section en refoulement, permettant d'acheminer l'eau de la bâche existant vers le réservoir de distribution, également au moyen d'une conduite de 250 mm de diamètre.

Chapitre V

Étude des réservoirs d'alimentation et de stockage

V. Etude des réservoirs d'alimentation et de stockage

V.1. Introduction :

Dans le cadre de la planification et de la conception des systèmes d'alimentation en eau potable (AEP), le réservoir de stockage joue un rôle fondamental. Il permet d'assurer un approvisionnement continu et régulier en eau, en équilibrant les variations entre la production et la consommation. Le présent chapitre est consacré à l'étude du réservoir de stockage destiné à notre agglomération.

Nous disposons actuellement d'un réservoir sur sol de forme cylindrique de 2000 m^3, imposée comme base de projet. Notre objectif dans ce chapitre est de vérifier si cette capacité est suffisante pour répondre aux besoins en eau potable de la population à l'horizon futur, en tenant compte de l'évolution démographique, des pics de consommation et des marges de sécurité nécessaires. Si cette capacité s'avère insuffisante, nous évaluerons la nécessité d'ajouter un second réservoir afin de garantir la fiabilité et l'efficacité du système d'AEP.

V.2. Rôle des réservoirs :

Le réservoir représente un ouvrage important dans le système d'alimentation en eau potable (AEP) grâce à son rôle bien destiné. Cet ouvrage d'art sert à :

- Stocker la quantité d'eau nécessaire à l'alimentation.
- Assurer l'alimentation avec une pression compatible.
- Régulariser la consommation.
- Simplifier l'exploitation.
- Présenter une solution provisoire en cas de panne.
- Sauvegarder une réserve d'eau afin de l'utiliser en cas d'incendie. (A. DUPONT1977).
- Les variations imprévues de la température et tout risque de contamination.

V.3. Classification des réservoirs :

Les réservoirs peuvent être classes comme suit :

V.3.1. Classification selon le matériau de construction :

- Réservoirs en maçonnerie.
- Réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint.
- Réservoirs métalliques.

V.3.2. Classification selon la situation des lieux :

- Réservoirs enterrés.
- Réservoirs semi-enterrés.
- Réservoirs surélevés.
- Réservoirs posés sur sol.

V.3.3. Classification selon l'usage :

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage.

- Réservoir terminal.
- Réservoir d'équilibre.
- Réservoir tampon.
- Bâche de reprise.
- Brise charge.

V.3.4. Classification selon la forme géométrique :

- Réservoir cylindrique : Des grands réservoirs circulaires peuvent être réalisés en béton précontraint. Dans la plupart des cas, nous ne réalisons pas d'économies substantielles par rapport aux réservoirs rectangulaires. L'avantage consiste une stabilité des talus d'excavation et un moindre risque de fissuration, ainsi qu'une économie de matériaux de construction.
- Réservoir rectangulaire : en règle générale, les réservoirs sont rectangulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit s'adapter à la forme de la parcelle ou aux conditions du terrain). Ces formes permettent une construction statique sans surprises et adaptable, une exécution solide ainsi que des agrandissements ultérieurs sans difficultés majeures**.**

Dans notre cas, nous disposons d'un réservoir cité en introduction. Ce type de forme cylindrique offre une bonne stabilité, limite les risques de fissuration et permet un bon brassage de la réserve d'incendie.

V.4. Emplacement du réservoir :

Le choix de l'emplacement du réservoir doit garantir une pression suffisante pour les abonnés lors des pics de demande. La meilleure position n'est déterminée qu'après une étude technico-économique approfondie, en prenant en compte les facteurs suivants :

- Les réservoirs doivent être situés à une altitude supérieure à toute cote piézométrique exigée au niveau du réseau.
- Le site du réservoir devrait être le plus proche possible de l'agglomération afin d'optimiser l'efficacité économique et d'alimenter le point le moins favorable avec une pression suffisante.
- La topographie et la géologie jouent un rôle essentiel dans le choix de l'emplacement.
- Le réservoir doit être édifié sur un sol stable et solide.
- La cote d'implantation sera déterminée après avoir procédé au dimensionnement du réseau.

V.5. Choix du type de réservoir :

Pour alimenter notre agglomération, nous disposons déjà d'un réservoir au sol de section circulaire. Le choix de ce type d'ouvrage a été influencé par plusieurs facteurs, notamment les conditions topographiques du site, les exigences hydrauliques en termes de volume et de pression, les aspects économiques, la sécurité d'approvisionnement, la facilité d'exploitation ainsi que la compatibilité avec le réseau de distribution existant.

V.6. Equipement du réservoir :

V.6.1. Conduite d'arrivée :

La conduite d'adduction a son débouché dans le réservoir et doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal, Obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement. Cette conduite peut être installée de plusieurs manières :

- Par surverse : Soit avec chute libre soit en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.
- par-dessous : Soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier

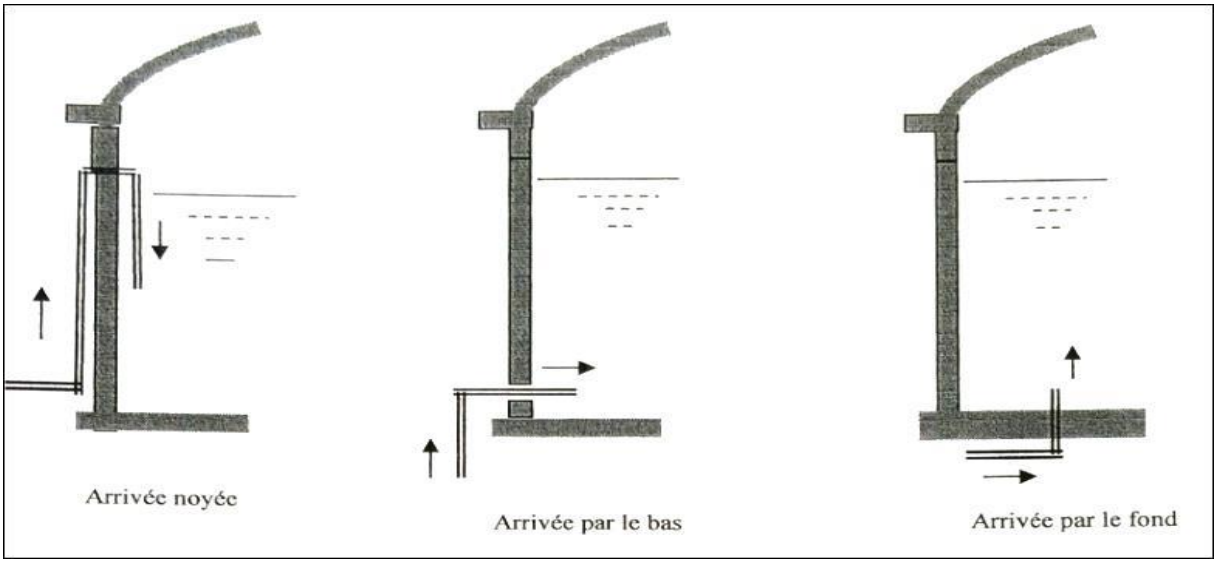


Figure V.1: Les différents types d'arrivée de la conduite

Pour notre cas nous avons une conduite d'adduction avec arrivée dite noyée pour minimiser l'oxygénation de l'eau à l'arrivée

V.6.2. Conduite de départ :

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelques cm au-dessus du radier (15 à 20) cm pour éviter l'entrée des matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse.

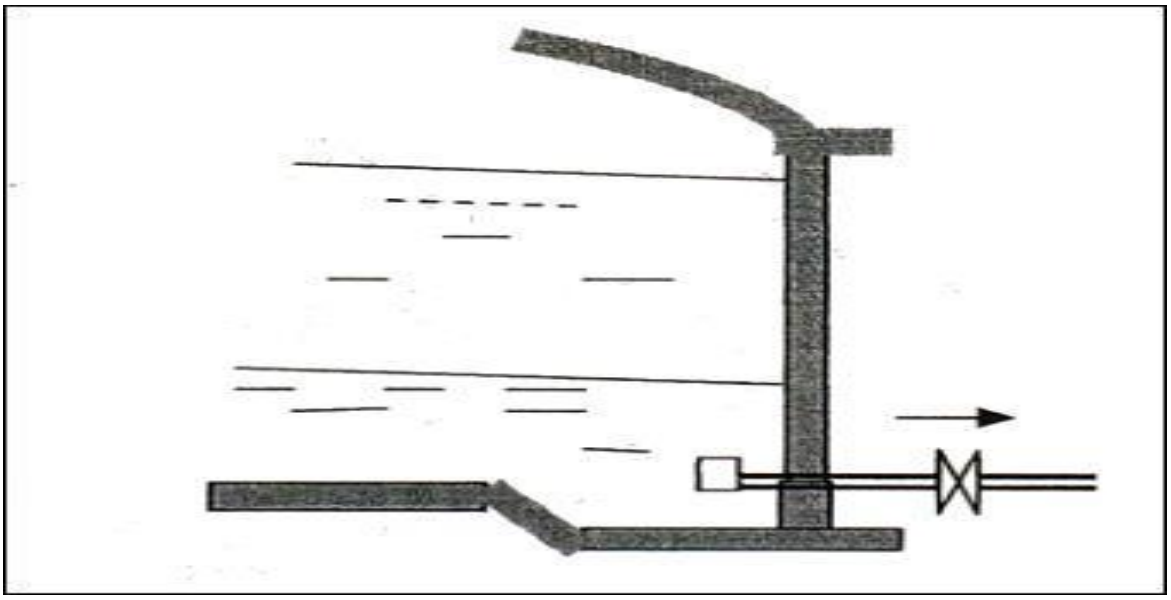


Figure V.2: Point de départ de la conduite de distribution

V.6.3. Conduite de trop plein :

La conduite de trop pleine destinée a empêché l'eau de dépasser le niveau maximal. L'extrémité de cette conduite doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains.

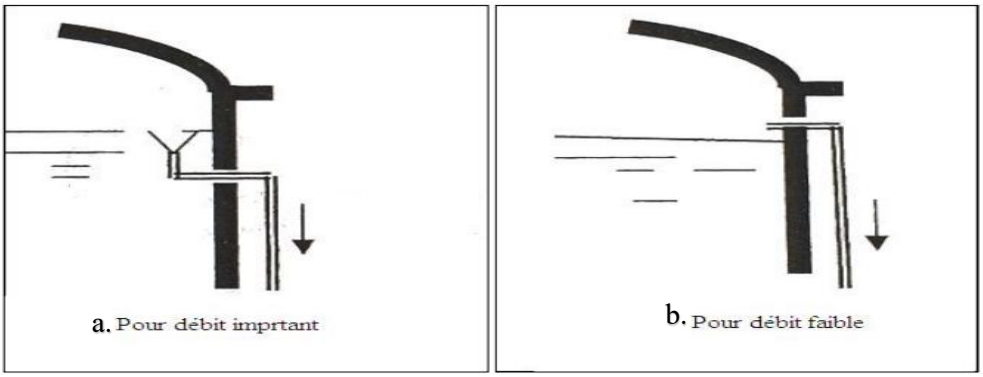


Figure V.3: Les différentes dispositions de la conduite trop plein

Pour la conduite de trop-plein, nous distinguons deux cas : le trop-plein en forme de déversoir en entonnoir, utilisé pour les réservoirs compartimentés où la conduite est en contact avec l'eau (figure IV.3.a), et un trop-plein en forme de conduite horizontale où la conduite est à l'extérieur de la cuve (figure IV.3.b). Dans notre cas, nous utilisons le type 'b'.

V.6.4. La conduite de vidange :

Cette conduite se trouve au plus bas point du réservoir, elle permet la vidange du réservoir pour son nettoyage ou sa réparation, à cet effet le radier du réservoir est réglé en pente vers son origine elle est raccordée à la conduite de trop plein et comporte un robinet vanne avant le raccordement sur cette dernière.

V.6.5. Conduite de by-pass :

Placé entre la conduite d'arrivée et la conduite de distribution afin d'assurer la continuité du service pendant l'entretien du château d'eau. Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour son entretien ou dans le cas d'un incendie à forte charge (A. DUPONT .1977)

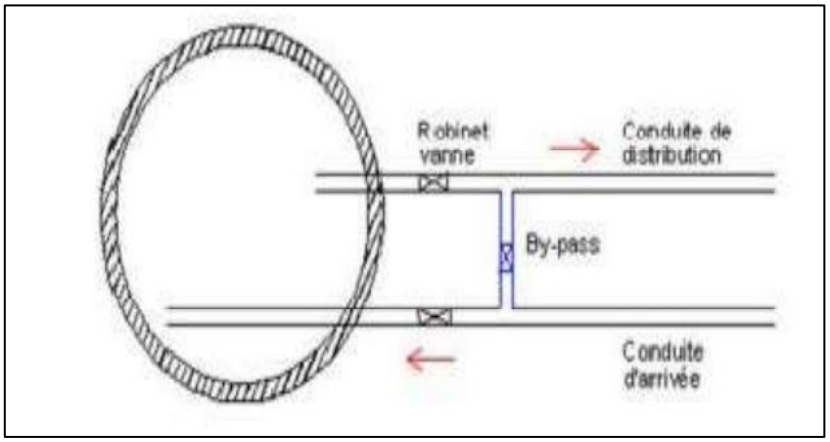


Figure V.4: schéma de conduit by-pass

V.6.6. Matérialisation de la réserve d'incendie :

C'est une disposition spéciale de la vanterie à adopter au niveau du réservoir, qui permet d'interrompre l'écoulement une fois que le niveau de la réserve d'eau consacrée à l'extinction des incendies est atteint (A. DUPONT, 1977). On distingue deux systèmes :

- Le système à deux prises, dont la réserve n'est pas renouvelable.
- Le système à siphon, qui présente l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie.

Dans notre cas, un système à commande à distance est utilisé, permettant une gestion plus flexible et sécurisée du volume réservé à la lutte contre l'incendie.

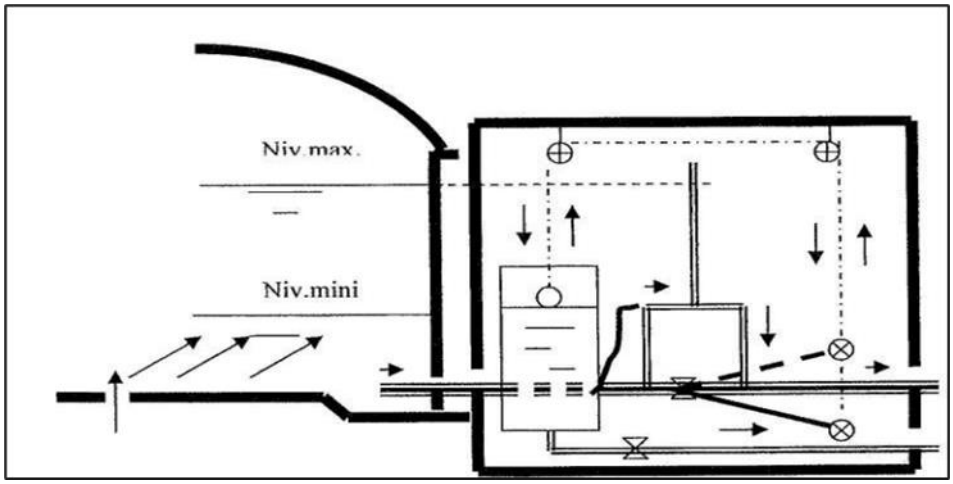


Figure V.5: schéma du système commande à distance (Alimentation en eau potable des agglomérations, Mr B.SALAH ,2014

V.7. Détermination du volume de la bâche d'eau projetée

Le dimensionnement de la bâche d'aspiration de la conduite d'adduction est effectué à l'aide de la formule suivante, permettant le calcul du volume utile de la bâche projetée :

$$V_u = \frac{Q_p \times \frac{1}{n}}{4 \times (n-1)} \quad \text{(V.1)}$$

Avec :

Qp : débit pompé (m3/h)

n : nombre de démarrages par heure

N : nombre de pompe identiques N=3 pompes (voir chapitre IV)

Tableau V.1: variation du nombre de démarrage par heure en fonction de la puissance de la pompe.

Nombre de démarrage	4	6	8	10
Puissance de la pompe	< 30 kw	> 15 kw	< 8 kw	< 4 kw

D'après le tableau et pour une puissance de 29,1 KW, on peut retenir 6 démarrages par heure.

Pour le volume total et par sécurité, nous majorons le volume calculé de 30%

Le calcul donne : $\boldsymbol{V}$ = **9,75** $\boldsymbol{m3}$

Nous optons pour une bâche de 10 m^3 de volume.

V.7.1. Dimensionnement de la bâche d'eau :

On prendra une bâche d'eau de section carré, dont les dimensions principales seront déterminées à partir de la relation suivante :

$$V = S.\ H$$

Donc : $S = a^2$

Avec :

V : volume de la bâche d'eau (m3).

S : section de la bâche d'eau (m)

H : hauteur d'eau dans de la bâche d'eau (m)

a : longueur du côté du carré (m)

V.7.2. Calcul de la section de la bâche d'eau :

En considérant une hauteur d'eau de 2,5 m à l'intérieur de la bâche (H = 2,5 m), nous pouvons déterminer la section de la bâche à l'aide de la relation suivante :

$$V = S * H$$

$$S = V / H$$

$$S = 10/2{,}5$$

$$S = 4\ m^2$$

V.7.3. Calcul de la longueur du côté de la section :

Déterminons à présent la longueur du côté de la section, en supposant que celle-ci est carrée :

$$S = a^2$$

$$a = \sqrt{S} = 2m$$

Ainsi, la bâche projetée aura une section carrée de 2 mètres de côté.

Le tableau suivant présente les principales caractéristiques de la bâche d'eau projetée :

Tableau V.2: caractéristique de la bâche d'eau projeté

Bâche d'eau	Type	Volume	Section	Hauteur
Projetée	Sur sol	10 m^3	4 m^2	2,5

V.8. Capacité de réservoir :

La capacité d'un réservoir est généralement dimensionnée pour couvrir les fluctuations journalières de la consommation, notamment pendant les pics de demande. Elle est déterminée en fonction du débit entrant, du débit sortant, et, si nécessaire, d'un volume de réserve destiné à la lutte contre l'incendie. Dans notre cas, un réservoir existant est déjà en place. Il est donc essentiel de vérifier si sa capacité est suffisante pour répondre aux besoins actuels et futurs de l'agglomération.

Deux approches principales peuvent être utilisées pour déterminer cette capacité :

- La méthode analytique
- La méthode graphique

Capacité de réservoir avec la méthode analytique :

La méthode analytique consiste à déterminer le volume résiduel dans le réservoir pour chaque heure de la journée. Le volume de régulation sera alors calculé en fonction de ces données :

$$V_r = \frac{A \times Q_{\max j}}{100} \qquad m^3 \qquad \text{(V.2)}$$

Avec :

V r : volume résiduelle

A : fraction horaire du débit maximum journalier

Q max j : débit maximum journalier

Pour calculer le volume totale il faut ajouter le volume d'incendie au volume résiduelle

$$V_t = V_r + V_i \qquad m^3 \qquad \text{(V.3)}$$

Avec : $V_i = 120\ m^3$

Remarque : Pour notre cas la station de pompage refoule 20 h par jour

Tableau V.3: Capacité de réservoir par la méthode analytique

Heure	Apport par la pompe (%)	CH (%)	Arrivé au réservoir (%)	Départ du réservoir (%)	Volume restant dans le réservoir (%)
0 – 1	5	1,50	3,50		3,50
1 – 2	5	1,50	3,50		7,00
2 – 3	5	1,50	3,50		10,50
3 – 4	5	1,50	3,50		14,00
4 – 5	5	2,50	2,50		16,50
5 – 6	5	3,50	1,50		18,00

Heure	Apport par la pompe (%)	CH (%)	Arrivé au réservoir (%)	Départ du réservoir (%)	Volume restant dans le réservoir (%)
6 – 7	5	4,50	0,50		18,50
7 – 8	5	5,50		-0,50	18,00
8 – 9	5	6,25		-1,25	16,75
9 – 10	5	6,25		-1,25	15,50
10 – 11	5	6,25		-1,25	14,25
11 – 12	5	6,25		-1,25	13,00
12 – 13	5	5,00	0,00	0,00	13,00
13 – 14	5	5,00	0,00	0,00	13,00
14 – 15	5	5,50		-0,50	12,50
15 – 16	5	6,00		-1,00	11,50
16 – 17	5	6,00		-1,00	10,50
17–18	5	5,50		-0,50	10,00
18 – 19	5	5,00	0,00	0,00	10,00
19 – 20	5	4,50	0,50		10,50
20 – 21	0	4,00		-4,00	6,50
21 – 22	0	3,00		-3,00	3,50
22 – 23	0	2,00		-2,00	1,50
23 – 24	0	1,50		-1,50	0,00
Total	100	100,00			

Calcule la capacité de réservoir, le volume résiduelle sera :

$V_r = \frac{18,5 \times 8006,21}{100} = 1481,15\ m^3$

La capacité totale sera : $V_t = V_r + V_i = 1481,15 + 120 = 1601,15\ m^3$

D'après les résultats présentés dans le tableau V.3, on constate que la capacité du réservoir existant, qui est de 2000 m³, est largement suffisante pour couvrir les besoins futurs. Aucun réservoir supplémentaire n'est donc requis à l'horizon considéré.

Par conséquent, le volume normalisé sera de V_n = 2000 m³. Ainsi, situés à une altitude de 962 m

V.9. Dimensions du réservoir :

Après avoir déterminé la capacité du réservoir, sa hauteur est fixée dans une plage comprise entre 3 m et 6 m. Dans notre cas, une hauteur de 5 m a été retenue.

V.9.1. Calcul de la section du réservoir :

$$V_n = S \times \mathrm{h}$$
$$S = V_n / h$$

Avec :

V : volume du réservoir (m^3)

S : la section du réservoir (m^2)

D : diamètre de la cuve (m).

h : hauteur utile optimale d'eau (m), se situe généralement entre 3 et 6 m, mais elle peut atteindre 7 à 8 m pour les grands réservoirs. On pose h=5m

$$S = 2000/5 \ = 400\ m^2$$

V.9.2. Le diamètre de la cuve :

Le diamètre du réservoir est donné par la formule suivante **:**

$$D = \sqrt{\frac{S\times 4}{\pi}} \qquad \text{m} \qquad \text{(V.4)}$$

$$D = \sqrt{\frac{400\times 4}{\pi}} = 22{,}5\ m$$

V.9.3. La hauteur totale du réservoir :

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il est nécessaire de prévoir un espace d'air d'une épaisseur variant de 0,25 à 1 m au-dessus du niveau de l'eau.

$$H = h + R \qquad \text{m} \qquad \text{(V.5)}$$

Avec :

H : hauteur totale de la cuve (m) ;

R : revanche (m),

On prend : R = 1 m.

H = 5+ 1 = 6 m

V.9.4. Détermination de la hauteur d'eau d'incendie :

Si le volume d'incendie est divisé par la surface de la section du réservoir, on aura :

$$\boldsymbol{h_i = \frac{V_i}{\frac{\pi\times D^2}{4}}} \qquad \text{m} \qquad \text{(V.6)}$$

$$\boldsymbol{h_i = \frac{120}{\frac{\pi\times (25{,}5)^2}{4}} = 0{,}24\ m}$$

Le tableau suivant résume les caractéristiques du réservoir existant :

Tableau V.4: caractéristique du réservoir de distribution.

Réservoir	Type	Volume	Section	Hauteur	Diamètre	Hauteur d'incendie
	Sur sol	2000 m^3	400 m^2	6 m	25,5 m	0,24 m

V.10. Conclusion :

Cette partie de l'étude nous a permis de déterminer les dimensions des ouvrages de stockage (réservoirs), notamment la hauteur, le diamètre et la hauteur dédiée à la réserve d'incendie, afin de garantir une alimentation en eau potable fiable pour les différentes agglomérations. L'analyse menée dans ce chapitre nous a permis de confirmer que le réservoirs existant, d'une

capacité de 2000 m³, est suffisants pour répondre aux besoins journaliers et aux exigences des consommateurs.

Chapitre VI

Pose de canalisation et accessoires du réseau

VI. Pose de canalisation et accessoires du réseau

VI.1. Introduction :

En général, la gestion et l'exploitation d'un réseau d'alimentation en eau potable nécessitent la mise en place de canalisations, d'équipements et d'accessoires adaptés. Ces éléments sont essentiels, d'une part, pour assurer une bonne gestion du réseau de distribution, et d'autre part, pour garantir le bon fonctionnement des conduites d'adduction**.** Dans le cadre de notre étude, nous avons opté pour des conduites en PEHD, un matériau largement utilisé pour ses propriétés intéressantes telles que sa souplesse, sa résistance à la corrosion et sa facilité de pose**.**

Ce chapitre a pour objectif de présenter les étapes principales de la pose des canalisations, les critères de choix des conduites selon les besoins du projet, ainsi que les accessoires couramment utilisés dans les réseaux d'eau sous pression

VI.2. Pose de canalisation :

VI.2.1. Type de canalisation

Le réseau de distribution de l'agglomération est constitué d'un ensemble de conduites maîtresses, interconnectées par des conduites secondaires de diamètres plus réduits. Ce réseau adopte une configuration maillée, ce qui permet une meilleure sécurité d'alimentation et une flexibilité en cas d'intervention ou de coupure. Les canalisations utilisées sont en PEHD**,** avec des diamètres variant de 90 mm à 500 mm, selon la hiérarchie des conduites et les besoins en débit dans chaque tronçon du réseau.

VI.2.2. Caractéristiques des conduites en PEHD

La conduite PEHD (Polyéthylène Haute Densité) est un tuyau en plastique de synthèse, utilisé principalement pour les réseaux d'adduction d'eau potable. Il se distingue par sa grande résistance mécanique, sa durabilité, ainsi que sa souplesse, ce qui facilite sa mise en œuvre, notamment dans les réseaux enterrés. Il est reconnaissable à sa couleur noire avec des bandes bleues, qui indiquent son usage pour l'eau potable. Ils Sont caractérisés par :

1) **Résistance à la corrosion** : Le PEHD est totalement insensible à la corrosion, contrairement aux matériaux métalliques. Il résiste aux milieux humides, aux eaux agressives, aux sels, et à de nombreux produits chimiques.
2) **Flexibilité** : Sa souplesse permet une adaptation facile aux variations du terrain et aux mouvements du sol. Il peut être posé en courbe (rayon de courbure réduit), ce qui réduit le besoin en coudes et raccords.
3) **Légèreté** : Le tube PEHD est beaucoup plus léger que les tuyaux en acier ou en fonte, ce qui facilite son transport, sa manipulation sur chantier, et sa pose.
4) **Étanchéité parfaite** : Les jonctions sont généralement réalisées par soudure bout-à-bout ou électrofusion, garantissant une parfaite étanchéité et supprimant les risques de fuite.
5) **Durabilité** : En conditions normales, un tube PEHD peut avoir une durée de vie de 50 à 100 ans, sans altération significative de ses propriétés mécaniques ou chimiques.

6) **Résistance aux pressions** : Les tubes PEHD sont fabriqués pour supporter différentes pressions nominales (PN), généralement **PN 6, PN 10, PN 16**, etc., selon les besoins du réseau.
7) **Résistance aux chocs et à l'abrasion** : Le PEHD absorbe bien les chocs, ce qui réduit les risques de casse pendant la pose. Il résiste aussi à l'abrasion, ce qui est utile pour les réseaux soumis à des écoulements à forte vitesse ou contenant des particules.
8) **Faible conductivité thermique** : Le PEHD limite les pertes de chaleur (ou les échanges thermiques), ce qui peut être un avantage dans certaines applications (même si ce n'est pas un isolant thermique).
9) **Facilité d'installation** : Grâce à sa flexibilité et à sa légèreté, le PEHD permet une pose rapide, même dans des terrains difficiles. Il est également possible de l'utiliser en fonçage dirigé ou en réhabilitation sans tranchée.
10) **Respect des normes sanitaires** : Le PEHD utilisé pour l'eau potable est certifié pour ne pas altérer la qualité de l'eau, ni transmettre de goût, d'odeur ou de substance nocive.

VI.2.3. Principe de pose de canalisation :

D'après le tracé de notre réseau et compte tenu de la nature globalement favorable du sol, les conduites seront posées dans un terrain dit ordinaire, ne présentant pas de contraintes géotechniques particulières. La pose suivra les prescriptions techniques usuelles pour ce type de sol :

- La canalisation sera installée dans une tranchée dont la largeur minimale est fixée à 60 cm, afin de garantir une manipulation correcte et un remblayage sécurisé.
- La profondeur de la tranchée devra être suffisante pour accueillir :
    - Le lit de pose,
    - La conduite elle-même,
    - Ainsi qu'une épaisseur minimale de remblai de 80 cm au-dessus de la génératrice supérieure.

- Le fond de la tranchée sera recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur comprise entre 15 et 20 cm, soigneusement nivelé, afin d'assurer une bonne assise de la conduite et de limiter les points durs.

VI.2.4. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :

La pose des canalisations se fait en tranchée, dont la largeur minimale est de 60 cm, afin de permettre aux ouvriers de manipuler et de positionner les tuyaux de manière confortable. La profondeur de la tranchée doit être suffisante pour accueillir un lit de pose et assurer la protection de la canalisation. Elle doit être d'au moins 0,80 m, afin de prévenir les déformations causées par le passage de charges roulantes et, dans certaines régions, de protéger les conduites contre les effets du gel.

- Le fond de la tranchée est préparé par la mise en place d'un lit de gravier ou de sable, d'une épaisseur de 15 à 20 cm, soigneusement nivelé pour que la canalisation repose sur toute sa longueur, sans contact direct avec des éléments pointus ou coupants.

- Avant la pose, les conduites sont triées afin d'écarter celles ayant subi des chocs ou présentant des fissures. Elles sont ensuite descendues lentement à l'aide d'un palan ou d'une grue dans le fond de fouille. Pour faciliter le nivellement, les tuyaux sont calés sur des bois, puis les joints sont exécutés. Dans le cas de conduites en acier de petit diamètre, les joints peuvent être réalisés en surface, les tuyaux étant maintenus par des bois placés en travers de la tranchée.
- Une fois les conduites posées, un essai de pression est réalisé avant le remblaiement. Cet essai consiste à remplir la conduite d'eau et à la mettre sous pression pour vérifier l'étanchéité des tuyaux et des joints. Il est recommandé de limiter l'essai à des tronçons de 500 m maximum. Lorsque la conduite est déjà dans la tranchée, elle est maintenue par des cavaliers en terre placés entre les joints.
- La pression d'épreuve appliquée est égale à 1,5 fois la pression de service. Le remplissage se fait par la partie basse de la conduite pour permettre une évacuation naturelle de l'air vers le point haut, où une ventouse est placée. L'essai doit durer 30 minutes et la variation de pression ne doit pas excéder 0,2 bar.
- Le remblaiement est effectué par couches successives de 20 à 30 cm d'épaisseur. Enfin, la robinetterie et les accessoires sont mis en place, et un grillage avertisseur est installé au-dessus de la conduite pour signaler sa présence et prévenir les accidents lors de futurs travaux de terrassement

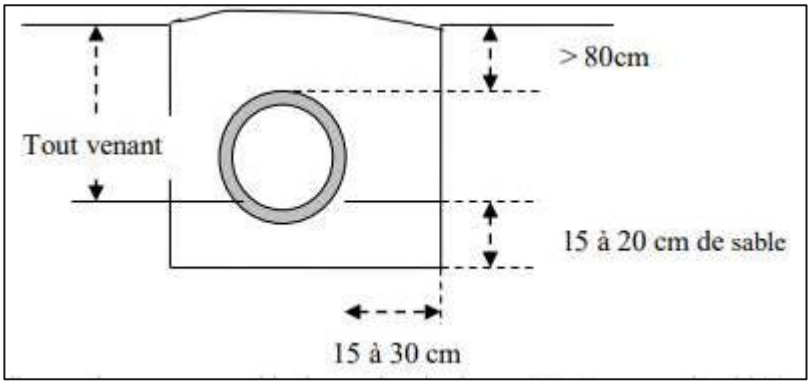


Figure VI.1: pose de canalisation dans un terrain ordinaire

VI.3. Les accessoires du réseau d'AEP :

Les accessoires sont des éléments essentiels dans un réseau d'alimentation en eau potable. Ils assurent le bon fonctionnement, la régulation, la sécurité ainsi que la maintenance du système de distribution.

VI.3.1. Les robinets vannes :

Les robinets-vannes, également appelés vannes de sectionnement, permettent de mettre en position ouverte ou fermée un tronçon de conduite, assurant ainsi l'équilibrage de la distribution d'eau à tout point du réseau. Il existe différents types de vannes, chacun adapté à un usage particulier selon le diamètre des canalisations et la fonction recherchée.

VI.3.1.1. Les vanne opercule

Les vannes à opercule sont principalement utilisées pour les conduites de diamètre inférieur à 300 mm. Elles ne permettent qu'un fonctionnement en tout ou rien, c'est-à-dire qu'elles doivent être entièrement ouvertes ou entièrement fermées. Lors de leur manœuvre, l'opercule se déplace verticalement le long d'une tige filetée. Ces vannes sont généralement installées dans des chambres de vannes en maçonnerie, facilitant leur accès et leur maintenance. Sont placés au niveau du tronçon formant les mailles du réseau de distribution. Leur rôle est d'isoler les tronçon en cas de réparation et également pour le retour de l'eau



Figure VI.2: Robinet vanne à opercule

Source : (https://img.directindustry.fr/images_di/photo-mg/70229-8035483.jpg)

VI.3.1.2. Les vanne papillon :

Les vannes à papillon, quant à elles, sont recommandées pour les diamètres égaux ou supérieurs à 300 mm. Elles peuvent être utilisées non seulement pour le sectionnement, mais aussi pour le réglage du débit. Leur conception compacte et légère leur confère un faible encombrement, un couple de manœuvre réduit et une perte de charge limitée lorsqu'elles sont en position complètement ouverte. Ces caractéristiques les rendent particulièrement adaptées aux installations situées à proximité des réservoirs ou dans les grandes conduites. Cette vanne est placer à la sortie du réservoir au niveau de la conduite de départ pour interrompre rapidement le débit en cas de cassure de la conduite de départ ; elle ne sera jamais à l extrémité avale d'une adduction (augmentation du coup de bélier)



Figure VI.3: Robinet vanne papillon

Source : https://www.gmi-robinetterie.com/fr/produits/sectionnement/vanne-papillon

VI.3.1.3. Les vanne de réduction de pression :

Les vannes de réduction de pression jouent un rôle essentiel dans le contrôle de la pression au sein du réseau. Elles permettent d'abaisser une pression trop élevée à une valeur acceptable afin d'assurer la sécurité des installations et d'éviter tout risque de détérioration des équipements ou de rupture des conduites.

VI.3.1.4. Les vanne de vidange :

Les vannes de vidange sont installées aux points bas du réseau pour permettre la vidange des conduites, notamment lors des opérations de purge ou de maintenance. Ces vannes sont posées dans des regards maçonnés pour garantir à la fois leur protection et leur accessibilité en cas de besoin.

VI.3.2. Clapets anti-retours :

Les clapets anti-retours ont pour fonction d'autoriser l'écoulement du fluide dans un seul sens et d'empêcher tout retour susceptible d'endommager les équipements ou de perturber le fonctionnement du réseau. Pour garantir leur efficacité et limiter les perturbations dues aux turbulences, il est recommandé de les installer à une distance comprise entre 3 et 5 fois le diamètre nominal de la conduite, aussi bien en amont qu'en aval des coudes, des pompes ou de tout autre élément pouvant affecter la régularité du débit à proximité du clapet. Le clapet est placer à la sortie de la pompe et au niveau de la conduite d'aspiration



Figure VI.4: clapets anti-retours

Source :(https://tameson.fr/pages/clapets-anti-retour-leur-fonctionnement)

VI.3.3. Les ventouses :

Les ventouses sont des dispositifs installés aux points hauts du réseau afin de permettre l'évacuation de l'air accumulé dans les canalisations, notamment celui issu du dégazage de l'oxygène dissous dans l'eau. Leur présence est essentielle pour éviter la formation de poches d'air, susceptibles de perturber l'écoulement, d'augmenter les pertes de charge, voire de provoquer des coups de bélier. Les ventouses sont généralement placées dans des regards visitables pour en faciliter l'accès, et leur bon fonctionnement doit faire l'objet de vérifications régulières dans le cadre de l'entretien du réseau. Dans le réseau d'adduction, les ventouses sont des dispositifs indispensables pour évacuer l'air emprisonné dans les conduites. Étant donné que le diamètre de la conduite est supérieur à 200 mm, une ventouse à double corps est utilisée.



Figure VI.5: une ventouse à double corps

Source : (https://www.acmosrl.com/wp-content/uploads/2017/12/ACMO-k02c-02.jpg).

VI.3.4. Bouches et poteaux d'incendie :

Les bouches et poteaux d'incendie constituent des dispositifs indispensables à la lutte contre les incendies. Les bouches d'incendie permettent aux services de secours de raccorder directement leurs équipements au réseau d'eau, tandis que les poteaux d'incendie offrent un accès rapide et immédiat à l'eau pour les interventions d'urgence. Leur implantation doit être stratégique, en tenant compte des zones à risque. En règle générale, ils sont installés à une distance de 100 à 200 mètres le long des voies publiques, afin de garantir une couverture optimale et une réactivité efficace en cas d'incendie. Les conditions d'implantation des poteaux d'incendie sont respectées, à savoir : un débit minimal de 17 l/s, un diamètre minimal de 100 mm, et une pression minimale de 1 bar.



Figure VI.6: un poteau d'incendie.

Source :(https://www.sookbtp.com/photos_annonces/fichier_annonce_376.jpg).

VI.4. Les pièces spéciales de raccordements :

VI.4.1. Les cônes :

Les cônes sont des pièces utilisées pour relier des conduites de diamètres différents ou pour adapter les accessoires aux canalisations principales. Ils permettent une transition progressive entre deux sections de tuyaux, réduisant ainsi les pertes de charge et les perturbations d'écoulement.

On distingue plusieurs types de cônes selon le mode de raccordement :

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



Figure VI.7: cône à deux brides.

Source : (https://pamline.fr/pam_files/vs_BO-Cone-blue.jpg).

Dans notre réseau, nous utilisons principalement des cônes à deux emboîtements, adaptés à la configuration des conduites posées et assurant une liaison étanche et fiable entre éléments de diamètres différents

VI.4.2. Les coudes :

Les coudes sont des éléments indispensables du réseau, utilisés principalement pour assurer le changement de direction de l'écoulement de l'eau. Leur présence est essentielle dans les réseaux maillés ou ramifiés, où les tracés nécessitent des déviations angulaires adaptées à la configuration du terrain ou à l'implantation des ouvrages.



Source : (https://www.christaud.com/m019739-coude-fonte-gs-brides-mobiles-45-1-8-avec-acs.html)

Figure VI.8: coude.

VI.4.3. Les tés :

Les tés sont utilisés dans un réseau d'eau pour prélever un débit à partir d'une canalisation principale ou, au contraire, pour y ajouter un débit supplémentaire. Ils permettent ainsi la connexion de branches secondaires au réseau principal. Selon les besoins de raccordement, les tés peuvent se présenter avec trois emboîtements ou avec deux emboîtements et une bride, facilitant leur adaptation aux différents types de conduites et d'accessoires.



Figure VI.9:Té à brides

Source :(https://www.avk.fr/fr-fr/rechercher-des-produits/raccords/raccords-en-fonte-ductile/712-1020-002)

VI.4.4. Les manchons :

Les manchons sont principalement utilisés au niveau des montages d'appareils et d'accessoires, tels que les robinets-vannes, ainsi qu'au niveau des joints entre conduites. Ils permettent

d'assurer la liaison entre deux éléments de canalisation tout en garantissant l'étanchéité et la continuité hydraulique du réseau.
On distingue plusieurs types de manchons selon la configuration des extrémités :

- Les manchons à bouts lisses des deux côtés,
- Les manchons à deux emboîtements et un bout lisse,
- Les manchons à bride et bout lisse,
- Les manchons à emboîtement et bride

Ces variantes permettent une adaptation souple aux différentes situations de pose et aux types de raccordement exigés sur le terrain.



Figure VI.10: manchons

Source : https://www.adgvalve.com/1181-large_default/manchon-en-polypropylene-pour-tube- pe.jpg

VI.4.5. Les croix de jonctions :

Les croix de jonction sont utilisées pour connecter entre elles quatre canalisations disposées perpendiculairement, formant ainsi un croisement hydraulique dans le réseau. Elles permettent le passage de flux dans deux directions orthogonales. Les manchons de la croix peuvent être de diamètres identiques ou différents, ce qui offre une grande souplesse d'adaptation en fonction des besoins du réseau.



Figure VI.11: les croix à bride fixe

Source :(https://www.avk.fr/fr-fr/rechercher-des-produits/raccords/raccords-en-fonte-ductile/712-1510-002

VI.5. Les organes de mesure :

VI.5.1. Mesure de débits

- **Débitmètre à organes déprimogènes :**

Le débitmètre à organes déprimogènes est un dispositif installé dans une canalisation pour restreindre l'écoulement du fluide, créant ainsi une perte de charge localisée (chute de pression). Cette chute de pression est exploitée pour mesurer le débit du fluide, en analysant la différence de pression entre l'amont et l'aval de l'organe réducteur. Ce type de mesure repose sur le principe de Bernoulli, qui relie la pression différentielle à la vitesse du fluide.
Les organes déprimogènes les plus couramment utilisés dans les installations hydrauliques sont

- Le diaphragme**,**
- Le tube de Venturi**,**
- La tuyère**.**

Ces dispositifs sont choisis en fonction de la précision souhaitée, de la plage de débit à mesurer et des conditions d'installation (pression, viscosité, nature du fluide, etc.).

- **Débitmètre à ultrason :**

Le débitmètre à ultrasons est un appareil utilisé pour mesurer le débit d'un fluide circulant dans une conduite, sans contact direct avec le fluide. Son fonctionnement repose sur l'émission d'ondes ultrasonores à travers le fluide et la mesure du temps de transit entre deux capteurs positionnés de part et d'autre de la canalisation. La différence de temps de parcours des ondes, selon qu'elles se déplacent dans le sens ou à contre-courant du fluide, permet de déterminer la vitesse d'écoulement, et donc le débit. Dans notre installation, ce type de débitmètre est placé à l'entrée et à la sortie du réservoir, afin de contrôler avec précision les volumes d'eau entrants et sortants. Il présente l'avantage d'être non intrusif, précis et adapté à différents diamètres de conduites.

VI.5.2. Mesure de la pression :

La mesure de la pression dans les réseaux hydrauliques se fait à l'aide de manomètres, qui permettent d'évaluer la pression interne des conduites. Il existe plusieurs types de manomètres, chacun adapté à des conditions d'utilisation spécifiques. Parmi les plus couramment utilisés, on trouve :

- **Le manomètre à soufflet,** qui utilise la déformation d'un soufflet métallique sous l'effet de la pression pour indiquer la valeur mesurée.
- **Le manomètre à capsule**, dont le fonctionnement repose sur la déformation d'une capsule métallique en réponse aux variations de pression.
- **Le manomètre à membrane**, dans lequel une fine membrane se déforme proportionnellement à la pression appliquée, assurant ainsi une mesure précise.

VI.6. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté les principales techniques de pose des conduites, en insistant sur les bonnes pratiques à respecter pour garantir la durabilité et l'efficacité du réseau. Nous avons également détaillé les différents accessoires indispensables, tels que les vannes,

ventouses, clapets ou raccords, qui assurent non seulement le bon fonctionnement du système, mais facilitent également son entretien et son exploitation. L'ensemble de ces éléments contribue à la fiabilité et à la performance globale du réseau d'alimentation en eau potable.

Chapitre VII

Devis quantitatif et estimatif

VII. Devis quantitatif et estimatif

VII.1.Introduction :

Dans ce chapitre, nous présentons l'étude du devis quantitatif et estimatif, qui a pour objectif d'évaluer les quantités de travaux ainsi que les coûts associés à la réalisation du projet. Cette analyse permet de fournir une estimation détaillée et précise des ressources financières et matérielles nécessaires. Elle constitue une étape essentielle pour assurer une planification efficace, un suivi budgétaire rigoureux et une gestion optimale des délais, tout en visant à garantir une exécution économique et de qualité du projet**.**

VII.2.Etapes de la réalisation d'un réseau d'AEP :

VII.2.1. Le décapage du terrain :

Le décapage est une opération qui consiste à retirer la couche superficielle du sol, généralement composée de matières végétales et organiques. Cette couche, peu stable et non porteuse, doit être éliminée avant toute intervention de terrassement ou de mise en œuvre d'ouvrages. La profondeur du décapage varie en fonction de la nature du terrain, mais elle se situe en général entre 0,20 mètre et 0,40 mètre. L'objectif est d'enlever cette partie sans toucher au substrat, c'est-à-dire à la couche plus profonde du sol, plus stable et plus adaptée à supporter les charges des travaux à venir.

VII.2.2. Réalisation des tranchées et des fouilles

La réalisation des tranchés est une étape essentielle pour la pose des conduites. La largeur de la tranchée doit être supérieure au diamètre extérieur de la conduite, e, prévoyant un espacement latéral d'environ 30 cm entre chaque paroi de la tranchée et la canalisation. Cet espace facilite la mise en place le calage et les éventuelles opérations de maintenance. Quant à la profondeur, elle varie généralement entre 80 cm et 120 cm, en fonction du diamètre de la conduite, de la nature du terrain, et des charges extérieures (circulation, gel, etc..). Elle doit toujours être supérieure à la largeur du tranché, afin d'assurer une bonne stabilité de la conduite et de la protéger efficacement contre les contraintes extérieures.

.

VII.2.2.1. La largeur du tranché :

La largeur de la tranchée dépend principalement du diamètre extérieur de la canalisation à poser, ainsi que des conditions d'exécution des travaux. Elle doit être suffisante pour permettre la mise en œuvre, le calage correct de la conduite, et le travail aisé des ouvriers lors de la pose et du raccordement.

En général, on prévoit un dégagement latéral d'environ 30 cm de chaque côté de la canalisation. Ainsi, la largeur minimale de la tranchée est donnée par la formule :

$$B = D + (2\times 0{,}30) \qquad \text{(VII.1)}$$

B : largeur de la tranchée (m).

D : diamètre extérieure de la conduite (m).

Cette largeur peut être augmentée en fonction des contraintes du terrain, de la présence d'accessoires ou d'interventions spécifiques (pose en zone urbaine, croisement de réseaux, etc.).

VII.2.2.2. La profondeur de la tranchée :

La profondeur du tranché est donnée par la formule suivante :

$$H = D + h + e \qquad \text{(VII.2)}$$

Avec :

H : la profondeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

e : épaisseur du lit de pose (m) ; (on prend e=0,2 m)

h : hauteur du remblai au-dessus de la conduite on prend h=0,9m.

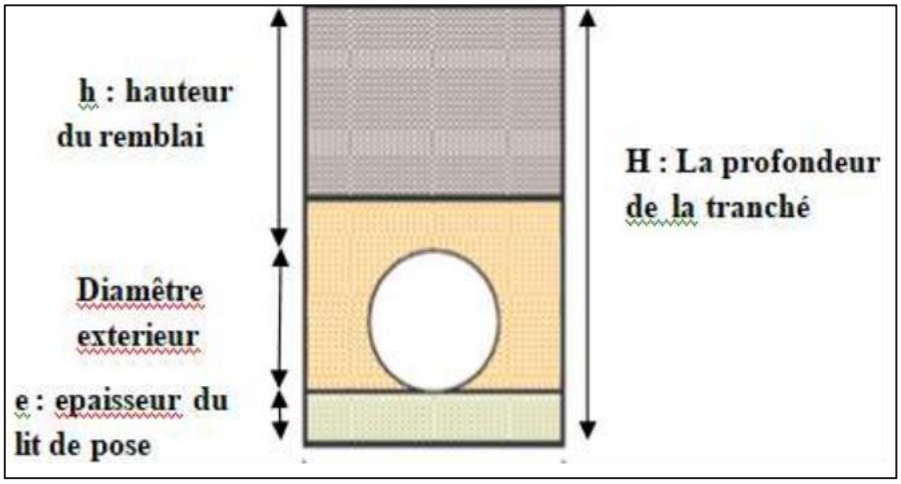


Figure VII.1: la profondeur du tranché.

VII.2.3. La préparation du lit de pose :

Mise en place d'un lit de sable ou de gravier compacté (15 à 20 cm) assurant une assise stable et uniforme pour les conduites.

VII.2.4. Pose des canalisations :

Les conduites sont abaissées dans les tranchées à l'aide d'un engin de levage, afin d'éviter les chocs ou les dommages. Une fois en place, il est important de vérifier régulièrement l'alignement des tuyaux pour garantir une bonne pose. Lorsque les travaux sont interrompus, notamment en fin de journée, il est nécessaire de fermer les extrémités des conduites pour empêcher l'entrée de terre, de pierres ou d'autres corps étrangers.

VII.2.5. La mise en place des accessoires :

Installation des vannes, ventouses, robinets de vidange, clapets, et autres éléments nécessaires au bon fonctionnement du réseau.

VII.2.6. L'essai de pression :

Avant le remblaiement, un essai de pression doit être réalisé afin de vérifier l'étanchéité des conduites et des joints, et ainsi garantir la sécurité et la fiabilité du réseau. Cet essai consiste à

remplir la canalisation avec de l'eau à l'aide d'une pompe d'essai, en appliquant une pression égale à 1,5 fois la pression de service prévue en exploitation. L'essai doit être maintenu pendant une durée minimale de 30 minutes, durant laquelle la variation de pression ne doit pas dépasser 0,2 bar. Cette opération permet de détecter d'éventuelles fuites ou défauts d'assemblage, et doit être effectuée avant toute opération de remblaiement pour permettre d'intervenir facilement en cas d'anomalie.

VII.2.7. Le remblaiement :

Recouvrement progressif de la tranchée avec des couches de matériaux appropriés (sable, terre fine), compactées régulièrement pour assurer la stabilité.

VII.2.8. Compactage :

Après le remblaiement, la terre est nivelée afin de rétablir le terrain à son profil initial. On procède ensuite au compactage, une étape essentielle qui consiste à tasser les couches de remblai pour éviter les tassements différentiels et assurer la stabilité de l'ouvrage. Le compactage est généralement réalisé par passes successives, à l'aide de matériels adaptés (plaque vibrante, rouleau compacteur), en veillant à ne pas endommager les conduites en place.

VII.2.9. La mise en service :

Après validation des essais, le réseau est mis en fonctionnement pour desservir les usagers.

VII.3.Calcul du volume des travaux d'adduction et distribution :

VII.3.1. Volume de décapage de la terre végétale :

Le volume de terre végétale à décaper se calcule à l'aide de la formule suivante :

$$V_{déc} = B \times H \times L \quad \text{(VII.3)}$$

$V_{déc}$: volume de la couche végétale ($m3$).
B : largeur de la couche végétale (m).
H: profondeur de la couche végétale (On prend H=0,1m).
L : longueur de la couche végétale (m).

VII.3.2. Volume du déblai des tranchées :

Le volume de déblai correspond au volume total de terre à excaver pour l'ouverture des tranchées. Il est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$V_d = L \times B \times H \quad \text{(VII.4)}$$

Vd : volume du déblai des tranchées ($m3$).
L : longueur totale de la tranchée (m).
B : largeur de la tranchée (m).
H : profondeur de la tranchée (m)

VII.3.3. Volume de lit de sable :

Le volume du lit de sable est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$V_{LS} = e \times L \times B \quad \text{(VII.5)}$$

V_{LS} : volume du lit de sable ($m3$).

e : épaisseur de la couche de sable (on prend e=0,2m).
L : longueur totale de la tranchée (m).
B : largeur de la tranchée (m).

VII.3.4. Volume des conduites :

La formule du volume d'une conduite est la suivante :

$$V_{cond} = \pi \times \frac{D_{ext}^2}{4} \times L \qquad \text{(VII.6)}$$

$Vcond$: volume de la conduite ($m3$).
$Dext$: diamètre extérieur de la conduite (m).
L : longueur totale de la tranchée (m).

VII.3.5. Volume du remblai :

Le volume occupé par les conduites et éventuellement par les couches de lit de pose peu calculer par la formule suivante :

$$Vremblai = Vd - (Vcond + V_{LS}) \qquad \text{(VII.7)}$$

Tableau récapitulatif des différents volumes :

Tableau VII.1: Tableau récapitulatif des différents volumes.

D(mm)	L(m)	B(m)	H(m)	Vdéc(m³)	Vd(m³)	V_{LS}(m³)	V_{Cond}(m³)	Vremblai(m³)
90	3077	0,69	1,190	212,313	2526,52	424,626	19,57	2082,32
110	721,4	0,71	1,21	51,2194	619,75	102,4388	6,85	510,46
125	2809	0,725	1,225	203,6525	2494,74	407,305	34,47	2052,96
200	1870	0,8	1,3	149,6	1944,8	299,2	58,74	1586,85
400	5612,53	1	1,5	561,253	8418,79	1122,506	705,29	6591
500	1200	1,1	1,6	132	2112	264	235,62	1612,38
				1310,04	18116,62	2620,07	1060,56	14435,98

VII.3.6. Calcul de la bâche

Nous avons projeté une bâche sur sol de section carrée sur la conduite d'adduction, dont les caractéristiques sont les suivantes :

Tableau VII.2: caractéristiques de la bâche

Capacité V (m³)	Section (m²)	Epaisseur Du radier a (m)	Epaisseur Des parois b (m)	Hauteur de la bâche H (m)
10	4	0,2	0,2	2,5

VII.3.7. La longueur extérieure du côté de la base carrée

La longueur extérieure du côté de la base carrée est donnée par la formule suivante :

$$a_{ext} = a_{int} + 2b \qquad \text{(VII.8)}$$

Avec :

a_{int}: Longueur intérieur du côté de la base carrée.
b: épaisseur de la paroi.
Avec : $a_{ext} = 2 + (2 \times 0{,}2) = 2{,}4\ m$

VII.3.8. Le volume de décapage :

Le volume de décapage est donné par la formule suivante :

$$V_{décapage} = S_{Bache} \times e \qquad \text{(VII.9)}$$

e : épaisseur de décapage (e=0.1m).

VII.3.9. Le volume de déblai :

Le volume de déblai est donné par la formule suivante :

$$V_{déblai} = S_{bache} \times h \qquad \text{(VII.10)}$$

Avec :
S_{bache}: surface de la bâche. (m^2)
h : hauteur de terrassement (m)

VII.3.10. Le volume de béton de propreté :

Le volume de béton de propreté est donné par la formule suivante :

$$V_{bp} = S_{bache} \times e_{dp} \qquad \text{(VII.11)}$$

Avec :
S_{bache}: surface de la bâche. (m^2)
e_{dp} : L'épaisseur de béton de propreté. (e_{dp} =0.1 m)

VII.3.11. Volume de béton armé :

Le volume de béton armé est donné par la formule suivante :

$$V_{br} = S_{bache} \times a \times 2 \qquad \text{(VII.12)}$$

Avec :
S_{bache} : surface de la bâche.
a : L'épaisseur de radier.

VII.3.12. Le volume de béton armé des parois :

Le volume de béton armé des parois est donné par la formule suivante :

$$V_{bap} = V_{ext} - V_{int} \qquad \text{(VII.13)}$$

V_{ext} : Le volume extérieur $V_{ext} = S_{ext} \times H$
$Vint$: Le volume intérieur : $V_{int} = S_{int} \times H$
H : La hauteur des parois.
Ce tableau résume tous les calculs de la bâche :

Volume de décapage (m^3)	Volume de Déblai (m^3)	Volume de béton De Propreté (m^3)	Volume de béton armé (m^3)	Le volume béton des Parois (m^3)
0,576	34,56	0,576	2,304	17,57

Tableau VII.3: le calcul de différents volumes pour la bâche projetée.

VII.4.Devis quantitatif et estimatif :

Le tableau suivant montre le devis estimatif de l'établissement du système d'alimentation en eau potable de notre étude :

Tableau VII.4: Devis quantitatif et estimatif.

DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF				
Désignation	**Unité**	**Quantité**	**Prix unitaire (DA)**	**Montant totale (DA)**
Terrassement				
1)décapage	m^3	1310,0379	250	327509,475
2) déblai	m^3	18116,62	500	9058310
3)pose de lit de sable	m^3	2620,07	1500	3930105
4) remblai	m^3	14435,98	400	5774392
Diamètres des Conduites d'adduction et distribution				
90	Mm	3077	1161,59	3574212,43
110	Mm	721,4	1702,6	1228255,64
125	Mm	2809	2203,67	6190109,03
200	Mm	1870	5391,86	10082778,2
400	Mm	5612,53	20562,5	115407648,1
500	Mm	1200	32020,2	38424240
La bâche d'eau				
1)décapage	m^3	0,576	500	288
2) déblai	m^3	34,56	450	15552
3)Béton de propreté	m^3	0,576	13000	7488
4) Béton armé	m^3	19,874	55000	1093070
Le pompage				
Pompes		3	6000	18000
Accessoires				80000
SOMME				**195211958**
TVA 17%				**33186032,8**
Totale				**228397991**

Totale du devis en chiffre :

Deux cent vingt-huit millions trois cent quatre-vingt-dix-sept mille neuf cent quatre-vingt-onze dinars algériens.

VII.5.Choix des engins de terrassement :

- Pelle hydraulique : engin de chantier polyvalent, doté d'un bras articulé muni d'une benne, fonctionnant grâce à la pression hydraulique. Elle est utilisée pour divers travaux de terrassement et de manutention de matériaux.



Figure VII.2: Pelle hydraulique.

- Bulldozer : utilisé pour le décapage de la terre végétale ou de la couche supérieure du sol contenant des débris organiques. Il est équipé d'une lame de terrassement profilée, portée par deux bras articulés, que l'on peut lever ou abaisser grâce à un système hydraulique.



Figure VII.3: Bulldozer.

- Chargeur : engin de chantier conçu pour charger, déplacer et décharger des matériaux en vrac. Polyvalent et efficace, il est indispensable dans de nombreux secteurs pour le transport et la manutention de matériaux lourds.



Figure VII.4: chargeur.

- Compacteur : engin compact et léger, équipé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre. Il est utilisé pour le compactage des remblais dans des espaces restreints, tels que les fouilles de semelles, les casiers entre les ceintures inférieures des bâtiments ou encore les tranchées.



Figure VII.5: Compacteur.

VII.6.Planification des travaux :

Avant de débuter les travaux sur le chantier, il est essentiel d'établir une planification rigoureuse. Celle-ci vise à déterminer la meilleure manière d'utiliser efficacement la main-d'œuvre et les moyens matériels, tout en optimisant les ressources disponibles. L'objectif principal de la planification est de garantir que les travaux seront réalisés :

- Dans un ordre logique et cohérent (bonne succession des opérations du réseau),
- Sans retard,
- De manière aussi économique que possible.

VII.6.1. Définition des tâches et leurs durées

Les tâches liées à la réalisation du réseau (adduction et distribution), ainsi que leurs durées respectives, sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau VII.5: Temps de réalisation des opérations du réseau (distribution + adduction).

Notation	Opération	Durée (j)
A	Préparation du chantier	12
B	Décapage de la couche végétale	14
C	Exécution des tranchées du réseau et des fouilles	31
D	Pose du lit de sable	14
E	Pose des conduits	27
F	Montage et raccordement des conduites	10
G	Essais d'étanchéités	20
H	Remblayage des tranchées	24
I	Nivellement et compactage	15

VII.6.2. Planification par la méthode du graph (diagramme de Gantt):

Le diagramme de Gantt, couramment utilisé en gestion de projet, est l'un des outils les plus efficaces pour représenter visuellement l'état d'avancement des différentes activités (ou tâches) composant un projet.

Il permet de visualiser, d'un seul coup d'œil :

- les dates de début et de fin de chaque tâche,
- la durée prévue pour chaque tâche,
- les dates de début et de fin du projet dans son ensemble.

Les opérations précédentes et suivantes associées à chaque tâche de réalisation sont détaillées dans les tableaux suivants :

Tableau VII.6: Tâches qui précèdent et succèdent chaque opération du réseau

Opérations	Précède	Succède
A	---	B
B	A	C
C	B	D
D	C	E
E	D	F
F	E	G
G	F	H
H	G	I
I	H	---

Détermination des délais par la méthode du tableau :

Tableau VII.7: Détermination des délais pour le réseau (distribution + adduction).

Opération	TR	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	12	0	12	0	12	0
B	14	12	26	12	26	0
C	31	26	57	26	57	0
D	14	57	71	57	71	0
E	27	71	98	71	98	0
F	10	98	108	98	108	0
G	20	108	128	108	128	0
H	24	128	152	128	152	0
I	15	152	167	152	167	0

Avec

TR : Temps de réalisation.

DCP : Date de commencement au plus tôt.

DFP : Date de finissement au plus tôt.

DCPP : Date de commencement au plus tard.

DFPP : Date de finissement au plus tard

MT : Marge totale.

- Le chemin critique du projet est : A-B-C-D-E-F-G.
- Avec un temps de réalisation : 167 jours ouvrables

VII.7.Protection Et Sécurité Du Travail :

À chaque étape de la réalisation d'un projet, qu'il s'agisse des travaux de terrassement, de la mise en œuvre des ouvrages en béton, de l'installation d'équipements électriques ou sous pression, ou encore des interventions d'entretien en fin de projet (comme la maintenance des pompes et des équipements), il existe toujours un risque potentiel d'accident.
Il est donc indispensable de mettre en place toutes les mesures de sécurité nécessaires afin de prévenir tout danger pour les ouvriers, les techniciens et les usagers. Cela inclut notamment :

- Le port obligatoire des équipements de protection individuelle (EPI),
- La formation du personnel aux consignes de sécurité,
- Le balisage des zones de travail,
- Le respect strict des normes en vigueur pour les installations électriques et sous pression,
- Et la maintenance régulière des équipements.

La sécurité sur le chantier ne doit jamais être négligée, car elle conditionne la bonne exécution des travaux et la protection des personnes

VII.7.1. Les causes principales des accidents de travail :

Les accidents de travail sont souvent liés à plusieurs facteurs récurrents, parmi lesquels :

- La fatigue physique ou mentale des ouvriers, qui réduit leur vigilance et augmente le risque d'erreur.
- Une mauvaise organisation générale du chantier, entraînant un manque de coordination et des situations dangereuses.
- L'utilisation inappropriée des machines, notamment lorsqu'elles sont utilisées au-delà de leurs capacités ou pour des fonctions autres que celles prévues.
- Des défauts de conception ou de maintenance des engins et équipements, susceptibles de provoquer des pannes ou des accidents mécaniques.

VII.7.2. La prévention pour éviter les accidents de travail :

La prévention des accidents de travail repose sur plusieurs mesures essentielles :

- Le port obligatoire des équipements de protection individuelle (EPI) tels que les casques, gants, chaussures de sécurité, lunettes de protection, etc., afin de limiter les risques corporels.
- Une signalisation claire, visible et normalisée sur le chantier, permettant d'informer et d'alerter les travailleurs des dangers potentiels.
- L'utilisation de codes couleurs de sécurité (rouge, orange, vert) pour identifier les zones à risque, accompagnée de l'isolement physique des zones dangereuses à l'aide de barrières, écrans ou panneaux adaptés.

VII.8.Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons procédé à une estimation complète des éléments nécessaires à la réalisation du projet. Cela a inclus l'évaluation des volumes de travaux à exécuter sur le chantier, la détermination du coût global du projet, ainsi que l'estimation de sa durée d'exécution. Nous avons également identifié les engins principaux à mobiliser, tels que le bulldozer, la pelle mécanique, le chargeur et le compacteur, adaptés aux différentes phases des travaux. Enfin, une attention particulière a été accordée à la sécurité des ouvriers, en prévoyant les mesures de protection adéquates pour prévenir les accidents et assurer un environnement de travail sûr.

Conclusion Générale

CONCLUSION GENERALE

Au terme de ce travail, nous avons mené une étude complète de dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la nouvelle ville de Aïn Zerga – POS 1, dans l'objectif de garantir à l'ensemble de ses habitants un accès permanent à une eau potable en quantité suffisante.

Les objectifs fixés au début de cette étude ont été atteints. Nous avons d'abord évalué les besoins en eau de la population future, puis dimensionné le réservoir principal en conséquence. Nous avons ensuite conçu le réseau de distribution, en terminant par l'élaboration d'un devis quantitatif et estimatif du projet.

L'étude des besoins en eau a révélé un débit de pointe de 8006,214 m^3/j, qui sera assuré par une conduite en PEHD de diamètre 500 mm, alimentée depuis un réservoir de 2000 m^3 (diamètre 23 m), implanté à environ 1200 m du site. Pour la distribution, nous avons opté pour un réseau maillé utilisant des conduites en PEHD PN 16, avec des diamètres variant de 90 mm à 400 mm. La simulation hydraulique effectuée avec le logiciel EPANET a confirmé que les pressions et les vitesses dans le réseau respectent les normes en vigueur.

Le devis estimatif a permis d'évaluer le coût global du projet à environ 228 397 991 DA.

Ce travail nous a permis de consolider nos connaissances dans le domaine de l'hydraulique urbaine, en particulier dans la conception des systèmes d'alimentation en eau potable. Nous espérons que cette étude apportera une réelle valeur pédagogique et servira de référence utile pour les futures promotions d'étudiants ingénieurs.

Références bibliographiques

DUPONT « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, Paris 1979.

B. SALAH « Cours d'Alimentation en Eau Potable », 2014

HAMADOU. A ; NEGMOURA. A : « Etude du réseau d'alimentation en eau potable de la citer 1er NOVEMBRE commune de Saïda wilaya de Saïda ». MEMOIRE DE MASTER EN HYDRAULIQUE, UNIVERSITE DR. MOULAY TAHAR – SAÏDA, 2016

MEBREK. R ; MEDKOURE. I : « Etude de système d'alimentation en eau potable de la nouvelle ville d'AIN ZERGA (POS1), commune OULED KHALED » MEMOIRE DE MASTER EN HYDRAULIQUE, UNIVERSITE DR. MOULAY TAHAR – SAÏDA, 2022

MESSAOUDI Yousra koutr el nada : « Etude du système d'alimentation en eau potable du POS 15 et 16 de la commune de Berrouaghia (w. MEDEA) ». MEMOIRE D'INGENIEUR D'ETAT, EHSH, 2023

URBAT : Rapport des phases 2 et 3 de Ain Zerga, (2022).

ANNEXES

ANNEXE 01

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

Heures	Nombre d'habitants				
(h)	**Moins de 10000**	**10001à 50000**	**50001à 100000**	**Plus de 100000**	**Agglomération de type rurale**
00-01	1,00	1,50	3,00	3,35	0,75
01-02	1,00	1,50	3,20	3,25	0,75
02-03	1,00	1,50	2,50	3,30	1,00
03-04	1,00	1,50	2,60	3,25	1,00
04-05	2,00	2,50	3,50	3,25	3,00
05-06	3,00	3,50	4,10	3,40	5,50
06-07	5,00	4,50	4,50	3,85	5,50
07-08	6,50	5,50	4,90	4,45	5,50
08-09	6,50	6,25	4,90	5,20	3,50
09-10	5,50	6,25	4,60	5,05	3,50
10-11	4,50	6,25	4,80	4,85	6,00
11-12	5,50	6,25	4,70	4,60	8,50
12-13	7,00	5,00	4,40	4,60	8,50
13-14	7,00	5,00	4,10	4,55	6,00
14-15	5,50	5,00	4,20	4,75	5,00
15-16	4,50	6,00	4,40	4,70	5,00
16-17	5,00	6,00	4,30	4,65	3,50
17-18	6,50	5,50	4,10	4,35	3,50
18-19	6,50	5,00	4,50	4,40	6,00
19-20	5,00	4,50	4,50	4,30	6,00
20-21	4,50	4,00	4,50	4,30	6,00
21-22	3,00	3,00	4,80	3,75	3,00
22-23	2,00	2,00	4,60	3,75	2,00
23-24	1,00	1,50	3,00	3,35	0,75

Source (ouvrage d'AEP D'ABRAMOV

ANNEXE 02 : fiche technique de la pompe

caprari
Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PM 150/ 3 E

Caractéristiques requises

Débit	111 l/s
Hauteur de refoulement	62,5 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	3

Caractéristiques de la pompe

Débit	66,5 l/s
Hauteur de refoulement	62,7 m
Puissance absorbée	52,8 kW
Rendement	77,5%
Hauteur manométrique H(Q=0)	79,8 m
Orif. de refoulement	150 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 tr/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	75 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

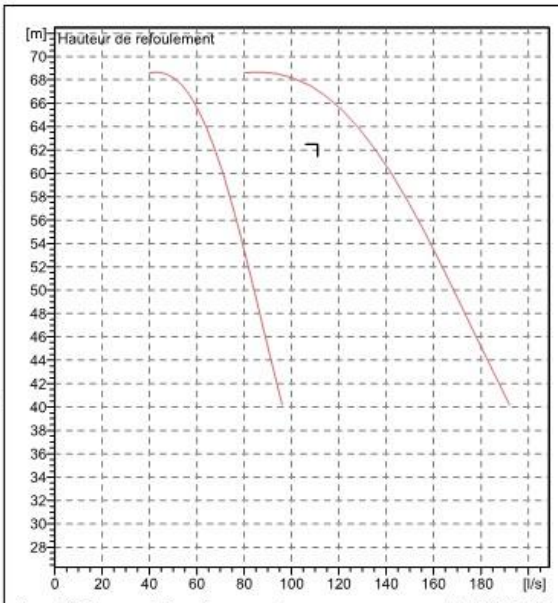
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s

Caractéristiques générales

Poids	1270 kg

Matériaux

Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

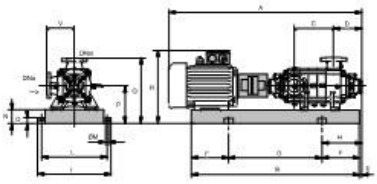


Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 2244
B = 1866
C = 485
D = 351
DNa = 200
DNm = 150
E = 241
F = 300
G = 1266
H = 541
I = 870
L = 820
M = 20
N = 160
O = 42
P = 475
Q = 845
R = 891
V = 370



Notes:

Date	Page	Offre n°	Pos.N°
23.06.2025	1		

PumpTutor Version 2.0 - 05.05.2008 (Build 464)

ANNEXE 03 : Abaque de Vibert

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ

DES RÉSERVOIRS D'AIR

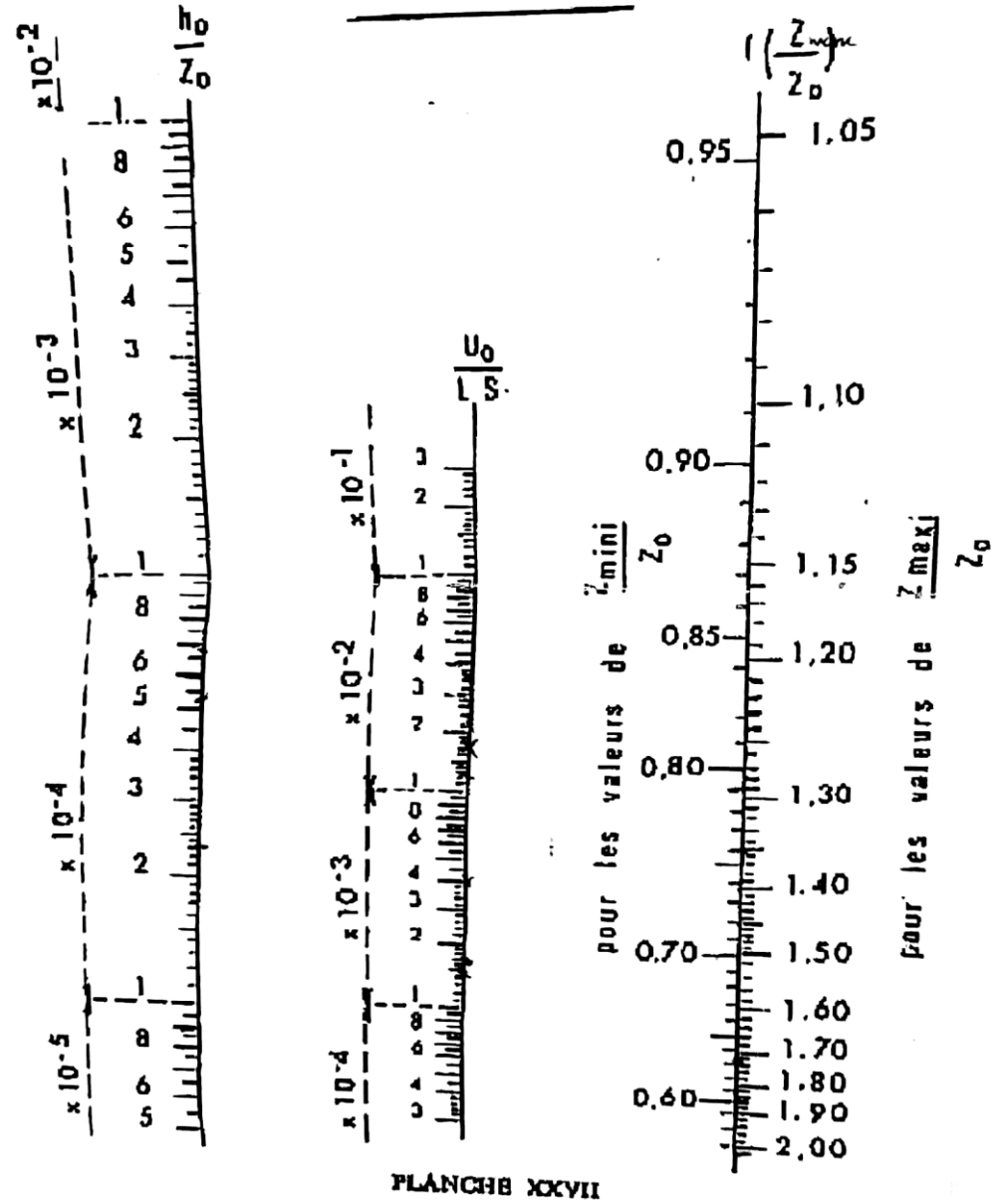


PLANCHE XXVII