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"

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

Etude de système d'alimentation en eau potable de la commune d'Ouled deid (Chef lieu) (W.Médea)

Présenté par :

FLITES Abderrahmene

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
SALAH Boualem	Professeur	Président
ALI SEGHIR Djamel	M.C.A	Examinateur
HADJ SADOK Nabila	M.A.A	Examinateur
KAHLERRAS Malika	M.C.B	Promotrice

Session juillet/ 2025

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE 1
CHAPITRE I PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE 3
I.1 Introduction **3**
I.2 Situation géographique **3**
I.3 Situation topographique **4**
I.4 Situation géologique **5**
I.5 La sismicité de la région **5**
I.6 Situation climatique **6**
I.6.1. Le climat **6**
I.6.2. La Pluviometrie **6**
I.6.3. La température **7**
I.6.4. L'humidité **7**
I.7 La démographie **8**
I.8 Situation hydraulique **9**
I.9 Conclusion **9**
CHAPITRE II ESTIMATION DES BESOINS 10
II.1 Introduction **10**
II.2 Estimation de la population future **10**
II.3 Consommation moyenne journalière **11**
II.4 Besoins en eau par catégorie de consommateur **11**
II.4.1. Besoins domestiques **11**
II.4.2. Besoins scolaires **12**
II.4.3. Besoins sanitaires **12**
II.4.4. Besoins socioculturels **12**
II.5 Récapitulation des besoins en eau **13**
II.6 Variations des débits de consommations **14**
II.6.1. Variation de la consommation journalière **14**
II.6.1.1. Consommation minimale journalière **14**
II.6.1.2. Consommation maximale journalière **14**

II.6.1.3. Récapitulation des variations journalière de la consommation..... **15**
II.6.2. Variation de la consommation horaire..... **15**
II.6.2.1. Débit moyen horaire..... **15**
II.6.2.2. Consommation maximale horaire..... **16**
II.7 Conclusion..... **20**
Chapitre III Etude de réservoir..... 21
III.1 Introduction..... **22**
III.2 Fonctions des réservoirs..... **22**
III.2.1. Fonctions techniques..... **22**
III.2.2. Fonctions économiques..... **22**
III.3 Classification des reservoirs..... **23**
III.3.1. Selon le matériau de construction..... **23**
III.3.2. Selon la situation des lieux..... **23**
III.3.3. Selon la forme géométrique..... **23**
III.4 Critères de sélection du type de réservoir..... **23**
III.5 Emplacement des réservoirs..... **24**
III.6 Equipements des réservoirs..... **24**
III.6.2. Conduite d'arrivée ou d'alimentation..... **24**
III.6.2. Conduite de départ ou de distribution..... **25**
III.6.3. Conduite de trop-plein..... **26**
III.6.4. Conduite de vidange..... **26**
III.6.5. Conduite by-pass..... **27**
III.6.6. Matérialisation de la réserve d'incendie..... **27**
III.7 Hygiène et sécurité..... **28**
III.8 Entretien des réservoirs..... **28**
III.9 Capacités des reservoirs..... **29**
III.9.1. La méthode analytique..... **29**
III.9.2. Méthode graphique..... **30**
III.10 Description du fonctionnement des réservoirs..... **31**
III. 1Dimensionnement des réservoirs..... **31**
III.11.1 Le diamètre du réservoir..... **31**

III.11.2. la hauteur optimale d'eau **32**
III.11.3. la hauteur de la réserve d'incendie **32**
III.12 Conclusion **36**
Chapitre IV Etude d'adduction **37**
IV.1 Introduction **36**
IV.2 Types d'adduction **36**
IV.2.1. Adduction gravitaire **36**
IV.2.2 Adduction par refoulement **36**
IV.2.3. Adduction mixte **36**
IV.3 Critères de choix du trace **37**
IV.4 Choix du type des conduits **37**
IV.4.1. Critères techniques **37**
IV.4.2. Critères économiques **38**
IV.4.3. Conduite en PEHD **38**
IV.5 Dimensionnement de l'adduction **39**
IV.5.1. Adduction gravitaire **39**
IV.5.2. Adduction par refoulement **40**
IV.5.2.1. Calcul du diamètre économique **40**
IV.5.2.2. Calcul des pertes de charge **41**
IV.5.2.3. Détermination de la hauteur manométrique totale (HMT) **42**
IV.5.2.4. Puissance absorbée par la pompe **43**
IV.5.2.5Energie consommée par la pompe **43**
IV.5.2.6.Les frais d'exploitation **44**
IV.5.2.7Les frais d'amortissement **44**
IV.5.3. Calcul des différents tronçons d'adduction **45**
IV.5.3.1. Tronçon SP – Réservoir R 1 ..... **45**
IV.5.3.2. Tronçon SP – Réservoir R 2 ..... **48**
IV.6 Etude de pompage **51**
IV.6.1. Choix du type de pompe **51**
IV.6.2. Choix du nombre de pompes **52**
IV.7 Protection contre le coup de bélier **53**

IV.7.1. Définition **53**
IV.7.2. Causes du coup de bélier **53**
IV.7.3. Risques dus aux coups de belier **53**
IV.8 Etude de coup de belier **53**
IV.8.1. Calcule le Valeur de coup de belier **54**
IV.8.2. Calcule de la célérité d'onde **54**
IV.8.3. Dimensionnement de réservoir d'aire par la méthode VIBERT **55**
IV.9 Conclusion **56**
Chapitre V Réseau de distribution 57
V.1 Introduction **57**
V.2 Classification des réseaux de distribution **57**
V.2.1. Réseau ramifié **57**
V.2.2. Réseau maillé **57**
V.2.3. Réseau mixte **58**
V.3 Principe du tracé du réseau choisi **58**
V.4 Choix du type de matériau **58**
V.5 Calcul hydraulique du reseau **59**
V.5.1. débit spécifique **59**
V.5.2. débit en route **59**
V.5.3. débits aux nœuds **59**
V.6 Calcul des différents débits du réseau **60**
V.6.1. Cas de pointe **60**
V.6.2. Cas de pointe + incendie **63**
V.7 Dimensionnement de réseau **63**
V.7.1. Résultats de la simulation hydraulique du réseau **65**
V.7.1.1. Cas de pointe **65**
V.7.1.2. Cas de pointe+incendie **68**
V.7.2. Interprétation des résultats **71**
V.8 Conclusion **71**
CHAPITRE VI pose de canalisation 72
VI.1 Introduction **72**

VI.2 Pose de canalisation **72**
VI.2.1. Principe de pose de canalisations **72**
VI.2.2. Différents types de pose de canalisations **75**
VI.3 Accessoires **77**
VI.4 Conclusion **80**
CHAPITRE VII Organisation de chantier 81
VII.1 Introduction **82**
VII.2 Définition de l'organisation de chantier **82**
VII.3 Choix des engins **82**
VII.3.1. Pour le décapage de la terre végétale **82**
VII.3.2. Pour l'excavation des tranchées **82**
VII.3.3. Pour le remblaiement des tranchées **82**
VII.3.4. Pour le compactage **83**
VII.4 Différents travaux concernant la mise en place des conduits **83**
VII.4.1. Décapage de la couche végétale **83**
VII.4.2. Exécution des tranchée **83**
VII.4.3. Pose de lit de sable **83**
VII.4.4. Pose des conduites **83**
VII.4.5. Remblayage des tranchées **84**
VII.4.6. Nivellement et Compactage **84**
VII.5 Calcul du volume des travaux **84**
VII.5.1. Volume de décapage de la couche végétale ou goudron **84**
VII.5.2. Volume du déblai des tranchées **85**
VII.5.3. Volume occupé par le lit de sable **85**
VII.5.4. Volume occupé par les conduites **86**
VII.5.5. Volume du remblai de protection **86**
VII.6 Devis Estimatife **87**
VII.7 Planification des travaux **88**
VII.8 Planification des travaux par la méthode du graphe (diagramme de Gantt) **89**
VII.9 Protection Et Sécurité Du Travail **90**

VII.9.1. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique **90**
VII.9.2. Liste des actions dangereuses **91**
VII.9.3. Les préventions techniques **91**
VII.10 Les engins utilises **92**
VII.10.1 Pelle hydraulique **92**
VII.10.2. Bulldozer **93**
VII.10.3. Chargeur **93**
VII.10.4. Compacteur **93**
VII.11 Conclusion **93**
Conclusion Générale 96

Liste des figures

Figure 1 : les limites de la zone d'étude (Google) 3
Figure 2: Image satellitaire des régions Ouled Deid (Source Google Earth, 2024) 4
Figure 3: Variation des précipitations moyennes mensuelles (1990-2024) 6
Figure 4 Variation de l'humidité (1990-2024) 8
Figure 5: Courbe de la consommation intégrale 19
Figure 6 :Graphique de la consommation horaire à l'horizon (2054)..... 20
Figure 7: Conduite d'arrivé par le haut 25
Figure 8: Conduite d'arrivé par le bas 25
Figure 9: Conduite de vidange et de trop plein 26
Figure 10: Schéma explicatif des équipements dans un réservoir 27
Figure 11: Courbe apport – consommation 31
Figure 12: Courbe d'optimisation du tronçon SP -R 1..... 47
Figure 13: Courbe d'optimisation du tronçon SP -R 2..... 51
Figure 14: Représentation de réseau après la simulation pour le cas de pointe .. 65
Figure 15 : Représentation de réseau après la simulation pour le cas de pointe+incendie 68
Figure 16: Pose de canalisation (guide de pose des canalisations, STRPE)..... 74
Figure 17: pose de canalisation dans un terrain ordinaire 75
Figure 18: Pose de canalisation dans un terrain peu consistant (guide de pose des canalisations, STRPE). 76
Figure 19: Pose de canalisation à la traversée d'une rivière..... 77
Figure 20: vanne papillon 78
Figure 21: Coudes à différentes angles 78
Figure 22: Cône de réduction..... 79
Figure 23: Coupe de la tranchée..... 84

Liste des tableaux

Tableau 1: Précipitations moyennes mensuelles (1990-2024) 6
Tableau 2: Répartition mensuelle de la température de la commune Orientale (1990-2024)..... 7
Tableau 3: Variation annuelle de l'humidité pour l'année 1990-2024 7
Tableau 4: Répartition de la population des villages en 2024 8
Tableau 5 : Ressources en eaux de la commune..... 9
Tableau 6: Estimation de la population future..... 10
Tableau 7: Estimation des besoins en eau domestiques 11
Tableau 8: Evaluation des besoins scolaires..... 12
Tableau 9: Evaluation des besoins sanitaires..... 12
Tableau 10: Evaluation des besoins socioculturels..... 13
Tableau 11: Récapitulation des besoins en eau de la ville 13
Tableau 12: Consommation maximale et minimale journalière..... 15
Tableau 13 : variation de B_{MAX} selon le nombre de population 16
Tableau 14: Débits maximaux horaire de la commune pour l'année 2024 et 2054 16
Tableau 15: Débits maximaux horaire de la chef lieu de la commune pour l'année 2024 et 2054..... 16
Tableau 16 : Variation des débits horaires de l'année 2024 17
Tableau 17: Variation des débits horaire à l'horizon 2054..... 18
Tableau 18: Caractéristiques des réservoirs existants 32
Tableau 19: Evaluation du volume résiduel du réservoir R1 33
Tableau 20 : Evaluation du volume résiduel du réservoir R2 35
Tableau 21: Caractéristiques des matériaux 39
Tableau 22: Caractéristique du tronçon SP- R 1..... 45
Tableau 23: Calcul de la Hmt du tronçon SP- R 1..... 46
Tableau 24: Les frais d'exploitation du tronçon SP - R 1. 46
Tableau 25: Les frais d'amortissement du tronçon SP - R 1 47
Tableau 26: Calcul du bilan du tronçon SP – R1..... 47
Tableau 27: Caractéristique du tronçon SP - R 2..... 48
Tableau 28: Calcul de la Hmt du tronçon SP- R 2..... 49
Tableau 29: Les frais d'exploitation du tronçon SP - R2. 49
Tableau 30: Les frais d'amortissement du tronçon SP - R 2 50
Tableau 31: Calcul du bilan du tronçon SP – R2..... 50
Tableau 32 : Caractéristique des pompes 52

Tableau 33: Calcul de volume des réservoirs d'air de l'adduction par refoulement 56
Tableau 34 :calcul des débits nodaux 61
Tableau 35: calcul des débits nodaux (suite) 62
Tableau 36: calcul des débits nodaux(suite) 63
Tableau 37: Calcul des pressions au niveau des nœuds (cas de pointe)..... 66
Tableau 38: Caractéristique hydraulique et géométrique des tronçons (cas de pointe) 67
Tableau 39: Calcul des pressions au niveau des nœuds (cas de pointe+incendie). 69
Tableau 40 : Caractéristique hydraulique et géométrique des tronçons (cas de pointe+incendie) 70
Tableau 41: Calcul des différents volumes de terrassement..... 86
Tableau 42: Volumes et montant total des travaux de terrassement (Source : DRE W.MEDEA)..... 87
Tableau 43: Montant des travaux de pose pour chaque diamètre (source : groupe tubex) 87
Tableau 44: Coût total des travaux..... 88
Tableau 45 : Les taches de réalisation du réseau (distribution et adduction) et leurs durées 88
Tableau 46: Tâches qui précèdent et succèdent chaque opération du réseau (distribution et adduction)..... 89
Tableau 47: Détermination des délais pour le réseau (distribution + adduction).89

Liste des planches

1- Plan de masse.
2- Plan des accessoires.
3- Profile en long de distribution.
4- Profile en long d'adduction.

Dédicace

Je dédie ce modeste Travail

À mes chers parents,
pour leur amour inconditionnel, leur soutien moral et leurs sacrifices constants.
Qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

À ma famille,
pour leur présence rassurante et leurs encouragements tout au long de ce parcours.

À mes enseignants,
pour la qualité de leur encadrement, leur patience et leur transmission du savoir.

À mes amis fidèles,
pour leurs mots d'encouragement, leur aide précieuse et les moments partagés.

À toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail,
je vous adresse ma gratitude sincère.

FLITES Abderrahmene

Remerciement

Avant tout, je remercie ALLAH qui a illuminé mon chemin, m'a doté d'intelligence, et de volonté durant toutes ces années d'études. Qui m'a armé de courage, de persévérance, et de la patience pour achever ce modeste travail.

C'est avec un grand plaisir que j'exprime ma profonde gratitude et mes sincères remerciements à ma promotrice : Mme KAHLERRAS Malika . Je lui exprime ma reconnaissance pour sa patience, sa disponibilité .

Mes remerciements vont également à :
Mr SALAH Boualem qui m'a fait l'honneur de présider mon jury.
Les membres de jury : Mme KAHLERRAS Malika, qui m'ont fait l'honneur d'apprécier et d'évaluer ce travail.

Toute ma reconnaissance est adressée à tous les enseignants et le personnel de l'Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique, qui ont contribué à ma formation durant mon cycle d'étude.

Enfin, je remercie très chaleureusement toutes les personnes ayant contribués de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

ملخص

مذكرتنا لنهاية الدراسة تشمل دراسة تزويد المياه الصالحة للشرب في بلدية أولاد ذايد (المدينة الرئيسية) بولاية المدية.

تهدف هذه الدراسة إلى تحديد حجم شبكة التوزيع والنقل لتلبية الاحتياجات المتزايدة للسكان كمًّا ونوعًا بحلول عام 2054. أولًا، تناولنا الوضع الراهن للمدينة من اجل تقدير احتياجات المستهلكين للمياه الصالحة للشرب. ثانيًا، أجرينا محاكاة هيدروليكية لشبكتنا لضمان تدفق كافٍ وضغط مقبول لجميع المستهلكين.

الكلمات المفتاحية :

تزويد المياه الصالحة , شبكة التوزيع , االاحتياجات , الوضع الراهن للمدينة ,محاكاة هيدروليكية تدفق كاف , ضغط مقبول .

Résumé

Notre mémoire de fin d'étude consiste à étudier l'alimentation en eau potable de la commune d'Ouled deid (Chef lieu) de la wilaya de MEDEA. Cette étude a pour objet de dimensionner le réseau de distribution, et l'adduction afin de répondre qualitativement et quantitativement aux besoins croissants de la population à l'horizon 2054. En premier lieu, nous avons traité la situation actuelle de la ville de façon à ressortir les besoins en eau potable. En second lieu, nous avons fait la simulation hydraulique de notre réseau afin d'assurer un débit suffisant avec une pression acceptable pour tous les consommateurs.

Mots clés :

Alimentation en eau potable , Réseau de distribution, Adduction, Dimensionnement , Besoins en eau , Horizon 2054 , Situation actuelle , Simulation hydraulique , Débit suffisant, Pression acceptable.

Abstract

Our final dissertation consists of studying the drinking water supply of the commune of Ouled Deid (Chief town) of the wilaya of MEDEA. This study aims to size the distribution network and the supply in order to qualitatively and quantitatively meet the growing needs of the population by 2054. First, we addressed the current situation of the city in order to highlight the drinking water needs. Second, we carried out the hydraulic simulation of our network in order to ensure a sufficient flow with an acceptable pressure for all consumers.

Keywords:

Drinking water supply , Distribution network , Hydraulic simulation , Sufficient flow , Acceptable pressure .

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'alimentation en eau potable porte une place fondamentale dans plusieurs domaines, pour le développement durable, la santé publique et l'amélioration des conditions de vie des populations; L'accès à une eau de qualité, en quantité suffisante et de manière régulière, est une nécessité vitale pour tout être humain. Dans un contexte de croissance démographique, de changements climatiques et de pressions croissantes sur les ressources naturelles, la mise en place de systèmes d'alimentation en eau fiables et adaptés devient une priorité.

Il s'appuie sur une planification méthodique prenant en considération les particularités du milieu, les exigences présentes et à venir de la population, ainsi que les limitations d'ordre technique, financier et environnemental. Ainsi, toute initiative visant à améliorer ou à créer un réseau d'alimentation en eau potable doit s'appuyer sur une étude préalable minutieuse, garantissant la durabilité et l'efficacité du projet.

La présente étude s'articule sur l'élaboration du système d'alimentation en eau potable pour la commune d'Ouled Deid, située dans la wilaya de Médéa, en Algérie, L'objectif essentiel consiste à analyser les exigences présentes et futures en matière d'eau potable pour la commune, en tenant compte de l'évolution démographique, de l'expansion urbaine et de l'accessibilité aux ressources hydriques.

; elle analyse également les caractéristiques géographiques, topographiques, climatiques et hydrauliques de cette région afin de proposer des solutions adaptées pour garantir un approvisionnement suffisant et durable. Comment concevoir et mettre en place un système d'alimentation en eau potable fiable, durable et adapté à la commune d'Ouled Deid, face à une croissance démographique continue, aux changements climatiques, aux contraintes techniques, financières et environnementales, tout en garantissant la disponibilité d'une eau de qualité, en quantité suffisante et de manière régulière pour les besoins actuels et futurs de la population ?

INTRODUCTION GENERALE

Notre étude sera partagées en plusieurs chapitres, organisés comme suit :

• L'étude débutera par une description détaillée de la zone concernée, suivie d'une estimation des besoins en eau pour les différentes catégories d'usagers.

• Le troisième chapitre sera dédié à la conception du réseau de distribution, en se basant sur la variante retenue comme la plus adaptée.

• Le quatrième volet portera sur le dimensionnement du réseau d'adduction, la sélection des équipements de pompage, ainsi que l'analyse des dispositifs de protection contre le coup de bélier.

• Le cinquième chapitre traitera de la conception des réservoirs, en mettant l'accent sur leur capacité et leur adéquation aux besoins du système.

• Dans le sixième chapitre, nous aborderons les méthodes de mise en place des conduites et des équipements associés.

Enfin, un devis quantitatif et estimatif viendra conclure cette étude, formant ainsi le septième et dernier chapitre de notre travail

CHAPITRE I :PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I.1 Introduction :

Avant d'entamer un projet d'alimentation en eau potable, il est impératif de réaliser une analyse préalable du site afin d'identifier l'ensemble des éléments qui peuvent influencer la conception du projet. Cette analyse doit prendre en compte divers paramètres tels que les caractéristiques géographiques, topographiques, géologiques, ainsi que les conditions climatiques, démographiques et hydrauliques. Par ailleurs, une évaluation du fonctionnement actuel du système d'approvisionnement en eau de la commune s'avère indispensable pour adapter les travaux à venir aux réalités du terrain et assurer leur efficacité.

I.2 Situation géographique :

La commune d'OULED DEID est située au Sud de la wilaya de Médéa, s'étend sur une superficie environ de 145 Km^2**,** elle est située dans le tell central algérien dans l'Atlas tellien (mont de Titteri) au sud de l'Atlas blidéen à environ 108 km au sud-ouest d'Alger et à 32 km au sud-est de Médéa . La commune d'OULED DEID est rattachée administrativement à la daïra de BERROUAGHIA .

Le chef -lieu d'OULED DEID se trouve dans la partie ouest de la commune le long du RN 62. S'étale sur une superficie de 34.85 ha.

La commune d'OULED DEID est entourée par les communes suivantes :

- Au Nord par la commune d'Ouled Brahim.
- Au Sud par la commune de Rebaia.
- A l'Est par la commune de khams Djouamaa.
- A l'Ouest par la commune de Berrouaghia.

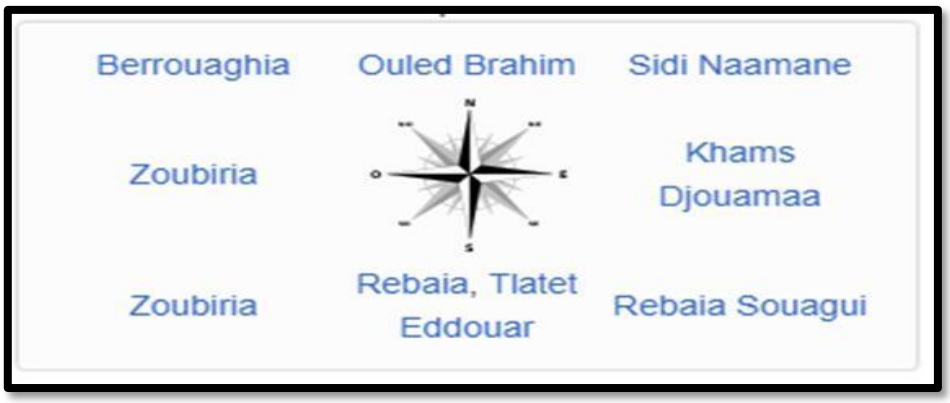


Figure 1 : les limites de la zone d'étude (Google) .



Figure 2: Image satellitaire des régions Ouled Deid (Source Google Earth, 2024)

La zone urbaine de la commune de Ouled deid est limitée par ;

- Au Nord : Cimetière.
- Au Sud : la ligne MT et talus
- A l'Est : la route nationale N°62
- A l'Ouest : par des maquis

I.3 Situation topographique :

- L'étude de la topographie s'avère indispensable et joue un rôle important dans la conception du réseau.

- La commune d'Ouled Deid présente un relief non uniforme, avec une moyenne pente

- La nature physique des terrains libre situes au sud et ouest du chef -lieu de OULED DEID terrain accidente, existence des contraintes physiques terrain de fort pente et grand talus**.**

I.4 Situation géologique :

La région de Ouled Died, localisée dans la commune de Berrouaghia (wilaya de Médéa, en Algérie), présente une configuration géologique particulière. est caractérisée par la présence de formations sédimentaires et des structures tectoniques influencées par l'orogenèse alpine. La région fait partie d'un bassin géologique complexe, avec des affleurements de terrains du Trias et la présence de diapirs salifères. On y retrouve également des minéralisations, notamment en barytine, plomb et zinc, qui sont liées aux structures tectoniques et aux circulations hydrothermales.

Par ailleurs, la région est marquée par des sources minérales et thermales associées à des failles actives, ce qui suggère une activité géodynamique notable. Certaines de ces sources contiennent des dégagements gazeux riches en CO_2, azote et, dans certains cas, en H_2S, témoignant de processus géochimiques profonds

I.5 La sismicité de la région :

Selon le règlement parasismique algérien RPA 2003 survenu suite au séisme du 21/05/2003 ;Le territoire algérien est subdivisé en cinq catégories selon le niveau de risque sismique, allant du plus faible au plus élevé :

- **Zone 0** : risque sismique quasi nul, considéré comme négligeable.
- **Zone 1** : niveau de sismicité faible.
- **Zone 2-B** : correspond à une sismicité modérée.
- **Zone 3** : zone présentant un risque sismique élevé.

La région de Berroughia (commune d'ouled died) est classée dans la zone 2-B d'une Moyenne sismicité**.** (Selon les données fournies par le centre national dédié aux études parasismiques concernant la zonation sismique)

I.6 Situation climatique

I.6.1. Le climat :

La commune d'Ouled Deid est située dans une zone à climat méditerranéen à tendance semi-aride, marqué par des étés chauds et peu arrosés, tandis que les hivers y sont relativement doux et plus humides.

I.6.2. La Pluviometrie :

Selon les données de la station de Soumaa, on note que les pluies sont généralement irrégulières et peuvent être torrentielles. Le tableau suivant (Tableau 1) présente les précipitations moyennes mensuelles sur une période d'observation de 34 ans (1990-2024) :

Tableau 1: Précipitations moyennes mensuelles (1990-2024)

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août
P (mm)	56	15.2	6.6	0	68.7	26.7	67.5	27	25.5	0.7	2.5	6
P (%)	18	5.1	2.2	0	23	9	22.3	9	8.4	0.2	0.8	2

Source : ANRH Blida

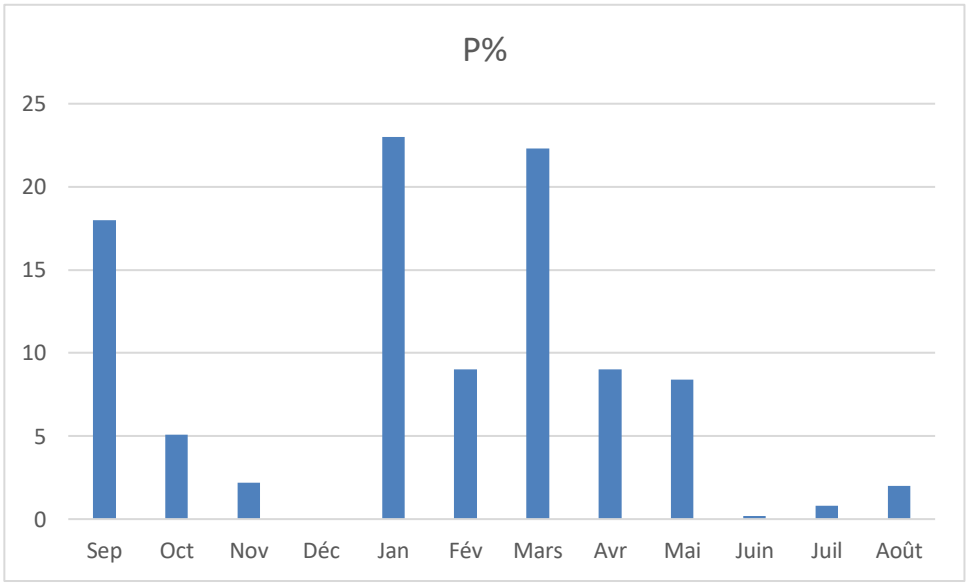


Figure 3: Variation des précipitations moyennes mensuelles (1990-2024)

I.6.3. La température :

La température est parmi les facteurs à prendre en considération car elle a une influence importante sur la viscosité de l'eau.

Les observations des températures de la commune orientale durant la période 1990 – 2024, effectuées à la station de Blida par l'office national de la météorologie, sont les plus complètes et les plus régulières.

Tableau 2: Répartition mensuelle de la température de la commune Orientale (1990-2024)

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août
Moy. (°C)	21	18.3	10.8	8.5	9.5	8.5	8.7	14.1	17.8	23.8	27.9	26.2

Source ANRH-BLIDA

Selon le tableau au-dessus, on peut distinguer deux périodes :

Une période froide qui s'étale de Novembre à Mars ; les mois les plus froids sont Décembre et Février où la température moyenne mensuelle est de 8.5 °C. Et Une période chaude qui s'étale d'Avril Novembre les mois les plus chauds sont Juil et Août où la température moyenne mensuelle

dépasse 26 °C.

I.6.4. L'humidité:

Selon l'ANRH de Blida, l'humidité relative de l'air varie entre 77% et 80%. C'est un taux considérable.

Tableau 3: Variation annuelle de l'humidité pour l'année 1990-2024

Mois	**Jan.**	**Fév.**	**Mars**	**Avr.**	**Mai**	**Juin**	**Juil.**	**Août**	**Sep.**	**Oct.**	**Nov.**	**Déc.**
H %	70	75	78	67	58	44	40	47	55	52	67	80

Source : ANRH-Blida

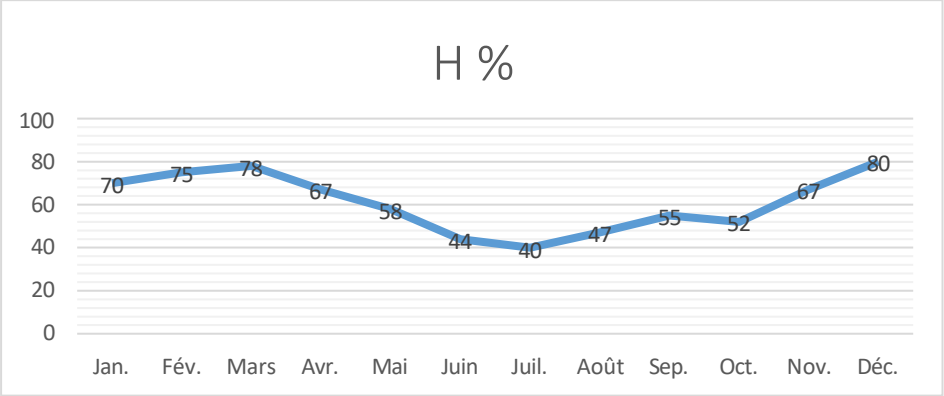


Figure 4 Variation de l'humidité (1990-2024)

I.7 La démographie :

L'estimation de la population future est réalisée pour l'horizon 2054. Selon les données fournies par l'APC (Assemblée Populaire Communale) de la commune de Ouled Deid, la population actuelle est de **7 094 habitants en 2024**, contre **5 355 habitants en 2008**.

La répartition de la population est présentée dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4: Répartition de la population des villages en 2024

Villages	Population (2024)	Population (2054)
Chef lieu	6095	10318
zaouia	298	508
Lasbat	200	339
H'chalfa	300	508
Ouled aziz	199	339
Totale	7094	**12012**

(Source : DRE W.Médéa 2024)

I.8 Situation hydraulique :

- **Type du réseau de l'agglomération :**

❖ Ressources en eaux **:**

Tableau 5 : Ressources en eaux de la commune

TYPE	NOMBRE	TYPE	NOMBRE
puits	30	réservoirs	02
forages	11	oueds	02
sources	09	Retenues collinaires	01

- **L'alimentation en eau potable (AEP) :**

L'approvisionnement en eau potable de la commune d'Ouled Deid repose sur un ensemble de ressources souterraines, comprenant plusieurs forages, puits, ainsi qu'une source naturelle.
La capacité de stockage disponible à ce jour est évaluée à **1000 m³**, répartie comme suit :

- Deux réservoirs de 500m^3 implanté au niveau du "hauteur sidi Nadji " a chef lieu.

- **L'adduction :**

L'adduction en eau potable est fournie essentiellement par le barrage KOUDIET-ACERDOUNE (R 2*10000 m^3 SP)
Ainsi que les eaux souterraines ou l'eau est puisée par des forages .

- **Le barrage de Koudiat Acerdoune :**

Ce barrage de type poids situé sur l'oued Isser au niveau de la commune de Maala, dans la wilaya de Bouira en Algérie est construit entre 2002 et 2008, d'une hauteur de 121 m. C'est le deuxième plus grand barrage en Algérie, après celui de Beni Haroun, avec une capacité de 640 millions m3.

I.9 Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de recueillir des informations précieuses sur les spécificités de la zone étudiée, notamment ses aspects géographiques, climatiques (tels que la température et les précipitations), géologiques, hydrogéologiques, sismiques et hydrauliques. L'ensemble de ces données constitue une base essentielle pour engager l'analyse du système d'alimentation en eau potable de la région.

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

II.1 Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de déterminer la consommation en eau nécessaire pour l'agglomération, déterminés principalement par la croissance démographique, le mode de vie des habitants et les infrastructures en place. Cette évaluation prend en compte l'évolution de la population sur plusieurs périodes afin d'anticiper les besoins futurs.

II.2 Estimation de la population future :

- La population des localités de l'étude se caractérise par une moyenne poussée démographique. Cette croissance démographique est certes apparente au niveau de la commune avec un taux d'accroissement global à court terme à moyen terme et à long terme.

- La population actualisée est estimée en appliquant la relation suivante :

-L'estimation de la population future se fait pour l'horizon 2054 (30ans).D'après l'APC de la commune de Ouled Deid, nombre d'habitation actuel $\boldsymbol{P_{2024}}$ = 7094 hab. e t $\boldsymbol{P_{2008}}$ = 5355 hab ,le nombre habitant de futur estimé par la formule suivant:

$$\mathbf{P_n = P_0\,(1 + \tau)} \qquad \textbf{(II.1)}$$

Avec:

$\boldsymbol{P_n}$: population de horizon d'étude 2054

$\boldsymbol{P_0}$:population de l'Annederéférence2024

n:nombred'annéesséparantl'annéederéférenceetl'annéede l'horizon 30ans.

τ: taux d'accroissement.

Avec : $\boldsymbol{\tau = 1.77\%}$

Le résultat du calcul de la population future est représenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau 6: Estimation de la population future.

Villages	Population (2024)	Population (2054)
Chef lieu	6095	10318
zaouia	298	508
Lasbat	200	339
H'chalfa	300	508
Ouled aziz	199	339
Totale	7094	**12012**

Source : DRE W.Médéa

II.3 Consommation moyenne journalière:

la consommation journalière moyenne est estimée en appliquant la formule ci-après :

$$\mathbf{Qmoy\ j} = \frac{\mathbf{Dot \times N}}{\mathbf{1000}} \qquad \textbf{(II.2)}$$

Avec :

- Qmoy/j : Débit moyen journalier (m^3/j)
- N : nombre d'habitants (hab).
- Dot : Dotation (L/j/hab).

II.4 Besoins en eau par catégorie de consommateur:

II.4.1. Besoins domestiques :

Les besoins domestiques englobent l'ensemble des usages quotidiens de l'eau par les ménages, tels que la consommation pour la boisson, la préparation des repas, le nettoyage de la vaisselle et du linge, l'hygiène corporelle ainsi que l'arrosage des espaces verts privés. Ces besoins varient en fonction du niveau d'équipement sanitaire des habitations et des modes de vie des habitants.

Dans notre cas, la commune présente un caractère urbain, ce qui justifie l'adoption d'une dotation journalière de 150 l/hab. Toutefois, conformément aux orientations du Plan National de l'Eau, le dimensionnement du réseau pour l'horizon de projection devra être basé sur une dotation de 180 l/j/hab, en tenant compte de l'évolution prévisible du tissu urbain et des besoins futurs de la population.

Les résultats de calculs des besoins en eau seront représentés dans le tableau ci-après :

Tableau 7: Estimation des besoins en eau domestiques.

	2024			**2054**		
Villages	Population	Dotation (l/j/hab)	Q_{moyj} (m^3/j)	Population	Dotation (l/j/hab)	Q_{moyj} (m^3/j)
Chef lieu	6095	150	914.1	10318	180	1857.24
zaouia	300	150	45	508	180	91.44
Lasbat	200	150	30	339	180	61.02
H'chalfa	300	150	45	508	180	91.44
Ouled aziz	200	150	30	339	180	61.02
Totale	7094	150	**1064.1**	12012	180	**2162.16**

II.4.2. Besoins scolaires :

Les estimations des volumes consommés pour les besoins éducatifs comme dans le tableau suivant :

Tableau 8: Evaluation des besoins scolaires.

Villages	Equipement	Nombre	Effectif (élèves)	Dotation (l/jr/élève)	Q_{moyj} (m^3/j)
Chef lieu	Ecole primaire C.E.M	2 1	352 611	20 20	14.08 12.22
Zaouia	Ecole primaire	1	43	20	0.86
Lasbat	Ecole primaire	1	108	20	2.16
H'chalefa	Ecole primaire	1	102	20	2.04
Ouled aziz	Ecole primaire	1	102	20	2.04
Total	\	\	\	\	**33.4**

Source : APC de Médéa(2025)

II.4.3. Besoins sanitaires :

Ils correspondent à l'utilisation de l'eau pour : le lavage des cours, baignoire, douche, WC…etc.

Tableau 9: Evaluation des besoins sanitaires.

Villages	Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q_{moyj} (m^3/ j)
Chef lieu	Polyclinique	Patient	80	30	2.4
Totale					**2.4**

Source : APC de Médéa(2025)

II.4.4. Besoins socioculturels :

Les résultats de calcul des besoins socioculturels sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau 10: Evaluation des besoins socioculturels.

Villages	Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q_{moyj} (m^3/j)
Chef lieu	1 Stade 1Mosque gare routière	Vestiaire Fidèle voyageure	15 1500 20	20 20 20	0.2 30 0.3
Zaouia	1 Mosquée	Fidèle	900	20	18
Lasbat	1 Mosquée	Fidèle	450	20	9
H'chalefa	1 Mosquée	Fidèle	950	20	19
Ouled aziz	1 Mosquée	Fidèle	950	20	19
Total					**95.5**

Source : APC Médéa (2024)

II.5 Récapitulation des besoins en eau

Les besoins en eau globaux correspondent à la somme des consommations domestiques et de celles liées aux équipements publics. Les résultats issus de ces calculs sont présentés dans le tableau II.6. Afin d'anticiper les éventuelles extensions futures, une majoration de 20 % a été appliquée au débit de consommation des équipements.

Tableau 11: Récapitulation des besoins en eau de la ville.

Catégorie des besoins	Q_{moyj} (m^3/j) 2024	Q_{moyj} (m^3/j) 2054
Domestiques	1064.1	2162.16
Scolaires	33.4	40.08
Sanitaires	2.4	2.88
Socioculturels	95.5	114.6
Totale	**1195.4**	**2319.72**

Dans le dimensionnement, une surconsommation estimée à 15 % est intégrée, correspondant aux pertes par fuites et au gaspillage.

- $Q_{moyj} = 1.15 * 2319.72 = 2667.68$ (m^3/j)

À l'horizon considéré, la consommation moyenne journalier estimée pour l'ensemble de la zone s'élève à **2 667,68 m³/jour**, ce qui correspond à un débit moyen d'environ **30,87 l/s**

II.6 Variations des débits de consommations:

Dans un réseau d'alimentation en eau potable (AEP), le débit de consommation n'est pas stable et varie au fil du temps, que ce soit à l'échelle horaire, journalière ou annuelle.

À partir du débit moyen journalier, on peut évaluer les consommations extrêmes – minimale et maximale – en appliquant des coefficients d'irrégularité.

.

II.6.1. Variation de la consommation journalière :

II.6.1.1.Consommation minimale journalière :

Il s'agit de la quantité d'eau consommée lors de la journée la moins sollicitée de l'année. Elle est estimée à partir d'un coefficient journalier minimal, calculé comme le rapport entre la consommation journalière la plus faible et la consommation journalière moyenne.

Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière minimum noté $\mathbf{K_{min.j}}$, il est donné par le rapport suivant :

$$\mathbf{Q_{min\,j} = Q_{moyj} \times k_{min\,j}} \qquad \textbf{(II.3)}$$

Avec :

Q moy j: débit moyen journalier (m^3/j).

Q min j : débit minimum journalier (m^3/j)

K min j : varie entre 0,7à 0,9.

Dans notre cas nous prônons $\mathbf{K_{min\,j} = 0.8}$.

$$\mathbf{Q_{min\,j} = Q_{moyj} \times 0.8} \qquad \textbf{(II.4)}$$

II.6.1.2. Consommation maximale journalière :

La consommation journalière maximale correspond au jour de l'année durant lequel la demande en eau atteint son niveau le plus élevé, elle est définie par un coefficient d'irrégularité journalière maximale $\mathbf{K_{max.j}}$, qui est donné par le rapport suivant :

$$\mathbf{Q_{max\,j} = Q_{moyj} \times k_{max\,j}} \qquad \textbf{(II.5)}$$

Avec :

Q moy j: débit moyen journalier (m^3/j).

Q max j : débit maximum journalier (m^3/j).

On prend : $K_{max,j} = 1.3$ D'où: $$Q_{max,j} = 1.3 * Q_{moy,j}$$

II.6.1.3. Récapitulation des variations journalière de la consommation :

Les débits journaliers moyens, minimaux et maximaux de consommation obtenus à l'issue des calculs sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 12: Consommation maximale et minimale journalière.

Horizons	$Q_{moy\ j}$		$Q_{max\ j}$		$Q_{min\ j}$	
	m³/j	l/s	m³/j	l/s	m³/j	l/s
2024	1374.71	15.91	1787.12	20.68	1099.77	12.73
2054	2667.68	30.87	3467.98	40.13	2134.14	24.70
2024 (chef lieu)	1119.29	12.95	1455.07	16.84	895.43	10.36
2054 (Chef lieu)	2203.9	25,50	2865.07	33.16	1763.12	20.40

II.6.2. Variation de la consommation horaire :

Dans une zone urbaine, la consommation en eau n'est pas constante tout au long de la journée : elle connaît des périodes de forte sollicitation et d'autres de faible usage. Ces fluctuations journalières dépendent en grande partie des habitudes quotidiennes et du mode de vie des habitants.

.

II.6.2.1. Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,\ h} = Q_{max\ j} / 24 \qquad \textbf{(II.6)}$$

Donc pour le chef lieu ona le debit moyen horaire :

$$Q_{moy,\ h(2054)} = 2865{,}07/24$$

$$Q_{moy,\ h(2054)} = 119.38\ m^3/h$$

II.6.2.2.Consommation maximale horaire :

La valeur de $K_{max,h}$ varie en fonction de β_{max} et α_{max}.

$$K_{max\ h} = \beta_{max} * \alpha_{max}. \qquad \textbf{(II.7)}$$

α_{max} = 1.2 à 1.4 en prend $\alpha_{max} = 1.3$

β_{max}coefficient dépendant de la taille de agglomération exprimée par sa population ,exprimé dans le tableau suivant:

Tableau 13 : variation de B MAX selon le nombre de population.

Population	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
βmax	02	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.13	1.1

Le débit maximum horaire se calcule par la formule suivante :

$$Q_{max,h} = K_{max,h} * Q_{moy,h} \qquad \textbf{(II.8)}$$

Les tableaux ci-après donne le récapitulatif de calcules pour La commune et chef lieu:

Tableau 14: Débits maximaux horaire de la commune pour l'année 2024 et 2054

Horizon (ans)	Population (habitants)	$Q_{moy,h}$ (m^3/h)	β_{max}	α_{max}	$K_{max,h}$	$Q_{max,h}$ (m^3/h)
2024	7094	74.46	1.37	1.22	1.68	125.09
2054	12012	144.50	1.28	1.22	1.56	225.75

Tableau 15: Débits maximaux horaire de la chef lieu de la commune pour l'année 2024 et 2054

Horizon (ans)	Population (habitants)	$Q_{moy,h}$ (m^3/h)	β_{max}	α_{max}	$K_{max,h}$	$Q_{max,h}$ (m^3/h)
2024	6095	74.46	1.37	1.22	1.68	125.09
2054	10318	119.38	1.20	1.22	1.64	195.73

Tableau 16 : Variation des débits horaires de l'année 2024. (CHEF LIEU)

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}$=1455.07 m^3/j		Consommation cumulée	
(h)	(%)	(m^3/h)	(%)	(m^3/h)
0-1	1	14,5507	1	14,5507
1-2	1	14,5507	2	29,1014
2-3	1	14,5507	3	43,6521
3-4	1	14,5507	4	58,2028
4-5	2	29,1014	6	87,3042
5-6	3	43,6521	9	130,9563
6-7	5	72,7535	14	203,7098
7-8	6.5	94,57955	20,5	298,28935
8-9	6.5	94,57955	27	392,8689
9-10	5.5	80,02885	32,5	472,89775
10-11	4.5	65,47815	37	538,3759
11-12	5.5	80,02885	42,5	618,40475
12-13	7	101,8549	49,5	720,25965
13-14	7	101,8549	56,5	822,11455
14-15	5.5	80,02885	62	902,1434
15-16	4.5	65,47815	66,5	967,62155
16-17	5	72,7535	71,5	1040,37505
17-18	6.5	94,57955	78	1134,9546
18-19	6.5	94,57955	84,5	1229,53415
19-20	5	72,7535	89,5	1302,28765
20-21	4.5	65,47815	94	1367,7658
21-22	3	43,6521	97	1411,4179
22-23	2	29,1014	99	1440,5193
23-24	1	14,5507	100	1455,07
Total	100	1455,07		

Tableau 17: Variation des débits horaire à l'horizon 2054.(chef lieu)

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}$=2865.07 m^3/j		Consommation cumulée	
(h)	(%)	(m^3/h)	(%)	(m^3/h)
0-1	1,5	42,97605	1,5	42,97605
1-2	1,5	42,97605	3	85,9521
2-3	1,5	42,97605	4,5	128,92815
3-4	1,5	42,97605	6	171,9042
4-5	2,5	71,62675	8,5	243,53095
5-6	3,5	100,27745	12	343,8084
6-7	4,5	128,92815	16,5	472,73655
7-8	5,5	157,57885	22	630,3154
8-9	6,25	179,066875	28,25	809,382275
9-10	6,25	179,066875	34,5	988,44915
10-11	6,25	179,066875	40,75	1167,51603
11-12	6,25	179,066875	47	1346,5829
12-13	5	143,2535	52	1489,8364
13-14	5	143,2535	57	1633,0899
14-15	5,5	157,57885	62,5	1790,66875
15-16	6	171,9042	68,5	1962,57295
16-17	6	171,9042	74,5	2134,47715
17-18	5,5	157,57885	80	2292,056
18-19	5	143,2535	85	2435,3095
19-20	4,5	128,92815	89,5	2564,23765
20-21	4	114,6028	93,5	2678,84045
21-22	3	85,9521	96,5	2764,79255
22-23	2	57,3014	98,5	2822,09395
23-24	1,5	42,97605	100	2865,07
Total	100	2865,07		

D'après les tableaux, on trouve :

- Pour l'année 2024 :

$$Q_{max,h} = 101,85\ m^3/h \text{ (entre 12 et 14h).}$$

$$Q_{min,h} = 14,55\ m^3/h \text{ (entre 23h et 4h).}$$

- A l'horizon 2054:

$$Q_{max,h} = 179,07\ m^3/h \text{ (entre 8h et 12h)}$$

$$Q_{min,h} = 42,97\ m^3/h \text{ (entre 23h et 4h).}$$

La variation de la consommation et sa représentation intégrée sont visualisées à travers les figures suivantes :

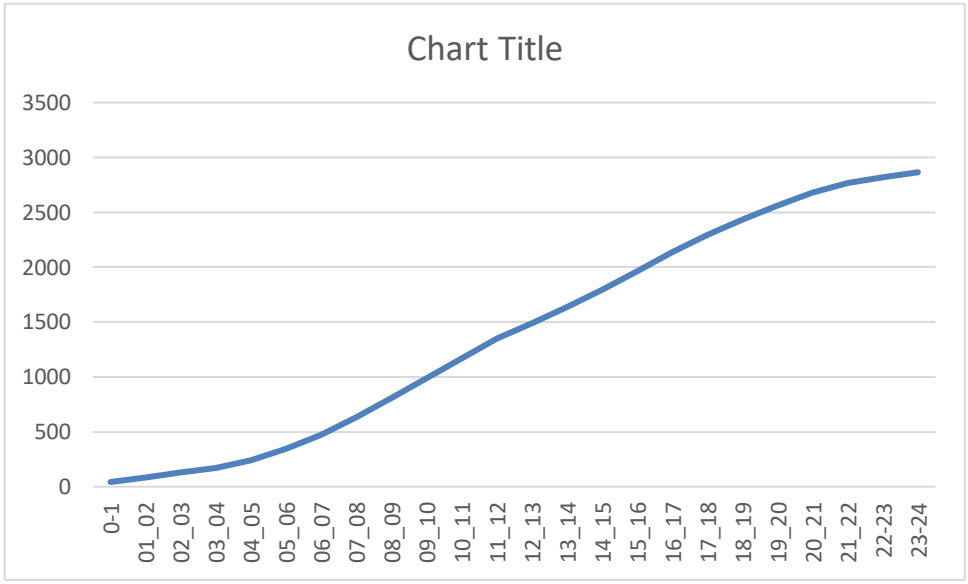


Figure 5: Courbe de la consommation intégrale.

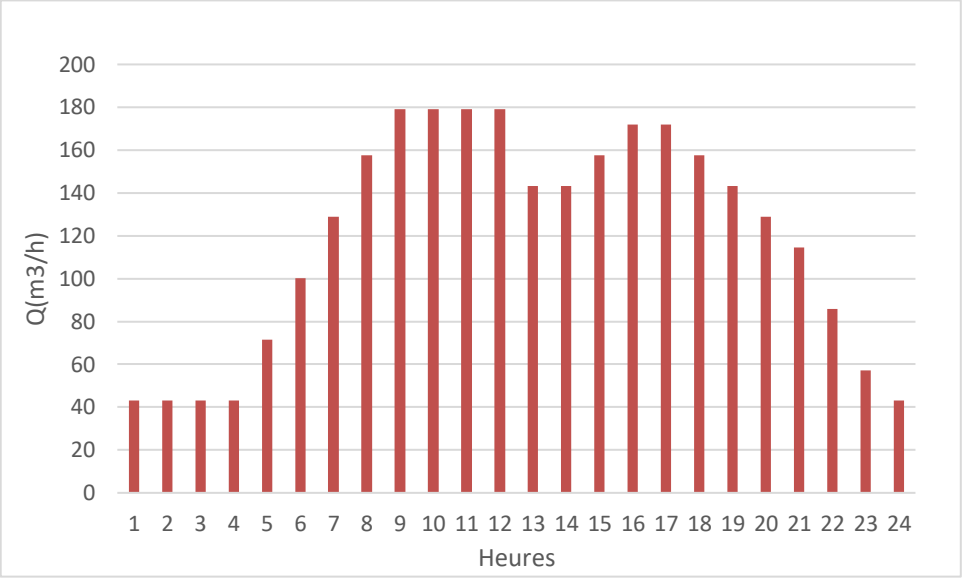


Figure 6 :Graphique de la consommation horaire à l'horizon (2054).

II.7 Conclusion :

Ce chapitre nous a permis d'analyser les besoins futurs en eau potable, en intégrant les différentes typologies d'usagers ainsi que les fluctuations des débits au fil du temps. Ces analyses sont essentielles pour dimensionner efficacement le réseau de distribution, dont l'alimentation provient du barrage Koudiat Acerdoune via un réservoir tampon existant. Les données obtenues serviront ainsi de base pour la conception des ouvrages constituant le système d'alimentation en eau potable, qui sera abordée dans le chapitre suivant.

Chapitre III : Etude de réservoir

III.1 Introduction :

Les réservoirs d'eau potable sont essentiels pour garantir une distribution continue et fiable. Ils stockent l'eau pour faire face aux pics de demande ou aux pénuries, stabilisent la pression du réseau et assurent le service en cas d'urgence. Leur emplacement et capacité dépendent des besoins locaux et des prévisions de croissance, faisant d'eux un pilier des systèmes durables d'alimentation en eau.

III.2 Fonctions des réservoirs:

III.2.1. Fonctions techniques :

- Accumulation d'eau pour répondre aux besoins futurs
- Stabilisation de la pression au sein du réseau
- Mise à disposition d'une réserve pour la lutte contre les incendies
- Garantie de la continuité de service en cas d'anomalie
- Décantation naturelle et surveillance de la qualité de l'eau
- Facilitation des opérations d'exploitation et de maintenance

III.2.2. Fonctions économiques :

- Réduction des coûts d'investissement requis pour les autres composantes du réseau d'alimentation en eau potable.
- Baisse des charges liées à la consommation énergétique.
- Le dimensionnement d'un réservoir dépend du mode de gestion des installations en amont ainsi que des variations de la demande en eau.

.

III.3 Classification des reservoirs:

III.3.1. Selon le matériau de construction :

- Réservoirs constitués de structures métalliques.
  • Réservoirs réalisés en matériaux de maçonnerie.
  • Réservoirs en béton armé, qu'il soit de type classique ou précontraint.

III.3.2. Selon la situation des lieux :

- Réservoirs entièrement enfouis sous terre.
  • Réservoirs partiellement enterrés.
  • Réservoirs installés directement au niveau du sol.
  • Réservoirs surélevés, généralement placés sur des structures en hauteur (comme des tours).

III.3.3. Selon la forme géométrique :

- Réservoirs de forme carrée
- Réservoirs à base rectangulaire
- Réservoirs de configuration circulaire
- Réservoirs de formes diverses ou irrégulières

III.4 Critères de sélection du type de réservoir :

Les principaux critères influençant le choix du type de réservoir sont les suivants :

- Les caractéristiques topographiques de la région.
- Les conditions géotechniques de la zone.
- Les aspects liés à la rentabilité et aux coûts du projet.
- Les caractéristiques hydrauliques du réseau de distribution.
- La fiabilité de l'alimentation en eau ainsi que la simplicité des opérations d'exploitation et de maintenance.

III.5 Emplacement des réservoirs :

Le choix de l'emplacement d'un réservoir doit être guidé par plusieurs critères techniques afin d'assurer un fonctionnement optimal du système de distribution d'eau :

- **Position par rapport à la prise d'eau** : Il est recommandé d'implanter le réservoir à un niveau inférieur à celui de la prise d'eau afin de permettre son remplissage par gravité, une solution plus économique et moins énergivore.
- **Niveau du radier** : il est nécessaire que la cote du radier du réservoir soit placée au-dessus de la cote piézométrique maximale du réseau. Cette disposition garantit un écoulement gravitaire de l'eau vers les consommateurs, sans recours à un pompage.

- **Localisation dans le réseau** : L'implantation peut se faire en bout de réseau ou à proximité d'un centre de consommation majeur, en fonction des besoins et de la configuration du réseau.

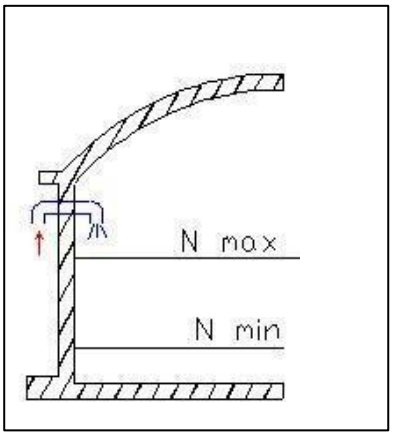
III.6 Equipements des réservoirs :

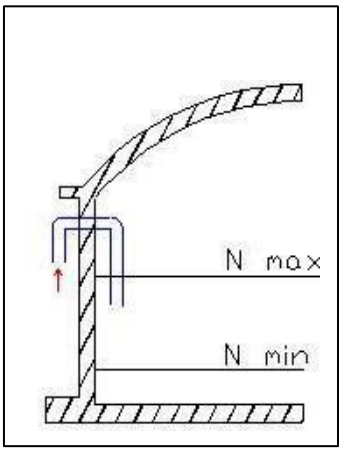
III.6.2. Conduite d'arrivée ou d'alimentation :

C'est l'arrivée de l'adduction ;cette conduite débouche dans le réservoir à sa partie supérieure. On prévoit l'arrêt automatique de la pompe lorsque le réservoir est plein. Cette conduite est implantée en sens inverse par rapport à la conduite d'alimentation initiale afin de favoriser le brassage de l'eau.

Cette conduite peut être installée de plusieurs manières :

- **Arrivée par le haut :**
  - **Arrivee par surverse**
  - **Arrivée par noyé.**



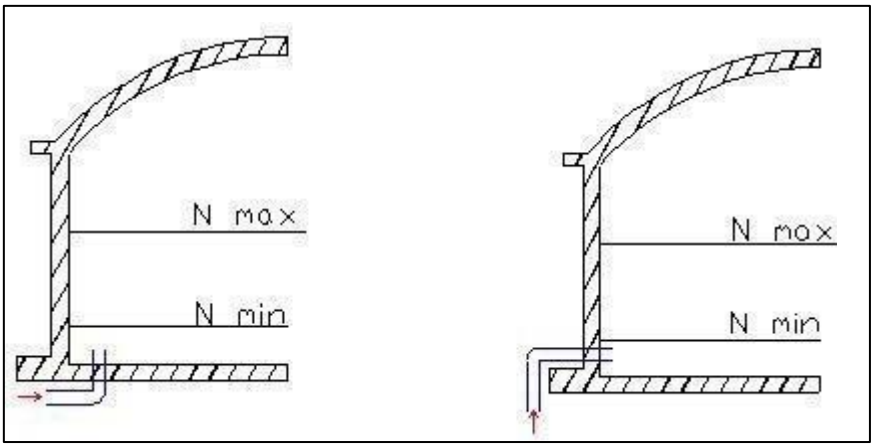


Arrivee par surverse **Arrivée par noyée**

Figure 7: Conduite d'arrivé par le haut.

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

Figure 8: Conduite d'arrivé par le bas.



III.6.2. Conduite de départ ou de distribution :

Le départ de la conduite de distribution est généralement positionné à une hauteur de 0,15 à 0,20 m au-dessus du fond de la cuve, afin de prévenir l'aspiration des particules en suspension susceptibles de se déposer.

L'extrémité de cette conduite est équipée d'une crépine courbée, conçue pour limiter la formation de vortex et ainsi empêcher l'introduction d'air dans le réseau.

III.6.3. Conduite de trop-plein :

Cette conduite a pour rôle d'évacuer le surplus d'eau acheminé vers le réservoir, notamment en cas de défaillance de l'arrêt automatique des pompes. Lorsque le réservoir est divisé en plusieurs compartiments, chaque cuve doit être équipée de sa propre conduite de trop-plein. L'ensemble de ces conduites doit converger vers la chambre de manœuvre, où un dispositif hydraulique est mis en place afin d'empêcher l'intrusion de corps étrangers.

III.6.4. Conduite de vidange :

Une conduite est placée au point le plus bas du réservoir, souvent connectée à celle du trop-plein, afin de permettre une vidange totale de l'ouvrage. Cette opération est essentielle lors des phases d'entretien telles que l'inspection, le nettoyage ou les réparations. Cette conduite est munie d'un robinet-vanne, qu'il est recommandé de rincer après chaque usage pour éviter l'accumulation de particules, notamment de sable, susceptibles de perturber son bon fonctionnement. Par ailleurs, des capteurs de niveau peuvent être intégrés au réservoir pour signaler certains seuils critiques, comme celui du trop-plein ou le niveau minimal, ce dernier étant crucial pour assurer la sécurité des pompes.

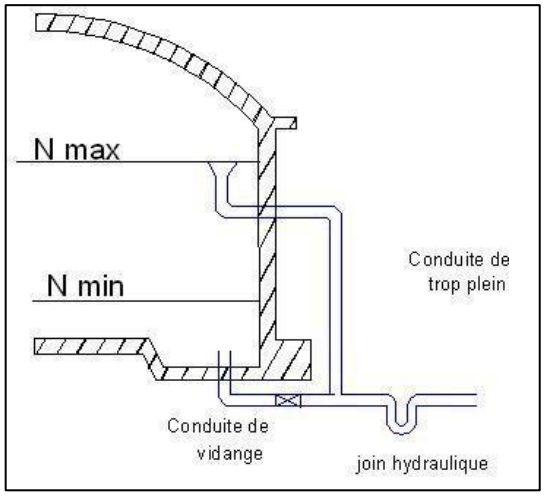


Figure 9: Conduite de vidange et de trop plein.

III.6.5. Conduite by-pass :

Il s'agit d'une section de canalisation reliant la conduite d'entrée à celle de sortie, utilisée dans le cas d'un réservoir unique non subdivisé. Elle entre en service lorsque le réservoir est mis hors fonctionnement pour maintenance, garantissant ainsi la continuité de l'alimentation en eau.

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

Il s'agit d'un agencement particulier de la tuyauterie conçu pour stopper automatiquement l'écoulement de l'eau dès que le niveau correspondant à la réserve incendie est atteint. On distingue principalement deux types de dispositifs : le système à double prise et le système à siphon.

- **Système à double prise** : Ce dispositif comprend deux conduites sortant du réservoir. La première est positionnée au niveau supérieur de la réserve incendie, tandis que la seconde est située à sa base et équipée d'un robinet-vanne. Les deux conduites se rejoignent dans une chambre de commande.
- **Système à siphon** : Ici, une seule conduite est utilisée. Elle prend naissance au fond de la réserve incendie et assure l'alimentation en eau.

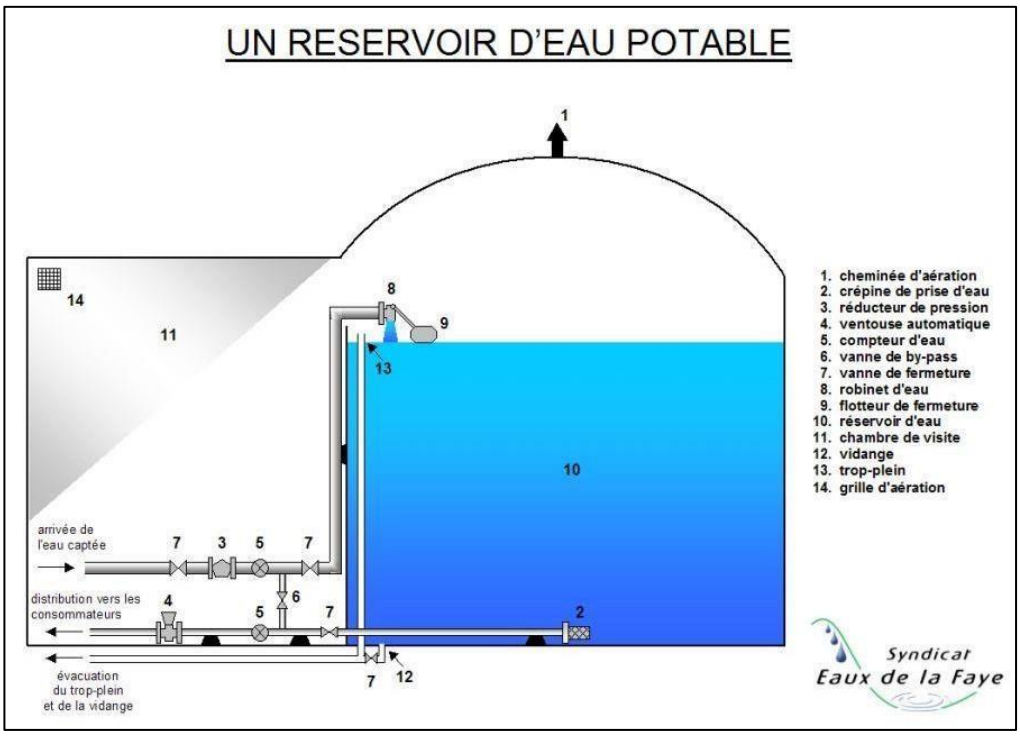


Figure 10: Schéma explicatif des équipements dans un réservoir.

III.7 Hygiène et sécurité :

Afin de garantir la qualité de l'eau stockée et de la protéger contre toute source de contamination externe, certaines règles d'hygiène et de sécurité doivent impérativement être respectées dans la conception et l'exploitation des réservoirs. Ainsi, ces derniers doivent :

- Être munis d'un toit ou d'une couverture efficace pour limiter les variations thermiques et empêcher l'infiltration de corps étrangers ;
- Disposer d'un périmètre sécurisé empêchant l'accès aux animaux et aux personnes non autorisées, à l'exception du personnel habilité ;
- Bénéficier d'un éclairage adéquat grâce à des ouvertures fermées par des plaques de verre épaisses ;
- Être équipés de robinets de prélèvement afin de faciliter les analyses de la qualité de l'eau ;
- Faire l'objet d'un nettoyage régulier, au minimum une fois par an ;
- Posséder des robinets de vidange (ou puisards) pour permettre un contrôle efficace ;
- Être ventilés à l'aide d'orifices protégés par un grillage.

III.8 Entretien des réservoirs:

L'humidité présente à l'intérieur des réservoirs favorise la corrosion des éléments métalliques, ce qui rend indispensable une surveillance fréquente pour prévenir non seulement l'apparition de la corrosion, mais aussi la formation de fissures.
Le nettoyage des cuves nécessite une attention particulière et doit suivre une procédure bien définie, comprenant généralement les étapes suivantes :

- Mise hors service et vidange de la cuve ;
- Retrait des dépôts accumulés sur les parois internes ;
- Inspection des surfaces et réalisation des réparations si nécessaire ;
- Désinfection des parois au moyen de produits à base de chlore ;
- Réactivation et remise en fonctionnement de l'installation

III.9 Capacités des reservoirs :

La capacité d'un réservoir est généralement dimensionnée de manière à couvrir les fluctuations journalières de la consommation en eau, en particulier durant les périodes de demande maximale. Elle est définie en fonction du débit entrant, du débit sortant, auquel s'ajoute éventuellement un volume de réserve destiné à la lutte contre l'incendie. Deux approches principales peuvent être utilisées pour ce calcul :

- **La méthode graphique**,
- **La méthode analytique**.

III.9.1. La méthode analytique :

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir. Le volume de régulation sera :

$$Vr = \frac{\alpha \times Qmaxj}{100} (m^3) \qquad (III.1)$$

Avec :

Vr : capacité résiduelle (m^3)

a : fraction horaire du débit maximum journalier (%).

Q max,j :La consommation maximale journalière (m^3/j)

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

$V_T = V_r + V_{inc}$

V_T : capacité totale du réservoir (m3).

V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m3.

Détermination du résidu maximum dans les réservoirs :

- On fait une répartition de 20 heures de pompage.
- On calcule la différence entre l'apport et la consommation, on trouve un surplus ou un déficit suivant le signe .

- Le résidu est ensuite déterminé pour chaque heure, la valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage, tel que :

$$a = |R^{+}max| + |R^{-}max|$$

Avec :

$\mathbf{R^{+}_{max}}$: Résidu maximum positif (%) ;

$\mathbf{R^{-}_{max}}$: Résidu maximum négatif (%).

III.9.2. Méthode graphique :

Cette méthode consiste à tracer les courbes correspondant respectivement à la consommation journalière maximale et au débit fourni par la station de pompage. En calculant, en valeurs absolues, la somme des écarts entre les points extrêmes de la courbe de consommation et ceux de la courbe d'alimentation, on détermine le résidu journalier maximal.

Donc : $\mathbf{R_{max}=|d|^{+}|d'|}$ **(%)**

Avec :

d : écart inférieur entre l'apport et la consommation.

d′: écart supérieur entre l'apport et la consommation**.**

Le volume de régulation V_r est calculé selon la formule suivante :

$$Vr = \frac{Qmaxj \times Rmax}{100} \ (m^3) \qquad \text{(III.2)}$$

Dont le volume total sera : $V_t = V_r + V_{inc}$

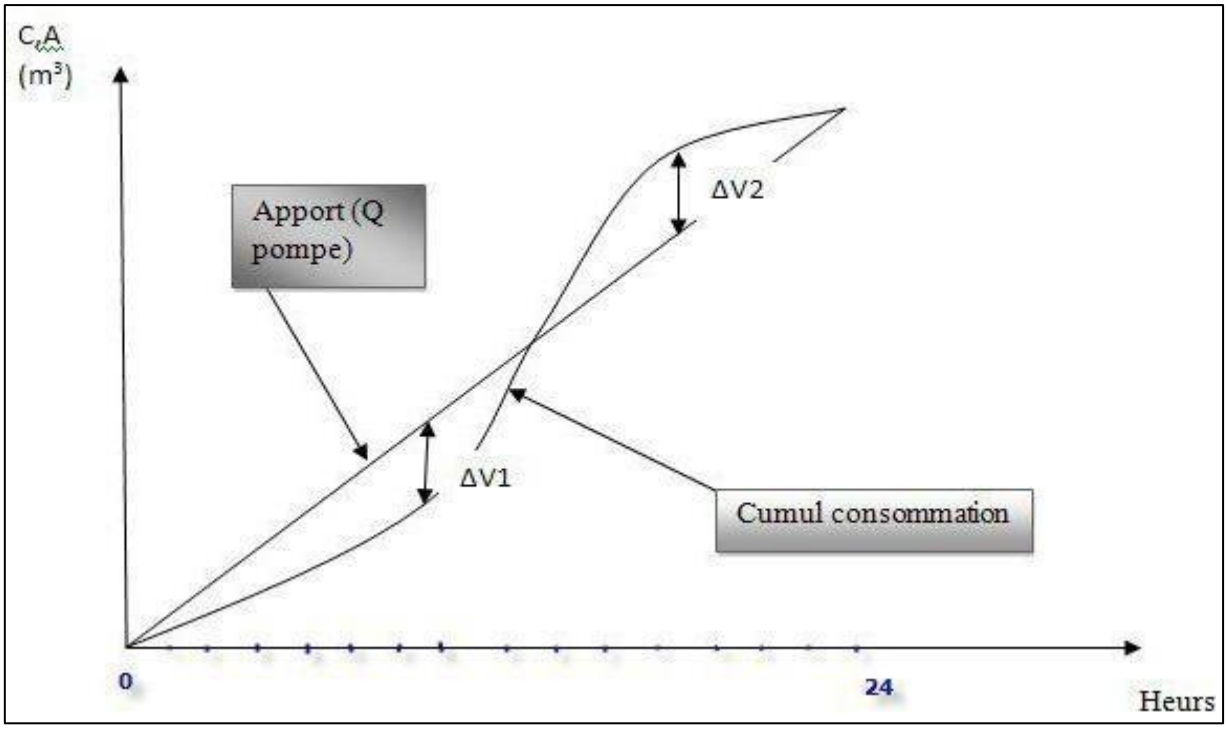


Figure 11: Courbe apport – consommation.

III.10 Description du fonctionnement des réservoirs:

L'alimentation de chef lieu de la commune d'OULED DEID en eau potable est assurée par un ensemble des ressources souterraines, et des puits et une source.

La capacité de stockage actuelle est estimée à 430 m3, avec :

- un réservoir de 200m3 implanté au niveau du "hauteur sidi Nadji "

III. 1Dimensionnement des réservoirs :

III.11.1 Le diamètre du réservoir :

Le diamètre est donné par :

$$V_n = S \times H = \frac{\pi \times D \times D}{4} \qquad \text{(III.3)}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Vn}{\pi \times H}}$$

III.11.2. la hauteur optimale d'eau :

On prend H = 4 m pour les réservoirs dont le volume est inférieur à 500 m^3, et H = 6 m pour les réservoirs supérieurs à 500 m^3

III.11.3. la hauteur de la réserve d'incendie :

La hauteur disponible pour l'incendie est donnée par :

$$H_{inc} = \frac{Vinc}{S}$$

Les caractéristiques des réservoirs qui assurent la distribution de notre zone d'étude sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 18: Caractéristiques des réservoirs existants.

Réservoir	Type	Matériau	Capacité (m^3)	Côte $_{TN}$ (m)	Côte $_{TP}$ (m)	Zones d'alimentation
R 1	Circulaire semi enterré	Béton armé	500	1047.85	1051.85	CHEF LIEU
R 2	Circulaire semi enterré	Béton armé	500	1029	1033	CHEF LIEU

Tableau 19: Evaluation du volume résiduel du réservoir R1.

Heure	Refoulement d'eau (%)	Consommation d'eau (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidus (%)
0 - 1	0	1.5		1,5	8.5
1 - 2	0	1.5		1,5	7
2 - 3	0	1.5		1,5	5.5
3 - 4	0	1.5		1,5	4
4 - 5	5	2.5	2,5		6.5
5 - 6	5	3.5	1,5		8
6 - 7	5	4.5	0,5		8.5
7 - 8	5	5.5		0,5	8
8 - 9	5	6.25		1,25	6.75
9 - 10	5	6.25		1,25	5.5
10 - 11	5	6.25		1,25	4.25
11 - 12	5	6.25		1,25	3
12 - 13	5	5	0		3
13 - 14	5	5	0		3
14 - 15	5	5.5		0,5	2.5
15 - 16	5	6		1	1.5
16 - 17	5	6		1	0.5
17 - 18	5	5.5		0,5	0
18 - 19	5	5	0		0
19 - 20	5	4.5	0,5		0.5
20 - 21	5	4	1		1.5
21 - 22	5	3	2		3.5
22 - 23	5	2	3		6.5
23 - 24	5	1.5	3,5		10
	100	100			

- Calcul du volume de stockage de R1

$$V_r = \frac{8.5 \times 3467.98}{100} = \mathbf{294,78\ m^3}$$

$$V_T = V_r + V_{inc} = 294,78 + 120 = \mathbf{414,78\ m^3}$$

Le volume nécessaire pour l'alimentation de chef lieu à l'horizon est de 500 m^3, donc le réservoir existant à Chef lieu de 500 m^3 est suffisant.

- Calcul du Diamètre de R2:

On prend H= 4m

$$D=\sqrt{\frac{4 \times Vn}{\pi \times H}} = \sqrt{\frac{4 \times 500}{\pi \times 4}}$$

D=12,61 m

- Calcul de la hauteur d'incendie:

$$Hinc = \frac{4 \times 120}{\pi \times 12,62}$$

Hinc = 0,96 m

Tableau 20 : Evaluation du volume résiduel du réservoir R2.

Heure	Refoulement d'eau (%)	Consommation d'eau (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidus (%)
0 - 1	0	1.5		1,5	8.5
1 - 2	0	1.5		1,5	7
2 - 3	0	1.5		1,5	5.5
3 - 4	0	1.5		1,5	4
4 - 5	5	2.5	2,5		6.5
5 - 6	5	3.5	1,5		8
6 - 7	5	4.5	0,5		8.5
7 - 8	5	5.5		0,5	8
8 - 9	5	6.25		1,25	6.75
9 - 10	5	6.25		1,25	5.5
10 - 11	5	6.25		1,25	4.25
11 - 12	5	6.25		1,25	3
12 - 13	5	5	0		3
13 - 14	5	5	0		3
14 - 15	5	5.5		0,5	2.5
15 - 16	5	6		1	1.5
16 - 17	5	6		1	0.5
17 - 18	5	5.5		0,5	0
18 - 19	5	5	0		0
19 - 20	5	4.5	0,5		0.5
20 - 21	5	4	1		1.5
21 - 22	5	3	2		3.5
22 - 23	5	2	3		6.5
23 - 24	5	1.5	3,5		10
	100	100			

- Calcul du volume de stockage de R2 :

$$V_r = \frac{8.5 \times 2865,07}{100} = \mathbf{243,53 m^3}$$

$$V_T = V_r + V_{inc} = 243,53 + 120 = \mathbf{363,53 m^3}$$

Le volume nécessaire pour l'alimentation de chef lieu à l'horizon est de 500m^3, donc le réservoir existant à Chef lieu de 500 m^3 est suffisant

- Calcul du Diamètre de R2 :

On prend H= 4m

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Vn}{\pi \times H}} = \sqrt{\frac{4 \times 500}{\pi \times 4}}$$

D=12,61 m

- Calcul de la hauteur d'incendie:

$$Hinc = \frac{4 \times 120}{\pi \times 12,62}$$

Hinc = 0,96 m

Constat

Après l'évaluation des besoins en stockage on trouve que :

- Les deux réservoirs existants R1 de 500 m^3 et R2 de 500 m^3 sont suffisants pour l'alimentation de notre zone d'étude jusqu'à l'horizon 2054.

III.12 Conclusion :

Notre zone d'étude est dotée de deux réservoirs d'une capacité totale de 1000m^3. D'après l'étude de stockage, le volume nécessaire pour l'alimentation de l'agglomération à l'horizon d'étude est de 1000 m^3 (R1 de 500m^{3}et R 2 de 500m^3), donc les réservoirs existants sont suffisants et peuvent assurer une bonne fonctionnement hydraulique à ce horizon .

Chapitre IV : Etude d’adduction

IV.1 Introduction :

L'ouvrage d'adduction concerne le transport de l'eau de la source d'alimentation jusqu'à la destination finale tel qu'un réservoir de stockage ou un réseau de distribution. L'eau se transporte par gravité, par pompage, ou encore par une combinaison des deux, et se fait grâce à des canalisations. Ce chapitre cherche à déterminer les conduites de l'adduction, dimensionne l'adduction envisagée en se basant sur une analyse technico-économique, à cette fin.

IV.2 Types d'adduction :

Les systèmes d'adduction peuvent être répartis en trois catégories principales :

- L'adduction fonctionnant par gravité,
- L'adduction assurée par refoulement (pompage),
- Et le système mixte combinant les deux méthodes

IV.2.1. Adduction gravitaire :

L'adduction gravitaire est un mode de transport de l'eau qui repose uniquement sur la force de gravité. L'eau s'écoule naturellement d'un point haut (source) vers un point bas (réservoir ou réseau de distribution) sans recours à un système de pompage.

IV.2.2Adduction par refoulement :

L'adduction par refoulement désigne le transport d'eau à l'aide de pompes, qui permettent de pousser l'eau depuis la source d'alimentation (comme un puits ou un forage) vers le point d'utilisation (réservoir ou réseau de distribution).

IV.2.3.Adduction mixte :

Ce type d'adduction intervient lorsque les caractéristiques du terrain nécessitent la mise en place d'un ouvrage intermédiaire. Celui-ci reçoit l'eau soit par écoulement gravitaire, soit par refoulement, avant que celle-ci ne soit à son tour acheminée — par refoulement ou gravité — vers le réservoir principal de l'agglomération.

.

IV.3 Critères de choix du trace :

Le tracé de la conduite d'adduction doit être défini en tenant compte de plusieurs considérations techniques et topographiques essentielles. Il convient notamment de :

- Écarter autant que possible les zones à fort relief ou à substrat rocheux difficilement franchissable ;
- Favoriser les terrains stables tout au long du parcours ;
- Suivre de préférence les accotements routiers existants afin de faciliter l'accessibilité ;
- Concevoir un itinéraire aussi rectiligne que possible entre les différents ouvrages du système ;
- Assurer un accès facile pour les travaux, l'entretien et la surveillance.
- Maintenir un profil en long régulier pour assurer une bonne hydraulique de fonctionnement ;
- Prévoir des courbures douces dans les changements de direction pour limiter les efforts sur les butées ;
- Éviter les contre-pentes qui pourraient former des points hauts propices à l'accumulation d'air, rendant son évacuation difficile.

IV.4 Choix du type des conduits :

Le choix du matériau des conduites doit reposer sur une analyse préalable intégrant à la fois des considérations techniques et des aspects économiques, parmi lesquels on peut citer notamment :

IV.4.1. Critères techniques :

- Dimensions et pression d'exploitation adaptées.
- Étanchéité optimale assurée.
- Capacité à supporter des pressions élevées (jusqu'à 20 bars).
- Matériau léger, flexible et simple à installer.
- Excellente résistance à la corrosion (interne, externe) ainsi qu'aux attaques microbiologiques.
- Entretien aisé et mise en service simplifiée.
- Bonne adaptation aux caractéristiques du sol.

IV.4.2. Critères économiques :

- Présence sur le marché local.
- Coût unitaire de la pose du réseau d'adduction.

Dans le cadre de cette étude, le choix s'est porté sur des conduites en PEHD, car elles répondent aux exigences techniques et économiques du projet, tout en présentant de nombreux avantages qui justifient leur adoption.

IV.4.3. Conduite en PEHD :

❖ **Les avantages :**

- Elles présentent une excellente résistance à la corrosion, qu'elle soit d'origine interne, externe, biologique ou due à l'entartrage, grâce à la neutralité chimique du matériau. Cela empêche la libération ou l'usure des métaux, même lorsque l'eau est déséquilibrée sur le plan chimique.

- Facilement accessibles sur le marché, ces conduites sont largement disponibles.

- Leur souplesse facilite considérablement leur mise en œuvre. Elles s'adaptent aisément aux variations du terrain, et les petits diamètres peuvent être conditionnés en couronnes, simplifiant ainsi le transport et l'installation.

- Les raccordements sont fiables, limitant fortement les risques de fuites, ce qui contribue à une meilleure étanchéité de l'ensemble du réseau.

- Leur rugosité intérieure très faible leur confère de bonnes performances hydrauliques.

❖ **Les inconvénients :**

- Nécessite une grande technicité pour la jonction.

IV.5 Dimensionnement de l'adduction :

IV.5.1. Adduction gravitaire :

L'écoulement est gravitaire, donc on calcule le diamètre avantageux avec la formule de la perte de charge :

$$\Delta Ht = \frac{K' * Le * Q^B}{Dav^m} \qquad \text{(IV.1)}$$

Avec :
K': coefficient de perte de charge ;
Leq : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires Leq=1.15*Lg.

Lg : Longueur géométrique (m) ;
ΔHt: Perte de charge totale (m) ;
Q : Débit véhiculé par la conduite (m3/s) (Débit maximum journalier) ;
β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;
m : Exposant tenant compte du type du matériau.
Dav : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m).

Selon chaque type de matériau, les paramètres sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 21: Caractéristiques des matériaux.

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
Plastique	0,001052	4,772	2

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

$$Dav = \sqrt[m]{\frac{K' * Le * Q}{\Delta Ht}} \qquad \text{(IV.2)}$$

- **La vitesse d'écoulement:**

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie entre **0,5** et **2 m/s.** On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire en utilisant l'équation de continuité :

$$Q = V * S \rightarrow V = \frac{Q}{S} = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

IV.5.2. Adduction par refoulement :

la détermination du diamètre optimal de la conduite de refoulement repose sur une analyse technico-économique qui prend en considération à la fois les dépenses initiales liées à l'installation et les coûts d'exploitation futurs. Il convient de souligner l'interdépendance entre cette conduite et la station de pompage. En effet :

- Une réduction du diamètre de la canalisation provoque une augmentation des pertes de charge, ce qui se traduit par une consommation énergétique accrue.
- Inversement, à mesure que le coût de réalisation de la conduite augmente (notamment en raison d'un diamètre plus grand), les coûts d'exploitation de la station de pompage tendent à diminuer.

IV.5.2.1. Calcul du diamètre économique :

Pour calculer le diamètre économique, plusieurs formules ont été proposées, parmi lesquelles :

1/ Formule de **BRESSE** :

$$\mathbf{D_{éc} = 1.5\sqrt{Q}} \qquad \text{(IV.3)}$$

2/ Formule de **BONNIN** :

$$\mathbf{D_{éc} = \sqrt{Q}} \qquad \text{(IV.4)}$$

3/ Formule de **MUNIER** :

$$\mathbf{D_{éc} = (1 + 0.02n)\sqrt{Q}} \qquad \text{(IV.5)}$$

Avec :

n : nombre d'heures de pompage.

Q : débit transitant dans la conduite en m3/s.

IV.5.2.2. Calcul des pertes de charge :

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

$$\sum \Delta h_T = 1{,}10 * \Delta Hlin \qquad \text{(IV.6)}$$

$\Delta Hlin$: Pertes de charge linéaires (m).

Ona Formule de Darcy-Weisbakh : HO

$$\mathbf{\Delta H_L = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q2}{\pi 2 \times g \times D5}} \qquad \textbf{(IV.7)}$$

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**,**

- **Détermination du coefficient de frottement linéaire :**

En régime turbulent rugueux, λ est donné par la formule de NIKURADZE :

$$\boldsymbol{\lambda = (1.14 - 0.86\, l(\frac{\varepsilon}{D}))^{-2}} \qquad \text{(IV.8)}$$

Avec :

ε : Rugosité de la conduite en mm ;

D : Diamètre de la conduite (mm).

En régime transitoire, λ est déterminé par la formule de COLEBROOK qui s'exprime par :

$$\boldsymbol{\frac{1}{\lambda} = -2 \log 10 \left(\frac{\varepsilon}{3{,}7\, D} + \frac{2{,}51}{Re\sqrt{\lambda}}\right)} \qquad \textbf{(IV.9)}$$

Avec :

Re : Nombre de Reynolds Re = (V ∗ D)/θ

V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

θ : viscosité cinématique de l'eau (m2/s).

ƹ : Rugosité absolue de la conduit.

IV.5.2.3. Détermination de la hauteur manométrique totale (HMT) :

La hauteur manométrique totale d'une pompe correspond à la différence de pression, exprimée en mètres de colonne de liquide, entre l'entrée (aspiration) et la sortie (refoulement) de la pompe. Elle inclut non seulement la hauteur géométrique à franchir, mais aussi l'énergie requise pour compenser les pertes de charge dans le réseau de conduites. Cette grandeur peut être déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$\boldsymbol{H_{MT} = H_g + H_T} \qquad \textbf{(IV.10)}$$

Avec :

HT : Perte de charge totale ;

Hg : Hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau entre le trop plein du réservoir et le niveau dynamique du plan de pompage

IV.5.2.4. Puissance absorbée par la pompe :

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

$$P = \frac{\rho \times g \times Q \times Hmt}{n} \qquad \text{(IV.11)}$$

Avec :

P : Puissance absorbée par la pompe (kW) ;

Q : Débit refoulé par la pompe en (m3/s) ;

ρ : masse volumique de l'eau (1000 kg/ m3) ;

g: accélération de la pesanteur (9.81 m/s2) ;

ɳ : Rendement de la pompe en % (0.7 à 0.8) .

IV.5.2.5Energie consommée par la pompe :

La consommation énergétique annuelle d'une station de pompage correspond à la multiplication de la puissance utilisée pour le pompage par le nombre total d'heures de fonctionnement sur l'année.

$$\mathbf{E = Pa * t * 365} \qquad \text{(IV.12)}$$

Avec :

Pa : Puissance absorbée par la pompe(kw)

E : Energie consommée par la pomp(kwh)

t : temps de pompage par jour (20h).

IV.5.2.6.Les frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation se calculent comme suit :

$$\mathbf{F_{exp} = E * e} \qquad \text{(IV.13)}$$

Avec :

E : Energie consommée par la pompe (kwh) ;

e : Prix unitaire d'un Kwh, fixé par la SONELGAZ (4.67DA).

IV.5.2.7Les frais d'amortissement :

$$\boldsymbol{F_{am} = P_c * A} \qquad \text{(IV.14)}$$

Avec :

Fam : Frais d'amortissement en (DA) ;

Pc: prix de la conduite en (DA) ;

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

$$A = \frac{i}{(1+i)n} - i \qquad \text{(IV.15)}$$

Avec :

i: Taux d'annuité annuel,(i = 8 %).

n: nombre d'années d'amortissement,(n = 30ans).

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

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

$$\boldsymbol{P_t = F_{exp} + F_{am}}$$

Avec :

Pt : Bilan (prix totale) (DA)

Fexp : Frais d'exploitation (DA) ;

Fam : Frais d'amortissement(DA)

IV.5.3. Calcul des différents tronçons d'adduction:

IV.5.3.1.Tronçon SP – Réservoir R 1 :

Tableau 22: Caractéristique du tronçon SP- R 1.

Qmax j (m^3/j)	Longueur (m)	Cote de SP (m)	Cote TP R1 (m)	Hg (m)
3467.98	4895.71	969.35	1051.85	83.5

Le débit d'exploitation de station de pompage (SP) est calculé comme suit :

$$Q_{exp} = \frac{Q_{max\,j}}{T_f \times 3600}$$

Avec :

Qexp : Débit d'exploitation (m3/s) ;

Qmax,j : Débit maximum journalier (m3/j) ;

Tf : Durée de fonctionnement de la station de pompage par jour, t =20 h

$$Q_{exp} = \frac{3467,98}{20 \times 3600} = \mathbf{0.04816}\ m^3/s$$

- **Calcul de diameter :**

La formule de BRESSE : $\mathbf{D = 1,5\sqrt{0,048} = 0,328m}$ → D= 328 mm

La formule de BONIN : $\mathbf{D = \sqrt{0,048} = 0,219\ m}$ → D= 219 mm

Remarque :

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre 200 et 400 mm.

- **Calcul de la hauteur manométrique totale**

La hauteur manométrique totale est déterminée pour chaque diamètre envisagé, et les résultats correspondants sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau 23: Calcul de la Hmt du tronçon SP- R 1.

D_{ex} (mm)	D_{int} (mm)	V (m/s)	Λ	H_t (m)	Hmt (m)
200	163,6	2,2834	0,007608398	66,96456	150,46456
250	204,6	1,4599	0,007359408	21,04392	104,54392
315	257,8	0,9195	0,007114702	6,405517	89,905517
400	327,4	0,5701	0,006874278	1,873466	85,37346

- **Calcul des frais d'exploitation :**

Les coûts d'exploitation sont estimés en fonction de la consommation d'énergie électrique nécessaire au pompage, correspondant à la gamme de diamètres obtenu . Les résultats de ces calculs sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 24: Les frais d'exploitation du tronçon SP - R 1.

D_{ex} (mm)	Hmt (m)	P (KWatt)	E (KWh)	Fexp (DA)
200	150,46456	101215,36	738872,1281	3450532,838
250	104,54392	70325,2015	513373,9709	2397456,444
315	89,905517	60478,15692	441490,5455	2061760,848
400	85,37346	57429,50692	419235,4005	1957829,32

- **Calcul des frais d'investissement amorti :**

Les dépenses d'amortissement pour chaque diamètre sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 25: Les frais d'amortissement du tronçon SP - R 1

D_{ext} (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Finv (DA)	A	Famort (DA)
200	3659,25	4895,71	17914626,82	0,088	1576487,16
250	5700,1	4895,71	27906036,57	0,088	2455731,218
315	8817,9	4895,71	43169881,21	0,088	3798949,546
400	14280	4895,71	69910738,8	0,088	6152145,014

- **Calcul du bilan (prix total)**

Le bilan des coûts d'exploitation et d'amortissements figure dans le tableau suivant :

Tableau 26: Calcul du bilan du tronçon SP – R1

D (mm)	Fexp (DA)	Famor (DA)	Bilan (DA)
200	3450532,838	1576487,16	5027019,998
250	2397456,444	2455731,218	4853187,662
315	2061760,848	3798949,546	5860710,394
400	1957829,32	6152145,014	8109974,334

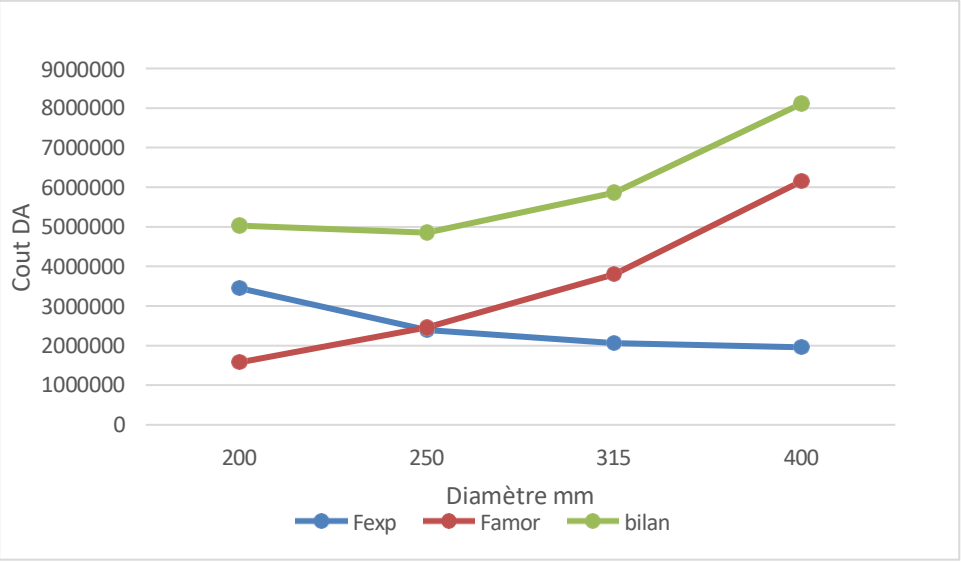


Figure 12: Courbe d'optimisation du tronçon SP -R 1

Résultat

Selon les résultats précédents, le diamètre optimal sur le plan économique est de **250 mm,** associé à une vitesse d'écoulement satisfaisante de **1,4599 m/s.**

IV.5.3.2. Tronçon SP – Réservoir R 2 :

Les données nécessaires pour le calcul sont représentées dans le tableau ci-dessus

Tableau 27: Caractéristique du tronçon SP - R 2.

Q_{max} j (m^3/j)	Longueur (m)	Cote de SP (m)	Cote TP R 2 (m)	Hg (m)
3467.98	5000,95	969.35	1034,71	64,36

Le débit d'exploitation de station de pompage (SP) est calculé comme suit :

$$Q_{exp} = \frac{Q_{max\,j}}{t \times 3600}$$

Avec :

Qexp : Débit d'exploitation (m3/s) ;

Qmax,j : Débit maximum journalier (m3/j) ;

t : Durée de fonctionnement de la station de pompage par jour, t = 20h

$$Q_{exp} = \frac{3467,98}{20 \times 3600} = \mathbf{0.048}\ m^3/s$$

- **Calcul de diameter :**

La formule de BRESSE : $\mathbf{D = 1,5\sqrt{0,048} = 0,328m}$ → D= 328 mm

La formule de BONIN : $\mathbf{D = \sqrt{0,048} = 0,219\ m}$ → D= 219 mm

Remarque :

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre 200 et 400 mm.

- **Calcul de la hauteur manométrique totale**

La hauteur manométrique totale est déterminée pour chaque diamètre envisagé, et les résultats correspondants sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau 28: Calcul de la Hmt du tronçon SP- R 2.

D_{ex} (mm)	D_{int} (mm)	V (m/s)	Λ	H_t (m)	Hmt (m)
200	163,6	2,2834	0,007608398	66,96456	131,32456
250	204,6	1,4599	0,007359408	21,04392	85,40392
315	257,8	0,9195	0,007114702	6,405517	70,765517
400	327,4	0,5701	0,006874278	1,873466	66,233466

- **Calcul des frais d'exploitation :**

Les coûts d'exploitation sont estimés en fonction de la consommation d'énergie électrique nécessaire au pompage, correspondant à la gamme de diamètres obtenu . Les résultats de ces calculs sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 29: Les frais d'exploitation du tronçon SP - R2.

D_{ex} (mm)	Hmt (m)	P (KWatt)	E (KWh)	Fexp (DA)
200	131,32456	88340,15545	644883,1348	3011604,239
250	85,40392	57449,99693	419384,9776	1958527,845
315	70,765517	47602,95235	347501,5522	1622832,249
400	66,233466	44554,30639	325246,4366	1518900,859

- **Calcul des frais d'investissement amorti :**

Les dépenses d'amortissement pour chaque diamètre sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 30: Les frais d'amortissement du tronçon SP - R 2

D_{ext}(mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Finv (DA)	A	Famort (DA)
200	3659,25	5000,95	18299726,3	0,088	1610375,91
250	5700,1	5000,95	28505915,1	0,088	2508520,53
315	8817,9	5000,95	44097877	0,088	3880613,18
400	14280	5000,95	71413566	0,088	6284393,81

- **Calcul du bilan (prix total)**

Le bilan des coûts d'exploitation et d'amortissements figure dans le tableau suivant :

Tableau 31: Calcul du bilan du tronçon SP – R2

D (mm)	Fexp (DA)	Famor (DA)	Bilan (DA)
200	3011604,239	1610375,91	4621980,149
250	1958527,845	2508520,53	4467048,375
315	1622832,249	3880613,18	5503445,429
400	1518900,859	6284393,81	7803294,669

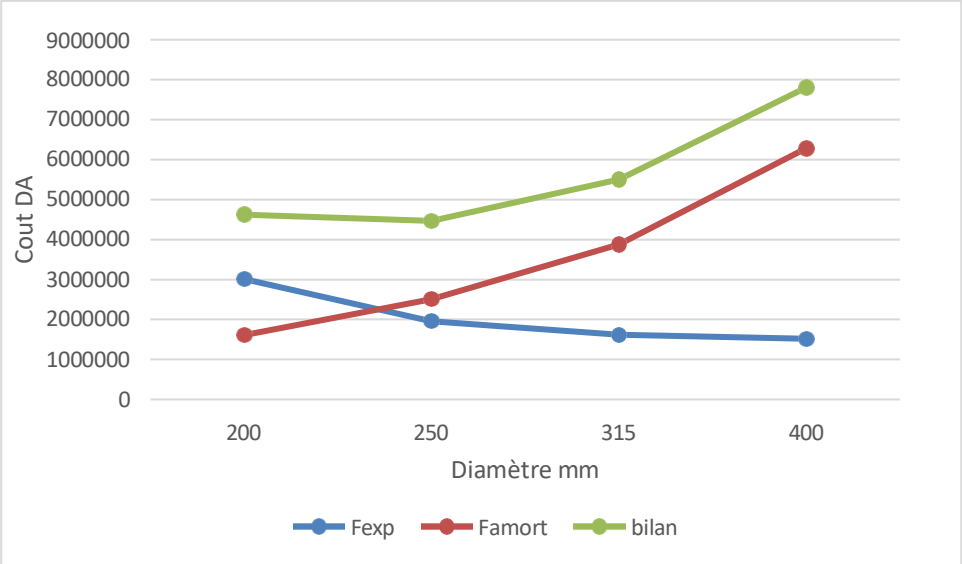


Figure 13: Courbe d'optimisation du tronçon SP -R 2

Résultat

Selon les résultats précédents, le diamètre optimal sur le plan économique est de **250 mm,** associé à une vitesse d'écoulement satisfaisante de **1,4599 m/s.**

IV.6 Etude de pompage :

L'étude de pompage permet de déterminer la pompe la plus adaptée au système d'adduction, afin de garantir le débit requis ainsi que la hauteur manométrique nécessaire.

La pompe assurera ainsi le transfert d'un débit Qp depuis la bâche de stockage vers le réservoir de distribution.

IV.6.1. Choix du type de pompe :

Les éléments à prendre en compte pour sélectionner une pompe adaptée sont les suivants :

- Capacité à garantir le débit requis Qapp ainsi que la hauteur manométrique Hmt
- Rendement optimal ;
- Faible encombrement ;

- Vitesse de rotation élevée ;
- Consommation énergétique la plus faible possible ;
- Exigence minimale en matière de hauteur d'aspiration nette (NPSHr_rr) ;
- Disponibilité en fabrication standard (série).

IV.6.2. Choix du nombre de pompes :

Les principaux éléments à considérer pour déterminer le nombre optimal de pompes sont les suivants :

- Limiter au maximum le nombre de pompes nécessaires ;
- Assurer un rendement global élevé ;
- Réduire autant que possible la hauteur d'aspiration nette requise (NPSHr) ;
- Minimiser le nombre d'étages de pompage ;
- Diminuer la puissance consommée par l'installation.

Tableau 32 : Caractéristique des pompes

Nombre de pompe	POMPE	Qp (l/s)	HMT(m)	Rendement (%)	Pabs (kw)	N(tr/min)	Npsh r
1	MEC A3/80	**51,8**	**87,7**	**76,8**	**57,9**	**2950**	**5,31**
2	PM 80	23,1	83,7	75,2	25	2950	3.41
3	HVU 50	17,3	88,8	70,7	21,5	2950	1,91
4	PM 80	12,2	84,5	73.7	13.8	1450	1.51

D'après ce tableau, nous avons :

- La variante avec trois pompes a un débit suffisant, une Hmt suffisante, une puissance absorbée minimale et un rendement maximal.

Donc, nous retenons la variante de trois (03) pompes avec une pompe de secours de même type.

IV.7 Protection contre le coup de bélier :

IV.7.1.Définition :

Le coup de bélier est un phénomène transitoire caractérisé par l'apparition d'ondes de surpression et de dépression, se produisant dans les conduites en charge, qu'il s'agisse d'un écoulement par gravité ou sous pression .

IV.7.2. Causes du coup de bélier :

Les principales origines de ce phénomène peuvent être résumées comme suit :

- L'action d'ouverture ou de fermeture des vannes situées sur des conduites en charge fonctionnant par gravité.
- Le démarrage ou l'arrêt des pompes installées sur les conduites de refoulement.
- Une vidange ou un remplissage mal maîtrisé des conduites en pression.
- L'éclatement de poches d'air provoqué par un phénomène de cavitation.
- Une variation soudaine de la vitesse de rotation d'une pompe.

IV.7.3. Risques dus aux coups de belier:

Potentiellement, le coup de bélier peut poser de graves conséquences pour les installations hydrauliques.

Ces phénomènes se produisent dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrée par les manœuvres brusques.

- **Cas de suppression :**

Provoque une déformation permanente ou une rupture des conduites et de leurs commandes hydrauliques, des joints mal alignés, des fuites massives et des défaillances des infrastructures. Cela peut se produire si la pression totale, qui est la pression en régime permanent plus la surpression due au coup de bélier, dépasse la pression maximale autorisée dans la canalisation.

- **Cas de dépression :**

Un autre effet potentiel des coups de bélier est la génération d'une pression relative

négative. Lorsque celle-ci descend en dessous de –10 mètres de colonne d'eau, un phénomène de cavitation peut apparaître. Si le tracé en long de la conduite présente une configuration défavorable, permettant la formation de poches de vapeur sur une portion étendue, cela peut entraîner un affaissement de la canalisation par implosion et l'aspiration des joints.

IV.8 Etude de coup de belier :

IV.8.1. Calcule le Valeur de coup de belier :

La valeur de la surpression et de la dépression est calculée par la relation suivante :

$$b = \pm CV0/g$$

Avec :

V_0 : vitesse de refoulement en régime normal (m/s) ;

g : accélération de la pesanteur (9,81 m^2/s) ;

c : célérité d'onde (m/s).

IV.8.2. Calcule de la célérité d'onde :

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule suivante :

$$C = \frac{\sqrt{k/\rho}}{\sqrt{1+\frac{k \cdot D}{E \cdot e}}} \qquad \textbf{(IV.16)}$$

Avec :

C : Célérité de l'onde.

ρ : Masse volumique de l'eau.

D: Diamètre de la conduite (m).

E: Module de Young de la conduite. PEHD: 1,2 .109 Pa.

e : Épaisseur de la conduite (m) .

K: Coefficient d'élasticité de l'eau : K=2,16 .109 Pa

IV.8.3. Dimensionnement de réservoir d'aire par la méthode VIBERT :

Le calcul est basé sur l'abaque de VIBERT qui donne le volume U0 de l'air contenu dans la cloche sous un régime de marche normale. Le volume d'air est donné par la formule suivante :

$$U_0 = L.S \frac{V_0^2}{2gZ_0} \frac{1}{f(\frac{Z}{Z0})}$$

Avec :

L : longueur de la canalisation (m) ;

S : section de la conduite (m2) ;

V0 : vitesse initiale d'écoulement dans la conduite de refoulement (m/s) ;

g : l'accélération de pesanteur (m2/s) ;

Z0 : charge statique absolue au refoulement qui est égale à :

$$Z_0 = H_g + 10\ (m) \qquad \text{(IV.17)}$$

- **La charge tenant compte du coup de bélier :**

$$Z = H_g + b \qquad \text{(IV.18)}$$

- **La charge maximale absolue :**

$$Z_{max} = Z_0 + b \qquad \text{(IV.19)}$$

Ona :

$$\frac{Zmax}{Z0}$$

$$h_0 = \frac{v_0^2}{2\times g} \Rightarrow \frac{h_0}{z_0} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{Zmin}{Z0}, \frac{U0}{L*S}$$

$$U0 = \frac{U0}{L*S} * L * S$$

$$U_0 * Z_0 = U_{max} * Z_{min} \Rightarrow U_{max} = \frac{U0}{\frac{Zmin}{Z0}}$$

Les résultats du calcul par la méthode de VIBERT sont dans le tableau suivant :

Tableau 33: Calcul de volume des réservoirs d'air de l'adduction par refoulement.

C (m/s)	b	Z_0 (m)	Z_{max} (m)	$\frac{Z_{max}}{Z_0}$	h_0	$\frac{h_0}{Z_0}$ (10^{-4})	$\frac{U_0}{LS}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U_0 (m^3)	U_{max} (m^3)
354,13	52.70	93,5	146.2	1.56	0.048	5.13	0.0045	0.68	0.64	0.94

IV.9 Conclusion:

Dans ce chapitre, une étude technico-économique a été réalisée pour déterminer le diamètre le plus économique adapté aux conduites d'adduction par refoulement projetées. Cette analyse a pris en compte à la fois les coûts d'amortissement et les coûts d'exploitation, dans le but d'identifier la solution présentant le coût total le moins élevés .

Chapitre V :Réseau de distribution

V.1 Introduction :

L'eau stockée dans le réservoir doit être acheminée au moyen d'un réseau de distribution conçu pour répondre aux besoins actuels et futurs des consommateurs, grâce à des branchements adaptés. Dans ce chapitre, nous présenterons le fonctionnement de ce réseau, en analysant ses principaux paramètres hydrauliques. Une étude approfondie sera menée afin de déterminer les diamètres appropriés des canalisations, de manière à garantir une répartition efficace des débits et des pressions satisfaisantes à chaque nœud du système.

V.2 Classification des réseaux de distribution :

Il existe plusieurs types des réseaux, dont les principaux sont :

- Réseau ramifié.
- Réseau maillé.
- Réseau mixte .

V.2.1. Réseau ramifié :

Un réseau ramifié se distingue par un écoulement unidirectionnel de l'eau à travers l'ensemble des canalisations, allant des conduites principales vers les secondaires, puis vers les tertiaires, et ainsi de suite. Par conséquent, chaque point du réseau reçoit l'eau par une seule voie d'alimentation.

V.2.2. Réseau maillé :

Contrairement au réseau ramifié, le réseau maillé offre la possibilité d'une alimentation de secours grâce à ses connexions multiples, ce qui réduit les risques d'interruption en cas d'incident. En cas de défaillance, il suffit d'une simple opération sur les vannes pour isoler la section concernée. Bien qu'il nécessite un investissement plus important à la mise en œuvre, il est généralement privilégié pour la fiabilité et la sécurité qu'il garantit.

V.2.3. Réseau mixte :

C'est un réseau composé de plusieurs conduites dont une partie maillée et l'autre ramifiée suivant la configuration du site et des zones de pression.

V.3 Principe du tracé du réseau choisi :

pour établir un réseau de distribution de type ramifié, certaines étapes doivent être rigoureusement suivies :

- Identifier en premier lieu les zones à forte densité de population, représentant les principaux pôles de consommation.
- Définir l'axe principal de circulation de l'eau, garantissant une alimentation efficace des usagers.
- En fonction de cette orientation, dessiner les conduites principales, en veillant à une répartition équilibrée pour une distribution homogène.
- Enfin, les conduites secondaires, ou ramifications, seront implantées selon la répartition des points de consommation.

V.4 Choix du type de matériau :

Le choix du matériau pour les conduites dépend de plusieurs facteurs, notamment la pression à supporter, l'agressivité du sol, le coût, la disponibilité sur le marché, ainsi que la compatibilité avec les accessoires pour garantir une jonction efficace.

Parmi les matériaux les plus couramment utilisés dans les réseaux d'AEP (Alimentation en Eau Potable), on retrouve l'acier, la fonte ductile et les matières plastiques telles que le polychlorure de vinyle (PVC) et le polyéthylène (PE).

Pour notre projet, nous avons opté pour les tuyaux de polyéthylène à haute densité (PEHD) suite aux nombreux avantages qu'ils présentent :

- La disponibilité sur le marché national ;
- Bonne résistance à la corrosion et à l'entartrage ;

- Résistance aux conditions climatiques, aux mouvements de terrain ;
- Résistance à de grandes pressions ;
- Légèreté, souplesse et facilité d'utilisation ;
- Facilité de transport de stockage et de pose ;
- Possibilité d'éviter les coudes par sa flexibilité ;
- Fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de fuite) ;

V.5 Calcul hydraulique du reseau:

V.5.1. débit spécifique :

Le débit spécifique se calcule par la formule suivante :

$$\mathbf{q}_{sp} = Q_{\mathbf{r}} / \sum Li \quad \textbf{(l/s/ml)} \qquad \textbf{(V.1)}$$

Avec :
qsp : débit spécifique (l/s/m)
Qr : débit en route total (l/s) avec (Qr = Qmaxh-∑Qconc**) ;**
∑**Qconc :** la somme de débits concentrés (l/s).
∑**Li :** somme des longueurs des tronçons du réseau assurant le service en route (m).

V.5.2. débit en route :

Le débit en route pour chaque tronçon est le produit de sa longueur par le débit spécifique, il est calculé par la formule suivante :

$$Q_r = q_{sp} \times L_{\mathbf{i}} \qquad \textbf{(V.2)}$$

Avec :

qsp : débit spécifique (l/s/ml).

Li: la longueur du tronçon (m).

V.5.3. débits aux nœuds :

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud, ces débits sont déterminés par la formule suivante :

$$Q_n = (\sum Qr) / 2 + Qconc \qquad \textbf{(V.3)}$$

Avec :

Qn : Débit du nœud (l/s)

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

Qconc : Débit concentré (l/s)

V.6 Calcul des différents débits du réseau:

V.6.1. Cas de pointe :

$Q_{max\ h}$ = **195.73 m^3/h = 54. 37 l/s**

La longueur totale du réseau de distribution : $\sum L_i$ = 9293.79 m

Alors le débit spécifique est :

$$q_{sp} = \frac{54.37}{9293.79} = 0.00585 \text{ l/s/m}$$

Les résultats de calcul sont établis dans les tableaux suivant :

Tableau 34 :calcul des débits nodaux

N° Nœud	Tronçon	L (m)	qsp (l/s)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
1	R1—1	835,6	0.00585	4,88826	4,8550028
	1—9	75,53	0.00585	0,4418505	
	1—11	484,3	0.00585	2,833155	
	1—26	264,4	0.00585	1,54674	
2	2—3	423,3	0.00585	2,476305	2,81736
	2—4	197,1	0.00585	1,153035	
	2—9	130,4	0.00585	0,76284	
	2—15	212,4	0.00585	1,24254	
3	2—3	423,3	0.00585	2,476305	1,2381525
4	2—4	197,1	0.00585	1,153035	1,633905
	4—5	240,1	0.00585	1,404585	
	4—10	121,4	0.00585	0,71019	
5	4—5	240,1	0.00585	1,404585	1,6137225
	5—11	180,6	0.00585	1,05651	
	5—12	131	0.00585	0,76635	
6	6—7	292,2	0.00585	1,70937	1,8120375
	6—14	117,9	0.00585	0,689715	
	6—22	209,4	0.00585	1,22499	
7	6—7	292,2	0.00585	1,70937	1,35486
	7—10	171	0.00585	1,00035	
8	8—9	169,8	0.00585	0,99333	2,393235
	8—15	240,3	0.00585	1,405755	
	8—24	144,1	0.00585	0,842985	
	8—26	264	0.00585	1,5444	
9	1—9	75,53	0.00585	0,4418505	1,0990103
	2—9	130,4	0.00585	0,76284	
	8—9	169,8	0.00585	0,99333	
10	4—10	121,4	0.00585	0,71019	1,4733225
	7—10	171	0.00585	1,00035	
	10—12	211,3	0.00585	1,236105	
11	1—11	484,3	0.00585	2,833155	2,3274225
	5—11	180,6	0.00585	1,05651	
	11—13	130,8	0.00585	0,76518	
12	5—12	131	0.00585	0,76635	1,753011
	10—12	211,3	0.00585	1,236105	
	12—13	179,4	0.00585	1,04949	
	12—14	77,62	0.00585	0,454077	
13	11—13	130,8	0.00585	0,76518	1,5411825
	12—13	179,4	0.00585	1,04949	
	13—21	216,7	0.00585	1,267695	

Tableau 35: calcul des débits nodaux (suite)

N° Nœud	Tronçon	L (m)	qsp (l/s)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
14	6—14	117,9	0.00585	0,689715	1,231776
	12—14	77,62	0.00585	0,454077	
	14—23	225,6	0.00585	1,31976	
15	2—15	212,4	0.00585	1,24254	2,84427
	8—15	240,3	0.00585	1,405755	
	15—16	293,4	0.00585	1,71639	
	15—18	226,3	0.00585	1,323855	
16	15—16	293,4	0.00585	1,71639	2,88288
	16—17	402,9	0.00585	2,356965	
	16—19	289,3	0.00585	1,692405	
17	16—17	402,9	0.00585	2,356965	1,1784825
18	15—18	226,3	0.00585	1,323855	1,6154483
	18—20	281,2	0.00585	1,64502	
	18—25	44,79	0.00585	0,2620215	
19	16—19	289,3	0.00585	1,692405	0,8462025
20	18—20	281,2	0.00585	1,64502	0,82251
21	13—21	216,7	0.00585	1,267695	1,0070775
	21—23	127,6	0.00585	0,74646	
22	6—22	209,4	0.00585	1,22499	0,78624
	22—23	59,4	0.00585	0,34749	
23	14—23	225,6	0.00585	1,31976	1,206855
	21—23	127,6	0.00585	0,74646	
	22—23	59,4	0.00585	0,34749	
24	8—24	144,1	0.00585	0,842985	1,80765
	24—25	306	0.00585	1,7901	
	24—27	167,9	0.00585	0,982215	
25	18—25	44,79	0.00585	0,2620215	2,2387658
	25—28	720,6	0.00585	4,21551	

Tableau 36: calcul des débits nodaux(suite)

26	1—26	264,4	0.00585	1,54674	2,7638325
	8—26	264	0.00585	1,5444	
	26—27	416,5	0.00585	2,436525	
27	R2—27	12,15	0.00585	0,0710775	1,7449088
	24—27	167,9	0.00585	0,982215	
	26—27	416,5	0.00585	2,436525	
28	25—28	720,6	0.00585	4,21551	2,107755

V.6.2. Cas de pointe + incendie :

Dans ce cas, le calcul s'effectue selon la même méthode que précédemment, à la différence près qu'il faut intégrer un débit d'incendie de 17 l/s fourni par le réservoir. Ce débit supplémentaire doit être pris en compte au niveau du point le plus défavorisé, c'est-à-dire le nœud le plus éloigné du réservoir. Ainsi, le débit affecté à ce nœud sera :

$Q_{n4} = 1.633 + 17 = 18.633$ l/s .

V.7 Dimensionnement de réseau :

L'eau est acheminée depuis le réservoir vers le réseau de canalisations. Ces conduites doivent donc être dimensionnées de manière à garantir un débit optimal tout en maintenant une pression au sol adaptée à la hauteur des bâtiments desservis.

Pour cela, les paramètres hydrauliques du réseau sont déterminés à l'aide du logiciel EPANET.

❖ **Présentation du logiciel EPANET :**

EPANET est un outil informatique permettant de simuler, sur de longues périodes, le comportement hydraulique et la qualité de l'eau dans les réseaux de distribution en charge. Il permet de déterminer les débits dans les conduites, les pressions aux nœuds, les hauteurs d'eau dans les réservoirs, ainsi que l'évolution des concentrations en substances chimiques à différents points du réseau, selon une temporalité découpée en intervalles. Le logiciel permet également d'estimer le temps de séjour de l'eau et d'identifier son origine.

L'objectif principal d'EPANET est de fournir une meilleure compréhension du fonctionnement hydraulique et de l'exploitation de l'eau au sein des réseaux de distribution. Il peut servir à de nombreuses analyses, notamment pour évaluer la performance des systèmes existants ou tester différentes configurations.

Une modélisation hydraulique précise constitue une étape préalable incontournable pour réaliser une analyse fiable de la qualité de l'eau. Avant d'effectuer la simulation sous EPANET, le schéma du réseau doit être converti du format DWG (issu d'AUTOCAD) vers le format INP à l'aide du logiciel EPACAD.

V.7.1. Résultats de la simulation hydraulique du réseau :

Une fois les données indispensables à la simulation renseignées (telles que la demande de base, la rugosité, le diamètre intérieur et le type de conduite), la simulation hydraulique du réseau peut être lancée. Celle-ci permet d'obtenir les valeurs de pression aux différents nœuds ainsi que les vitesses dans les tronçons.

Le réseau de distribution sera composé de tuyaux en PEHD PN10, les diamètres utilisés varient entre 32 mm et 250 mm.

V.7.1.1. Cas de pointe :

La figure ci-dessous représente le résultat de la simulation du réseau pour le cas de pointe :

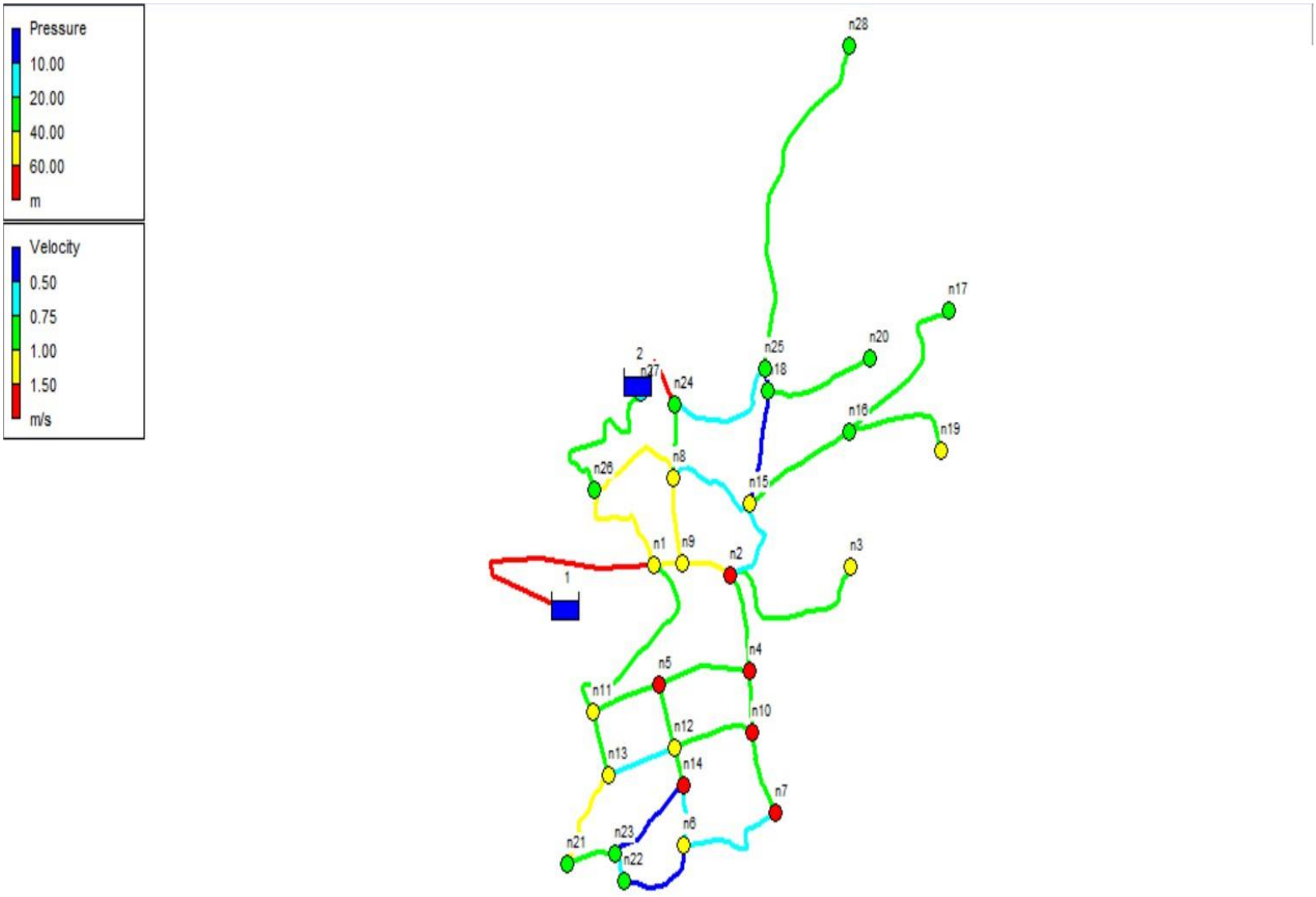


Figure 14: Représentation de réseau après la simulation pour le cas de pointe.

Les paramètres hydrauliques obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau 37: Calcul des pressions au niveau des nœuds (cas de pointe).

Nœuds	Elevation (m)	Demande (L/S)	Cote piezométrique (m)	Pression (m)
Junc n1	998.55	4.86	1050.70	52.15
Junc n2	986.4	2.82	1048.66	62.26
Junc n3	1000	1.24	1040.98	40.98
Junc n4	984	1.63	1047.16	63.16
Junc n5	984.39	1.61	1044.42	60.03
Junc n6	986.72	1.81	1040.35	53.63
Junc n7	979	1.35	1043.69	64.69
Junc n8	1008	2.39	1048.68	40.68
Junc n9	995.3	1.10	1050.10	54.80
Junc n10	981	1.47	1045.84	64.84
Junc n11	993	2.33	1047.18	54.18
Junc n12	983	1.75	1042.45	59.45
Junc n13	986	1.54	1045.85	59.85
Junc n14	976.8	1.23	1041.42	64.62
Junc n15	1000	2.84	1047.54	47.54
Junc n16	1004	2.88	1043.83	39.83
Junc n17	998	1.18	1037.16	39.16
Junc n18	1017	1.62	1046.55	29.55
Junc n19	991	0.85	1036.03	45.03
Junc n20	1019	0.82	1039.35	20.35
Junc n21	1004.2	1.01	1041.53	37.33
Junc n22	1004.5	0.79	1037.97	33.47
Junc n23	1005	1.21	1038.59	33.59
Junc n24	1020	1.81	1047.73	27.73
Junc n25	1024	2.24	1046.69	22.69
Junc n26	1011	2.76	1042.37	31.37
Junc n27	1026	1.74	1040.18	14.18
Junc n28	1015	2.11	1035.53	20.53

Tableau 38: Caractéristique hydraulique et géométrique des tronçons (cas de pointe).

	Longueur (m)	Diameter (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
Pipe p1	835.6	220.4	-60.26	1.58	8.56
Pipe p2	423.3	44	1.24	0.81	18.13
Pipe p3	240.1	66	2.84	0.83	11.38
Pipe p4	292.2	35.2	-0.52	0.54	11.44
Pipe p5	141	158.6	-27.54	1.39	10.08
Pipe p6	75.53	198.2	43.53	1.41	7.89
Pipe p7	130.4	123.4	14.89	1.25	11.08
Pipe p8	197.1	110.2	8.98	0.94	7.63
Pipe p9	121.4	79.2	4.51	0.91	10.83
Pipe p10	180.6	55.4	-2.09	0.87	15.24
Pipe p11	131	66	3.32	0.97	15.06
Pipe p12	179.4	28	-0.37	0.61	18.97
Pipe p13	130.8	79.2	-4.34	0.88	10.11
Pipe p14	211.3	44	-1.16	0.76	16.05
Pipe p15	77.62	66	3.10	0.90	13.28
Pipe p16	117.9	55.4	1.57	0.65	9.10
Pipe p17	240.3	110.2	6.94	0.73	4.77
Pipe p18	293.4	79.2	4.91	1.00	12.64
Pipe p19	402.4	44	1.18	0.77	16.58
Pipe p20	226.3	55.4	1.04	0.43	4.38
Pipe p21	289.3	35.2	0.85	0.87	26.95
Pipe p22	484.3	110.2	8.75	0.92	7.28
Pipe p23	281.2	35.2	0.82	0.84	25.59
Pipe p24	216.7	55.4	2.42	1.01	19.94
Pipe p25	171	55.4	1.88	0.78	12.58
Pipe p26	209.4	28	0.28	0.45	11.37
Pipe p27	59.4	35.4	0.51	0.51	10.48
Pipe p28	225.6	28	0.30	0.48	12.55
Pipe p29	127.6	44	-1.42	0.93	23.09
Pipe p30	306	110.2	5.74	0.60	3.39
Pipe p31	264	79.2	6.96	1.41	23.92
Pipe p32	264.4	55.4	-3.12	1.29	31.52
Pipe p34	416.5	110.2	-7.31	0.77	5.24
Pipe p35	144.1	123.4	11.26	0.94	6.64
Pipe p36	167.9	55	3.71	1.56	44.92
Pipe p37	212.4	66	-1.85	0.54	5.28
Pipe p38	44.79	66	-1.40	0.41	3.18
Pipe p39	720.6	55.4	2.11	0.87	15.49

Pipe p33	12.15	96.8	-9.27	1.26	15.20

V.7.1.2. Cas de pointe+incendie :

La figure ci-dessous représente le résultat de la simulation du réseau pour le cas de pointe plus incendie :

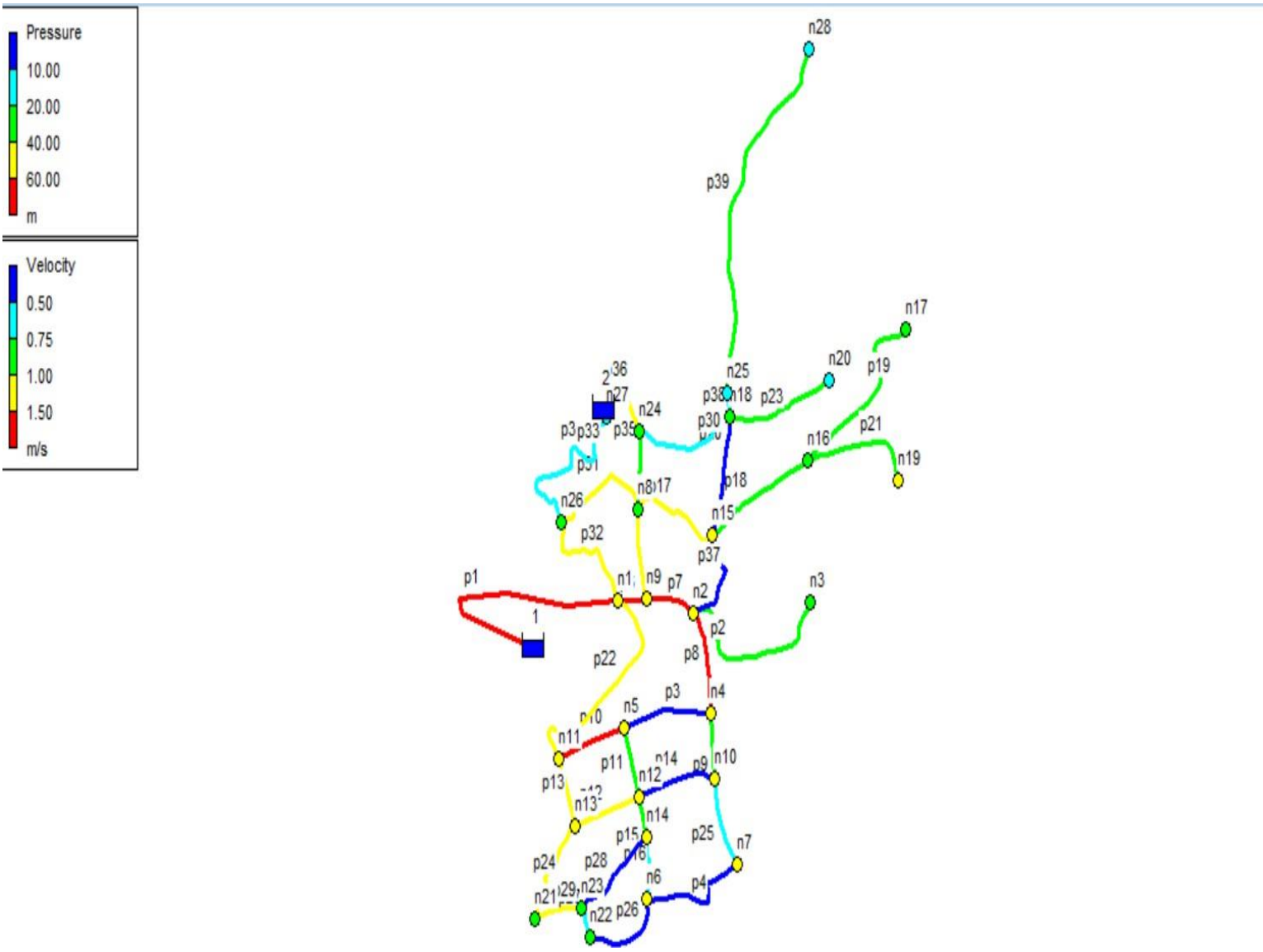


Figure 15 : Représentation de réseau après la simulation pour le cas de pointe+incendie.

Les paramètres hydrauliques obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau 39: Calcul des pressions au niveau des nœuds (cas de pointe+incendie).

Nœuds	Elevation (m)	Demand (l/s)	Cote piezométrique (m)	Pression (m)
Junc n1	998.55	4.86	1047.38	48.83
Junc n2	986.4	2.82	1042.34	55.94
Junc n3	1000	1.24	1034.66	34.66
Junc n4	984	18.63	1033.49	49.49
Junc n5	984.39	1.61	1033.08	48.69
Junc n6	986.72	1.81	1029.14	42.42
Junc n7	979	1.35	1030.70	51.70
Junc n8	1008	2.39	1044.99	36.99
Junc n9	995.3	1.10	1046.45	51.15
Junc n10	981	1.47	1032.49	51.49
Junc n11	993	2.33	1041.80	48.80
Junc n12	983	1.75	1031.12	48.12
Junc n13	986	1.54	1040.09	54.09
Junc n14	976.8	1.23	1030.21	53.41
Junc n15	1000	2.84	1042.94	42.94
Junc n16	1004	2.88	1039.23	35.23
Junc n17	998	1.18	1032.56	34.56
Junc n18	1017	1.62	1042.65	25.65
Junc n19	991	0.85	1031.43	40.43
Junc n20	1019	0.82	1035.46	16.46
Junc n21	1004.2	1.01	1034.42	30.22
Junc n22	1004.5	0.79	1028.76	24.26
Junc n23	1005	1.21	1029.85	24.85
Junc n24	1020	1.81	1044.12	24.12
Junc n25	1024	2.24	1042.91	18.91
Junc n26	1011	2.76	1041.23	30.23
Junc n27	1026	1.74	1040.08	14.08
Junc n28	1015	2.11	1031.75	16.75

Tableau 40 : Caractéristique hydraulique et géométrique des tronçons (cas de pointe+incendie).

Les conduites	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitess (m/s)	Perte de charge (m/km)
Pipe p1	835.6	220.4	-73.99	1.94	12.53
Pipe p2	423.3	44	1.24	0.81	18.13
Pipe p3	240.1	66	0.98	0.29	1.71
Pipe p4	292.2	35.2	-0.34	0.35	5.36
Pipe p5	141	158.6	-27.92	1.41	10.34
Pipe p6	75.53	198.2	55.24	1.79	12.26
Pipe p7	130.4	123.4	26.23	2.19	31.57
Pipe p8	197.1	110.2	23.48	2.46	44.89
Pipe p9	121.4	79.2	3.86	0.78	8.19
Pipe p10	180.6	55.4	-3.93	1.63	48.29
Pipe p11	131	66	3.30	0.97	14.93
Pipe p12	179.4	28	-0.64	1.05	49.99
Pipe p13	130.8	79.2	-5.00	1.01	13.07
Pipe p14	211.3	44	-0.70	0.46	6.49
Pipe p15	77.62	66	2.89	0.84	11.72
Pipe p16	117.9	55.4	1.57	0.65	9.09
Pipe p17	240.3	110.2	9.57	1.00	8.56
Pipe p18	293.4	79.2	4.91	1.00	12.64
Pipe p19	402.4	44	1.18	0.77	16.58
Pipe p20	226.3	55.4	0.51	0.21	1.26
Pipe p21	289.3	35.2	0.85	0.87	26.95
Pipe p22	484.3	110.2	11.26	1.18	11.52
Pipe p23	281.2	35.2	0.82	0.84	25.59
Pipe p24	216.7	55.4	2.81	1.17	26.15
Pipe p25	171	55.4	1.69	0.70	10.46
Pipe p26	209.4	28	0.10	0.16	1.79
Pipe p27	59.4	35.4	0.69	0.70	18.19
Pipe p28	225.6	28	0.09	0.15	1.62
Pipe p29	127.6	44	-1.81	1.19	35.88
Pipe p30	306	110.2	6.27	0.66	3.97
Pipe p31	264	79.2	5.24	1.06	14.26
Pipe p32	264.4	55.4	-2.64	1.09	23.25
Pipe p34	416.5	110.2	-5.12	0.54	2.75
Pipe p35	144.1	123.4	10.71	0.90	6.06
Pipe p36	167.9	55	2.63	1.11	24.05
Pipe p37	212.4	66	1.31	0.38	2.84
Pipe p38	44.79	66	-1.93	0.56	5.64
Pipe p39	720.6	55.4	2.11	0.87	15.49
Pipe p33	12.15	96.8	-6.01	0.82	6.88

V.7.2. Interprétation des résultats :

L'utilisation du logiciel EPANET pour la modélisation hydraulique du réseau a permis d'identifier les diamètres appropriés garantissant son bon fonctionnement.
Concernant les vitesses d'écoulement, elles varient entre 0,41 m/s et 1,58 m/s en période de pointe. En situation de pointe combinée à un incendie, les vitesses observées vont de 0,15 m/s à 2 m/s, à l'exception de la conduite P8 menant au point défavorable N4, où une vitesse maximale de 2,46 m/s a été enregistrée.
Ces vitesses restent globalement conformes aux tolérances admises pour les canalisations en PEHD..

V.8 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons effectué le dimensionnement des différents tronçons du réseau alimenté par les deux réservoirs en fonctionnement. À cet effet, nous avons évalué la performance hydraulique du système durant les périodes de forte demande (scénarios de pointe et de pointe avec incendie), en nous appuyant sur le logiciel EPANET.

CHAPITRE VI : Pose de canalisation

VI.1 Introduction :

Ce chapitre présente les méthodes de mise en place des conduites utilisées dans les réseaux d'adduction et de distribution d'eau potable. Il expose également les équipements complémentaires indispensables au bon fonctionnement du réseau, ainsi que les modalités de leur installation.

VI.2 Pose de canalisation :

VI.2.1. Principe de pose de canalisations :

Dans la plupart des agglomérations, les conduites sont enterrées sous les trottoirs afin de limiter les vibrations causées par la circulation des véhicules. Le principe de pose reste généralement le même, mais la méthode varie en fonction de la nature du terrain, afin de réduire les contraintes exercées sur la canalisation. Les conduites peuvent ainsi être installées en terre, en galerie, en surélévation, dans le lit d'une rivière ou sur des ouvrages d'art.
Une conduite est toujours posée avec une légère pente (entre 0,003 et 0,006 m/m) pour permettre la formation de points bas destinés à la vidange, ainsi que de points hauts favorisant l'évacuation de l'air lors du remplissage ou de la vidange. Pour cela, on adopte un tracé en dents de scie avec de faibles pentes, en changeant la pente tous les 200 à 400 mètres.
Lorsque la voie routière est peu fréquentée, une seule conduite dessert les abonnés situés de part et d'autre, ce qui entraîne des longueurs de branchements très différentes. En revanche, sur une voie importante, une conduite est posée sous chaque trottoir, ce qui permet des branchements plus courts ne traversant pas la chaussée.
Pour garantir une pose correcte des canalisations d'eau en terre, il est nécessaire de tenir compte de la présence éventuelle d'autres réseaux souterrains. Les distances minimales à respecter lors de la pose sont les suivantes :.

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

- **Profondeur de la tranchée :**

On prévoit une profondeur située entre 0,80 m et 1,20 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite, dans le but d'assurer sa protection contre les effets des variations thermiques ainsi que contre les charges permanentes ou accidentelles pouvant l'endommager.

- **Largeur de la tranchée**

Elle est calculée en tenant compte du diamètre de la canalisation, avec une marge de 0,30 m prévue de part et d'autre (soit un dégagement total d'au moins 0,60 m), afin de permettre une réalisation aisée des travaux.

- **Aménagement du lit de pose**

Le fond de la fouille doit être aménagé avec une couche de sable de pose dont l'épaisseur varie entre 10 et 20 cm. Cette couche, nivelée avec précision conformément aux altitudes indiquées sur le profil en long, constitue un support souple pour la canalisation, assurant une répartition uniforme des charges sur toute la surface de contact.

- **L'assise :**

Au-dessus du lit de pose, un remblayage est effectué et soigneusement compacté jusqu'au niveau de l'axe de la canalisation, dans le but de garantir sa stabilité et de prévenir tout mouvement. L'ensemble constitué du lit de pose et du remblai compacté forme ainsi le support principal de la conduite.

- **Préparation des tuyaux:**

Avant la mise en place des tuyaux dans la tranchée, ceux-ci sont inspectés afin d'écarter ceux qui auraient pu être endommagés par des chocs, et ainsi faciliter les opérations de nivellement.

- **Epreuve de joints et de la canalisation**

Afin d'assurer une fiabilité maximale du réseau, un test de pression est réalisé sur les conduites et leurs raccords avant toute opération de remblaiement. Cette vérification se fait à l'aide d'une pompe d'essai, en injectant de l'eau dans la canalisation sous une pression correspondant à 1,5 fois la pression de service prévue en exploitation.

- **Remblai des tranchées :**

Une fois les canalisations posées dans les tranchées, le remblayage est réalisé par couches successives, régulièrement compactées. Ces couches sont constituées de déblais débarrassés des pierres de grande taille. L'épaisseur du remblai varie, mais elle est généralement d'environ 1 mètre, avec un enrobage de 10 à 15 cm au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite.

- **Nivellement et compactage:**

Après l'achèvement des travaux de remblayage, une opération de nivellement est effectuée afin d'assurer une répartition homogène du sol. Cette étape est ensuite suivie d'un compactage destiné à accroître la densité des matériaux en place, dans le but de limiter les risques de tassement futur.

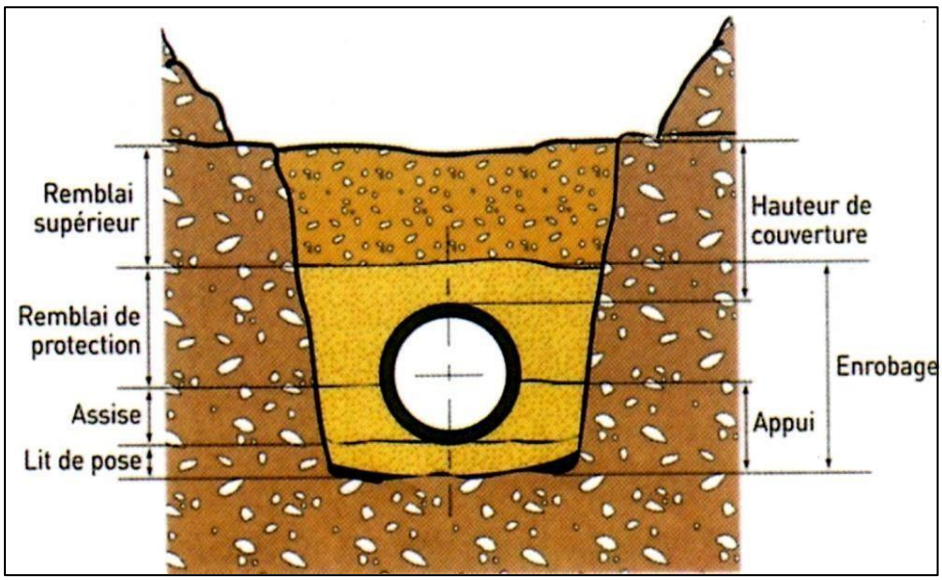


Figure 16: Pose de canalisation (guide de pose des canalisations, STRPE).

VI.2.2. Différents types de pose de canalisations :

- **Pose en terre ordinaire :**

La pose des conduites se réalise en tranchée d'au moins 60 cm de largeur pour permettre une manipulation aisée des tuyaux, et d'une profondeur minimale de 0,8 m afin de les protéger contre les charges roulantes et le gel. Le fond de la tranchée est préparé avec un lit de gravier nivelé de 15 à 20 cm pour assurer un bon appui des conduites sans contact avec des objets tranchants.

Avant la mise en place, les tuyaux sont triés pour écarter ceux endommagés. Leur descente en fouille se fait lentement à l'aide d'un palan ou d'une grue, puis ils sont calés sur bois pour faciliter le nivellement et l'assemblage des joints.

Un essai de pression est réalisé avant le remblaiement. Il consiste à remplir les conduites d'eau, par tronçons de 500 m maximum, tout en les maintenant en place avec des cavaliers en terre. La pression d'épreuve est fixée à 1,5 fois la pression de service. Le remplissage commence par la partie basse pour faciliter la purge d'air via une ventouse placée au point haut. Le test dure 30 minutes, avec une variation de pression ne dépassant pas 0,2 bar.

Le remblaiement s'effectue par couches de 20 à 30 cm. Enfin, les éléments de robinetterie et accessoires sont installés, accompagnés d'un grillage de signalisation pour prévenir tout accident lors de futurs travaux de terras .

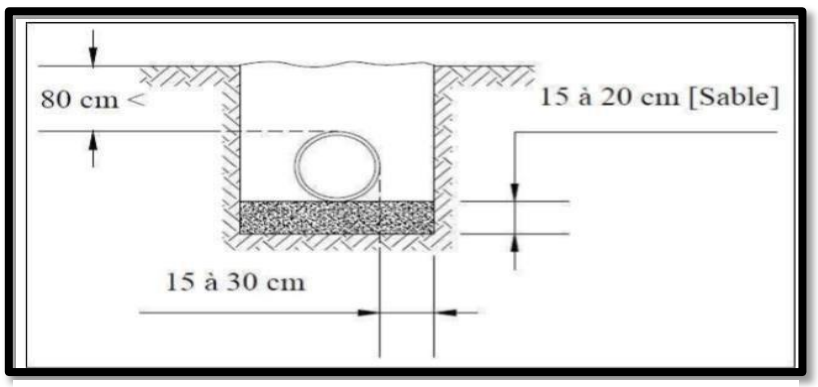


Figure 17: pose de canalisation dans un terrain ordinaire.

- **Pose dans un terrain peu consistant :**

Afin de prévenir tout déplacement de la canalisation, celle-ci doit être installée sur une semelle, éventuellement en béton armé, reposant sur un lit de sable. Lorsque la canalisation est supportée par des tasseaux, ceux-ci doivent être positionnés à proximité des raccords et renforcés par des pieux ancrés dans le sol stable.

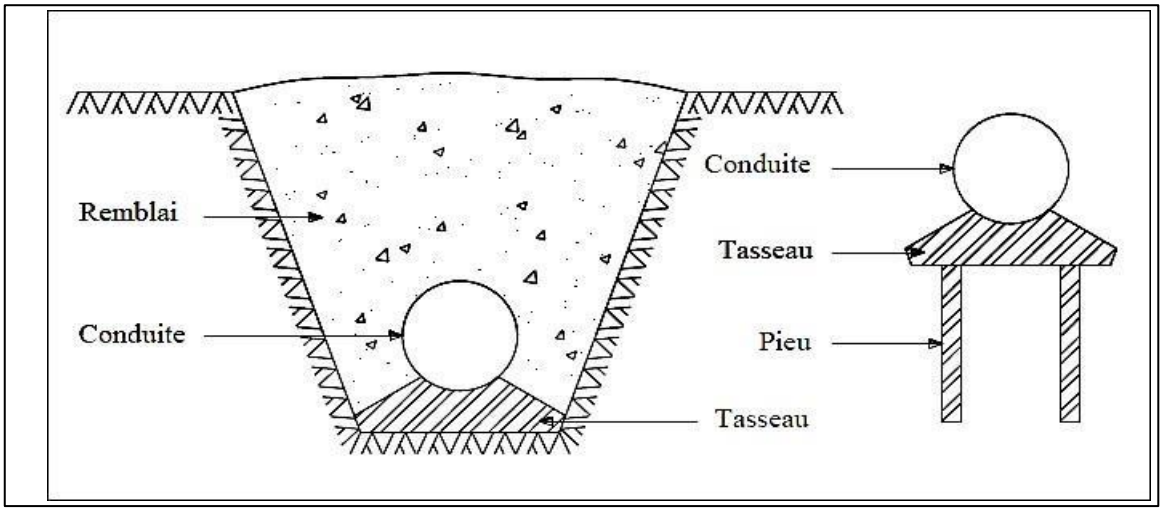


Figure 18: Pose de canalisation dans un terrain peu consistant (guide de pose des canalisations, STRPE).

- **Pose des conduites en traversées des routes :**

Afin de protéger les tuyaux contre les charges excessives et d'amortir les chocs susceptibles de provoquer des ruptures, entraînant ainsi des infiltrations dommageables, plusieurs solutions peuvent être mises en œuvre :

- **L'utilisation de gaines** : les conduites sont insérées dans des buses de diamètre supérieur, servant de protection mécanique.
- **L'enrobage en béton** : les tuyaux sont entièrement enveloppés dans une couche de béton assurant leur protection structurelle

- **Traversée de rivière :**

L'installation de canalisations lors du franchissement d'un cours d'eau nécessite des interventions spécifiques.

Deux situations principales peuvent se présenter :

- Lorsqu'une route est déjà présente, celle-ci peut également servir de support pour la conduite.
- En l'absence de pont routier, la canalisation peut emprunter le lit de la rivière, en étant installée sur des structures adaptées conçues à cet effet.

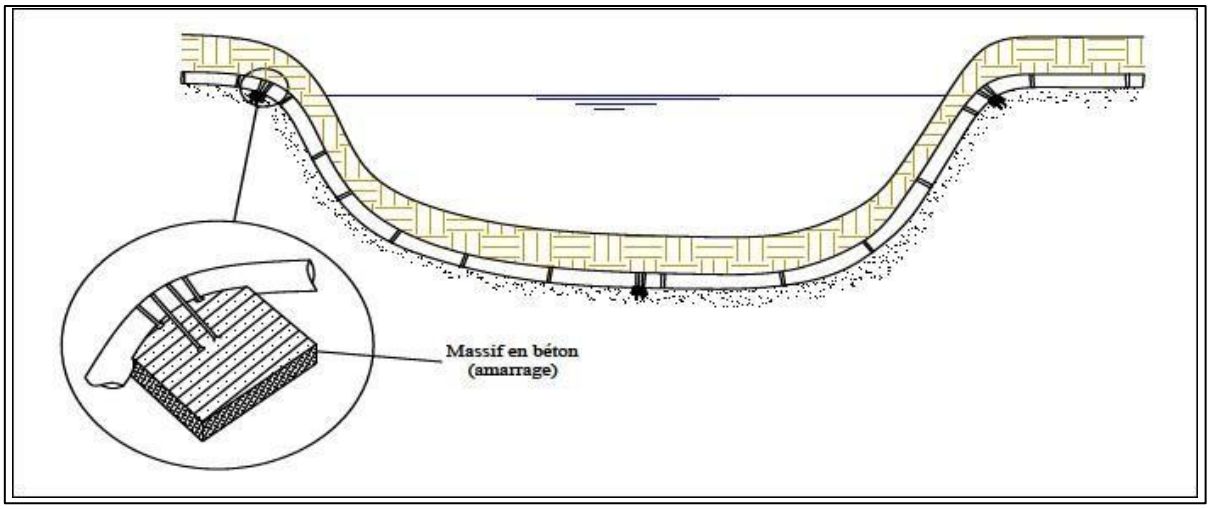


Figure 19: Pose de canalisation à la traversée d'une rivière.

VI.3 Accessoires :

Les différents accessoires qui devront être installés dans les canalisations du réseau de distribution ou de l'adduction sont les suivants :

- **Les vannes de sectionnement:**

Également connues sous le nom de vannes à opercule, ces dispositifs permettent de couper l'alimentation sur certaines sections du réseau lors d'interventions ou de réparations. Leur fonctionnement repose sur la rotation d'une tige filetée, qui fait monter ou descendre verticalement un élément obturateur en forme de disque.

- **Vannes papillons :**

Les vannes papillon, connues pour leur capacité à fonctionner à grande vitesse, sont principalement installées sur les conduites de sortie des réservoirs d'eau. Elles servent à réguler le débit et à assurer l'isolement des sections du réseau, tout en présentant l'avantage d'un encombrement réduit.



Figure 20: vanne papillon.

- **Les Coudes :**

Ce sont des accessoires de déviation de la direction de circulation des eaux, ils existent en différents angles.



Figure 21: Coudes à différentes angles.

- **Le cône de réduction à brides :**

Ce sont des organes de raccordements en cas de changement de diamètre, du grand au petit et inversement.



Figure 22: Cône de réduction

- **Les ventouses :**

Les ventouses sont des organes de protection du réseau Elles permettent de chasser l'air des canalisations tant pendant la phase de mise en service qu'en phase d'exploitation. Celles-ci devront être dimensionnées en fonction du diamètre de la canalisation, de la pression de service (en liaison avec le débit d'air à évacuer) et du linéaire concerné et implantée sous rehausses de regard. Les ventouses sont placées sur le point haut de la canalisation.

- **Vanne de vidange :**

Il s'agit d'un dispositif, semblable à une vanne, relié à une conduite débouchant dans un regard en maçonnerie, installé sur le réseau au niveau des zones les plus basses. Le dispositif de vidange doit être positionné en contrebas de la conduite principale afin d'éviter tout risque de reflux. Ces vidanges sont généralement placées aux points les plus bas de la canalisation.

- **Régulateurs de pression**

Il s'agit de dispositifs de régulation qui génèrent automatiquement une perte de charge ajustable afin de maintenir une pression constante en aval. Le mécanisme de régulation s'effectue par l'action directe de la pression aval sur un piston ou une membrane, qui s'oppose à la force d'un ressort. Ce type de régulateur est couramment utilisé pour maîtriser la pression dans les conduites installées sur des terrains à forte déclivité, comme c'est le cas dans notre étude. Les régulateurs de pression en amont fonctionnent selon le même principe, mais sont configurés de manière opposée.

- **Les croix de jonction**

Elles sont utilisées au niveau des nœuds pour des conduites perpendiculaires. On distingue des croix à emboîtement à brides ou à brides et bout lisses.

- **Les tés**

On les emploie pour ajouter ou retirer un certain volume d'eau dans une conduite existante.

- **Les manchons**

Il s'agit d'éléments servant à relier les équipements et les dispositifs annexes entre eux.

- **Les compteurs**

Des dispositifs de comptage seront mis en place sur le réseau de distribution afin de permettre le suivi de la consommation d'eau et d'évaluer l'efficacité globale du système.

VI.4 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté les techniques les ouvrages nécessaires pour la pose de des conduites et aussi nous avons abordé les accessoires utilisés pour connecter les conduites et qui doivent être correctement sélectionnés pour assurer le bon fonctionnement du reseau .

CHAPITRE VII : Organisation de chantier

VII.1 Introduction:

Dans ce chapitre, une analyse du devis quantitatif et estimatif du projet est réalisée dans le but d'évaluer le coût total de sa mise en œuvre. Cette démarche consiste à recenser les quantités des différentes tâches à exécuter sur le terrain, puis à les valoriser à l'aide des prix unitaires appropriés. L'étude intègre également l'estimation de la durée des travaux ainsi que les dispositifs de sécurité et de prévention nécessaires pour garantir le bon déroulement des opérations sur le chantier.

VII.2 Définition de l'organisation de chantier :

L'organisation d'un chantier consiste à mettre en place l'ensemble des moyens et des mesures nécessaires afin d'assurer la réalisation d'un projet ou d'un ouvrage dans des conditions optimales.

VII.3 Choix des engins :

VII.3.1. Pour le décapage de la terre végétale :

Pour le décapage de la terre végétale, la niveleuse est généralement utilisée sur les terrains faciles à travailler. En revanche, sur les terrains plus difficiles, le bulldozer est privilégié en raison de sa puissance et de sa capacité à affronter des conditions plus contraignantes.

VII.3.2. Pour l'excavation des tranchées :

Cette opération est réalisée à l'aide d'une pelle hydraulique équipée en rétro, adaptée à tous types de terrains. Cet engin est largement utilisé en raison de son excellent rendement et de la qualité du travail qu'il permet d'obtenir.

VII.3.3. Pour le remblaiement des tranchées:

L'équipement adapté à cette tâche est le chargeur, qui sert au remblayage des fouilles, des casiers et des tranchées après la mise en place des conduites. Lorsque les travaux sont de moindre envergure, un rétrochargeur peut être utilisé à la place.

VII.3.4. Pour le compactage :

Durant cette étape, un compacteur à rouleaux lisses est utilisé pour assurer le compactage des remblais sur des zones de faible largeur.

VII.4 Différents travaux concernant la mise en place des conduits:

VII.4.1. Décapage de la couche végétale :

Avant d'entamer les travaux d'excavation des tranchées, il est impératif de procéder en premier lieu au décapage de la terre végétale. Cette étape vise à retirer la couche supérieure du sol, composée principalement de matières organiques et végétales.

VII.4.2. Exécution des tranchée :

Il s'agit d'une opération d'excavation réalisée à l'aide d'une pelle hydraulique. Les matériaux extraits (déblais) sont déposés sur un côté de la tranchée, tandis que l'autre côté est réservé à l'entreposage des conduites en attente de pose.

VII.4.3. Pose de lit de sable :

Les canalisations doivent être installées sur un lit de pose, généralement constitué de sable soigneusement nivelé, d'une épaisseur variant entre 10 et 20 cm. Toutefois, si le sol présente une faible portance, le fond de la tranchée doit être renforcé. Dans ce cas, chaque conduite sera installée sur une semelle en béton armé, avec une couche de sable intercalée entre celle-ci et la canalisation.

VII.4.4. Pose des conduites :

Une fois le lit de pose préparé, l'installation de la conduite peut être effectuée en suivant plusieurs étapes essentielles :

- Avant la pose, le fond de la tranchée doit être soigneusement nettoyé ;
- La conduite doit être manipulée avec précaution afin d'éviter tout dommage ;
- L'alignement des tuyaux doit être contrôlé régulièrement, et des calages appropriés doivent être mis en place pour garantir leur bon positionnement ;
- En cas d'interruption des travaux, il est impératif de fermer temporairement l'extrémité de la conduite à l'aide d'un bouchon, afin de prévenir l'infiltration de débris ou d'objets indésirables.

VII.4.5. Remblayage des tranchées :

Il s'agit d'une opération visant à enfouir la conduite en réutilisant la terre extraite lors du creusement. Le remblaiement doit être soigneusement compacté à l'aide d'un engin adapté, tel qu'un chargeur.

VII.4.6. Nivellement et Compactage :

Après la mise en place du remblai, une opération de compactage est réalisée afin de répartir uniformément la terre et garantir une protection efficace de la conduite.

VII.5 Calcul du volume des travaux :

VII.5.1. Volume de décapage de la couche végétale ou goudron:

Le volume de décapage est donné par la formule suivante :

$$V_{déc} = B \times H \times L \qquad \text{(VII.1)}$$

Avec :

B : largeur de la tranchée, (B = D + 0.6) (m).

D : diamètre de la conduite (m).

hc : hauteur de la couche (hc=0.2m).

L : longueur totale de tranchées (m).

VII.5.2. Volume du déblai des tranchées :

Le volume de déblai est calculé par la relation suivante :

$$V_d = B * H * L \quad (m^3) \qquad \text{(VII.2)}$$

Avec :

B : largeur de la tranchée, $B = D + 0.6$ (m).

H : hauteur de la tranchée, $H = D + h + e$ (m).

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol, h=1 (m).

e : épaisseur du lit de sable, $e = 0.1m$.

VII.5.3. Volume occupé par le lit de sable :

Le volume de lit de sable est calculé par :

$$V_s = B * e * L \quad (m^3) \qquad \text{(VII.3)}$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m).

e : épaisseur du lit de sable, $e = 0.1m$.

L : longueur de la tranchée (m).

VII.5.4. Volume occupé par les conduites :

Le volume occupé par les conduites est donné par la formule suivante :

$$V_{cond} = \frac{\Pi \times D_{ext}^{2}}{4} \times L$$

Vcond : volume de la conduite (m3).

Dext : diamètre extérieur de laconduite

L : longueur totale de la tranchée (m).

VII.5.5. Volume du remblai de protection

Le volume du remblai de protection est donné par la formule suivante :

$$V_{remblai} = V_{déblai} - (V_{cond} + V_{Lit\,sable})$$

Les résultats de calcul des volumes obtenus sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau 41: Calcul des différents volumes de terrassement.

D (mm)	L (m)	B (m)	H (m)	Vc (m^3)	Vd (m^3)	Vs (m^3)	V(m^3)	Vr (m^3)
32	614,4	0,632	1,132	77,66016	439,556506	38,83008	0,4938793	400,232546
40	922,1	0,64	1,14	118,0288	672,76416	59,0144	1,1581576	612,591602
50	3230	0,65	1,15	419,9	2414,425	209,95	6,338875	2198,13613
63	2065,4	0,663	1,163	273,87204	1592,56591	136,93602	6,43509449	1449,1948
75	705,91	0,675	1,175	95,29785	559,874869	47,648925	3,11703384	509,10891
90	809,6	0,69	1,19	111,7248	664,76256	55,8624	5,1478416	603,752318
110	12,15	0,71	1,21	1,7253	10,438065	0,86265	0,11540678	9,46000823
125	1644,2	0,725	1,225	238,409	1460,25513	119,2045	20,1671406	1320,88348
140	274,5	0,74	1,24	40,626	251,8812	20,313	4,223457	227,344743
180	141	0,78	1,28	21,996	140,7744	10,998	3,586194	126,190206
220	75,53	0,82	1,32	12,38692	81,753672	6,19346	2,86968682	72,6905252
250	835,6	0,85	1,35	142,052	958,851	71,026	40,996625	846,828375

VII.6 Devis Estimatife :

L'analyse du devis prévisionnel donne une estimation du budget nécessaire à la réalisation du projet. Les montants totaux correspondant aux différents volumes de travaux de terrassement sont présentés dans le tableau ci-après.

Tableau 42: Volumes et montant total des travaux de terrassement (Source : DRE W.MEDEA).

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	**Décapage**	**m3**	**1553,67887**	**600,00**	**932207,322**
2	**Déblais**	**m3**	**9247,902469**	**700,00**	**6473531,728**
3	**Lit de sable**	**m3**	**776,839435**	**1400,00**	**1087575,209**

Les résultats de calcul de montant pour chaque diamètre de conduite sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau 43: Montant des travaux de pose pour chaque diamètre (source : groupe tubex).

Canalisation PEHD	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Conduite PN 10 ø 32	Ml	614,4	46,46	28545,024
Conduite PN 10 ø 40	Ml	922,1	72,2	66575,62
Conduite PN 10 ø 50	Ml	3230	110,62	357302,6
Conduite PN 10 ø 63	Ml	2065,4	178,47	368611,94
Conduite PN 10 ø 75	Ml	705,91	252,63	178334,04
Conduite PN 10 ø 90	Ml	809,6	316,8	256481,28
Conduite PN 10 ø 110	Ml	12,15	474,47	5764,8105
Conduite PN 10 ø 125	Ml	1644,2	600,3	987013,26
Conduite PN 10 ø 140	Ml	274,5	988,53	271351,49
Conduite PN 10 ø 180	Ml	141	1542,411	217479,95
Conduite PN 10 ø 220	Ml	75,53	2392,192	180682,26
Conduite PN 10 ø 250	Ml	835,6	3817,553	3189947,3
Conduite PN 16 ø 250	Ml	5677,26	3538,623	20089683

Le devis estimatif du cout total de la réalisation des travaux est représenté dans le tableau ci- dessous :

Tableau 44: Coût total des travaux.

Nature des charges	Coût en (DA)
Travaux de terrassement	15194445,17
Pose des canalisations	26197772,37
Total HT	**41392217,55**
TVA 17%	7036676,983
Total TTC	**48428894,53**

VII.7 Planification des travaux

Avant de lancer les travaux sur le terrain, il est essentiel d'établir une organisation préalable visant à définir la méthode la plus efficace pour mobiliser les ressources humaines et matérielles de manière rationnelle.
La planification a pour but de garantir que l'ensemble des opérations soit réalisé :

- Dans un enchaînement logique (respect des étapes de mise en œuvre du réseau),
- Sans interruption ou perte de temps,
- Et avec un souci constant de maîtrise des coûts

Tableau 45 : Les taches de réalisation du réseau (distribution et adduction) et leurs durées

Notation	Opération	Durée (j)
A	Préparation du chantier	12
B	Décapage de la couche végétale	13
C	Exécution des tranchées	31
D	Pose du lit de sable	14
E	Pose des conduits	24
F	Montage et raccordement des conduites	10
G	Essais d'étanchéités	20
H	Remblayage des tranchées	24
I	Nivellement et compactage	15

VII.8 Planification des travaux par la méthode du graphe (diagramme de Gantt)

La théorie des graphes permet d'aborder et de résoudre divers problèmes liés à l'ordonnancement des tâches et à l'élaboration des plannings. Parmi les outils les plus couramment utilisés dans la gestion de projets figure le diagramme de Gantt, qui offre une représentation visuelle claire de la progression des différentes tâches composant un projet.

Les opérations qui précèdent et succèdent chaque opération dans le tableau (VII-8)

Tableau 46: Tâches qui précèdent et succèdent chaque opération du réseau (distribution et adduction).

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	---

La détermination des délais par la méthode du tableau :

Tableau 47: Détermination des délais pour le réseau (distribution + adduction).

Opérations	TR	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	12	0	12	0	12	0
B	13	12	25	12	25	0
C	31	25	56	25	56	0
D	14	56	70	56	70	0
E	24	70	94	70	94	0
F	10	94	104	94	104	0
G	20	104	124	104	124	0
H	24	124	148	124	148	0
I	15	148	163	148	163	0

Avec :

TR : Temps de realization

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-J-H-I
- Avec un temps de réalisation : 163 jours ouvrables.

VII.9 Protection Et Sécurité Du Travail :

La sécurité sur les chantiers vise avant tout à limiter la fréquence et la gravité des accidents de travail. Dans le cadre d'un projet d'alimentation en eau potable, plusieurs étapes d'exécution présentent des risques spécifiques, notamment :

- Les opérations de terrassement et d'excavation, indispensables à la pose des canalisations, ainsi qu'à l'installation des réservoirs ou stations de pompage ;
- Les travaux de construction relevant du génie civil, tels que le coulage du béton, la mise en place de l'armature et autres interventions liées aux ouvrages hydrauliques.

Ainsi, il est essentiel que les ingénieurs en charge de ces projets prennent en compte, dès la phase d'étude et tout au long de la réalisation, l'ensemble des dispositifs de prévention nécessaires pour assurer la sécurité des ouvriers, que ce soit dans le domaine hydraulique ou dans celui du génie civil.

VII.9.1. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :

❖ **Le facteur humain**

- ✓ Négligence et manque de contrôle.
- ✓ Fatigue des travailleurs.
- ✓ Manque de maîtrise.
- ✓ Encombrement dans les phases d'exécution des travaux.
- ✓ Jugement ou raisonnement inadéquat.
- ✓ Rythme de travail inadapté.

❖ **Le facteur matériel**

- ✓ Les équipements, les engins et les outils utilisés sur le chantier.
- ✓ Les types de matériaux employés dans les travaux.
- ✓ Le niveau de complexité rencontré durant l'exécution des tâches.
- ✓ Les dispositifs électromécaniques installés

VII.9.2. Liste des actions dangereuses :

- Intervenir sur des machines en fonctionnement sans prendre les précautions nécessaires.
- Manipuler des équipements sous pression ou sous tension sans mesures de sécurité.
- Effectuer une action sans en avoir informé les responsables ou sans autorisation préalable.
- Désactiver ou contourner les dispositifs de sécurité installés.
- Négliger le port des équipements de protection individuelle (EPI).
- Utiliser un outil ou un engin de manière inappropriée.
- Adopter une posture instable ou dangereuse lors du travail.

VII.9.3. Les préventions techniques :

❖ **Protection collective**

Elle cherche à protéger tous les travailleurs en contact avec un danger de manière occasionnelle ou régulière, en réduisant ou en supprimant les situations dangereuses pour tout un chantier, elle doit être toujours mise en œuvre en premier lieu.

C'est l'employeur, avec le service de sécurité, et conseillé par le médecin du travail, qui organise la prévention dans le cadre de la législation en vigueur afin d'empêcher que l'accident ne se produise à nouveau en détectant les risques.

❖ **Protection individuelle**

La protection individuelle est mise en place lorsque les mesures de réduction des risques par la prévention collective sont insuffisantes ou impossibles. En effet, la protection individuelle est parfois la seule solution possible, comme dans certaines opérations d'entretien, de maintenance ou d'intervention d'urgence.

La protection individuelle reste souvent indispensable, les équipements de protection (EPI) sont destinés à protéger le travailleur contre un ou plusieurs risques professionnels.

Leur utilisation ne doit être envisagée qu'en complément des autres mesures d'élimination ou de réduction des risques. Il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle :

- Des combinaisons imperméables ou spécifiques selon le type de danger rencontré,
- Des casques pour se prémunir contre les chutes d'objets,
- Des dispositifs de protection auditive tels que les bouchons ou les casques anti-bruit,
- Des masques filtrants adaptés à la nature des poussières ou des gaz,
- Des gants et produits de nettoyage non agressifs pour protéger les mains,
- Des chaussures de sécurité à semelle renforcée, antidérapante et dotées d'un embout métallique,
- Des lunettes protectrices contre les UV, la chaleur ou les projections,
- Des dispositifs de sécurité contre les chutes en hauteur.

VII.10 Les engins utilises :

Le recours à une stratégie d'utilisation d'engins mécaniques a grandement contribué à l'optimisation des coûts et à la réduction de la durée des travaux. Les machines mobilisées sur le chantier sont les suivantes :

VII.10.1 Pelle hydraulique :

Les pelles mécaniques sont des machines de terrassement polyvalentes, adaptées à différents types de sols. Elles peuvent être équipées de divers accessoires. Lorsqu'elles sont configurées en mode rétro, également appelées pelles hydrauliques, le godet est fixé à un bras articulé, mis en mouvement grâce à des vérins hydrauliques. Dans le cas des pelles de type fouille (rétro), la flèche et le bras sont reliés entre eux par une articulation simple, permettant une grande maniabilité lors des opérations de creusement.

VII.10.2. Bulldozer :

Le bulldozer est un engin de terrassement équipé d'une lame niveleuse, généralement monté sur un tracteur à chenilles ou parfois à pneus. Il est largement utilisé à l'échelle mondiale sur divers types de chantiers. Lors des travaux de terrassement, la première étape consiste généralement à retirer la couche superficielle du sol, appelée terre végétale, qui renferme des matières organiques. L'outil utilisé à cet effet est une lame profilée fixée à deux bras articulés, dont la position peut être ajustée grâce à un système hydraulique permettant de la lever ou de l'abaisser selon les besoins.

VII.10.3. Chargeur :

Il s'agit d'un engin à pneus équipé d'un godet frontal destiné aux opérations de chargement et de déchargement. Il sera utilisé pour le remblaiement des excavations, des casiers et de la tranchée une fois la conduite mise en place.

VII.10.4. Compacteur:

Il s'agit d'un équipement de dimensions réduites, utilisé principalement pour le compactage des remblais dans des zones restreintes, comme les excavations de semelles, les espaces entre les ceintures basses d'un bâtiment ou encore les tranchées. Le processus de compactage vise à accroître la densité apparente du sol en appliquant une pression mécanique

VII.11 Conclusion :

Ce chapitre a permis de présenter les différentes étapes à suivre pour la mise en place d'un réseau d'alimentation en eau potable, tout en soulignant l'importance de faire appel à un personnel qualifié pour la pose des conduites.

Il en ressort que l'organisation préalable des travaux est indispensable avant le démarrage du chantier, car elle permet de déterminer avec précision les volumes à réaliser, le coût global ainsi que la durée du projet

Conclusion Générale

Conclusion générale :

Ce travail de fin d'études a porté sur la conception d'un système d'alimentation en eau potable pour la commune de Ouled Deid, située dans la wilaya de Médéa. Dans un contexte de croissance démographique et de besoins accrus en eau, il était nécessaire de proposer une solution durable, techniquement fiable et économiquement viable.

À travers une analyse approfondie, nous avons d'abord évalué les besoins actuels et futurs de la population, en tenant compte des spécificités démographiques, topographiques, climatiques et hydrauliques de la région. Ensuite, nous avons dimensionné les éléments essentiels du système AEP : les réservoirs, le réseau d'adduction, les conduites de distribution, ainsi que les ouvrages de protection contre le coup de bélier.

La modélisation hydraulique réalisée à l'aide du logiciel EPANET a permis de valider le dimensionnement du réseau, assurant une distribution efficace de l'eau avec des pressions et des débits conformes aux normes. L'organisation de chantier, le choix des engins et l'estimation des coûts ont également été détaillés pour garantir la faisabilité du projet sur le terrain.

Il en ressort que les infrastructures existantes, notamment les deux réservoirs de 500 m^3, sont suffisantes pour couvrir les besoins jusqu'à l'horizon 2054, à condition d'être intégrées dans un système cohérent, bien géré et entretenu.

En somme, ce mémoire apporte une réponse technique complète au défi de l'alimentation en eau potable pour la commune étudiée, et peut servir de base pour la mise en œuvre du projet par les autorités compétentes.

Bibliographie

Référence Bibliographique :

- **SALAH Boualem (E.N.S.H 1994) :** Cours d'alimentation en eau potable.
- **Benzannache Naziha :** Polycopie d'alimentation en eau potable.
- **Groupe tubex (2019) :** Prix des conduites PEHD PN10 et PN16.
- **LABORDE, J.P.(2000)** : Eléments d'Hydraulique générale .
- **Bonnin J (1986) :** Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petites et moyennes importances, édition Eyrolles, Paris.
- **KAHLERRAS, D :** Cours De Protection et Sécurité Du Travail (ENSH).
- **Groupe CHIALI** : Catalogue technique des tubes polyéthylène (PE).
- **PNE Plan National de l'Eau de 2010**

Mémoires de fin d'études :

- **IKHLEF ,N(2020) :** alimentation en eau potable de la commune de chaabet el ameur (wilaya de boumerdes) Mémoire d'ingénieur d'état, ENSH .
- **MESSAOUDI ,Y(2023) :** Etude du système d'alimentation en eau potable du POS 15 et 16 de la commune de Berrouaghia (w.MEDEA), Mémoire d'ingénieur d'état, ENSH .
- **SIFER.M (2019) :** Etude d'adduction de la zone de HEDJAR MANGOUB à partir de Transfer Oued HALIA vers la ville de Guelma ,Mémoire de master en hydraulique ,université 08 mai 1945 de Guelma .

ANNEX

Annexe 1 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

HEURES	**NOMBRE D'HABITANTS**				
(h)	**Moins de 10000** 01	**10 001à 50 000**	**50001 à 100000**	**Plus de 100000**	**Agglomération de type rurale**
0-1		1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

Annexe 2 : Abaque de vibert

