



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option:ALIMENTATION EN EAU POTABLE**

**THEME :**

**Diagnostic et réhabilitation du système d'alimentation en eau  
Potable de la localité de SELMANA(W.TISSEMSILT)**

**Présenté par :  
BAAZI Chiraz**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
AMMARI Abdelhadi	M.C.A	Président
BELLABAS/CHARIFI Salima	M.C.B	Examinatrice
DAHMANE Mouloud	M.C.B	Examineur
KADI Latifa	M.A.A	Promotrice

Session Septembre 2024

## **Remerciements**

*Je commence ces remerciements en exprimant toute ma gratitude au Tout-Puissant, qui m'a accordé la force, la santé et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce mémoire. C'est grâce à Sa bienveillance que j'ai pu surmonter les défis rencontrés au cours de cette aventure académique.*

*Je tiens ensuite à remercier chaleureusement **Madame KADI Latifa**, ma directrice de mémoire, pour son encadrement rigoureux, ses précieux conseils et son soutien indéfectible tout au long de ce projet. Son expertise et son dévouement ont grandement contribué à l'aboutissement de ce travail.*

*Je souhaite également exprimer ma reconnaissance à l'ensemble du corps enseignant du **l'école nationale supérieur d'hydraulique**, dont les enseignements et les encouragements ont été essentiels à ma formation. Je n'oublie pas le personnel administratif, toujours disponible et prêt à aider.*

*Un grand merci aux membres du jury, qui m'honorent en acceptant de juger ce mémoire. Votre retour sera pour moi d'une grande importance.*

*Je n'oublie pas de remercier **Monsieur Toufik**, ainsi que toute l'équipe du **direction des ressources en eau**, pour m'avoir accueilli chaleureusement durant mon stage et pour m'avoir offert l'opportunité d'acquérir une précieuse expérience professionnelle.*

*Je souhaite également adresser mes remerciements à mes collègues et amis pour leur soutien, leurs échanges enrichissants et leur précieuse camaraderie tout au long de ce parcours.*

*À tous, je vous adresse mes plus sincères remerciements.*

## ***Dédicaces***

*Je dédie ce mémoire avec une profonde gratitude à :*

***Mes parents***, pour leur amour inconditionnel, leur soutien constant, et les valeurs qu'ils m'ont inculquées. Leur encouragement indéfectible a été une source de motivation essentielle tout au long de mon parcours.

***Mes frères, Mustapha et Kacimou***, pour leur soutien, leur présence rassurante, et la confiance qu'ils ont toujours placée en moi. Leur affection m'a permis de surmonter les défis rencontrés.

***Ma sœur Noura***, pour son amour, sa compréhension et ses encouragements constants. Sa présence a été une véritable source de réconfort.

***Mon amie Amel***, pour son soutien indéfectible, son amitié sincère, et ses précieux conseils tout au long de cette aventure. Son accompagnement a été d'une grande valeur pour moi.

À chacun d'entre vous, je vous exprime toute ma reconnaissance et mon affection. Ce travail est le fruit de vos encouragements et de votre soutien.

## ملخص :

تهدف هذه الدراسة إلى تقييم شامل لشبكة إمداد المياه الصالحة للشرب في منطقة سلمانة التابعة لولاية تيسمسيلت، من خلال تحديد النقاط الضعيفة في شبكة التوزيع والتخزين الحالية، بما في ذلك الخزانات. واستناداً إلى نتائج هذا التقييم، تم اقتراح حلول لتعزيز كفاءة النظام وضمان تشغيله بشكل مثالي. وتضمنت التوصيات إنشاء آبار جديدة، وإعادة تصميم الشبكة لتلبية احتياجات السكان من حيث تدفق المياه والضغط المناسب بحلول عام 2054.

## الكلمات المفتاحية:

سلمانة-الخزانات - آبار - الشبكة- التدفق- الضغط

## Résumé :

Cette étude vise à effectuer une évaluation complète du réseau d'approvisionnement en eau potable dans la région de Salmane, relevant de la wilaya de Tissemsilt, en identifiant les points faibles du réseau de distribution et de stockage actuel, y compris les réservoirs. En se basant sur les résultats de cette évaluation, des solutions ont été proposées pour améliorer l'efficacité du système et garantir son fonctionnement optimal. Parmi les recommandations figuraient la création de nouveaux forages et la redéfinition du réseau afin de répondre aux besoins des habitants en termes de débit et de pression d'eau d'ici 2054.

## Mots clés :

Pression-débit-réseau- forages-réservoirs-Selmana.

## Abstract :

This study aims to provide a comprehensive evaluation of the potable water supply network in the Salmane region of Tissemsilt Province by identifying the weak points in the current distribution and storage network, including reservoirs. Based on the results of this evaluation, solutions have been proposed to enhance the system's efficiency and ensure its optimal operation. Recommendations included the construction of new wells and redesigning the network to meet the population's needs in terms of water flow and appropriate pressure by 2054.

## Key words:

Pressure-flow-network-wells-reservoirs-Selmana.

## Table de matière:

<b>Introduction général.....</b>	<b>1</b>
<b>Chapitre I : Présentation de la zone d'étude</b>	
I.1 Introduction.....	3
I.2 Situation géographique de la wilaya de Tissemsilt.....	3
I.3 Description générale de la zone d'étude.....	4
I.4 Situation climatique.....	4
I.4.1 Climat.....	4
I.4.2 Température.....	5
I.4.3 Humidité.....	5
I.4.4 Vent.....	5
I.4.5 Pluviométrie.....	6
I.5 Sismicité de la région.....	6
I.6 Occupation du sol actuelle.....	7
I.7 Situation hydraulique.....	7
I.7.1 Ressources en eau mobilisés.....	7
I.7.2 Station de pompage.....	8
I.7.3 Réseau d'adduction et de distribution.....	8
I.7.3.1 Réseau d'adduction.....	8
I.7.3.2 Réseau de distribution.....	8
I.7.4 Réservoirs de distribution.....	8
I.7.5 Assainissement.....	9
I.8 Conclusion.....	9
<b>Chapitre II :Estimation des besoins en eau potable</b>	
II.1 Introduction.....	11
II.2 Estimation de la population future.....	11
II.3 Evaluation de la consommation moyenne journalière.....	12
II.3.1 Choix de la dotation.....	12
II.3.2 Besoins domestique.....	13
II.3.3 Besoins scolaires.....	13
II.3.4 Besoins administratifs.....	13
II.3.5 Besoins sanitaires.....	14
II.3.6 Besoins socioculturels.....	14
II.3.7 Besoins globaux de l'agglomération.....	15
II.3.8 Récapitulation des besoins en eau de la ville.....	16
II.4 Variations de la consommation journalière.....	16
II.4.1 Consommation maximale journalière.....	16
II.4.2 Consommation minimale journalière.....	17
II.5 Variations de la consommation horaire.....	17
II.5.1 Consommation maximale horaire.....	17
II.5.2 Consommation minimale horaire.....	18
II.5.3 Débit moyen horaire.....	18
II.6 Régime de la consommation de l'agglomération.....	19

II.7 Bilan ressources-besoins de la zone d'étude.....	23
II.8 Conclusion.....	25

### **Chapitre III :Diagnostic du système d'AEP existant**

III.1 Introduction.....	27
III.2 Diagnostic physique.....	27
III.2.1 Etat des ressources en eaux.....	27
III.2.2 Diagnostic des conduites d'adduction.....	27
III.2.3 Etat physique de la station de reprise.....	27
III.2.4 Etat physique des ouvrages de stockage.....	29
III.2.4.1 Château d'eau de volume 250 m <sup>3</sup> .....	29
III.2.4.2 Château d'eau de volume 300 m <sup>3</sup> .....	29
III.2.4.3 Analyse de la capacité de stockage.....	30
III.2.5 Diagnostic du réseau de distribution.....	33
III.3 Diagnostic hydraulique.....	34
III.3.1 Présentation du logiciel de calcul.....	34
III.3.1.1 Capacités pour la modélisation hydraulique.....	34
III.3.2 La pression aux nœuds.....	34
III.3.3 Analyse fonctionnelle du réseau existant.....	34
III.3.3.1 Cas de pointe (l'horizon 2024).....	34
III.3.3.2 Analyse du cas de pointe plus incendie.....	40
III.3.4 Interprétation des résultats du diagnostic hydraulique.....	43
III.4 Conclusion.....	44

### **Chapitre IV :Projection d'un nouveau réseau à l'horizon 2054**

IV.1 Introduction.....	46
IV.2 Type des réseaux de distribution.....	46
IV.2.1 Réseau ramifié.....	46
IV.2.2 Réseau maillé.....	46
IV.2.3 Réseau mixte.....	47
IV.3 Choix du type de réseau projeté.....	47
IV.4 Principe de tracé du réseau maillé.....	47
IV.5 Choix du type de matériau.....	48
IV.6 Type de matériau.....	49
IV.7 Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	49
IV.7.1 Calcul des débits de dimensionnement.....	50
IV.7.1.1 Cas de pointe.....	50
IV.8 Répartition arbitraire.....	51
IV.9 Détermination des paramètres hydrauliques du réseau.....	52
IV.9.1 Analyse de la variante 1.....	52
IV.9.2 Analyse de la variante 2.....	54
IV.9.3 Analyse de la variante 3.....	56
IV.10 Interprétation des résultats.....	57
IV.11 Conclusion.....	58

### **Chapitre V :Renforcement de l'adduction existant**

V.1 Introduction.....	60
-----------------------	----

V.2 Généralité sur l'adduction...	60
V.2.1 Définition de l'adduction...	60
V.2.2 Classification des adductions...	60
V.2.3 Tracé de l'adduction...	60
V.2.4 Choix des matériaux de canalisation...	61
V.3 Etude d'adduction...	61
V.3.1 Ressources en eau...	61
V.3.1.1 Caractéristiques des forages alimentant la localité de SELMANA...	62
V.3.2 Schéma du réseau d'adduction...	62
V.3.3 Vérification de l'adduction existante...	63
V.3.4 Dimensionnement de l'adduction...	64
V.3.4.1 Cas de refoulement...	64
V.4 Etude de pompage...	71
V.4.1 Définition...	71
V.4.2 Différents types de pompes...	71
V.4.3 Choix de la pompe...	71
V.4.4 Point de fonctionnement de la pompe...	73
V.4.4.1 Courbe caractéristique de la conduite...	73
V.5 Conclusion...	74

### **Chapitre VI :Protection de l'adduction contre le régime transitoire**

VI.1 Introduction...	76
VI.2 Généralité sur le coup de bélier...	76
VI.3 Risques dus aux coups de bélier et solutions...	76
VI.3.1. Pressions Excessives...	76
VI.3.2. Pressions Négatives...	76
VI.3.3. Fatigue des Conduites...	76
VI.3.4. Vibrations et Mouvements...	77
VI.3.5. Interruption de Service...	77
VI.3.6. Intégrer les valeurs maximales du coup de bélier...	77
VI.3.7. Analyser et concevoir des dispositifs anti-bélier...	77
VI.4 Moyens de protection contre le coup de bélier...	77
VI.5 Etude du régime transitoire pour l'adduction de Selmana...	78
VI.5.1 Calcul du coup de bélier...	78
VI.5.2 Méthode de dimensionnement du réservoir d'air...	80
VI.5.2.1 Méthodologie...	81
VI.5.4 Calcul du volume d'air...	82
VI.6 Conclusion...	83

### **Chapitre VII :Pose de canalisation et accessoires**

VII.1 Introduction...	85
VII.2 Pose de canalisation...	85
VII.2.1 Type de canalisation...	85
VII.2.1.1 Tubes PEHD...	85
VII.2.2 Principe de pose de canalisation...	85
VII.2.3 Critères de choix des canalisations...	86

VII.2.3.1. Choix des canalisations en fonction du liquide transporté.....	86
VII.2.3.2. Choix des canalisations en fonction du type de sol .....	86
VII.2.4 Type de pose de canalisation .....	87
VII.2.5 Technique d'assemblage des canalisations .....	87
VII.3 Accessoires du réseau d'AEP .....	88
VII.3.1 Les robinets-vannes .....	88
VII.3.2 Les clapets .....	89
VII.3.3 Les ventouses .....	89
VII.3.4 Bouches et poteaux d'incendie .....	90
VII.3.5 Les mesures de débit et de pression.....	90
VII.4 Les pièces spéciales de raccords .....	91
VII.5 Conclusion .....	94

### **Chapitre VIII :Organisation de chantier**

VIII.1 Introduction .....	96
VIII.2 Définition de l'organisation de chantier .....	96
VIII.3 Réalisation du réseau d'AEP .....	96
VIII.3.1 Implantation des tracés des tranchées sur le terrain .....	96
VIII.3.2 Excavation des tranchées.....	97
VIII.3.3 Aménagement du lit de pose des conduites.....	97
VIII.3.4 Pose des conduites .....	97
VIII.4 Les opérations pour la réalisation du réseau.....	98
VIII. 4.1. Calcul de la profondeur de la tranchée .....	98
VIII.4.2 Calcul de la Largeur de la tranchée .....	98
VIII.4.3 Calcul le volume de Décapage de la couche végétale ou la couche du goudron .....	98
VIII.4.4 Calcul du volume de déblai .....	99
VIII.4.5 Calcul du volume de sable pour le lit de pose .....	100
VIII.4.6 Calcul du remblaiement des tranchées .....	101
VIII.5 Devis estimatif et quantitatives.....	102
VIII.6 Planification des travaux .....	103
VIII.7 Définition des tâches et leurs durées .....	104
VIII.7.1 Réseau de distribution et d'adduction .....	104
VIII.8 Protection et sécurité du travail .....	105
VIII.9 Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique .....	106
V.III.10 Liste des pratiques dangereuses courantes .....	106
VIII.11 Mesures préventives pour réduire les risques d'accidents .....	107
VIII.12 Sélection des équipements de terrassement.....	107
VIII.13 Conclusion.....	108
<b>Conclusion général...</b> .....	<b>110</b>

## Liste des tableaux

Tableau I.1 : valeurs moyennes mensuelles des températures.....	5
Tableau I.2 : Vitesse moyennes mensuelles de vent .....	6
Tableau I.3: Variation mensuelle de la pluie annuelle de Tissemsilt .....	6
Tableau I.4: Caractéristique du forage alimentant l’agglomération .....	7
Tableau I.5 : Caractéristiques de la pompe .....	8
Tableau I.6: Caractéristiques des conduites d’adductions .....	8
Tableau I.7: Caractéristiques des Château d’eau existants .....	9
Tableau II.1 Répartition de la population pour différents horizons... ..	11
Tableau II.2 Demande domestique en eau potable selon le nombre d’habitants.....	12
Tableau II.3 Besoins domestiques moyens de différents horizons.....	13
Tableau II.4 : Besoins scolaires moyens .....	13
Tableau II.5 : Besoins administratifs moyens .....	14
Tableau II.6 Besoins moyens sanitaires .....	14
Tableau II.7 Besoins moyens socioculturels .....	14
Tableau II.8 : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière totale.....	15
Tableau II.9 : Taux d’augmentation global des besoins des équipements.....	15
Tableau II.10 : calcule les débits d’équipement pour les différents horizons.....	15
Tableau II.11: Récapitulation des besoins en eau moyens journaliers à différents horizons.....	16
Tableau II.12: Calcul des consommations maximale et minimale journalières .....	17
Tableau II.12: Calcul des consommations maximale et minimale journalières .....	18
Tableau II.14: Calcul des consommations maximales, minimales, et horaires.....	19
Tableau II.15: Variation des débits horaires (2024).....	20
Tableau II.16: Variation des débits horaires (2054).....	22
Tableau II.17: Production des ressources disponibles.....	24
Tableau II.18: Bilan Ressources-Besoins à différents horizons .....	24
Tableau III.1: Détermination de la capacité du stockage nécessaire .....	31
Tableau III.2: Bilan de la capacité de stockage à différents horizons .....	32
Tableau III.3 : Linéaire du réseau existant selon le diamètre et matériaux .....	33
Tableau III.4: Calcul des débits nodaux (réseaux actuel).....	36
Tableau III.3 : Cotes piézométriques et pressions dans le réseau existant en cas de pointe .....	38
Tableau. III.3 : Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant en cas de pointe .....	39

Tableau III.3 : Cotes piézométriques et pressions dans le réseau existant en cas de pointe plus incendie .....	40
TableaIII.3 Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant en cas de pointe plus incendie.....	41
Tableau IV.1 : Calcul des débits nodaux du réseau projeté en cas de pointe.....	51
Tableau. IV.4 : Résultat des Caractéristiques Hydrauliques et diamètres des tronçons pour la variante 1 .....	53
Tableau. IV.5 : Cotes piézométriques et pression des nœuds pour la variante 1.....	53
Tableau. IV.6 : Résultat des Caractéristiques Hydrauliques et diamètres des tronçons pour la variante 2.....	54
Tableau. IV.7 : Résultat cote piézométriques et pression des nœuds pour la variante 2.....	55
Tableau. IV.8 : Résultat des Caractéristiques Hydrauliques et diamètres des tronçons pour la variante 3.....	56
Tableau. IV.9 : Résultat cote piézométriques et pression des nœuds pour la variant 3.....	56
Tableau V.1 :Caractéristiques des forages de Selamana .....	62
Tableau VI.2 : vérification hydraulique de l'adduction existante tronçon( Forage-Station de pompage .....	64
Tableau VI.3 : vérification hydraulique de l'adduction existante tronçon (Station de pompage- Château d'eau.....	64
Tableau VI.4 : valeurs du coefficient M.....	65
Tableau VI.5 : valeurs des coefficients $\alpha$ , B, et m en fonction du type de matériau .....	66
Tableau V.6 : Calcul des diamètres économiques .....	68
Tableau V.7 : Calcul de la hauteur manométrique totale HMT .....	69
Tableau V.8 : Puissance absorbée par la pompe .....	69
Tableau V.9 : Calcul des frais d'exploitation .....	69
Tableau V.10 : Calcul des frais d'investissement.....	70
Tableau V.11 : Cout total du tronçon Forage Guettar-Château d'eau 300m <sup>3</sup> .....	70
Tableau V.12 : différentes variantes de pompes.....	72
Tableau V.13 : calcul de la courbe caractéristique de la conduite .....	73
TableauVI.1 : les caractéristiques de la conduite de refoulement .....	78
TableauVI.3 : Calcul de la valeur du coup de bélier .....	79
Tableau VI.2 : Caractéristiques de Profil en long de la conduite de refoulement .....	81
Tableau VI.4 : Caractéristiques de profil en long de la conduite de refoulement .....	82
Tableau VIII.1: Calcul du volume de décapage (réseau) .....	99
Tableau VIII.2 : Calcul du volume de décapage (adduction).....	99

Tableau VIII.3: Calcul du volume de déblai (réseau) .....	100
Tableau VIII.4: Calcul du volume de déblai (adduction).....	100
Tableau VIII.5: Calcul du volume de sable (réseau).....	101
Tableau VIII.6: Calcul du volume de de sable (adduction).....	101
Tableau VIII.7: Calcul du volume des remblais (réseau).....	102
Tableau VIII.8: Calcul du volume des remblais (adduction) .....	102
Tableau VIII.9 : DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF .....	103
Tableau VIII.10 : temps de réalisation des réseaux de distribution et d'adduction.....	104
Tableau VIII.11 Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier.....	104

## Liste des figures

Figure I.1 : Situation géographique de la wilaya de Tissemsilt.....	3
Figure I.2 : Situation géographique de ville Selmana .....	4
Figure I.3 : Extrait de la carte pluviométrique de la région d'étude.....	5
Figure I.5 : Carte des zones sismiques en Algérie.....	7
FigureII.1 : Evolution de la population de Selmana.....	11
Figure II.2 : Graphique de la consommation journalière (2024).....	21
Figure II.3: Courbe de la consommation cumulée (2024).....	21
Figure II.4: Graphique de la consommation journalière en 2054.....	23
Figure II.5 : Courbe de la consommation cumulée (2054).....	23
Figure II.6 : Bilan Ressources-Besoins de Selmana.....	25
Figure III.1: Station de reprise.....	28
Figure III.2 : Châteaux d'eau de 300m <sup>3</sup> et 250m <sup>3</sup> .....	29
Figure III.3: Etat des pressions et vitesses au niveau du réseau existant en cas de pointe.....	40
Figure III.4: Pressions et vitesses au niveau du réseau existant en cas de pointe plus incendie .....	43
Figure IV.1 : Schéma du réseau projeté .....	48
FigureIV.3 : Résultats de simulation de Vitesses et pressions pour la variante 1 .....	54
FigureIV.4 : Résultats de simulation de Vitesses et pressions pour la variante 2.....	55
FigureIV.5 : Résultats de simulation de Vitesses et pressions pour la variante 3.....	57
Figure V.1 :Schéma explicatif du réseau d'adduction projeté .....	62
Figure V.2 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement.....	71
Figure V.3 : courbe caractéristique de la pompe.....	73
Figure V.3 : Point de fonctionnement de la pompe.....	74
Figures VI.1 : Abaques de Puech et Meunier pour l'étude de la dépression d'une.....	83
Figure VII.1: pose de canalisation dans un terrain ordinaire.....	87
Figure VIII.2 : Vanne à opercule.....	88
Figure VII.3 : Vanne papillon .....	89
Figure VII.4 :Les types de clapet .....	89
Figure VII.5 : Ventouse.....	90
Figure VII.6 : Le poteau d'incendie .....	90
Figure VII.7 : Débitmètres.....	91
FigureVII.8 : Manomètre à soufflet.....	91
FigureVII.9 : Manomètre à capsule.....	91

FigureVII.10 : Manomètre à membrane .....	91
FigureVII.11 : Cône à bride.....	92
FigureVII.12 : croix de fonte brides .....	92
Figure VII.13 : manchons en polypropylène .....	92
Figure VII.14: Coude .....	93
Figure VII.15 : Les tés.....	93
Figure VIII.1 :réseau a nœud et calcul du temps de réalisation du réseau d'adduction et de distribution.....	105

### **Liste des planches**

- Planche N°1 :Réseau d'AEP existant
- Planche N°2 :Réseau d'AEP projeté
- Planche N°3 :Tracé d'adduction
- Planche N°4 :Profil en long de la conduite principale

# **Introduction générale**

## **Introduction générale**

L'accès à une eau potable de qualité est essentiel pour le bien-être des populations et le développement durable des territoires. Les systèmes d'alimentation en eau jouent un rôle crucial dans la satisfaction de ce besoin vital, mais leur efficacité peut être compromise par divers facteurs, tels que la vétusté des infrastructures, les fuites, et une gestion inadéquate des ressources. Ces problématiques sont particulièrement préoccupantes dans les zones rurales, où les réseaux d'eau sont souvent insuffisamment modernisés.

Ce mémoire aborde le diagnostic et la réhabilitation du système d'alimentation en eau potable de la localité de Selmana, située dans la wilaya de Tissemsilt. L'objectif est de dresser un état des lieux précis des infrastructures existantes, en identifiant les principaux dysfonctionnements affectant la distribution de l'eau, tels que la corrosion des conduites, ou encore l'insuffisance des équipements de pompage et de stockage. Une attention particulière sera portée à l'analyse des données hydrauliques et à la cartographie des points critiques du réseau.

À partir de ce diagnostic, des recommandations techniques seront formulées pour la réhabilitation du système, en tenant compte des contraintes locales, des normes en vigueur, et des meilleures pratiques en matière de gestion de l'eau. Ces propositions visent non seulement à restaurer l'efficacité du réseau, mais aussi à assurer sa durabilité à long terme.

Ainsi, ce mémoire contribue à une meilleure compréhension des enjeux liés à l'alimentation en eau potable dans des contextes similaires, tout en offrant des perspectives concrètes pour améliorer la qualité de vie des habitants de Selmana.

# **Chapitre I :**

## **Présentation de la zone d'étude**

## I.1 Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de fournir une vue d'ensemble de notre zone d'étude qui est la localité de Selmana située dans la wilaya de Tissemsilt. Nous y aborderons les aspects climatiques, géologiques, topographique, sismiques et hydrauliques. Notre but principal est de procéder à une évaluation approfondie du système d'approvisionnement en eau potable de l'agglomération étudiée afin de réaliser un bon diagnostic.

## I.2 Situation géographique de la wilaya de Tissemsilt :

La wilaya de Tissemsilt se trouve sur les hauts plateaux de l'Ouest Algérien, à environ 250 kilomètres de la capitale Alger. Elle s'étend sur une superficie totale de 3151 Km<sup>2</sup>. Elle a comme limites administratives :

- Les wilaya d'Ain Defla et Chlef au Nord.
- La wilaya de Medea à l'Est.
- La wilaya de Relizane à l'Ouest.
- La wilaya de Tiaret au Sud-Ouest.

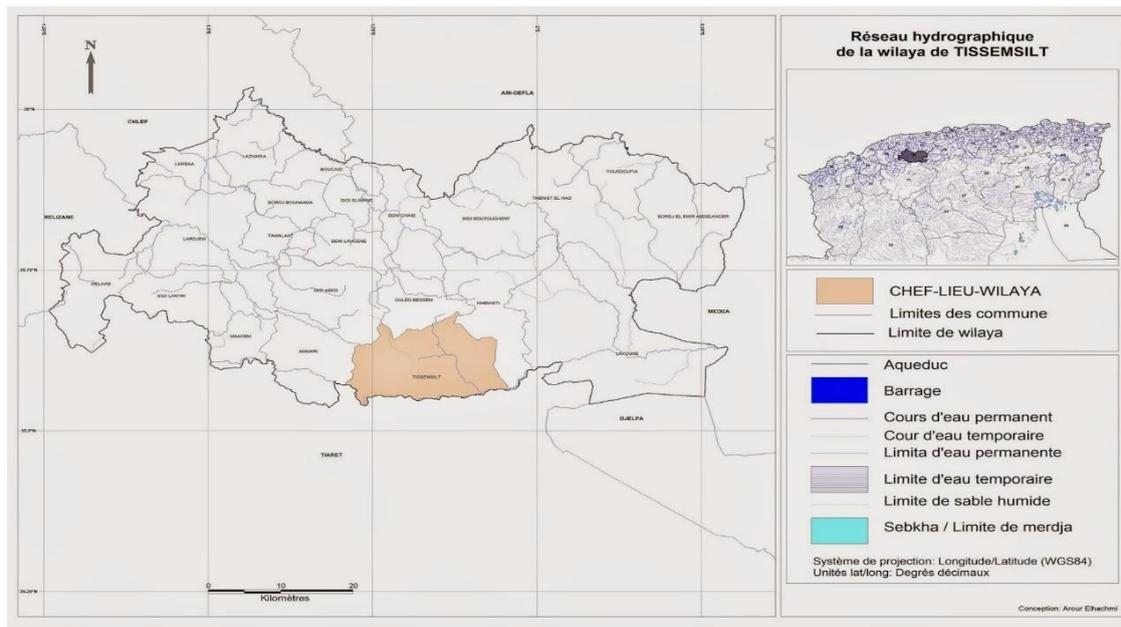


Figure I.1 : Situation géographique de la wilaya de Tissemsilt

Source :Tissemsilt Map-WorldAtlas.com

### I.3 Description générale de la zone d'étude :

Selmana est un village agricole créé en 1976, c'est une agglomération secondaire qui s'inscrit dans la wilaya de Tissemsilt dans la commune de Laayoune située à 40 Km environ à l'Est du chef-lieu de la commune de Tissemsilt et à 20 Km environ au Sud du chef-lieu de la commune de Laayoune. Elle s'étale sur un terrain généralement plat caractérisé par une pente moyenne de 1% et d'une superficie totale de 76.85 hectares.

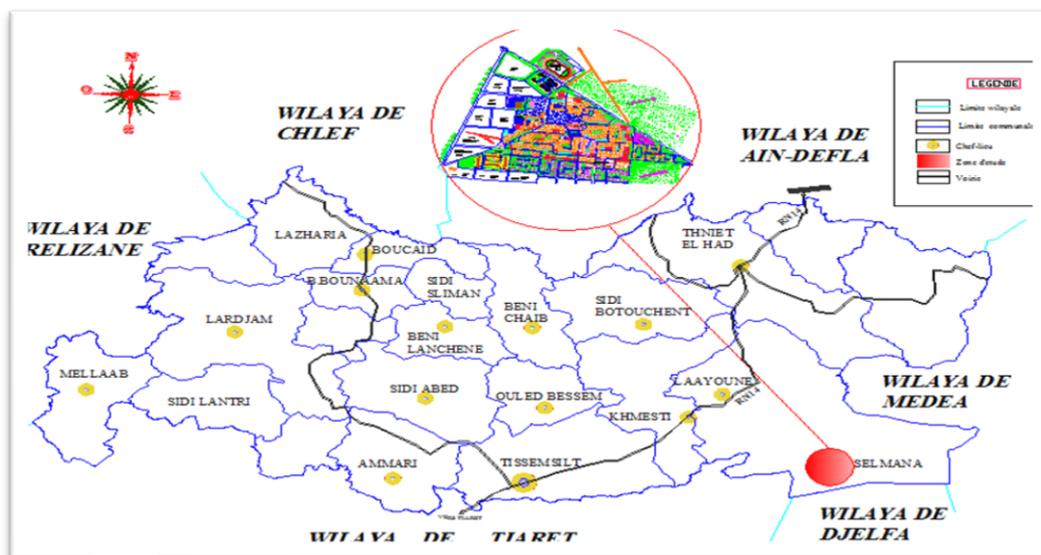


Figure I.2 : Situation géographique de ville Selmana

Source : DRE Tissemsilt 2023

### I.4 Situation climatique :

#### I.4.1 Climat

La région est caractérisée par un climat continental sec est froid en hiver et chaud en été. La pluviométrie à Tissemsilt atteint 433 mm par an, conformément à la carte pluviométrique de l'agence national des ressources hydrauliques (ANRH).

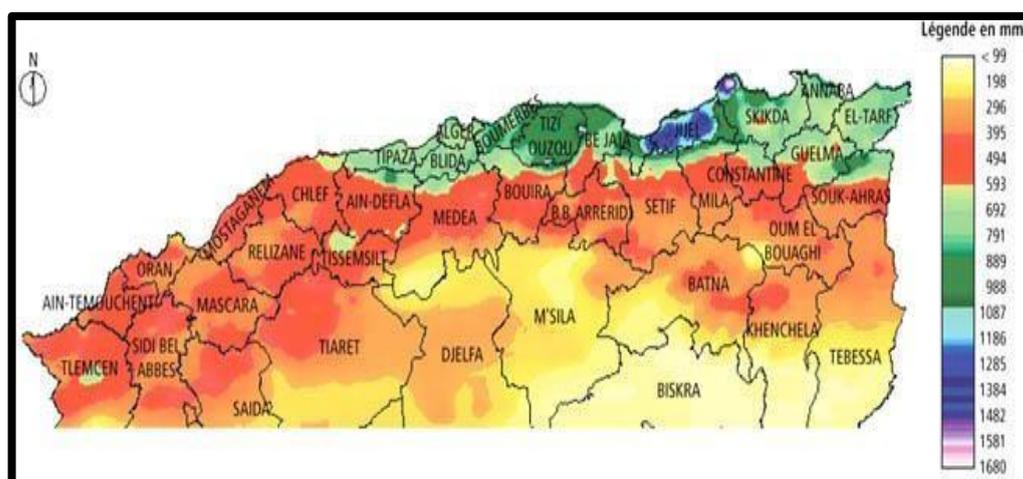


Figure I.3 : Extrait de la carte pluviométrique de la région d'étude

Source :memoireonlineRelation entre le couvert vegetal et les conditions edaphiques en zone a deficit hydrique.

### I.4.2 Température

Pour l'ensemble de la région, l'année est divisée en deux saisons : une saison chaude s'étalant de Mai à Octobre et une autre froide s'étalant de Novembre à Avril. Au cours de la saison froide des valeurs en dessous de 0°C sont fréquemment enregistrées au niveau de la station climatique de Tissemsilt.

Le tableau suivant donne les valeurs de la température durant la période (2004-2014)

Tableau I.1 : valeurs moyennes mensuelles des températures

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Moy
T °C	5.70	6.50	8.70	11.20	15.60	20.50	25.90	25.30	21.00	15.10	9.90	6.00	14.30

Source : DRE Tissemsilt 2023

### I.4.3 Humidité

L'humidité relative mensuelle moyenne varie de 70 à 83% et de 40 à 60% respectivement pour les périodes allant de novembre au mois de mars et du mois d'avril au mois d'octobre durant la période (1978-2018).

### I. 4.4 Vents

Les vents sont dominants en hiver dans la direction nord-ouest, sud-est et changent en été pour dominer dans la direction sud-ouest et nord-est.

Le tableau suivant donne les valeurs de vent durant la période (1978-2018).

**Tableau I.2 : Vitesse moyennes mensuelles de vent**

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Moy
<b>V (Km/H)</b>	2.60	3.60	3.70	3.70	3.80	3.70	3.70	3.40	3.20	3.20	3.50	3.60	3.50

Source : DRE TISSEMSILT 2023

#### I.4.5 Pluviométrie :

Les pluies moyennes mensuelles de la période (1978-2018) sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau I.3: Variation mensuelle de la pluie annuelle de Tissemsilt**

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	$P_{MOY\text{ ann}}(mm)$
$P_{mens}(mm)$	50	59	49	48	39	12	1	3	20	32	42	50	65.64

Source : DRE Tissemsilt 2023

A partir du tableau, nous déduisons que :

- Le mois le plus pluvieux est celui de février avec une précipitation moyenne proche de 60mm avec une période de retour de 10 ans.
- Les mois les plus secs sont juillet et aout avec une précipitation moyenne inférieure à 5 mm sur une période de retour de 10 ans.

#### I.5. Sismicité de la région :

Le règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003 classe l'Algérie en 4 zones de sismicité :

- Zone 0 : sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zones IIa et IIb : sismicité moyenne
- Zone III : sismicité élevée

La région de Tissemsilt est classée en zone IIa correspondant à une sismicité moyenne comme l'illustre la carte ci-dessous.



Fig.3.1. carte de zonage sismique de l'Algérie

**Figure I.5 : Carte des zones sismiques en Algérie**

Source : Classification des zones sismiques en Algérie RPA 99/ version 2003.

**I.6. Occupation du sol actuelle :**

La ville Selmana est occupée principalement dans sa majorité par l'habitat de type individuel (RDC et R+1), et avec quelques bâtiments qui ont récemment été bâtis dans le cadre du logement social (Neuf Blocs R+1, Trois Blocs R+2 et Un Bloc R+3), nous trouvons également des habitats précaires dans la partie Sud du village, le périmètre d'étude est des terrains libre réservé à l'habitat et aux équipements . La nature juridique de l'assiette du terrain de notre aire d'étude a une origine de propriété communale présentée par les constructions existantes , et propriété domaniale hors ces construction plus des terres agricole privées.

**I.7 Situation hydraulique :**

L'alimentation en eau potable de la localité de Selmana se fait à partir du forage existant de Hassi Fdoul qui donne un débit de 8 l/s vers le réservoir de Selmana de volume 300 m<sup>3</sup> et de cote de radier de 889 m.

**I.7.1 Ressources en eaux mobilisés :**

Les caractéristiques de la source mobilisée sont représentées dans le tableau I.4

**Tableau I.4: Caractéristique du forage alimentant l'agglomération**

Forage	Profondeur (m)	Débit théorique l/s	Débit d'exploitation l/s	Niveau Dynamique (m)	Etat
Hassi Fdoul	120	12	8	17	Bon état

**I.7.2 Station de pompage :**

Cette station est équipée d'une seule pompe. Elle refoule les eaux vers le réservoir R300 m<sup>3</sup>.

Les caractéristiques de la pompe installée sont :

**Tableau I.5 : Caractéristiques de la pompe**

<b>Marque</b>	SKM 50/4
<b>Q(m<sup>3</sup>/h)</b>	48.6
<b>Hmt (m.c.e)</b>	150
<b>Puissance (Kw)</b>	37

**I.7.3 Réseau d'adduction et de distribution :****I.7.3.1 Réseau d'adduction :**

Les caractéristiques des conduites d'adduction sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau I.6: Caractéristiques des conduites d'adductions**

	<b>Matériaux</b>	<b>Diamètre</b>	<b>Longueur</b>
Forage-Sp	Fonte	150mm	13.5Km
Sp-Château d'eau	Fonte	150mm	8.7Km

**I.7.3.2 Réseau de distribution :**

Le premier réseau de distribution réalisée à l'inauguration du Selmana en 1976, se constitue de quatre mailles principales en amiante ciment et en PVC. Le réseau étant vieillissant, a été rénové dans sa totalité en 1994 en PVC. Depuis cette date à ce jour, le réseau n'a plus connu de grandes modifications à part quelques extensions en PEHD dans certaines ruelles en 2002.

**I.7.4 Réservoirs de distribution :**

La localité de Selmana est alimentée par deux réservoirs à savoir:

- Le réservoir existant de 300 m<sup>3</sup> qui est alimenté par le forage de Hassi Fdoul
- Le réservoir de 250 m<sup>3</sup> qui alimenté par le premier réservoir

Tableau I.7: Caractéristiques des Château d'eau existants

Capacité	Type	Hauteur de la cuve	Ctn	Cr	Alimentation
300 m <sup>3</sup>	Surélevé	16m	873	889	Forage Hassi Fdoul
250 m <sup>3</sup>	Surélevé	9.5m	873	882.5	Château d'eau 300 m <sup>3</sup>

**I.7.5 Assainissement :**

Le réseau d'assainissement est unitaire et composé de conduites dont les diamètres varient de Ø300 à Ø2000. Les eaux usées collectées sont dirigées vers la station d'épuration de la ville par un collecteur Ø1200. Ce collecteur assure le transport des eaux usées depuis divers points du réseau jusqu'à la station d'épuration.

**I.8 Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons entrepris de présenter la ville de Selmana en examinant sa géographie, son climat et l'état actuel de son système d'alimentation en eau potable. Ces informations fournissent les premières données essentielles pour notre travail visant à évaluer la capacité de système à répondre aux besoins de l'agglomération à long terme.

# **Chapitre II :**

## **Estimation des besoins en eau potable**

**II .1-Introduction :**

Pour évaluer précisément la quantité d'eau requise pour la consommation de notre agglomération, nous procédons, dans ce chapitre, à l'estimation des besoins en eau potable en prenant en compte les différentes catégories de consommateurs présentes.

**II.2 -Estimation de la population future :**

Pour estimer la population future, nous prenons en compte une période de 30 ans et utilisons un taux d'accroissement de 1,4 % .

L'évolution démographique de la population suit la loi des accroissements géométriques données par :

$$P_n = P_0(1 + \tau)^n \dots\dots\dots \mathbf{I.1}$$

Avec :

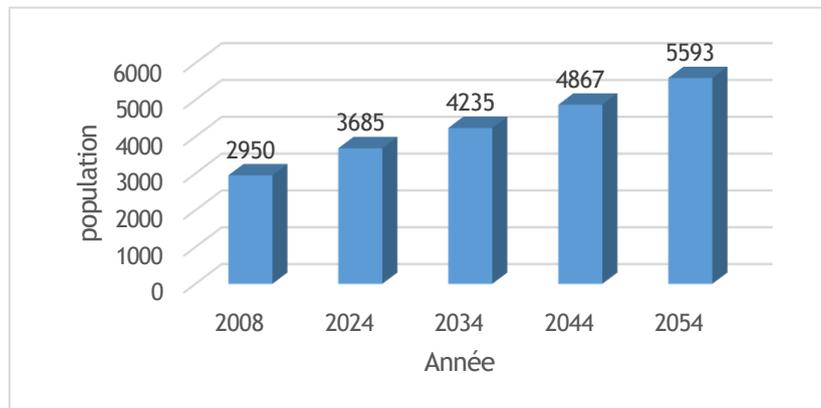
- **P<sub>n</sub>**: la population à l'horizon de calcul.
- **P<sub>0</sub>**: Population à l'année de référence.
- **τ** : Taux d'accroissement de la population en % .
- **n** : Nombre d'années séparant les deux horizons.

L'évolution de la population de Slemana est donnée par le tableau suivant :

**Tableau II.1 : Répartition de la population pour différents horizons**

Année	2008	2024	2034	2044	2054
Population	2950	3685	4235	4867	5593

Source : DRE Tissemsilt 2023



**FigureII.1 : Evolution de la population de Selmana**

**II.3-Evaluation de la consommation moyenne journalière :**

La consommation moyenne journalière se calcul d'après la relation suivante :

$$Q_{moyj} = \frac{1}{1000} \times dot \times N \quad (m^3/j) \dots\dots\dots II.2$$

Avec :

- **Q<sub>moy j</sub>**: consommation moyenne journalière en (m<sup>3</sup>/j).
- **dot**: Dotation moyenne en (l/j/hab).
- **N**: Nombre d'habitant

**II.3.1-Choix de la dotation :**

La détermination de la dotation en eau repose sur l'évaluation précise des besoins en eau potable de chaque individu au sein de la communauté, ces besoins variant en fonction des activités quotidiennes telles que l'hygiène personnelle, la cuisine, l'arrosage des jardins, etc...

La dotation d'eau potable domestique varie selon le nombre d'habitants comme suit :

**Tableau II.2 : Demande domestique en eau potable selon le nombre d'habitants**

<b>Classe de population</b>	<b>Demande</b>
> à 50 000 hab.	200 l/j/hab.
entre 20 000 et 50 000 hab.	180 l/j/hab.
entre 10 000 et 20 000 hab.	150 l/j/hab.
< à 10 000 hab.	100 l/j/hab.

Source : DRE Tissemsilt 2023

Etant donné que notre zone d'étude est rurale, nous optons pour une dotation de 100 litres par jour par habitant, et ce pour tous les horizons. Cette zone présente une croissance démographique relativement modeste et même après avoir effectué les calculs détaillés, il apparaît que la population prévue reste inférieure à 10 000 habitants. De plus, les services de la Direction des Ressources en eau nous ont recommandé cette dotation jugée appropriée pour garantir un approvisionnement en eau adéquat tout en prenant en compte les conditions locales et les prévisions démographiques.

**II.3.2-Besoins domestiques:**

Le tableau suivant détermine les besoins domestiques:

**Tableau II.3 : Besoins domestiques moyens de différents horizons**

<b>Horizon</b>	<b>Population</b>	<b>Dotation (l/j/hab)</b>	<b>Q<sub>moy j</sub> (m<sup>3</sup>/j)</b>
<b>2024</b>	3685	100	368.5
<b>2034</b>	4235	100	423.5
<b>2044</b>	4867	100	486.7
<b>2054</b>	5593	100	559.3

Source : DRE Tissemsilt 2023

Il existe d'autres catégories d'utilisateurs pour lesquels nous déterminons les besoins en eau, nous notons :

Les besoins sanitaires, scolaires, administratifs et socioculturels.

**II.3.3-Besoins scolaires:**

- On prend une dotation pour l'école primaire : 15 l / j / Elève.
- On prend une dotation pour le CEM : 15 l / j / Elève
- On prend une dotation pour la crèche : 15 l / j / Elève

Les résultats de calcul se traduisent dans le tableau suivant :

**Tableau II.4 : Besoins scolaires moyens**

<b>Equipement</b>	<b>Unité</b>	<b>Nombre</b>	<b>Dotation (l/j/unité)</b>	<b>Q<sub>moy j</sub> (m<sup>3</sup>/j)</b>
2 écoles primaires	élève	180	15	2.7
CEM	élève	310	15	4.65
Crèche	élève	50	15	0.75

Source : DRE Tissemsilt 2023

**II.3.4-Besoins administratifs :**

Nous adoptons les dotations suivantes pour la catégorie administrative :

- On prend une dotation pour l'APC : 15 l/j/ Employé
- On prend une dotation pour La poste: 15 l/j/ Employé

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau II.5 : Besoins administratifs moyens**

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q <sub>moy j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
APC	employé	40	15	0.6
Poste	employé	10	15	0.15
Protection civil	employé	35	15	0.525
<b>Total</b>				<b>1.275</b>

Source : DRE Tissemsilt 2023

**II.3.5-besoins sanitaires :**

Nous adoptons les dotations suivantes pour la catégorie sanitaire:

- On prend une dotation pour un lit : 15 l/j/lit

Les résultats de calcul se traduisent dans le tableau suivant :

**Tableau II.6 : Besoins moyens sanitaires**

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q <sub>moy j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Centre de soin	Personne	20	15	<b>0.3</b>

Source : DRE Tissemsilt 2023

**II.3.6-besoins socioculturels :**

Nous adoptons les dotations suivantes pour la catégorie socioculturelle:

- On prend une dotation pour la mosquée : 15 l/j/fidèle
- On prend pour le stade : 3000 l/j

Les résultats de calcul se traduisent dans le tableau suivant :

Tableau II.7 : Besoins moyens socioculturels

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q <sub> moy j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
mosquée	fidèle	100	15	1.5
Stade	vestiaire	1	3000	3

Source : DRE Tissemsilt 2023

### II.3.7-Besoins globaux de l'agglomération :

Le tableau suivant récapitule les besoins en eau pour toute l'agglomération :

Tableau II.8 : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière totale

Catégories de consommateurs	Consommation moyenne journalière (m <sup>3</sup> /j)
Besoins scolaires	8.1
Besoins administratifs	1.275
Besoins sanitaires	0.3
Besoins socioculturels	4.5
Total	<b>14.175</b>

Nous avons déterminé les besoins en eau pour les différents horizons temporels concernant les usages domestiques. Pour les besoins des équipements publics, nous envisagerons une augmentation globale uniforme couvrant l'ensemble des secteurs de la commune. Le taux d'augmentation des besoins des équipements à différents horizons est représenté dans le tableau suivant :

Tableau II.9 : Taux d'augmentation global des besoins des équipements

Horizon	Taux de croissance
2034 (court terme)	10%
2044 (moyen terme)	20%
2054 (long terme)	30%

Source : DRE Tissemsilt 2023

Donc on calcule les débits d'équipement pour les différents horizons :

Tableau II.10 : calcule les débits d'équipement pour les différents horizons

Horizon	taux de croissance	$Q_{\text{équipement futur}} \text{ (m}^3/\text{j)}$
2034 (court terme)	10%	15.60
2044 (moyen terme)	20%	17.01
2054 (long terme)	30%	18.43

### II.3.8-Récapitulation des besoins en eau de la ville:

Les besoins moyens totaux en eau du Selmana sont donnés par le tableau ci-dessous :

Tableau II.11: Récapitulation des besoins en eau moyens journaliers à différents horizons

Zone	Horizon	Besoins domestiques (m <sup>3</sup> /j)	Besoins d'équipements de base (m <sup>3</sup> /j)	Consommation moyenne journalière totale (m <sup>3</sup> /j)
SELMANA	2024	368.5	14.175	382.675
	2034	423.5	15.60	439.1
	2044	486.7	17.01	503.71
	2054	559.3	18.43	577.73

### II.4 Variations de la consommation journalière :

La consommation journalière n'est pas stable au cours d'une année, elle subit des variations selon le rythme des activités humaines. Nous nous intéressons à la plus forte et la plus faible consommation journalière.

#### II.4.1-Consommation maximale journalière :

Cette consommation est en rapport avec la consommation moyenne par un coefficient  $K_{\text{maxj}}$  défini par :

$$K_{\max j} = \frac{Q_{\max j}}{Q_{\text{moy}j}} \dots \dots \dots \text{I.3}$$

Avec :

$$K_{\max j} = (1,1 - 1,3)$$

On prend dans notre cas  $K_{\max j} = 1.3$

#### II.4.2-Consommation minimale journalière :

Elle est déterminée en utilisant le coefficient d'irrégularité journalière minimum ( $K_{\min j}$ ). Ce coefficient est calculé en divisant la consommation minimale journalière par la consommation moyenne journalière.

$$K_{\min j} = \frac{Q_{\min j}}{Q_{\text{moy}j}} \dots \dots \dots \text{II.4}$$

Avec :

$$K_{\min j} = (0,7 - 0,9)$$

On prend  $K_{\min j} = 0.8$

**Tableau II.12: Calcul des consommations maximale et minimale journalières**

	$Q_{\text{moy}j}$	$K_{\max j}$	$Q_{\max j}$	$K_{\min j}$	$Q_{\min j}$
<b>2024</b>	382.675	1.3	497.48	0.8	306.14
<b>2034</b>	439.1	1.3	570.83	0.8	351.28
<b>2044</b>	503.71	1.3	654.823	0.8	402.968
<b>2054</b>	577.73	1.3	751.049	0.8	462.184

#### II .5-Variations de la consommation horaire :

##### II.5.1-Consommation maximale horaire :

Nous définissons un coefficient représentant la consommation maximale horaire  $K_{\max h}$ . Il prend en compte le nombre d'habitants ainsi que le niveau de confort et la

vocation de l'agglomération. Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients :  $\alpha_{max}$  et  $\beta_{max}$ , tels que:

$$K_{max h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \dots\dots\dots \mathbf{I.5}$$

Avec :

$\alpha_{max}$ : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail, varie de 1,2 à 1,4 et dépend du niveau de développement local.

Pour notre cas on prend :  $\alpha_{max} = 1,3$ .

$\beta_{max}$ : Coefficient étroitement lié au nombre d'habitants.

**TableauII.13 : Variation des coefficients  $\beta_{max}$  et  $\beta_{min}$  en fonction du nombre d'habitant**

population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
$\beta_{max}$	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.13	1.1
$\beta_{min}$	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.63	0.7

On prend :

- $\beta_{max} = 1,55$  pour 2024
- $\beta_{max} = 1,45$  pour l'horizon 2054

**II.5.2-Consommation minimale horaire :**

Nous définissons un coefficient représentant la consommation minimale horaire  $K_{minh}$ . Il permet de déterminer le débit minimum horaire:

$$K_{min h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \dots\dots\dots \mathbf{I.6}$$

Avec :

$\alpha_{min}$  : varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend  $\alpha_{min} = 0,4$

$\beta_{min}$ : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Donc pour notre cas on prend

- $\beta_{min} = 0,15$  pour 2024
- $\beta_{min} = 0,22$  pour l'horizon 2054

**II.5.3-Débit moyen horaire :**

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moyh} = \frac{Q_{maxj}}{24} \quad (m^3/h) \dots\dots\dots II.6$$

Avec :

$Q_{moyh}$  : débit moyen horaire en  $m^3/h$

$Q_{maxj}$  : débit maximum journalier en  $m^3/j$

Les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau II.14: Calcul des consommations maximales, minimales, et horaires**

	$Q_{moyh}$ $m^3/h$	$K_{maxh}$	$Q_{maxh}$ $m^3/h$	$K_{minh}$	$Q_{minh}$ $m^3/h$
<b>Actuelle</b>	20.73	2.015	41.77	0.06	1.24
<b>L'horizon 2054</b>	31.29	1.885	58.98	0.088	2.75

**II .6-Régime de la consommation de l'agglomération :**

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires au cours d'une journée est illustrée dans le tableau ci-dessus en fonction du nombre d'habitants.

Cette variation est exprimée en pourcentage par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

Nous commençons par calculer les débits horaires actuels (2024) :

Tableau II.15: Variation des débits horaires (2024)

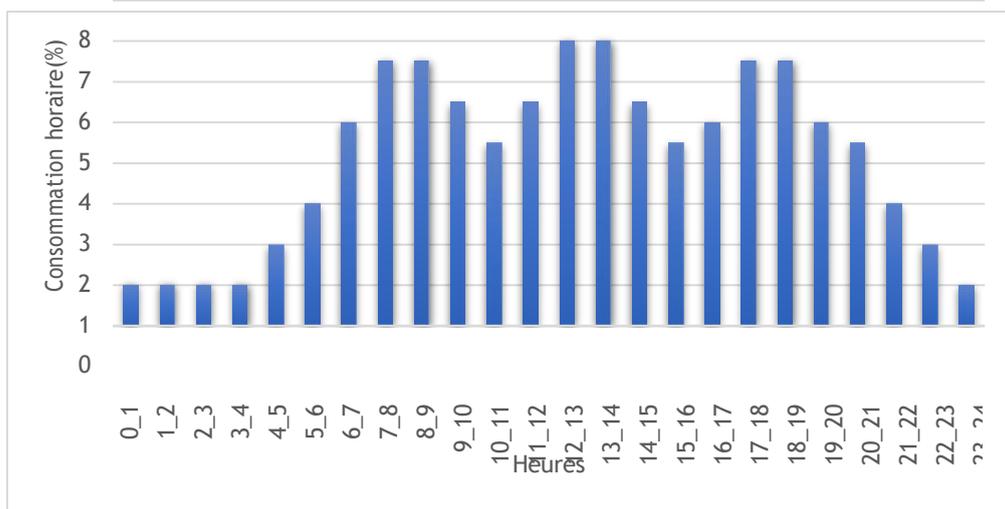
Heures	Consommation horaire		Consommation cumulée	
	$Q_{\max j} = 497.42 \text{ m}^3/\text{j}$			
h	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h
0_1	1	4.97	1	4.97
1_2	1	4.97	2	9.94
2_3	1	4.97	3	14.92
3_4	1	4.97	4	19.89
4_5	2	9.95	6	29.84
5_6	3	14.92	9	44.76
6_7	5	24.87	14	69.63
7_8	6.5	32.33	20.5	101.97
8_9	6.5	32.33	27	134.30
9_10	5.5	27.35	32.5	161.66
10_11	4.5	22.38	37	184.04
11_12	5.5	27.35	42.5	211.40
12_13	7	34.81	49.5	246.22
13_14	7	34.81	56.5	281.04
14_15	5.5	27.35	62	308.40
15_16	4.5	22.38	66.5	330.78
16_17	5	24.87	71.5	355.65
17_18	6.5	32.33	78	387.98
18_19	6.5	32.33	84.5	420.31
19_20	5	24.87	89.5	445.19
20_21	4.5	22.38	94	467.57
21_22	3	14.92	97	482.49
22_23	2	9.94	99	492.44
23_24	1	4.97	100	497.42

A partir de ce tableau on trouve :

➤  $Q_{maxh}=32.33m^3/h$

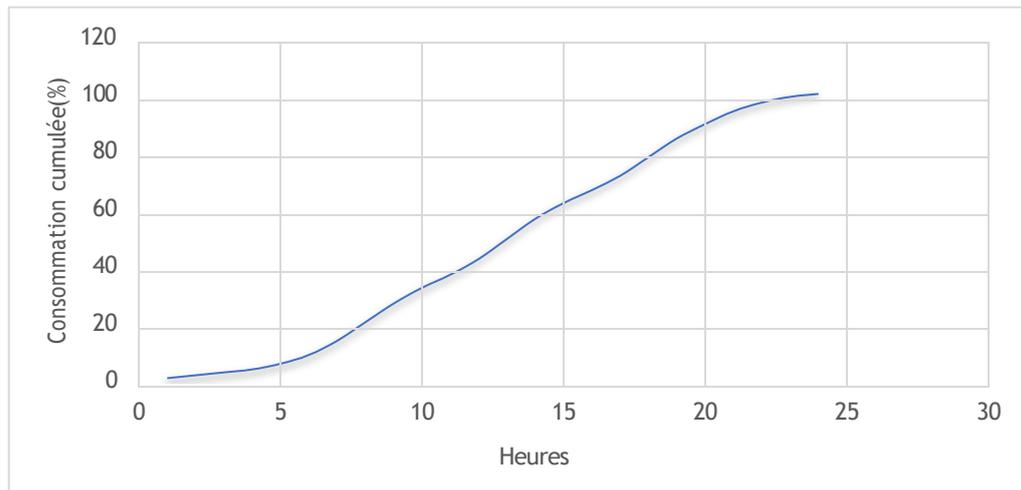
➤  $Q_{minh}=4.97 m^3/h$

Les résultants précédent de Tableau.II.15 paramétrer de tracer le diagramme à barre et courbe intégral de la consommation en eau horizon 2024 :



**Figure II.2 : Graphique de la consommation journalière (2024)**

Le figure ci-dessous représente la courbe intégrale de la consommation en eau à l’horizon 2024 :



**Figure II.3: Courbe de la consommation cumulée (2024)**

Le tableau suivant représente les débits horaires à long terme (2054)

Tableau II.16: Variation des débits horaires (2054)

Heures	Consommation horaire		Consommation cumulée	
	Q <sub>maxj</sub> =751.049 m <sup>3</sup> /j			
h	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h
0_1	1	7.51	1	7.51
1_2	1	7.51	2	15.02
2_3	1	7.51	3	22.53
3_4	1	7.51	4	30.04
4_5	2	15.02	6	45.06
5_6	3	22.53	9	67.59
6_7	5	37.55	14	105.14
7_8	6.5	48.81	20.5	153.96
8_9	6.5	48.81	27	202.78
9_10	5.5	41.30	32.5	244.09
10_11	4.5	33.79	37	277.88
11_12	5.5	41.30	42.5	319.19
12_13	7	52.57	49.5	371.76
13_14	7	52.57	56.5	424.34
14_15	5.5	41.30	62	465.65
15_16	4.5	33.79	66.5	499.44
16_17	5	37.55	71.5	537
17_18	6.5	48.81	78	585.81
18_19	6.5	48.81	84.5	634.63
19_20	5	37.55	89.5	672.18
20_21	4.5	33.79	94	705.98
21_22	3	22.53	97	728.51
22_23	2	15.02	99	743.53
23_24	1	7.51	100	751.05

A partir de ce tableau on trouve :

- $Q_{\max h} = 48.82 \text{ m}^3/\text{h}$
- $Q_{\min h} = 7.51 \text{ m}^3/\text{h}$

Les résultats précédent de Tableau.II.16 paramétrer de tracer le diagramme à barre et courbe intégral de la consommation en eau horizon 2054

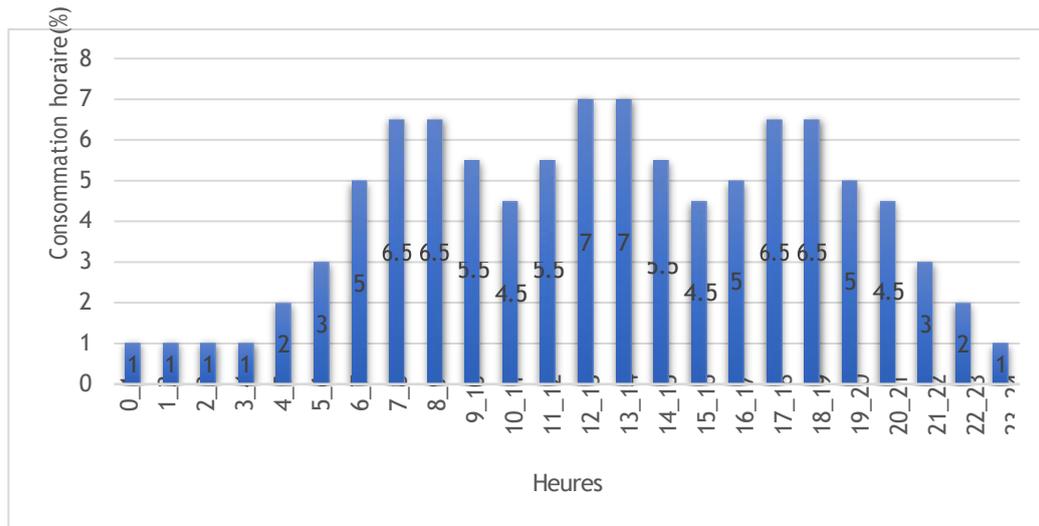


Figure II.4: Graphique de la consommation journalière en 2054

Le figure ci-dessous représente la courbe intégrale de la consommation en eau à l’horizon 2024

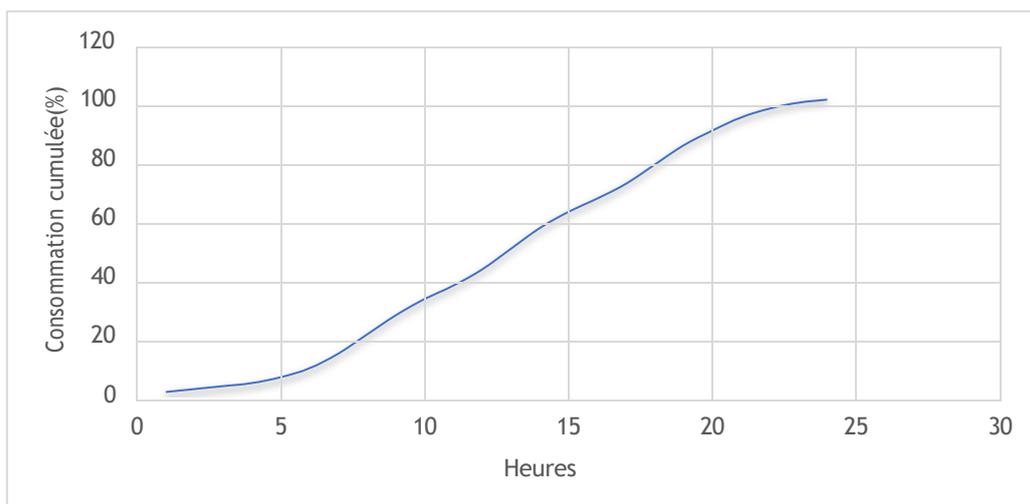


Figure II.5 : Courbe de la consommation cumulée (2054).

**II.7- Bilan Ressources-besoins de la zone d'étude :**

Après calcul de la consommation maximale journalière, nous vérifions si la ressource de notre région d'étude est suffisante. Nous supposons que les débits des forages et des sources restent constants.

**Tableau II.17: Production des ressources disponibles**

Localité	Ressources	Production	
		l/s	m <sup>3</sup> /j
SELMANA	Forage 01	8	691.2

Dans le tableau suivant nous réalisons une comparaison entre les besoins en eau potable de la ville de Selmana et la production disponible pour les différents horizons.

**Tableau II.18: Bilan Ressources-Besoins à différents horizons**

Horizon	2024	2034	2044	2054
<b>Besoins journalier m<sup>3</sup>/j</b>	497.48	570.83	654.823	751.049
<b>Production m<sup>3</sup>/j</b>	691.2	691.2	691.2	691.2
<b>Bilan m<sup>3</sup>/j</b>	193.72	120.37	36.377	-59.849

□ Bilan = Production Forages - Besoins journaliers

Selon le bilan des Besoins en eau potable et le volume produit, nous pouvons conclure :

- Actuellement la ressource disponible est suffisante, il y aura un déficit aux alentours de 2049.
- Il y a lieu de chercher de nouvelles ressources pour assurer les besoins de la population à l'horizon d'étude

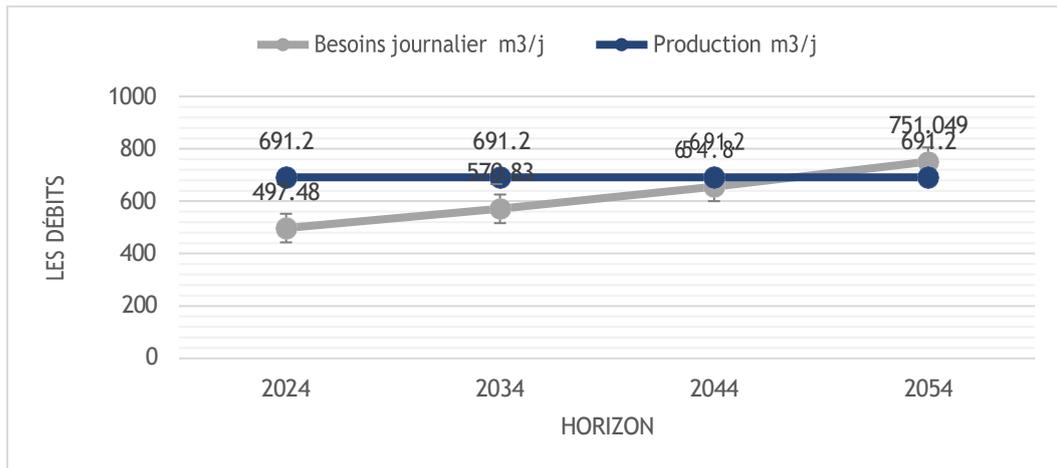


Figure II.6 : Bilan Ressources-Besoins de Selmana

## II.8 Conclusion :

Ce chapitre a été essentiel pour évaluer les différents débits de consommation de notre étude et ce à différents horizons. Après avoir comparé les ressources disponibles aux besoins de la population, nous avons conclu que les ressources actuelles ne seront pas suffisantes à long terme, par conséquent, il est impératif de rechercher une nouvelle source d'eau. Ceci fera l'objet du prochain chapitre.

**Chapitre III :**  
**Diagnostic du système d'AEP**  
**existant**

### III.1. Introduction :

Ce chapitre vise à définir la situation actuelle du système d'alimentation en eau potable de la ville de Selmana qui souffre d'un manque d'eau. Il inclut l'analyse de l'état physique et du fonctionnement hydraulique du système d'AEP, englobant les ressources en eau, les réservoirs de stockage, l'adduction et le réseau de distribution.

### III.2. Diagnostic physique :

#### III.2.1. Etat des ressources en eaux :

- **Forage Hassi Fdoul :**

Le forage de Hassi Fdoul est localisé dans la ville du même nom, dans la wilaya de Djelfa. Il produit un débit exploité de 8 l/s et offre une hauteur manométrique totale (HMT) de 120 m.c.e. La durée de fonctionnement quotidienne est estimée à 20 heures, permettant de pomper un volume équivalent à 576 m<sup>3</sup>/jour. (Source : S.D.H. Khemisti)

#### III.2.2. Diagnostic des conduites d'adduction :

L'eau provenant du forage Hassi Fdoul est d'abord acheminée vers la station de reprise par une conduite en fonte DN 150 mm en bon état, rénovée en 2005, sur une distance de 13,50 km. De là, la station de reprise refoule l'eau vers le château d'eau de la VSA de Selmana à l'aide d'une seule pompe, également par une conduite en fonte DN 150 mm en bon état, rénovée en 2005, sur une distance de 8,70 km. Le débit est de 48,60 m<sup>3</sup>/h avec une HMT de 150 m.c.e.

#### III.2.3. Etat physique de la station de reprise :

En 1988, la station de reprise a été construite avec les éléments suivants :

- Un réservoir de reprise d'une capacité de 250 m<sup>3</sup>, situé à la cote CTN=808,00 m et CTR= -0,80 m. Il présente un état moyen, montrant une légère fuite au niveau de la ceinture supérieure et des zones où la peinture murale est absente.

- La salle de pompage se compose de trois chambres, également localisées à la cote CTN=808,00 m . Elle est dans un état moyen en raison de problèmes d'étanchéité sur la terrasse de couverture ainsi que des défauts de peinture murale interne et externe :

- ✓ La première chambre est dédiée aux pompes, avec les dimensions intérieures suivantes : L=4,00 m, l=3,50 m, H=5,00 m, CTR=-1,80 m. Elle abrite une

pompe horizontale en fonctionnement pendant 5 heures par jour, reliée à la conduite de refoulement par une manchette à deux brides en acier galvanisé AG DN90, un coude bridé DN 90 en acier, un cône de réduction à bride en fonte DN 150/90, un joint de démontage en fonte DN150, un clapet en fonte DN 150, un débitmètre en fonte DN 150, une vanne de sectionnement DN 150 du côté aspiration, également raccordée par une manchette à deux brides en AG DN90, un cône de réduction à bride en fonte DN 150/90 et une vanne de sectionnement DN 150.

- ✓ La deuxième chambre est utilisée pour les commandes, avec les dimensions intérieures suivantes : L=3,50 m, l=3,50 m, H=3,00 m, CTR=+0,20 m. Elle contient deux armoires en bon état.
- ✓ La troisième chambre est destinée à la surveillance, avec les dimensions suivantes : L=2,80 m, l=3,50 m, H=3,00 m, CTR=+0,20 m.



**Figure III.1: Station de reprise** (source : DRE Tissemsilt 2024)

### III.2.4. Etat physique des ouvrages de stockage:

#### III.2.4.1. Château d'eau de volume 250 m<sup>3</sup> :

Ce château, de forme cylindrique et situé à la cote 873,00 avec un radier de 9,50 m de hauteur, a été érigé lors de l'inauguration du Selmana en 1976. Malheureusement, son état témoigne d'un manque d'entretien, particulièrement visible dans la partie génie civil et les équipements.

#### III.2.4.2. Château d'eau de volume 300m<sup>3</sup> :

Le château, de forme cylindrique et situé à la cote 873,00, possède un radier d'une hauteur de 16,00 m. Il a été construit en 1986 par la Direction des Ressources en Eau de Tissemsilt. Il est alimenté en eau par le forage de Hassi F'doul via une conduite en fonte ductile Ø150 FD, assurant ainsi l'approvisionnement en eau du réseau du Selmana. Cependant, le château présente un état moyen qui provoque l'entrée de poussières et de corps étrangers dans le réseau de distribution.

D'après DRE de Tissemsilt, le diagnostic visuel montre :

- La chambre de vannes se trouve dans un état de dégradation avancée
- La conduite d'arrivée est en bon état.
- La conduite de trop plein est en bon état.
- Les accessoires sont sujets à la corrosion Progress provoqué par les fuites à travers les vannes.



Figure III.2 : Châteaux d'eau de 300m<sup>3</sup> et 250m<sup>3</sup> (source DRE Tissemsilt)

**III.2.4.3 Analyse de la capacité de stockage :**

Pour évaluer la capacité d'un réservoir, nous pouvons utiliser la méthode graphique ou bien la méthode analytique. Dans notre calcul nous choisissons d'appliquer la méthode analytique qui implique le calcul du résidu dans le réservoir pour chaque heure de la journée, afin de déterminer son volume selon la formule suivante :

$$V_r = A(\%) \times \frac{Q_{maxj}}{100} (m^3) \dots \dots \dots \mathbf{I.1}$$

Avec :

$V_r$  : capacité résiduelle (volume utile) (m<sup>3</sup>).

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

$Q_{maxj}$  : consommation maximale journalière (m<sup>3</sup>/j).

Le volume total est obtenu en combinant le volume résiduel avec le volume dédié à la lutte contre les incendies.

$$V_T = V_r + V_{inc} \dots \dots \dots \mathbf{I.2}$$

Avec :

-  $V_T$  : capacité totale du réservoir (m<sup>3</sup>).

-  $V_{inc}$  : volume d'incendie estimé à 120m<sup>3</sup>

Dans le tableau suivant nous calculons la capacité résiduelle nécessaire à notre agglomération.

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

Heures	Consommation %	refoulement %	Arrivée d'eau	Départ d'eau	Reste dans le réservoir
0-1	1	0		1	8.5
1-2	1	0		1	7.5
2-3	1	0		1	6.5
3-4	1	0		1	5.5
4-5	2	5	3		8.5
5-6	3	5	2		10.5
6-7	5	5	0		10.5
7-8	6.5	5		1.5	9
8-9	6.5	5		1.5	7.5
9-10	5.5	5		0.5	7
10-11	4.5	5	0.5		7.5
11-12	5.5	5		0.5	7
12-13	7	5		2	5
13-14	7	5		2	3
14-15	5.5	5		0.5	2.5
15-16	4.5	5	0.5		3
16-17	5	5	0		3
17-18	6.5	5		1.5	1.5
18-19	6.5	5		1.5	0
19-20	5	5	0		0
20-21	4.5	5	0.5		0.5
21-22	3	5	2		2.5
22-23	2	5	3		5.5
23-24	1	5	4		9.5

Alors le maximum des restes dans le réservoir :  $\alpha(\%) = 10.5\%$

Nous réalisons maintenant un calcul de la capacité de stockage nécessaire à notre agglomération à différents horizons de calcul (tableau III.2).

Tableau III.2: Bilan de la capacité de stockage à différents horizons

<b>Horizons</b>	<b>Actuel 2024</b>	<b>Court terme 2034</b>	<b>Moyen terme 2044</b>	<b>Long terme 2054</b>
<b><i>a</i>(%)</b>	10.5	10.5	10.5	10.5
<b>Q max j (m<sup>3</sup>/j)</b>	497.48	570.83	654.82	751.049
<b>Vu (m<sup>3</sup>)</b>	52.24	59.94	68.76	78.85
<b>Vinc (m<sup>3</sup>)</b>	120	120	120	120
<b>Besoins en stockage (m<sup>3</sup>)</b>	172.24	179.94	188.76	198.85
<b>Capacité disponible (m<sup>3</sup>)</b>	550	550	550	550
<b>Déficit (m<sup>3</sup>)</b>	-	-	-	-
<b>Surplus (m<sup>3</sup>)</b>	377.76	370.05	361.24	351.15

**Interprétation :**

Nous constatons que le volume de stockage disponible dans notre agglomération est largement suffisant aux différents horizons considérés. Nous n'avons donc pas besoin de projeter de nouveau réservoirs.

**Recommandations :**

on recommande pour les réservoirs :

- De peindre le réservoir d'eau.
- Nettoyer la chambre des vannes.
- Installer un compteur d'eau.
- Il faut changer les accessoires qui sont en état dégradé.

### III.2.5 Diagnostic du réseau de distribution :

Depuis son inauguration en 1976, le réseau de distribution d'eau potable de Selmana a été soumis à plusieurs phases de rénovation. Le premier réseau, composé de quatre principales mailles en amiante-ciment et en PVC, a été entièrement remplacé par un réseau en PVC en 1994 en raison du vieillissement. Depuis lors, à l'exception de quelques rénovations mineures en 2002 avec l'introduction de conduites en PEHD pour résoudre des problèmes spécifiques dans certaines zones, ainsi que des extensions en PEHD pour répondre à l'expansion urbaine. Il est également important de noter que deux conduites en acier ont été intégrées dans le réseau.

Au cours de ces trente dernières années, de 1994 à 2024, le réseau de distribution d'eau potable de Selmana a montré des signes de vieillissement et de détérioration de l'infrastructure. Les fuites et les interruptions de service sont devenues fréquentes, alors que la capacité du réseau à maintenir les débits nécessaires a diminué en raison des pertes de charge croissantes et de la demande croissante en eau, typique d'une croissance démographique constante. Les baisses de pression sont devenues un problème récurrent, affectant la fiabilité et la qualité du service de distribution d'eau potable à Selmana.

Le tableau qui suit montre la composition du réseau de distribution de Selmana

**Tableau. III.3 : Linéaire du réseau existant selon le diamètre et matériaux**

<b>Matériau</b>	<b>Diamètre (mm)</b>	<b>Longueur (m)</b>	<b>Somme des longueur (m)</b>
<b>Acier</b>	100	2.98	217.19
	150	214.21	
<b>PVC</b>	40	70.91	2321.65
	50	213.76	
	90	971.44	
	110	891.28	
	125	174.26	
<b>PEHD</b>	40	244.1	2374.53
	63	188.5	
	75	533.84	
	90	306.17	
	110	1101.92	
<b>Total</b>			<b>4913.37</b>

Source : DRE Tissemsilt

### III.3 Diagnostic hydrauliques :

#### III.3.1. Présentation du logiciel de calcul :

Epanet est un logiciel de simulation conçu pour modéliser le comportement hydraulique et la qualité de l'eau dans les réseaux de distribution sous pression. Développé par l'Agence de Protection Environnementale des États-Unis (EPA), il permet d'analyser les performances des systèmes de distribution d'eau potable sur des périodes prolongées, en tenant compte des variations dans les débits, les pressions et la qualité de l'eau. Epanet aide à évaluer les impacts des différentes configurations et stratégies de gestion sur l'efficacité et la durabilité des infrastructures hydrauliques.

##### III.3.1.1 Capacités pour la modélisation hydraulique :

Pour réaliser une modélisation hydraulique précise et exhaustive, Epanet offre un moteur de calcul hydraulique avancé doté des fonctionnalités suivantes :

- Modélisation de réseaux de taille illimitée.
- Intégration des pertes de charge singulières.
- Gestion des pompes et des vannes.
- Flexibilité pour la modélisation des réservoirs.
- Gestion des différentes demandes aux nœuds.
- Modélisation des consommations dépendantes de la pression.
- Contrôle avancé des stations de pompage.
- Utilisation de différentes formules pour le calcul des pertes de charge (Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy-Manning.)

##### III.3.2. La pression aux nœuds :

Dans le cadre de cette modélisation, il est impératif de maintenir une pression minimale de 10 mètres de colonne d'eau (équivalant à environ 1 bar) aux nœuds du réseau. Cette exigence vise à garantir un niveau de service optimal pour l'ensemble des abonnés, indépendamment de leur emplacement sur le réseau.

#### III.3.3 Analyse fonctionnelle du réseau existant :

##### III.3.3.1. Cas de pointe (l'horizon 2024) :

###### a) Débit de pointe (route) :

Il est déterminé selon la formule suivante :

$$Q_P = Q_{MAXh} = \sum Q_r + \sum Q_{conc} \dots\dots\dots \mathbf{I.3}$$

- $Q_{max h}$  : débit consommé (l/s)
- $Q_r$  : est le débit en route globale (l/s).
- $Q_{conc}$  : Débit concentré (l/s), dans notre cas  $Q_{conc}= 0$
- $Q_p$  : Débit de pointe (l/s).

On aura:  $\sum Q_r = Q_p = Q_{max h} = 32.3323m^3/h = 8.98$  l/s

**b) Débit spécifique** : Le débit spécifique, un paramètre crucial en hydraulique, représente le volume prélevé chaque mètre de conduite par seconde. Il se calcule en rapportant le débit total au cumul des longueurs des tronçons où une distribution est opérée.

On écrit :

$$q_{sp} = \frac{\sum Q_r}{\sum L_i} \dots\dots\dots \text{I.4}$$

Avec :

- $q_{sp}$  : le débit spécifique (l/s/ml).
- $\sum L_i$  : Somme des longueurs des tronçons qui assurant la distribution en route.
- $Q_r$  : le débit en route globale (l/s).

$$AN : q_{sp} = \frac{8.98}{4913.37} = 0.00183 \text{ l/s/ml}$$

**c) Débit en route de chaque tronçon :**

Il est déterminé selon la formule suivante:

$$q_{ri} = q_{sp} \times L_i \quad [l/s] \dots\dots\dots \text{I.5}$$

Avec :

- $q_{ri}$  : Débit en route de chaque tronçon (l/s).
- $q_{sp}$  : Débit spécifique (l/s/ml).

**d) Détermination des Débits aux nœuds :**

Les débits attribués aux nœuds représentent les débits de consommation présumés être pris au niveau de ces points spécifiques. L'examen de cette donnée nous permet d'évaluer la cohérence des débits selon la formule suivante :

$$Q_{Ni} = 0.5 \times \sum q_{ri} + Q_{conc} \dots\dots\dots \text{II.6.}$$

Avec :

$Q_i$  : est le débit du tronçon affectant ce nœud.

Sachant que  $\sum Q_{ni} = Q_p = 8.98$  l/s

Tableau. III.4: Calcul des débits nodaux (réseaux actuel)

Noeud	Tronçon	Longueur (m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
Noeud N1	P2	11.47	0.020	0.011
Noeud N2	P1	751.57	1.36	0.68
	P37	6.12	0.011	
Noeud N3	P28	330.69	0.59	0.65
	P32	138.44	0.25	
	P33	244.1	0.44	
Noeud N4	P22	641.76	1.16	0.88
	P28	330.69	0.59	
Noeud N5	P4	81.97	0.14	0.29
	P9	23.69	0.04	
	P38	214.21	0.38	
Noeud N6	P3	197.75	0.35	0.30
	P4	81.97	0.14	
	P5	51.33	0.09	
Noeud N7	P5	51.33	0.09	0.27
	P6	47	0.08	
	P7	198.19	0.35	
Noeud N8	P7	198.19	0.35	0.31
	P10	48.97	0.08	
	P11	94.41	0.17	
Noeud N9	P15	536.01	0.97	0.58
	P29	28.24	0.05	
	P30	68.6	0.12	
Noeud N10	P14	34.78	0.06	0.54
	P15	536.01	0.97	
	P29	28.24	0.051	
Noeud N11	P11	94.41	0.17	0.19
	P12	84.42	0.15	
	P14	34.78	0.06	
Noeud N12	P16	36.8	0.06	0.03
Noeud N13	P23	262.23	0.47	0.37
	P24	121.06	0.21	
	P25	25.09	0.04	
Noeud N14	P22	641.76	1.16	0.93
	P23	262.23	0.47	
	P24	121.06	0.21	
Noeud N15	P25	25.09	0.045	0.17
	P26	51.74	0.09	
	P27	73.72	0.13	
Noeud N16	P26	51.74	0.09	0.05
Noeud N17	P17	31.28	0.05	0.14
	P18	80.41	0.14	
	P19	43.53	0.07	
Noeud N18	P18	80.41	0.14	0.07

Tableau. III.4: Calcul des débits nodaux (réseaux actuel) Suite

Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
Noeud N19	P19	43.53	0.078	0.19
	P20	43.75	0.079	
	P21	124.2	0.22	
Noeud N20	P20	43.75	0.07	0.04
Noeud N21	P33	244.1	0.44	0.32
	P34	108.09	0.19	
Noeud N22	P9	23.69	0.04	0.13
	P10	48.97	0.08	
	P30	68.6	0.12	
Noeud N23	P32	138.44	0.25	0.22
	P34	108.09	0.19	
Noeud N24	P27	73.72	0.13	0.07
Noeud N25	P12	84.42	0.15	0.15
	P13	45.54	0.08	
	P16	36.8	0.06	
Noeud N26	P13	45.54	0.08	0.04
Noeud N27	P3	197.75	0.35	0.28
	P6	47	0.08	
	P31	70.91	0.12	
Noeud N28	P31	70.91	0.12	0.06
Noeud N29	P1	751.57	1.36	0.72
	P2	11.47	0.02	
	P17	31.28	0.05	
Noeud N30	P21	124.2	0.22	0.11
<b>Totale</b>				<b>8.98</b>

## e) Résultats de la simulation hydraulique du réseau existant :

## ✓ Cotes piézométriques et les pressions :

Les résultats des divers nœuds sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.3 : Cotes piézométriques et pressions dans le réseau existant en cas de pointe

ID Nœud	Demande (l/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
Noeud n1	0.01	872.78	2.77
Noeud n2	0.69	873	2.79
Noeud n3	0.65	872.9	4.4
Noeud n4	0.88	872.99	2.74
Noeud n5	0.29	872.94	4.98
Noeud n6	0.3	872.93	4.59
Noeud n7	0.27	872.93	4.39
Noeud n8	0.31	872.93	4.73
Noeud n9	0.57	872.93	4.93
Noeud n10	0.54	872.92	4.67
Noeud n11	0.19	872.92	4.22
Noeud n12	0.03	872.88	3.87
Noeud n13	0.37	872.74	3.81
Noeud n14	0.93	872.77	4.64
Noeud n15	0.14	872.74	3.68
Noeud n16	0.05	872.74	3.79
Noeud n17	0.14	872.77	3.07
Noeud n18	0.01	872.77	3
Noeud n19	0.19	872.77	2.96
Noeud n20	0.04	872.77	2.99
Noeud n21	0.32	872.88	6.32
Noeud n22	0.13	872.93	5.13
Noeud n23	0.22	872.87	5.82
Noeud n24	0.07	872.74	3.33
Noeud n25	0.15	872.88	4.16
Noeud n26	0.04	872.88	3.51
Noeud n27	0.29	872.93	3.85
Noeud n28	0.06	872.92	2.92
Noeud n29	0.72	872.78	3.07
Noeud n30	0.11	872.77	3.6

On remarque que toutes les pressions sont inférieures à 10 mce .

✓ **Vitesses et pertes de charges :**

Les vitesses et les pertes de charge pour les différents tronçons sont présentés dans le tableau qui suit :

Tableau. III.3 : Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant en cas de pointe

	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Perte de Charge
ID Arc	m	mm	l/s	m/s	m
Tuyau 1	751.57	100	1.22	0.16	0.95
Tuyau 2	11.47	100	0.01	0.01	0
Tuyau 3	197.75	85.7	0.26	0.04	0.027
Tuyau 4	81.97	120.2	1.09	0.1	0.03
Tuyau 5	51.33	105.8	0.53	0.06	0.009
Tuyau 6	47	47.6	0.09	0.05	0.021
Tuyau 7	198.19	105.8	0.17	0.02	0.0035
Tuyau 8	2.07	100	1.26	0.16	0.0028
Tuyau 9	23.69	120.2	1.81	0.16	0.024
Tuyau 10	48.97	85.7	0.49	0.09	0.023
Tuyau 11	94.41	85.7	0.35	0.06	0.023
Tuyau 12	84.42	47.6	0.23	0.13	0.25
Tuyau 13	45.54	47.6	0.04	0.02	0.004
Tuyau 14	34.78	85.7	-0.07	0.01	0.0003
Tuyau 15	536.01	85.7	-0.1	0.02	0.01
Tuyau 16	36.8	47.6	0.03	0.02	0.002
Tuyau 17	31.28	85.7	0.49	0.09	0.015
Tuyau 18	80.41	57.2	0.01	0.01	0.00015
Tuyau 19	43.53	81.8	0.34	0.07	0.013
Tuyau 20	43.75	45.4	0.04	0.02	0.005
Tuyau 21	124.2	81.8	0.11	0.02	0.004
Tuyau 22	641.76	105.8	1.55	0.18	0.96
Tuyau 23	262.23	68.2	0.25	0.07	0.12
Tuyau 24	121.06	68.2	0.37	0.1	0.12
Tuyau 25	25.09	68.2	0.25	0.07	0.011
Tuyau 26	51.74	68.2	0.05	0.01	0.0009
Tuyau 27	73.72	68.2	0.07	0.02	0.0026
Tuyau 28	330.69	100	1.19	0.15	0.4
Tuyau 29	28.24	85.7	-0.51	0.09	0.015
Tuyau 30	68.6	120.2	-1.19	0.1	0.03
Tuyau 31	70.91	38.1	0.06	0.06	0.05
Tuyau 32	138.44	81.8	0.49	0.09	0.086
Tuyau 33	244.1	36.3	0.06	0.05	0.23
Tuyau 34	108.09	57.2	0.17	0.07	0.06
Tuyau 35	6.12	100	-0.65	0.08	0.002
Tuyau 36	2.98	100	3.62	0.46	0.033
Tuyau 37	214.21	150	3.18	0.18	0.19

On remarque que toutes les vitesses sont inférieures à 0.5 m/s

La figure suivante représente les résultats de la simulation du comportement hydraulique du réseau existant :

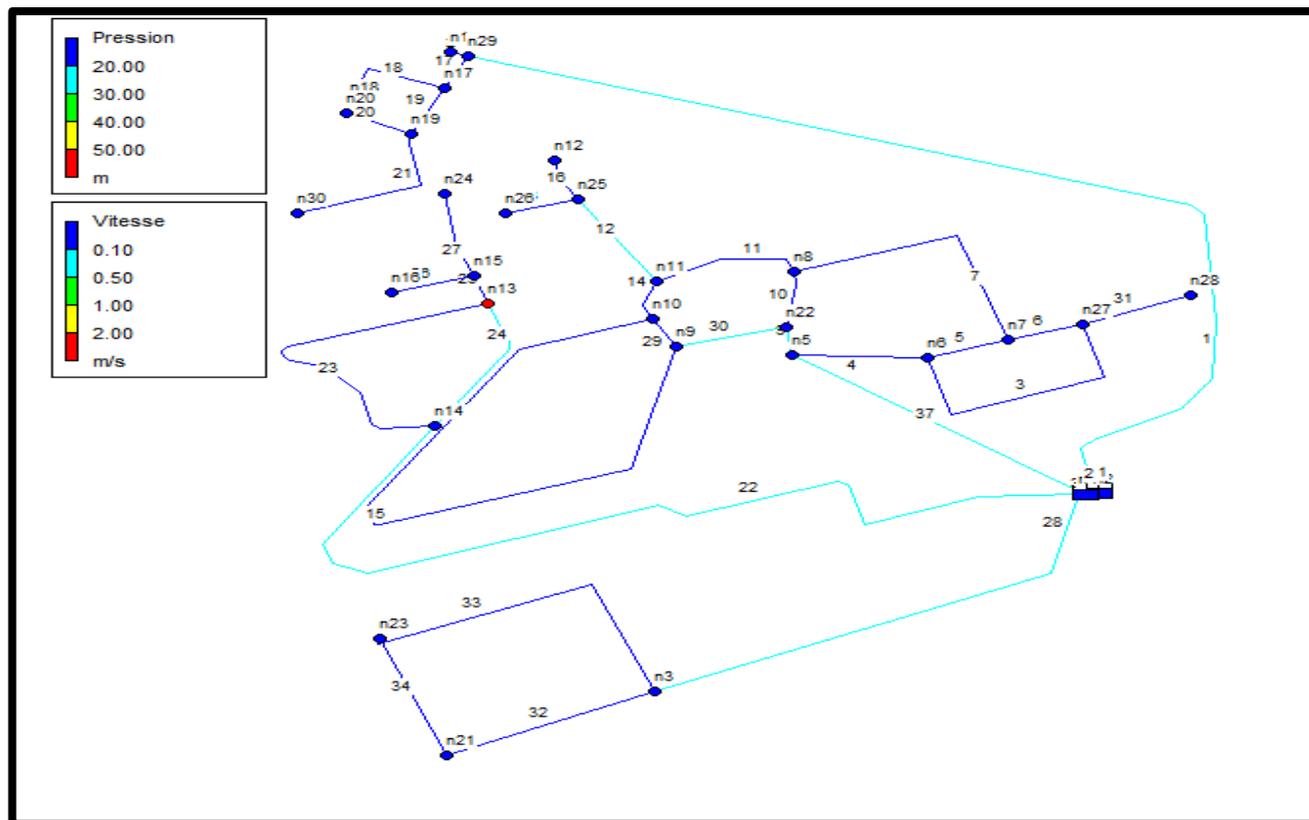


Figure III.3: Etat des pressions et vitesses au niveau du réseau existant en cas de pointe

### III.3.3.2. Analyse du cas de pointe plus incendie :

Le calcul est effectué selon la même méthode que pour les conditions de pointe, avec l'ajout de la localisation du débit d'incendie de 17 l/s fourni par le château d'eau, positionné au point le plus défavorable (le plus distant et le plus élevé), identifié ici comme le nœud 30 à 869.17 mètres d'altitude.

Donc :  $Q_{ni} = 0,5 * \sum Q_{ri} + Q_c$

$$AN : Q_{n30} = 0.113 + 17 = 17.113 \text{ l/s}$$

Le débit transporté dans le réseau sera égal à la somme du débit de pointe et du débit d'incendie, ainsi :

$$Q_{maxh+inc} = 8.98 + 17 = 25.98 \text{ l/s}$$

#### a) Résultats de la simulation hydraulique :

- ✓ Cotes piézométriques et les pressions :

Les résultats des divers nœuds sont détaillés dans les tableaux suivants :

**Tableau III.3 : Cotes piézométriques et pressions dans le réseau existant en cas de pointe plus incendie**

<b>ID Noeud</b>	<b>Demande l/s</b>	<b>Cote piézométrique m</b>	<b>Pression m.c.e</b>
Noeud n1	0.01	839.57	négative
Noeud n2	0.69	872.95	2.74
Noeud n3	0.65	872.9	4.4
Noeud n4	0.88	872.99	2.74
Noeud n5	0.29	872.94	4.98
Noeud n6	0.3	872.93	4.59
Noeud n7	0.27	872.93	4.39
Noeud n8	0.31	872.93	4.73
Noeud n9	0.57	872.93	4.93
Noeud n10	0.54	872.92	4.67
Noeud n11	0.19	872.92	4.22
Noeud n12	0.03	872.88	3.87
Noeud n13	0.37	872.74	3.81
Noeud n14	0.93	872.77	4.64
Noeud n15	0.14	872.74	3.68
Noeud n16	0.05	872.74	3.79
Noeud n17	0.14	836.84	négative
Noeud n18	0.01	836.84	négative
Noeud n19	0.19	832.15	négative
Noeud n20	0.04	832.14	négative
Noeud n21	0.32	872.88	6.32
Noeud n23	0.22	872.87	5.82
Noeud n22	0.13	872.93	5.13
Noeud n24	0.07	872.74	3.33
Noeud n25	0.15	872.88	4.16
Noeud n26	0.04	872.88	3.51
Noeud n27	0.29	872.93	3.85
Noeud n28	0.06	872.92	2.92
Noeud n29	0.72	839.57	négative
Noeud n30	17.11	819.08	négative

On remarque que :

- 100% des pressions sont inférieure à 10 mce.
- ✓ **Vitesses et pertes de charges :**

Les vitesses et les pertes de charge pour les différents tronçons sont présentés dans les tableaux qui suivent :

**Tableau. III.3 : Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant en cas de pointe plus incendie**

<b>ID Arc</b>	<b>Longueur m</b>	<b>Diamètre mm</b>	<b>Débit l/s</b>	<b>Vitesse m/s</b>	<b>Pert.Charge . m</b>
Tuyau 1	751.57	100	18.22	2.32	211.75
Tuyau 2	11.47	100	0.01	0.01	0
Tuyau 3	197.75	85.7	0.26	0.04	0.027
Tuyau 4	81.97	120.2	1.09	0.1	0.03
Tuyau 5	51.33	105.8	0.53	0.06	0.009
Tuyau 6	47	47.6	0.09	0.05	0.021
Tuyau 7	198.19	105.8	0.17	0.02	0.0035
Tuyau 8	2.07	100	12.44	1.58	0.27
Tuyau 9	23.69	120.2	1.81	0.16	0.024
Tuyau 10	48.97	85.7	0.49	0.08	0.023
Tuyau 11	94.41	85.7	0.35	0.06	0.023
Tuyau 12	84.42	47.6	0.23	0.13	0.24
Tuyau 13	45.54	47.6	0.04	0.02	0.004
Tuyau 14	34.78	85.7	-0.07	0.01	0.0003
Tuyau 15	536.01	85.7	-0.11	0.02	0.013
Tuyau 16	36.8	47.6	0.03	0.02	0.0018
Tuyau 17	31.28	85.7	17.49	3.03	19.16
Tuyau 18	80.41	57.2	0.01	0.01	0.00015
Tuyau 19	43.53	81.8	17.34	3.3	33.98
Tuyau 20	43.75	45.4	0.04	0.02	0.00
Tuyau 21	124.2	81.8	17.11	3.26	94.42
Tuyau 22	641.76	105.8	1.55	0.18	0.95
Tuyau 23	262.23	68.2	0.25	0.07	0.12
Tuyau 24	121.06	68.2	0.37	0.1	0.12
Tuyau 25	25.09	68.2	0.25	0.07	0.011
Tuyau 26	51.74	68.2	0.05	0.01	0.0009
Tuyau 27	73.72	68.2	0.07	0.02	0.0026
Tuyau 28	330.69	100	1.19	0.15	0.4
Tuyau 29	28.24	85.7	-0.51	0.09	0.014
Tuyau 30	68.6	120.2	-1.19	0.1	0.03
Tuyau 31	70.91	38.1	0.06	0.06	0.05
Tuyau 32	138.44	81.8	0.49	0.09	0.086
Tuyau 33	244.1	36.3	0.06	0.05	0.23
Tuyau 34	108.09	57.2	0.17	0.07	0.06
Tuyau 35	6.12	100	-6.47	0.82	0.22
Tuyau 36	2.98	100	3.62	0.46	0.03
Tuyau 37	214.21	150	3.18	0.18	0.2

On remarque que :

- 81.08 % des vitesses sont inférieurs à 0,5 m/s.
- 8.11 % des vitesses sont entre à 0.5 et 2 m/s.
- 10.81% des vitesses sont supérieurs à 2 m/s

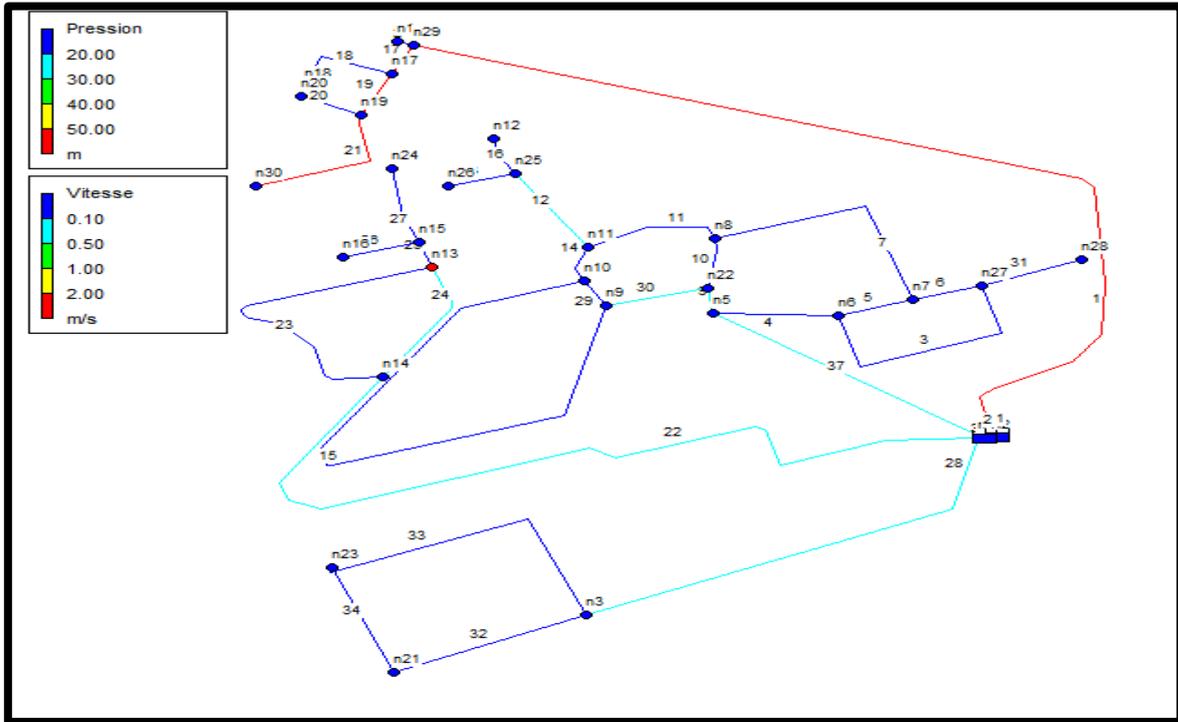


Figure III.4: Pressions et vitesses au niveau du réseau existant en cas de pointe plus incendie

### III.3.4. Interprétation des résultats du diagnostic hydraulique :

Après simulation du réseau d'AEP existant, les observations suivantes ont été faites :

- La majorité des zones affichent des pressions inférieures à 10 m.c.e, ce qui est inacceptable.
- la majeure partie des sections de conduite présentent des vitesses de circulation inférieures à 0,5 m/s, tandis que d'autres dépassent 2 m/s.
- Nous remarquons aussi que beaucoup de tronçon véhiculent des débits faibles, nous recommandons une restructuration du réseau afin de réaliser une bonne répartition des débits.
- Les pressions sont faibles partout dans le réseau, nous essayerons de reprendre la configuration du système car nous avons noté qu'actuellement le château d'eau de 300 m<sup>3</sup> alimente le château d'eau de 200 m<sup>3</sup>. Il nous a aussi été signalé que beaucoup de conduite présentent des fuites plus ou moins importantes.

**III.4. Conclusion :**

Suite au diagnostic physique et hydraulique que nous avons réalisé en nous basant les données que nous avons pu collecté, il est clair que le réseau actuel ne répond pas aux besoins de la population et nécessite donc une réhabilitation au plus vite. Les analyses ont révélé des pressions non admissibles et des vitesses d'écoulement inadéquates à travers une grande partie du réseau existant. Avec 60% des conduites datant de plus de 30 ans et présentant des défauts majeurs notamment des fuites, il est impératif de procéder à un renouvellement complet du réseau de distribution. Ce projet de réhabilitation devra inclure l'utilisation de matériaux résistants comme le PEHD, tout en respectant rigoureusement les normes de pose des canalisations, afin de répondre efficacement aux besoins croissants en eau des résidents de l'agglomération concernée.

**Chapitre IV :**  
**Projection d'un nouveau réseau à**  
**l'horizon 2054**

**IV.1 Introduction :**

Le réseau de distribution d'eau de la ville de Selmana a fait l'objet d'une évaluation approfondie qui a révélé des déficiences partielles, nécessitant ainsi une réhabilitation et une planification soignée pour assurer l'approvisionnement en eau potable. En anticipation des besoins croissants de l'agglomération jusqu'en 2054, un projet de réfection complète du réseau a été entrepris. Ce projet englobe également une simulation hydraulique détaillée pour satisfaire les besoins de pointe et les situations d'urgence comme les incendies, visant ainsi à assurer une gestion durable et efficace des ressources hydriques locales.

**IV.2 Type des réseaux de distribution :**

Les réseaux de distribution d'eau sont conçus pour transporter l'eau des réservoirs vers les consommateurs tout en assurant un débit optimal et une pression adéquate pour chaque bâtiment. Ces réseaux se déclinent en trois catégories, adaptées aux différents reliefs et configurations urbaines :

**IV.2.1 Réseau ramifié :**

Un réseau ramifié est caractérisé par une configuration où une conduite principale est reliée à plusieurs conduites secondaires ou branches, créant ainsi une structure en arborescence. Ce type de réseau présente un risque significatif en cas de panne sur la conduite principale, car toute la zone en aval peut se retrouver privée d'eau. Les conduites secondaires, souvent terminées en impasse, peuvent entraîner une stagnation de l'eau, favorisant la corrosion des conduites et augmentant le risque de contamination de l'eau. Cette conception nécessite une gestion attentive pour prévenir ces problèmes potentiels et assurer une distribution d'eau fiable et sûre aux utilisateurs finaux.

**IV.2.2 Réseau maillé :**

Un réseau maillé est structuré par une série de segments disposés de manière à former des boucles fermées qui permettent la redistribution de l'eau à travers plusieurs chemins interconnectés. Contrairement au réseau ramifié, où une panne sur la conduite principale peut entraîner une interruption totale de l'approvisionnement en aval, le réseau maillé offre une résilience accrue. En cas de défaillance sur l'un des tronçons, les autres chemins peuvent continuer à fournir de l'eau, assurant ainsi une continuité du service. Cependant, cette configuration introduit une complexité supplémentaire : les débits et les pertes de charge peuvent varier considérablement d'un segment à l'autre, ce qui nécessite

une analyse détaillée pour optimiser le fonctionnement et minimiser les risques de déséquilibre hydraulique.

#### **IV.2.3 Réseau mixte :**

Il s'agit d'une fusion entre le réseau maillé et le réseau ramifié, particulièrement lorsque les boucles sont substantielles.

#### **IV.3 Choix du type de réseau projeté :**

Nous prévoyons de concevoir un réseau de distribution maillé qui prendra en compte la configuration spatiale complète de l'agglomération ainsi que ses expansions à long terme. L'objectif principal est de garantir une pression d'eau suffisante à travers l'ensemble du réseau, assurant ainsi une distribution efficace et sécurisée d'eau potable à tous les utilisateurs.

#### **IV.4 Principe de tracé du réseau maillé :**

Le tracé de notre réseau de distribution a été planifié en tenant compte des critères suivants :

- Identifier les emplacements des gros consommateurs ayant un besoin important en eau potable.
- Établir l'itinéraire optimal pour atteindre ces gros consommateurs.
- Sur cet itinéraire, installer les conduites principales, en respectant la contrainte d'une longueur maximale de côté de maille de 800 mètres dans le réseau maillé.
- Positionner les conduites principales le long des côtes géodésiques les plus élevées afin d'assurer une distribution efficace de l'eau.
- Tracer les conduites principales de manière parallèle à travers les quartiers, en prévoyant l'installation de lignes secondaires.
- Créer des mailles en reliant les conduites principales par des conduites secondaires, permettant ainsi une circulation continue de l'eau à travers le réseau.

La figure qui suit montre un schéma de notre réseau.

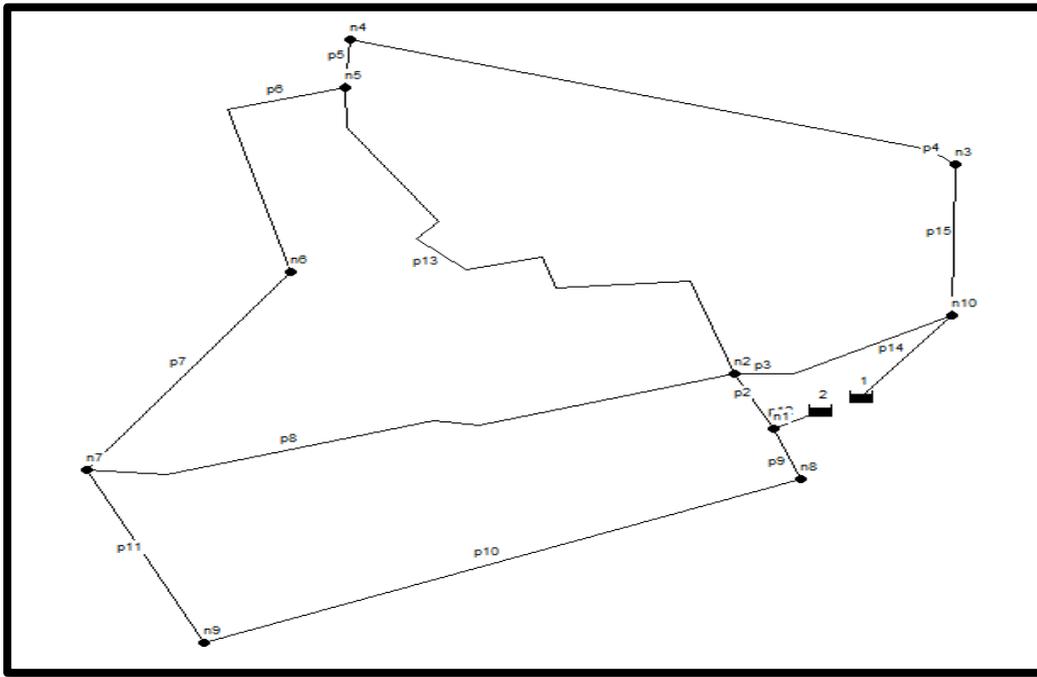


Figure IV.1 : Schéma du réseau projeté

#### IV.5 Choix du type de matériau:

Dans le processus de sélection du matériau approprié pour les conduites, plusieurs critères sont soigneusement évalués :

- Conformité aux normes sanitaires en vigueur, assurant la qualité et la sécurité de l'eau distribuée.
- Diamètre requis pour répondre aux besoins spécifiques en termes de débit et de distribution.
- Capacité du matériau à supporter la pression de service requise, garantissant la fiabilité et la robustesse du système.
- Durabilité à long terme du matériau, en tenant compte de sa résistance aux conditions environnementales et à l'usure.
- Conditions d'installation optimales pour assurer une mise en place efficace et sécurisée des conduites.
- Disponibilité sur le marché pour garantir la continuité des approvisionnements lors des projets de construction et de maintenance.
- Coût global de la conduite, incluant l'investissement initial et les coûts de maintenance à long terme, pour une gestion économiquement viable du réseau de distribution d'eau.

**IV.6 Type de matériaux :**

Les conduites de distribution sont fabriquées à partir d'une variété de matériaux, chacun offrant des propriétés distinctes adaptées à différents besoins et conditions d'utilisation. Voici quelques exemples courants :

- Acier.
- Fonte.
- PVC (Polychlorure de Vinyle non plastifié).
- PEHD (Polyéthylène Haute Densité).

Actuellement, les conduites en PEHD dominent le marché en raison de leurs nombreux avantages, notamment :

- Excellente résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartrage grâce à l'inertie chimique du matériau.
- Large disponibilité facilitant leur acquisition pour les projets de distribution d'eau.
- Flexibilité remarquable permettant une manipulation aisée, disponibles en couronnes ou en tourets jusqu'au diamètre de 160 mm.
- Adaptabilité aux contraintes du terrain avec possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres.
- Réduction significative des risques de fuites grâce à une conception robuste et bien adaptée aux raccordements.
- Réduit quasiment le besoin de massifs de butée supplémentaires, simplifiant ainsi les procédures d'installation.
- Coefficient de rugosité très faible, favorisant un écoulement fluide et efficace de l'eau.
- Longue durée de vie estimée à 50 ans à une température de 20°C, confirmée par des tests de vieillissement, assurant une performance stable et fiable sur le long terme.

C'est pour toutes ces raisons que nous optons pour des conduites en PEHD dans le cas de notre réseau de distribution.

**IV.7 Calcul hydraulique du réseau de distribution :**

Le dimensionnement des conduites doit prendre en considération la capacité à gérer les débits de pointe et à supporter des pressions élevées, même pendant les

périodes de consommation minimale. Les étapes essentielles pour dimensionner et calculer les débits dans un réseau incluent :

- Évaluer avec précision la longueur de chaque tronçon du réseau.
- Calculer le débit spécifique et les débits de distribution pour chaque tronçon.
- Estimer les débits concentrés aux points nodaux stratégiques du réseau.

Le calcul du réseau de distribution devrait être effectué selon deux scénarios distincts :

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

**IV.7.1 Calcul des débits de dimensionnement :**

**IV.7.1.1 Cas de pointe :**

**a) Débit de pointe :**

$$Q_p = Q_{maxh} = \sum Q_{ri} + \sum Q_{conc} \dots \dots \dots (IV.1)$$

Avec :

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

AN :  $\sum Q_{ri} = Q_p = Q_{maxh} = 13.56 \text{ l/s}$

**b) Débit spécifique :**

$$q_{sp} = \sum Q_{ri} / \sum L_i [l/s/ml] \dots \dots \dots (IV. 2)$$

Avec :

- $\sum L_i$  : Somme des longueurs des tronçons qui assurant la distribution en route.
- $Q_{ri}$  : est le débit en route globale (l/s).

AN :  $q_{sp} = 13.56 / 2988.54 = 0,0045 \text{ l/s/ml}$

**c) Débit en route de chaque tronçon :**

Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{ri} = q_{sp} \times L_i [l/s] \dots \dots \dots (IV. 3)$$

Avec :

- $Q_{ri}$  : Débit en route de chaque tronçon (l/s).
- $Q_{sp}$  : Débit spécifique (l/s/ml).
- $L_i$  : Longueur du tronçon (m).

**d) Détermination des Débits aux nœuds :**

$$Q_{Ni} = 0.5 \times \sum Q_{ri} + Q_{conc} \dots \dots \dots (IV.4)$$

Avec :

- $Q_{ri}$  : débit du tronçon relié à ce nœud.
- $\sum Q_{Ni} = Q_p = 13.56 \text{ l/s}$

Les valeurs de nos débits nodaux sont représentées dans le tableau qui suit :

**Tableau IV.1 : Calcul des débits nodaux du réseau projeté en cas de pointe**

Nœud	Tronçon	Longueur(m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
N1	P2	60.87	0.27	1.29
	P9	54.82	0.24	
	P8	456.2	2.06	
N2	P3	162.52	0.73	1.63
	P2	60.87	0.27	
	P13	497.87	2.25	
N3	P15	152.49	0.69	1.32
	P4	431.34	1.95	
N4	P4	431.34	1.95	1.09
	P5	48.43	0.21	
N5	P5	48.43	0.21	1.81
	P6	251.6	1.14	
	P13	497.87	2.25	
N6	P6	251.6	1.14	1.12
	P7	243	1.10	
N7	P7	243	1.10	2.02
	P8	456.2	2.06	
	P11	191.6	0.86	
N8	P9	54.82	0.24	1.12
	P10	437.8	1.98	
N9	P10	437.8	1.98	1.43
	P11	191.6	0.86	
N10	P3	162.52	0.73	0.72
	P15	152.49	0.69	
<b>Total</b>				<b>13.56</b>

#### IV.8 Répartition arbitraire :

Après avoir calculé les débits aux différents nœuds du réseau, nous procédons à une répartition méthodique des débits pour déterminer les diamètres appropriés de chaque tronçon. Cette répartition s'effectue en respectant la première loi de la méthode de Hardy Cross, qui s'appuie sur deux lois essentielles :

**1. Première loi (loi des nœuds) :** Pour tout nœud dans un réseau, la somme des débits entrants est égale à la somme des débits sortants, exprimée par l'équation de continuité ( $\sum Q = 0$ ).

**2. Deuxième loi (loi des mailles) :** Sur un parcours orienté et fermé du réseau, la somme algébrique des pertes de charge doit être nulle ( $\sum \Delta H = 0$ ), pratiquement inférieure à 0,5 mètres.

La deuxième loi permet de corriger les débits arbitraires selon les diamètres choisis. En appliquant ces principes, nous pouvons déterminer de manière efficace les diamètres requis pour chaque tronçon du réseau, en tenant compte des débits calculés pour assurer une distribution hydraulique optimale et stable.

#### **IV.9 Détermination des paramètres hydrauliques du réseau :**

En analysant la configuration de notre agglomération, nous avons constaté que trois variantes de fonctionnement en cas pointe pouvait être envisagées :

- Variante 1 : alimentation exclusive à partir de réservoir R1 de volume 300m<sup>3</sup>
- Variante 2 : alimentation exclusive à partir de réservoir R2 de volume 250m<sup>3</sup>
- Variante 3 : alimentation à partir des deux réservoirs R1 et R2

Ces variantes sont possibles car le volume de stockage disponible est bien supérieur à celui dont l'agglomération a besoin.

Il est clair que notre réseau devra être conçu en considérant le cas de pointe seulement puisque nous avons un débit maximum horaire de 13.56 l/s inférieur à 17 l/s qui est le débit requis en cas d'incendie. Nous essayerons de trouver une autre provenance du débit d'incendie.

##### **IV.9.1 Analyse de la variante 1 :**

Suite à l'analyse de la capacité de stockage, il a été déterminé qu'un seul réservoir suffirait pour répondre aux besoins quotidiens de l'agglomération. Nous proposons donc de conserver le réservoir 1, qui a la cote la plus élevée et devrait donc être le mieux placé pour alimenter l'agglomération de manière efficace. Le réservoir 2 sera maintenu en tant que réserve pour les situations d'urgence, tel que les incendies. Il sera rempli avec un volume de 120m<sup>3</sup> afin que le volume requis pour éteindre un incendie soit disponible au niveau de l'agglomération.

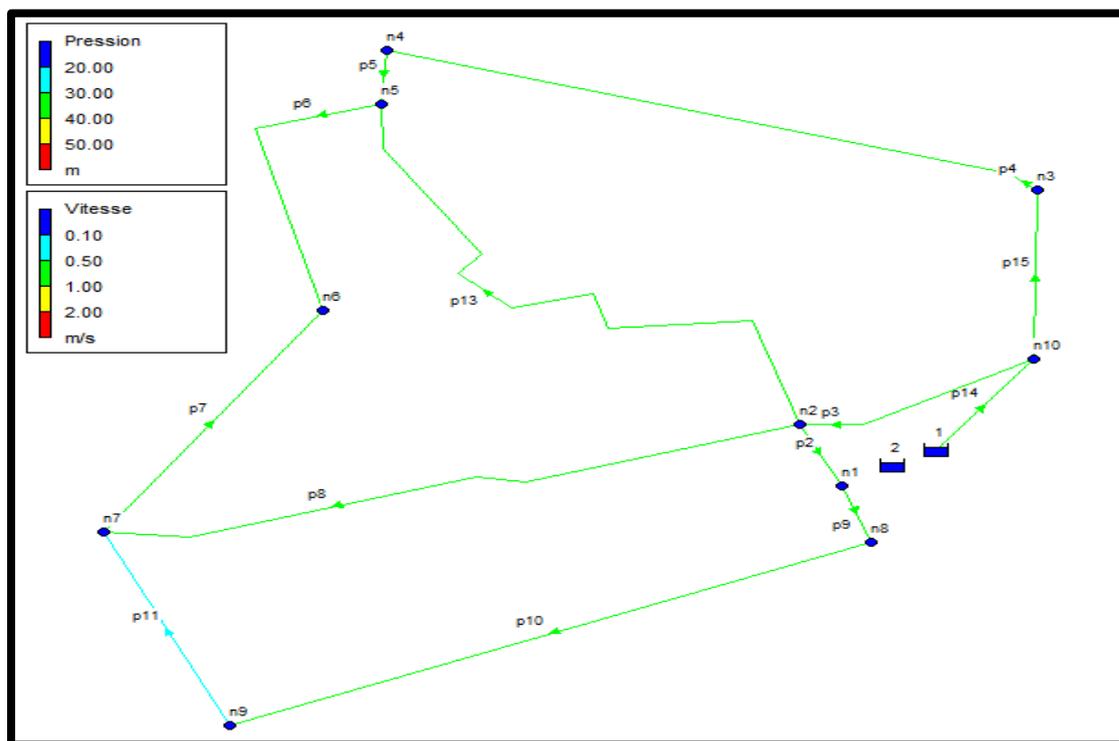
Les résultats obtenus pour les paramètres hydrauliques sont répertoriés dans les tableaux et la figure qui suivent :

**Tableau. IV.4 : Résultat des Caractéristiques Hydrauliques et diamètres des tronçons pour la variante 1**

	<b>Longueur</b>	<b>Diamètre</b>	<b>Débit</b>	<b>Vitesse</b>	<b>Pert.Charge.</b>
<b>ID Arc</b>	<b>m</b>	<b>mm</b>	<b>l/s</b>	<b>m/s</b>	<b>m</b>
Tuyau p2	60.87	110	-5.03	0.68	0.77
Tuyau p4	431.34	75	2.56	0.75	11.92
Tuyau p6	251.6	40	0.51	0.52	9.70
Tuyau p7	243	40	-0.61	0.63	3.75
Tuyau p8	456.15	63	-1.45	0.6	4.04
Tuyau p9	54.82	90	3.73	0.76	1.16
Tuyau p10	437.8	90	2.61	0.53	4.54
Tuyau p11	191.6	63	1.18	0.49	2.9
Tuyau p5	48.43	50	1.47	0.96	1.17
Tuyau p13	497.87	50	-0.85	0.56	14.92
Tuyau p14	103.86	160	-13.56	0.87	1.21
Tuyau p3	162.52	125	-8.97	0.94	3.22
Tuyau p15	152.49	110	3.88	0.53	1.14

**Tableau. IV.5 : Cotes piézométriques et pression des nœuds pour la variante 1**

	<b>Altitude</b>	<b>Demande</b>	<b>cote piézométrique</b>	<b>Pression</b>
<b>ID Noeud</b>	<b>m</b>	<b>l/s</b>	<b>m</b>	<b>mce</b>
Noeud n1	870.17	1.3	887	16.83
Noeud n2	869.58	1.64	887.29	17.71
Noeud n3	869.39	1.32	888.05	18.66
Noeud n4	869.23	1.09	884.23	15
Noeud n5	869.01	1.81	883.13	14.12
Noeud n6	868.87	1.12	880.73	11.86
Noeud n7	867.11	2.02	883.98	16.87
Noeud n8	869.96	1.12	886.6	16.64
Noeud n9	867.51	1.43	884.94	17.43
Noeud n10	870.1	0.71	888.5	18.4



**FigureIV.3 : Résultats de simulation de Vitesses et pressions pour la variante 1**

Après avoir examiné les résultats de la simulation de la première configuration proposée, nous allons maintenant analyser la deuxième configuration.

**IV.9.2 Analyse de la variante 2 :**

Les résultats des différents tronçons sont présentés dans les tableaux suivants :

**Tableau. IV.6 : Résultat des Caractéristiques Hydrauliques et diamètres des tronçons pour la variante 2**

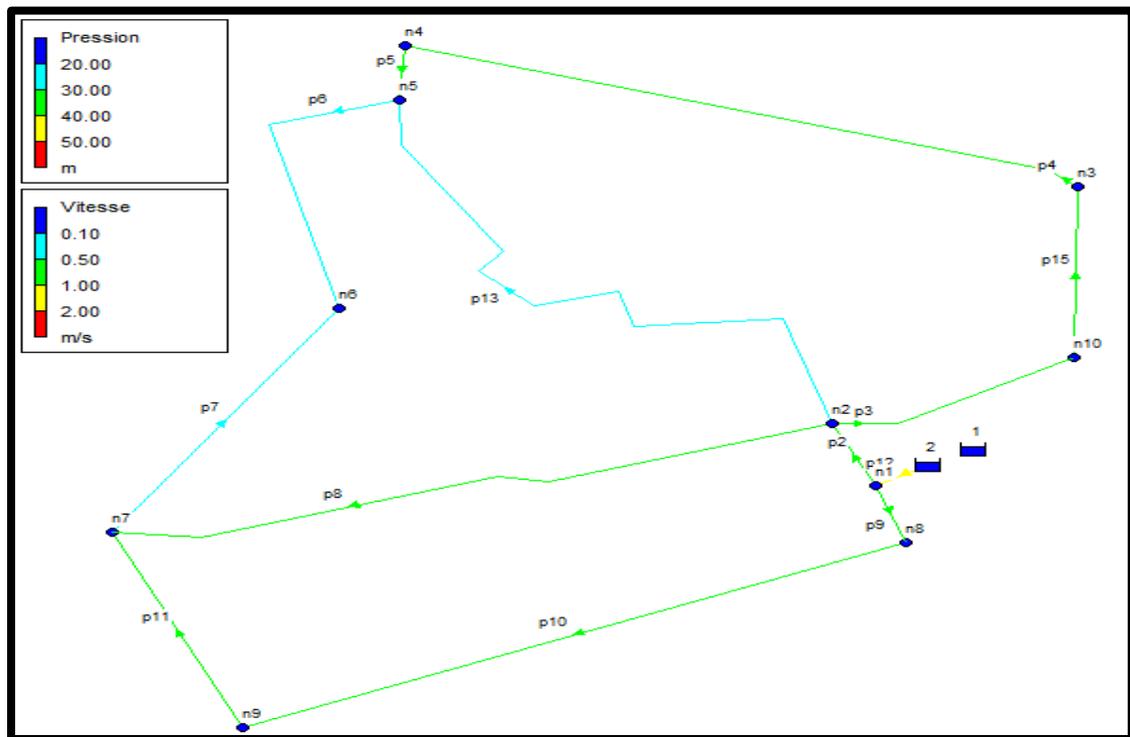
ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit l/s	Vitesse m/s	Pert.Charge. m
Tuyau p2	60.87	125	8.48	0.89	1.08
Tuyau p4	431.34	90	2.85	0.58	5.34
Tuyau p6	251.6	50	0.67	0.44	4.68
Tuyau p7	243	40	-0.46	0.47	7.62
Tuyau p8	456.15	63	-1.24	0.52	7.87
Tuyau p9	54.82	110	3.78	0.51	0.39
Tuyau p10	437.8	90	2.66	0.54	4.72
Tuyau p11	191.6	63	1.23	0.51	3.25
Tuyau p5	48.43	75	1.76	0.51	0.63
Tuyau p13	497.87	50	-0.72	0.47	10.71
Tuyau p3	162.52	125	4.88	0.51	0.95
Tuyau p15	152.49	110	4.17	0.57	1.32
Tuyau p12	35.99	125	13.56	1.42	1.63

Les résultats des charges et des pressions aux nœuds pour le cas de pointe sont répertoriés dans le tableau suivant :

**Tableau. IV.7 : Résultat cote piézométriques et pression des nœuds pour la variante 2**

	Altitude	Demande	cote piézométrique	Pression
ID Noeud	m	l/s	m	mce
Noeud n1	870.17	1.3	881.92	11.75
Noeud n2	869.58	1.64	881.51	11.93
Noeud n3	869.39	1.32	880.61	11.22
Noeud n4	869.23	1.09	878.69	9.46
Noeud n5	869.01	1.81	878.48	9.47
Noeud n6	868.87	1.12	877.14	8.27
Noeud n7	867.11	2.02	879.02	11.91
Noeud n8	869.96	1.12	881.77	11.81
Noeud n9	867.51	1.43	880.05	12.54
Noeud n10	870.1	0.71	881.12	11.02

La figure suivante montre les résultats du fonctionnement du réseau pour la variante 2.



**FigureIV.4 : Résultats de simulation de Vitesses et pressions pour la variante 2**

**IV.9.3 Analyse de la variante 3 :**

Après avoir calculé le débit donné par chaque réservoir, nous avons effectué une analyse du comportement hydraulique du réseau.

Les résultats des différents tronçons sont présentés dans les tableaux suivants :

**Tableau. IV.8 : Résultat des Caractéristiques Hydrauliques et diamètres des tronçons pour la variante 3**

	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge.
ID Arc	m	mm	l/s	m/s	m
Tuyau p2	60.87	90	2.95	0.6	0.80
Tuyau p4	431.34	90	2.72	0.55	4.86
Tuyau p6	251.6	50	0.52	0.34	2.82
Tuyau p7	243	50	-0.61	0.4	3.75
Tuyau p8	456.15	90	-3.26	0.66	7.39
Tuyau p9	54.82	63	1.91	0.79	2.24
Tuyau p10	437.8	50	0.79	0.52	11.33
Tuyau p11	191.6	50	-0.64	0.42	3.25
Tuyau p5	48.43	63	1.63	0.68	1.44
Tuyau p13	497.87	50	-0.7	0.46	10.12
Tuyau p3	162.52	90	-2.64	0.54	1.72
Tuyau p15	152.49	90	4.04	0.82	3.79
Tuyau p14	103.86	140	7.4	0.62	0.75
Tuyau p12	35.99	140	6.16	0.52	0.18

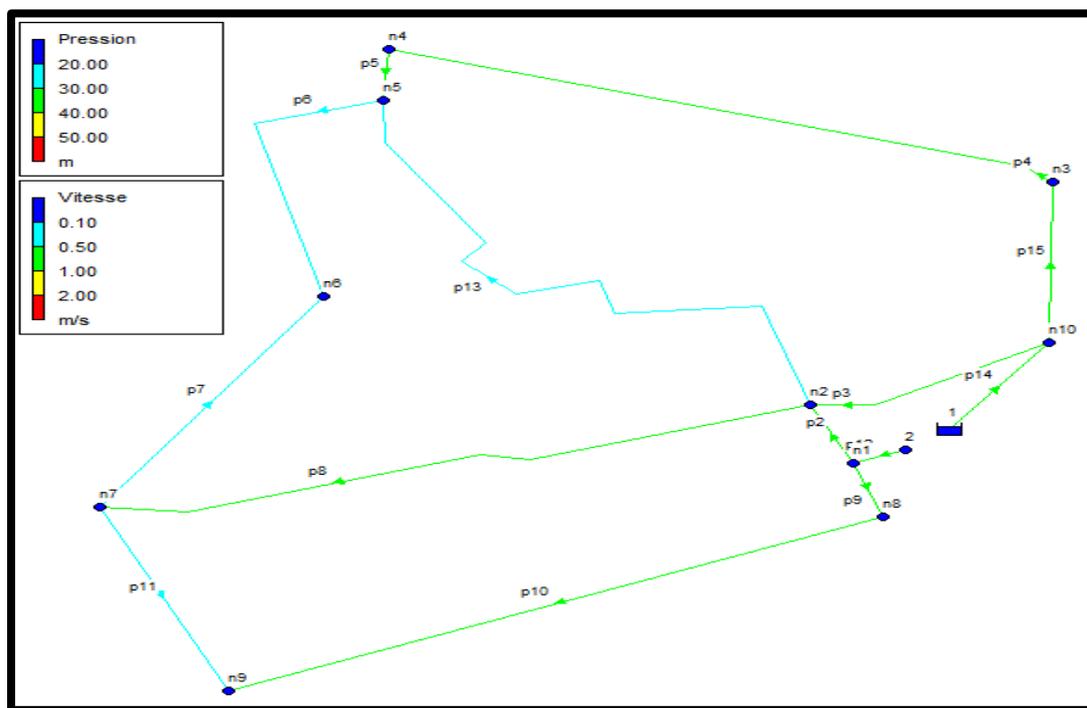
Les résultats des charges et des pressions aux nœuds pour le cas de pointe sont répertoriés dans le tableau suivant :

**Tableau. IV.9 : Résultat cote piézométriques et pression des nœuds pour la variante 3**

	Altitude	Demande	cote piézométrique	Pression
ID Noeud	m	l/s	m	mce
Noeud n1	870.17	1.3	888.35	18.18
Noeud n2	869.58	1.64	888.06	18.48
Noeud n3	869.39	1.32	887.39	18
Noeud n4	869.23	1.09	885.63	16.4
Noeud n5	869.01	1.81	885.2	16.19
Noeud n6	868.87	1.12	884.37	15.5
Noeud n7	867.11	2.02	885.45	18.34
Noeud n8	869.96	1.12	887.69	17.73
Noeud n9	867.51	1.43	884.51	17

Noeud n10	870.1	0.71	888.69	18.59
-----------	-------	------	--------	-------

La figure suivante montre les résultats de la simulation hydraulique pour la variante 3.



**FigureIV.5 : Résultats de simulation de Vitesses et pressions pour la variante 3**

#### IV.10 Interprétation des résultats :

- Lorsque l'alimentation est assurée par le premier réservoir, les pressions sont acceptables, variant de 1 à 2 bars, et les vitesses d'écoulement sont également satisfaisantes, allant de 0,49 à 0,94 m/s. Nous ne pouvons faire mieux car les débits sont faibles.
- Avec le deuxième réservoir, les pressions sont plus faibles, entre 0,8 et 1,2 bars, mais les vitesses restent acceptables, variant de 0,44 à 1,42 m/s.
- Lorsque l'alimentation est assurée par les deux réservoirs, les pressions et les vitesses sont satisfaisantes, seulement cette variante n'est possible que si la cote du radier du deuxième réservoir est de 888.06m, ce qui n'est pas le cas puisque ce dernier n'offre que 882.5m comme coté piézométrique. Nous devons donc écarter cette variante.
- Nous optons alors pour la variante 1, qui nous donne les meilleurs résultats en terme de paramètres hydrauliques et nous proposons de maintenir une réserve d'eau pour la lutte contre les incendies, dont le risque est faible dans notre type

d'agglomération, dans le deuxième réservoir. On pourra en disposer à n'importe quel moment et nous recommandons de la renouveler si elle a été utilisée.

Ce réservoir pourra toutefois aider à alimenter le réseau en cas de maintenance ou de nettoyage du premier réservoir.

#### **IV.11 Conclusion :**

Pour conclure, ce chapitre a permis la conception et l'analyse approfondie d'un réseau de distribution pour l'alimentation en eau potable dans notre région d'étude. À l'aide du logiciel Epanet, nous avons étudié ce réseau en tenant compte des calculs nécessaires pour assurer des performances optimales. Les résultats de la simulation ont confirmé que le réseau satisfait aux exigences, avec des pressions aux nœuds et des vitesses d'écoulement conformes aux normes établies.

Nous avons analysé trois configurations et avons retenu la première variante dans laquelle l'alimentation de l'agglomération est assurée par le premier réservoir. Le second réservoir sera maintenu afin de servir de secours pour les situations d'entretien du premier réservoir ou en cas d'incendie. L'utilisation de tuyaux en PEHD PN10 garantira la durabilité, la fiabilité et la qualité de l'approvisionnement en eau potable pour les consommateurs de notre région.

**Chapitre V :**  
**Renforcement de l'adduction**  
**existant**

**V.1 Introduction :**

Pour optimiser l'approvisionnement en eau potable à Selmana, deux mesures clés sont envisagées : l'exploration de nouveaux forages pour compenser le déficit en eau et l'étude approfondie des pompes adaptées pour garantir un débit et une pression suffisants. Ces initiatives visent à assurer la fiabilité et l'efficacité du système d'approvisionnement en réponse aux besoins croissants de la population locale.

**V.2 Généralité sur l'adduction :****V.2.1 Définition de l'adduction :**

L'adduction fait référence au transport de l'eau depuis son point de captage jusqu'à son point d'utilisation, souvent situés à une distance plus ou moins importante l'un de l'autre dans la réalité pratique.

**V.2.2 Classification des adductions :**

Dans un système d'adduction, les flux d'eau peuvent être catégorisés en écoulements à surface libre ou en écoulements en charge, dictant ainsi la classification suivante des adductions :

- Adduction gravitaire : Ce type d'adduction est utilisé lorsque la source se trouve à une altitude supérieure à celle du point de distribution. L'écoulement peut être en charge (sous pression) ou à surface libre, en fonction des conditions hydrauliques spécifiques du trajet.
- Adduction par refoulement : Ce mode est employé lorsque la source est située à une altitude inférieure à celle du point de consommation. Il nécessite l'utilisation de pompes pour refouler l'eau vers le point de destination.
- Adduction mixte : Ce type d'adduction est nécessaire lorsque la configuration topographique impose l'installation d'un ouvrage intermédiaire. Cet ouvrage peut recevoir l'eau par gravité ou par pompage, selon les besoins, avant de la diriger vers le réservoir principal de l'agglomération, soit par refoulement, soit par gravité, en fonction des exigences du réseau et de la topographie locale.

**V.2.3 Tracé de l'adduction :**

Pour optimiser le tracé de la conduite d'adduction entre le point de départ et le point d'arrivée, plusieurs impératifs doivent être respectés :

- Il doit suivre un chemin direct autant que possible.
- Éviter les pentes inversées pour éviter l'accumulation d'air et les cavitations.

- Éviter les profils horizontaux qui perturbent l'écoulement.
- Suivre les bordures des routes pour faciliter les travaux et l'accès aux équipements.
- Éviter de passer à travers les zones boisées pour réduire l'impact sur l'environnement.

#### **V.2.4 Choix des matériaux de canalisation :**

Le matériau des conduites est sélectionné en fonction de critères techniques et économiques prédominants :

##### **a) Critères techniques :**

- La capacité à résister aux pressions spécifiques de fonctionnement.
- L'adaptation aux conditions variées d'installation et aux particularités des terrains.
- La garantie d'une étanchéité fiable et durable.
- La facilité et la nécessité d'entretien régulier et efficace.

##### **b) Critères économiques :**

- La disponibilité et l'accessibilité sur le marché.
- Les coûts associés à l'acquisition et à l'installation.
- Le prix unitaire de chaque matériau.

Nous identifions divers types de conduites en fonction du matériau utilisé, notamment les conduites en acier, en béton et en thermoplastique. Pour notre projet, nous choisissons le PEHD en raison de ses nombreux avantages :

- Résistance à la corrosion
- Flexibilité
- Légèreté
- Longévité
- Résistance aux chocs
- Coût d'installation réduit

#### **V.3 Etude d'adduction :**

##### **V.3.1 Ressources en eau :**

Après une analyse approfondie du bilan entre les ressources en eau disponibles et les besoins projetés pour la localité de Selmana jusqu'en 2054, il apparaît clairement que les ressources actuelles seront insuffisantes, avec un déficit estimé de 7.56 l/s. Afin de

remédier à cette insuffisance anticipée, nous proposons d'exploiter un forage existant, qui peut fournir un débit exploité de 13 l/s, pour compenser ce manque.

### V.3.1.1 Caractéristiques des forages alimentant la localité de Selmana :

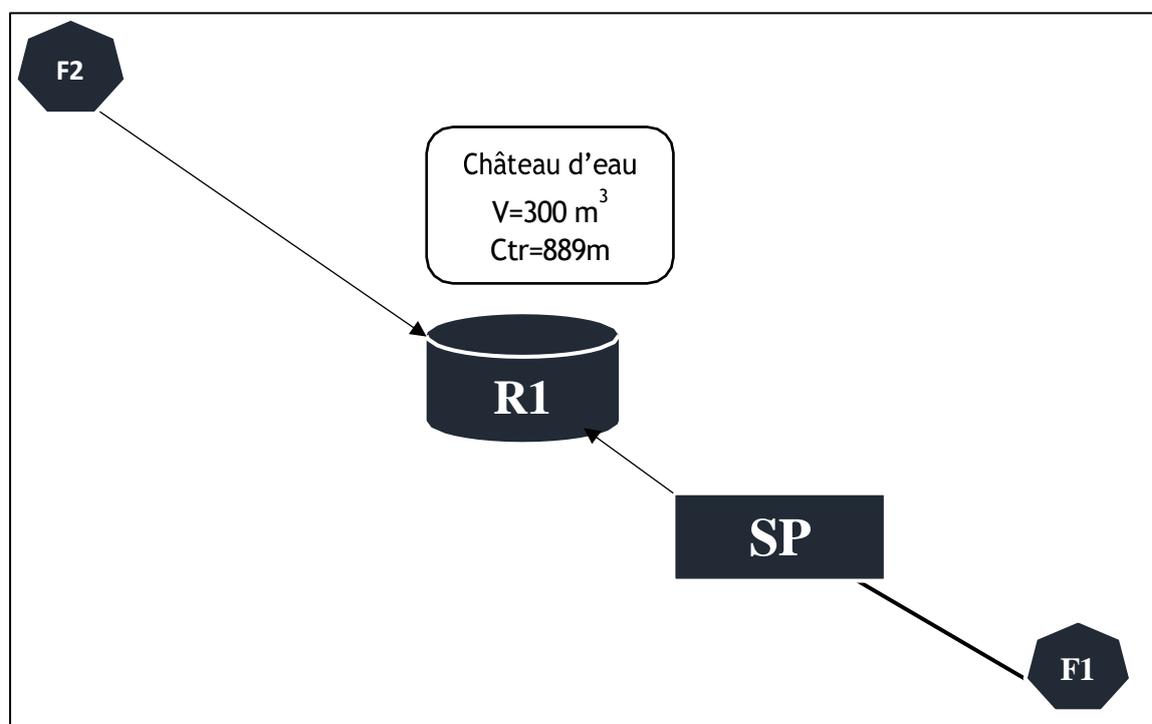
Les caractéristiques des forages qui alimentent notre zone d'étude sont mentionnées dans le tableau suivant :

**Tableau V.1 :Caractéristiques des forages de Selmana**

Forage	Unités	Hassi Fdoul	Guettar
Débit	l/s	8	13
Cote de terrain	m	813	859
Niveau dynamique	m	17	17

### V.3.2 Schéma du réseau d'adductions :

Pour répondre aux besoins futurs de la population, nous proposons de maintenir l'adduction d'eau à partir du forage existant de Hassi F'doul. En complément, une variante prévoit également l'adduction depuis le forage de Guettar, une fois celui-ci réalisé. L'eau de Hassi F'doul serait dirigée vers une station de reprise, puis transférée vers un château d'eau de 300 m<sup>3</sup>. Par la suite, l'eau du forage de Guettar serait ajoutée à ce même château d'eau, optimisant ainsi l'approvisionnement en eau.



**Figure V.1 :Schéma explicatif du réseau d'adduction projeté**

**V.3.3 Vérification de l'adduction existante :**

Dans cette section, nous devons calculer les vitesses et le HMT. On utilise les formules suivantes :

**a) Calcul de la vitesse :**

$$V = \frac{Q}{S} \dots \dots \dots \text{(VI.1)}$$

$$v = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} \dots \dots \dots \text{(VI.2)}$$

Avec :

Q : le débit en  $m^3/s$

V : la vitesse d'écoulement en m/s

S : section de la conduite en  $m^2$

D : le diamètre de la conduite en m

**b) Calcul du HMT :**

$$HMT = H_g + \Delta H \dots \dots \dots \text{(VI.3)}$$

**c) Calcul du Hg :**

$$H_g = C_{tp} - C_{TN} + N_D \dots \dots \dots \text{(VI.4)}$$

**d) Calcul de la perte de charge :**

$$\Delta H = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5} \dots \dots \dots \text{(VI.5)}$$

Pour calculer le coefficient de frottement on utilise la formule de **nikuradsé** :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \left( \frac{\varepsilon}{D} \right))^{-2} \dots \dots \dots \text{(VI.6)}$$

Avec :

**HMT** : hauteur manométrique total en m

**Hg** : hauteur géométrique en m

**ΔH** : la perte de charge en m

**C<sub>tp</sub>** : la cote de trop plein du château d'eau ou bien réservoir

**C<sub>TF</sub>** : la cote de train naturel du forage

**ND** : le niveau dynamique du forage

**λ** : coefficient de frottement

**L** : longueur de conduite en m

**ε** : la rugosité absolue en mm

**Tableau VI.2 : vérification hydraulique de l'adduction existante tronçon( Forage-Station de pompage:**

Adduction	CTF	Nd	L	D	$\lambda$	$\Delta H$	Hg	HMT	V
F1-SP	813	17	135000	150	0.018	16.85	15.2	32.05	0.45

**Tableau VI.3 : vérification hydraulique de l'adduction existante tronçon (Station de pompage-Château d'eau:**

Adduction	CTP	Nd	L	D	$\lambda$	$\Delta H$	Hg	HMT	V
SP-R1	808	17	8700	150	0.018	30.46	102	132.46	0.76

- L'interpolation des résultats révèle que la hauteur manométrique totale (HMT) calculée est inférieure à celle de la pompe dans les deux cas, et que les vitesses observées sont conformes aux normes acceptables. Cela démontre que le système d'adduction est correctement dimensionné et que la pompe opère efficacement, garantissant ainsi un approvisionnement en eau optimal.

**V.3.4 Dimensionnement de l'adduction :**

**V.3.4.1 Cas de refoulement :**

Pour le dimensionnement d'une conduite d'adduction par refoulement, on détermine le diamètre économique en prenant en compte à la fois les coûts d'investissement et les frais d'exploitation, le tout à travers une étude technico-économique.

**a) Calcul du diamètre économique de la conduite de refoulement :**

Pour déterminer les diamètres économiques des conduites de refoulement, on applique les formules suivantes :

**-Formule de Bresse :**

$$D = 1.5 * \sqrt{Q} \dots\dots\dots (VI.7)$$

**-Formule de BONNIN :**

$$D = \sqrt{Q} \dots\dots\dots (VI.8)$$

**-Formule de VIBERT :**

$$D = 1.547 (e/f)^{0.154} Q^{0.46} \text{ (pompage continue)} \dots\dots\dots (VI.9)$$

$$D = 1.35 (e/f)^{0.154} Q^{0.46} \text{ (pompage 10h/24h)} \dots\dots\dots (VI.10)$$

Avec :

**Q** : débit à refouler en (m<sup>3</sup> /s).

**e** : prix du Kwh d'énergie.

**f** : prix de 1kg de fonte.

**-Formule de MEUNIER :**

$$D = \sqrt{Q (1+0.02n)} \dots\dots\dots (VI.11)$$

Avec :

**n** : nombre d'heure de pompage.

**-Formule qui prend en compte le facteur de consommation :**

$$D_{\text{econ}} = Cj^{\frac{\beta}{\alpha+m}} \times E^{\frac{1}{\alpha+m}} \times Q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}} \dots\dots\dots(VI.12)$$

Avec :

$$Cj = Qi / Qt$$

**E** : facteur économique incluant les caractéristiques économiques y compris quelques exposants hydrauliques.

$$E = 10.M. \sigma. \delta \dots\dots\dots (VI.13)$$

**M** : coefficient dépendant du type de matériau de la canalisation.

**σ**: Prix de KWh.

$$\delta = \frac{1}{K.Kj.Kh} \dots\dots\dots(VI-14)$$

**K** : coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau, variant de 1.03 à 1.04

**Kj** : coefficient de variation journalière de la consommation, variant de 1.1 à 1.3

**Kh** : coefficient de variation horaire de la consommation qui dépend du régime de consommation.

**Tableau VI.4 : valeurs du coefficient M**

Tuyau	M
Acier	0.92
Fonte	0.43
Plastique	0.13

Tableau VI.5 : valeurs des coefficients  $\alpha$ , B, et m en fonction du type de matériau

Matériau	$\alpha$	B	M
Acier	1.4	1.9 à 2	5.1 à 5.3
Fonte	1.6	1.9 à 2	5.1 à 5.3
Plastique	1.95	2	4.772

### b) Calcul des pertes de charges

Les pertes de charges désignent la diminution de pression qui survient au sein des canalisations et des dispositifs de distribution d'eau potable. Ces diminutions de pression résultent principalement de la friction de l'eau contre les parois des tuyaux (pertes de charges linéaires), des changements de direction et de diamètre des canalisations (pertes de charges singulières), ainsi que de l'intervention des équipements de régulation du débit.

#### 1- Pertes de charges linéaires

La perte de charge linéaire résulte du frottement entre les particules d'eau et les parois de la canalisation. Cette diminution d'énergie est directement influencée par la vitesse d'écoulement : des vitesses élevées entraînent des pertes de charges plus importantes. Pour calculer ces pertes linéaires, on utilise la formule de Darcy-Weisbach, qui intègre divers paramètres tels que le débit d'eau, le diamètre de la conduite, la rugosité interne de la canalisation et la viscosité de l'eau. La formule la donnant est la suivante

$$\Delta H_L = \frac{\lambda \cdot L \cdot V^2}{D \cdot 2 \cdot g} \dots\dots\dots (VI.15)$$

Avec :

L : la longueur de la conduite (m) ;

$\lambda$  : coefficient de perte de charge de Darcy ;

V : vitesse moyenne d'écoulement en (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

g : accélération de la pesanteur (9.81 m/s<sup>2</sup>)

Sachant que l'équation de continuité est :  $Q = V \cdot S$

Alors :

$$\Delta H_L = \frac{8 \lambda L Q^2}{\pi^2 \cdot g \cdot D^5} \dots\dots\dots (VI.16)$$

$\epsilon$  : la rugosité de la conduite, d'après le catalogue de spécifications technique des tubes en PEHD elle est de 0.01 mm

## 2-Pertes de charges singulières

La perte de charge singulière fait référence à la diminution de pression qui survient lorsque l'écoulement d'eau rencontre des changements de direction (comme les coudes), des rétrécissements ou des obstacles le long de son parcours. Ce terme "singulière" est utilisé pour désigner ces pertes localisées, par opposition aux pertes de charge continues qui résultent du frottement le long des parois de la canalisation. Dans les systèmes d'adduction d'eau potable, les pertes de charge singulières représentent généralement entre 5 et 10 % des pertes de charge linéaires.

Prenons :  $\Delta H_s = 0.1 * \Delta H_L$ .....(VI.17)

D'ou :  $\Delta H_T = 1.10 * \Delta H_L$ .....(VI.18)

### c) Hauteur manométrique totale

Elle est estimée de la manière suivante :

$$HMT = H_g + \Delta H_{asp} + \Delta H_{ref} \text{ Avec :}$$

**HMT** : hauteur manométrique totale (m).

**H<sub>g</sub>** : hauteur géométrique (m).

**$\Delta H_{asp}$**  : perte de charge en aspiration.

**$\Delta H_{ref}$**  : pertes de charge au refoulement.

### d) Puissance absorbée par la pompe :

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

$$P_{abs} = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot H_{mt}}{1000 \eta} \dots \dots \dots (V-10)$$

Avec

$\eta$  : rendement de la pompe en (%) ( $\eta = 80\%$ )

**Q** : débit refoulé par la pompe en (m<sup>3</sup>/s)

**g** : accélération de la pesanteur (9.81 m/s<sup>2</sup>)

**$\rho$**  : masse volumique de l'eau (kg/ m<sup>3</sup>)

### d) Energie consommée par la pompe :

$$E = P * t * 365 \text{ [Kwh]} \dots \dots \dots (V.20)$$

Avec :

**P** : puissance de la pompe en (Kw)

**t** : le temps de pompage par jour en (heure) ; dans notre cas t =20h

**e) Frais d'exploitation :**

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]} \dots \dots \dots \text{ (VI.21)}$$

Avec :

**E** : énergie consommée par la pompe en (Kwh)

**e** : prix unitaire d'un Kwh imposé par la SONELGAZ. (e = 5.00 DA)

**f) Frais d'investissement :**

$$F_{inv} = \text{Prix total} + F_{am} \text{ [DA]} \dots \dots \dots \text{ (VI.22)}$$

Les frais d'amortissement sont définis par la formule suivante :

$$F_{am} = P_t * A \text{ [DA]} \dots \dots \dots \text{ (VI.23)}$$

Avec :

**P<sub>t</sub>** : prix de la conduite en (DA)

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \dots \dots \dots \text{ (VI.24)}$$

Avec :

**i** : Taux d'annuité annuel, i = 8%

**n** : nombre d'années d'amortissement, n = 30ans

**d) Dimensionnement du tronçon Forage Guettar-Château d'eau 250m<sup>3</sup> :**

Nous commençons faire une estimation du diamètre économique par les formules usuelles :

**Tableau V.6 : Calcul des diamètres économiques**

	<b>Bresse</b>	<b>Bonnin</b>
<b>Formule</b>	$1.5 * \sqrt{Q}$	$\sqrt{Q}$
<b>D économique (mm)</b>	<b>130</b>	<b>87</b>
<b>D normalisé (mm)</b>	<b>160</b>	<b>90</b>

Les résultats de calcul de la hauteur manométrique sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Calcul de la hauteur manométrique totale HMT

DN (mm)	Dint (mm)	V (m/s)	$\lambda$	$\Delta H_T$ (m)	Hg (m)	HMT (mce)
63	51.4	3.64	0.014	1808.50	51	1859.50
75	61.4	2.55	0.013	717.44	51	768.44
90	73.6	1.77	0.013	279.71	51	330.71
110	90	1.18	0.012	98.40	51	149.40
125	102.2	0.92	0.012	50.86	51	101.86

Les résultats de calcul de puissance absorbée par la pompe sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.8 : Puissance absorbée par la pompe

DN (mm)	Dint (mm)	HMT (m)	g (m/s <sup>2</sup> )	Q(m <sup>3</sup> /s)	$\eta$ (%)	Pabs (K w)
63	51.4	1859.50	9.81	0.00756	80%	172.384
75	61.4	768.44	9.81	0.00756	80%	71.238
90	73.6	330.71	9.81	0.00756	80%	30.659
110	90	149.40	9.81	0.00756	80%	13.850
125	102.2	101.86	9.81	0.00756	80%	9.443

Les résultats de calcul des frais d'exploitation sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.9 : Calcul des frais d'exploitation

DN (mm)	Dint (mm)	t (heures)	E (kwh)	Fex (DA)
63	51.4	20	1 258 404.47	6 292 022.35
75	61.4	20	520 039.04	2 600 195.18
90	73.6	20	223 808.25	1 119 041.25
110	90	20	101 102.33	505 511.67
125	102.2	20	68 935.80	344 679.01

Les résultats de calcul des frais d'investissement sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.10 : Calcul des frais d'investissement**

DN (mm)	Dint (mm)	Prix de ML (DA)	L(m)	Prix total	A (%)	Fam (DA)	Finv (DA)
63	51.4	299	9000	2691000	8.9%	239 034.62	2930034.623
75	61.4	420	9000	3780000	8.9%	335 767.70	4115767.698
90	73.6	580	9000	5220000	8.9%	463 679.20	5683679.202
110	90	865.8	9000	7792200	8.9%	692 161.13	8484361.126
125	102.2	1090.44	9000	9813960	8.9%	871 748.88	10685708.88

**Source des prix unitaire (site prix tube pehd algérie)**

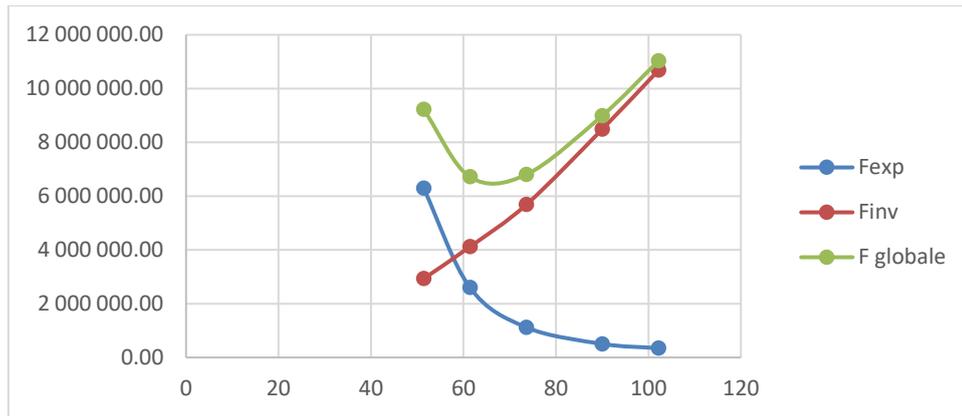
- **Bilan :**

Les résultats de calcul du cout total du tronçon Forage Guettar-Château d'eau 300m<sup>3</sup> sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.11 : Cout total du tronçon Forage Guettar-Château d'eau 300m<sup>3</sup>**

DN (mm)	Dint (mm)	Fex (DA)	Finv (DA)	Ti (DA)
63	51.4	6 292 022.35	2930034.623	9 222 056.98
75	61.4	2 600 195.18	4115767.698	6 715 962.88
90	73.6	1 119 041.25	5683679.202	6 802 720.46
110	90	505 511.67	8484361.126	8 989 872.79
125	102.2	344 679.01	10685708.88	11 030 387.89

Le diamètre économique est celui qui permet de réduire au minimum les coûts globaux tout en garantissant une vitesse de circulation acceptable, généralement située entre 0,5 et 2 m/s.



**Figure V.2 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement**

D'après les résultats obtenus ci-dessus, le diamètre économique est  $D = 90\text{mm}$ , pour un coût de 6 802 720.46, avec une vitesse  $V = 1.77\text{m/s}$ .

#### **V.4 Etude de pompage :**

##### **V.4.1 Définition :**

La pompe est un dispositif conçu pour aspirer, déplacer ou refouler un fluide liquide d'une zone de basse pression vers une zone de haute pression. En d'autres termes, elle élève la pression du fluide liquide en convertissant l'énergie mécanique fournie par un moteur en énergie hydraulique, laquelle est transférée au liquide entre l'entrée et la sortie de la pompe.

##### **V.4.2 Différents types de pompes :**

Les pompes se classifient principalement en deux grandes catégories :

1. Pompes volumétriques : Leur fonctionnement repose sur la variation du volume de l'espace contenant le liquide, ce qui permet de créer l'écoulement.
2. Pompes centrifuges : Elles génèrent le mouvement du fluide grâce à la force centrifuge produite par une roue ou un rotor.

##### **V.4.3 Choix de la pompe :**

Le choix du type de pompe se base sur les critères suivants :

- Respect des exigences de débit ( $Q_{app}$ ) et de hauteur manométrique totale (HMT)
- Rendement optimal
- Absence de cavitation
- Faible encombrement et poids

- Vitesse de rotation élevée
- Consommation minimale de puissance
- Disponibilité en production de série
- Nombre réduit de pompes nécessaires

Je vais intégrer les paramètres requis dans le logiciel Caprari pour déterminer la pompe la plus adaptée à notre système d'adduction. Cette démarche permettra de sélectionner un modèle qui satisfait les exigences de débit et de hauteur manométrique spécifiées, garantissant ainsi une performance optimale et une fiabilité accrue du système d'approvisionnement en eau. En procédant de cette manière, nous assurerons que la pompe est parfaitement alignée avec les besoins opérationnels de notre installation.

Le tableau suivant montre les différentes variantes de pompes possibles :

**Tableau V.12 : différentes variantes de pompes**

Type de pompe	Débit (l/s)	HMT (m)	H	Rendement (%)	Vitesse (tr/min)	Puissance absorbée	NPSH requis (m)
<b>E8R35/19+MC850</b>	<b>7.64</b>	<b>337</b>	<b>410</b>	<b>74.5</b>	<b>2900</b>	<b>33.7</b>	<b>2.3</b>
E6XB50-6/45+MEH650	7.37	317	450	73	2900	31.3	2.44
E6XB51-6/28A+MEH650	7.25	308	403	67.1	2900	32.6	1.97

Après une évaluation minutieuse des critères de sélection, nous avons choisi la pompe **E8R35/19+MC850** pour notre forages. Ce choix se distingue par sa capacité à non seulement répondre aux exigences de débit et de hauteur manométrique totale nécessaires pour l'agglomération, mais aussi à offrir des performances exceptionnelles. Avec un rendement optimal, un NPSH requis réduit au minimum et une consommation d'énergie remarquablement basse, cette pompe se positionne comme la solution idéale, alliant efficacité maximale et économies d'énergie.



Figure V.3 : courbe caractéristique de la pompe

**V.4.4 Point de fonctionnement de la pompe :**

L'étude de fonctionnement d'une pompe, en relation avec la courbe caractéristique de la conduite, est essentielle pour garantir que la pompe fonctionne de manière optimale dans le système.

**V.4.4.1 Courbe caractéristique de la conduite :**

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole dont l'équation est la suivante :

$$H_c = H_g + \Delta H_T \dots \dots \dots (V.25)$$

Avec :

$H_g$  : hauteur géométrique (m) ;

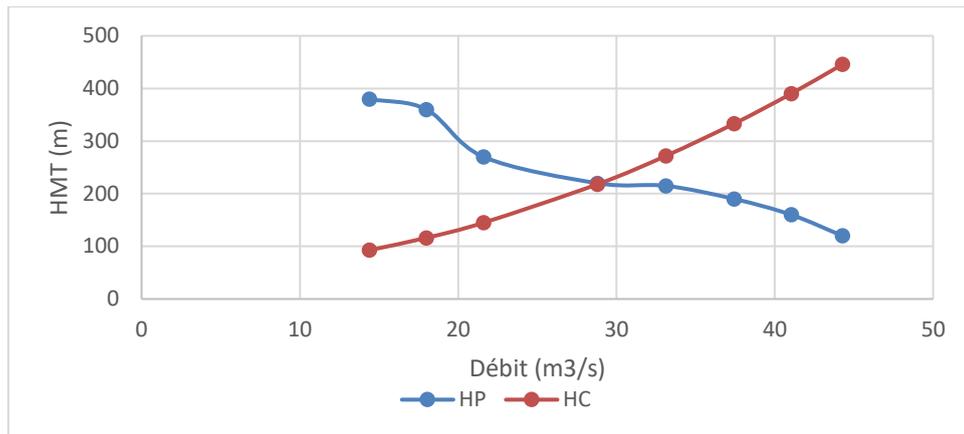
$\Delta H_T$ : perte de charge totale occasionnée par la conduite (m)

Le tableau suivant montre le calcul de la courbe caractéristique de la conduite de refoulement  $H_c$  :

$H_p$  : la courbe caractéristique de la pompe

Tableau V.13 : calcul de la courbe caractéristique de la conduite

Q(m³/h)	Q(m³/s)	HP(m)	Hg	$\lambda$	$\Delta H_T$	HC
14.4	0.004	380	51	0.013	41.75	92.75
18	0.005	360	51	0.013	65.24	116.24
21.6	0.006	270	51	0.013	93.95	144.95
28.8	0.008	220	51	0.013	167.03	218.03
33.12	0.0092	215	51	0.013	220.90	271.90
37.44	0.0104	190	51	0.013	282.28	333.28
41.04	0.0114	160	51	0.013	339.18	390.18
44.28	0.0123	120	51	0.013	394.85	445.85



**Figure V.3 : Point de fonctionnement de la pompe**

D'après le graphique, le débit au point de fonctionnement ( $Q_{pf}$ ) est de 7.91 l/s. Nous devons vérifier si la pompe se situe dans la plage de fonctionnement acceptable, définie par les conditions suivantes :

$$0,9 \times Q_{pf} < Q_{app} < 1,1 \times Q_{pf}$$

En substituant  $Q_{pf}=7.91$  l/s nous obtenons :

$$7.125 \text{ l/s} < Q_{app} < 8.7 \text{ l/s}$$

Étant donné que  $Q_{app}=7.56$  l/s, la condition  $7.125 < 7.56 < 8.7$  est vérifiée.

Par conséquent, la pompe fonctionne dans la plage de fonctionnement spécifiée et aucun réglage n'est nécessaire.

### V.5 Conclusion :

Le dimensionnement de l'adduction en eau potable est crucial pour garantir une distribution efficace, durable et adaptée aux besoins de la population. Dans ce chapitre, nous avons commencé par vérifier le fonctionnement de l'adduction existante puis nous avons dimensionné une nouvelle adduction à partir du forage de Guettar en nous appuyant sur une étude technico-économique. Cette approche vise à assurer une pression optimale, à réduire au maximum les pertes d'eau et à réaliser des économies financières significatives. Nous avons également sélectionné la pompe de forage appropriée pour répondre parfaitement aux exigences de transport de l'eau.

**Chapitre VI :**  
**Protection de l'adduction contre le**  
**régime transitoire**

**VI.1 Introduction :**

Il est essentiel de se concentrer sur l'étude des méthodes visant à protéger les conduites d'eau en refoulement ou à gravité contre un phénomène connu sous le nom de coup de bélier. Ce problème doit être résolu pour assurer le bon fonctionnement du réseau d'adduction d'eau potable et sa sécurité. C'est précisément l'objectif principal abordé dans ce chapitre.

**VI.2 Généralité sur le coup de bélier :**

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire extrême du régime transitoire, résultant d'un changement brusque du régime d'écoulement dans une conduite. Il se manifeste par une série d'ondes de pression qui se propagent le long de la conduite, s'amortissant progressivement en raison des pertes d'énergie dues aux frottements.

Ce phénomène est déclenché par :

- L'arrêt soudain d'un ou plusieurs groupes de pompes électromécaniques
- Le démarrage immédiat d'un ou plusieurs groupes de pompes électromécaniques
- La fermeture rapide ou instantanée d'une vanne de sectionnement

**VI.3 Risques dus aux coups de bélier et solutions:****VI.3.1. Pressions Excessives**

Les coups de bélier provoquent des surpressions qui peuvent dépasser la pression de service des conduites. Cela peut entraîner des fissures ou des ruptures, particulièrement aux points faibles comme les joints et les raccords. Ces défaillances augmentent les risques de fuites et d'inondations, mettant en danger la sécurité et la stabilité du système.

**VI.3.2. Pressions Négatives**

Les dépressions se produisent après des variations rapides de pression, comme l'arrêt brusque d'une pompe. Elles peuvent provoquer l'implosion des conduites, l'aspiration des joints et le détachement de l'enduit intérieur. Ces effets compromettent l'intégrité des conduites, entraînant des fuites et une corrosion accélérée.

**VI.3.3. Fatigue des Conduites**

Les variations cycliques entre surpression et dépression entraînent une fatigue des matériaux des conduites. Cette usure progressive affaiblit les conduites, augmentant le

risque de fissures et de ruptures. À long terme, cela peut mener à des défaillances structurelles nécessitant des réparations ou des remplacements coûteux.

#### **VI.3.4. Vibrations et Mouvements**

Les coups de bélier génèrent des vibrations intenses qui peuvent affaiblir les matériaux des conduites et des supports. Ces vibrations peuvent entraîner des fissures, des défaillances des supports de tuyauterie, et des problèmes de stabilité du système.

#### **VI.3.5. Interruption de Service**

Les dommages causés par les coups de bélier peuvent nécessiter des arrêts d'urgence pour réparations, entraînant des interruptions de service et des pertes de production. Dans les réseaux de distribution, cela peut affecter la qualité du fluide distribué, avec des implications pour la conformité et la santé publique.

Pour contrer ce phénomène, nous pouvons :

**VI.3.6. Intégrer les valeurs maximales du coup de bélier :** Lors de la conception et du dimensionnement des conduites, il est crucial de prendre en compte les valeurs maximales prévues pour le coup de bélier afin de garantir que les conduites puissent supporter les pressions extrêmes.

**VI.3.7. Analyser et concevoir des dispositifs anti-bélier :** Il est important d'étudier et de concevoir des systèmes de protection adaptés pour réduire les surpressions et les dépressions causées par le coup de bélier. Ces dispositifs peuvent inclure des amortisseurs de pression ou des soupapes de décharge, visant à atténuer les effets néfastes des variations de pression sur les conduites.

#### **VI.4 Moyens de protection contre le coup de bélier :**

Pour limiter les variations de pression dans les conduites, il est essentiel d'utiliser des dispositifs anti-bélier capables de réduire à la fois les dépressions et les surpressions. Parmi ces dispositifs, on trouve :

**1. Soupapes de décharge :** Ces soupapes s'ouvrent automatiquement pour relâcher la pression excessive et se referment une fois la pression revenue à des niveaux normaux.

**2. Réservoir d'air :** Elles contiennent de l'air comprimé qui se comprime ou se dilate en fonction des variations de pression, atténuant ainsi les coups de bélier.

**3. Vannes de régulation à fermeture lente :** Elles réduisent progressivement le débit, ce qui évite les variations soudaines de pression dans le système.

**4. Volant inertie :** Le volant d'inertie est un dispositif qui maintient l'alimentation

même en cas d'arrêt du moteur. Il s'agit d'une roue lourde fixée à l'arbre du groupe de pompage. Grâce à l'énergie cinétique qu'il accumule durant son fonctionnement normal, le volant d'inertie restitue cette énergie lors une interruption, permettant ainsi de prolonger le temps d'arrêt du groupe et de réduire l'intensité du coup de bélier.

**5. Cheminées d'équilibre :** Absorbent les pressions excessives en permettant à l'eau de monter dans une colonne verticale.

### VI.5 Etude du régime transitoire pour l'adduction de Selmana:

Notre système d'adduction d'eau fonctionne par refoulement. Nous allons examiner en détail la section entre le forage de Guettar et le réservoir de 300 m<sup>3</sup>. Cette section est équipée d'une conduite en Polyéthylène Haute Densité (PEHD) de classe PN 16, avec un diamètre de 90 mm.

Le tableau suivant montre les caractéristiques de la conduite de refoulement :

**Tableau VI.1 : les caractéristiques de la conduite de refoulement**

Q (l/s)	DN (mm)	Matériaux de conduite	Lref (m)	e (mm)	Hg (m)	Hmt (m)
7.56	90	PEHD PN16	9000	8.2	51	330.71

Nous procédons à présent au calcul du coup de bélier dans notre conduite d'adduction.

#### VI.5.1 Calcul du coup de bélier :

##### 1. La valeur du coup de bélier :

La fermeture brusque est caractérisée par un temps T, tel que :  $T < \frac{2 \times L}{c}$

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$b = \pm \frac{c \times V_0}{g} \dots \dots \dots \mathbf{I.10}$$

Avec :

b : Valeur du coup de bélier (m)

c: Célérité de l'onde de coup de bélier (m/s)

V<sub>0</sub> : Vitesse d'écoulement (m/s).

g : accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>).

**2. La valeur maximale de la pression-surpression- :**

$$H_s = H_0 + b \dots \dots \dots \text{I.11}$$

**3. La valeur maximale de la pression-dépression- :**

$$H_d = H_0 - b \dots \dots \dots \text{VI.12}$$

Où :  $H_0$  est la pression absolue dans la conduite, tel que :  $H_0 = H_g + 10$ .

Avec :

$H_g$  : Hauteur géométrique de refoulement.

10 : Pression atmosphérique.

$H_0$  : Pression absolue de la conduite.

**4. Calcul de la célérité d’onde :**

La célérité d’onde peut être calculer par la formule de Allievi :

$$c = \frac{\sqrt{k}}{\sqrt{1 + \frac{\rho}{E} \times \frac{D}{e}}} \dots \dots \dots \text{I.9}$$

Avec :

$c$  : célérité d'onde en (m/s)

$K$  : Coefficient d’élasticité de l’eau ;  $K = 2,07 \cdot 10^9$  Pascal.

$\rho$  : Masse volumique de l’eau ;  $\rho = 1000$  kg / m<sup>3</sup>

$E$  : module d’élasticité de Young de la conduite en PEHD :  $E = 1,4 \cdot 10^9$  Pa

$D$  : diamètre de la conduite (m).

$e$  : épaisseur de la conduite (m).

Le tableau suivant montre le calcul de la valeur du coup de bélier :

**TableauVI.3 : Calcul de la valeur du coup de bélier**

Long	Débit	Diamètre	Section	Vitesse	Célérité de l'onde de coup de bélier	Valeur du coup de bélier	Pression max	Pression min
(m)	(l/s)	(mm)	(m <sup>2</sup> )	(m/s)	(m/s)	(m)	(m)	(m)
9000	7.56	90	0.01	1.77	346.63	62.54	123.54	-1.54

**4. Interprétation :**

Les conclusions de notre étude sont les suivantes :

- La dépression calculée (-1.54 m) étant inférieur à 1 bar, le risque de cavitation est présent.

- La surpression observée (123.54 m) ne dépasse pas la pression de service admissible (160 m), donc il n'y a pas un risque de coup de bélier dans cette section.

En conclusion, la conduite ne résiste pas à la dépression constatées donc des mesures de sécurité doivent toujours être appliquées. Nous projetons un réservoir d'air anti-bélier.

**VI.5.2 Méthode de dimensionnement du réservoir d'air :**

Nous adopterons la méthode de PEUCH et MEUNIER pour déterminer le volume du réservoir d'air dans notre projet. Cette méthode repose sur l'utilisation de trois nombres adimensionnels :

- **K** : qui quantifie les pertes de charge ;
- **A** : qui caractérise la conduite de refoulement ;
- **B** : qui détermine le volume d'air du réservoir anti-bélier.

Telle que :

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} \dots\dots\dots \mathbf{I.1}$$

$$A = \frac{c \cdot V_0}{g \cdot H_0} \dots\dots\dots \mathbf{VI.2}$$

$$B = \frac{v_0^2}{g \cdot H_{abc}} \times \frac{LS}{U_0} \dots\dots\dots \mathbf{VI.3}$$

Avec:

c: célérité d'onde de de coup de bélier (m/s)

V<sub>0</sub> : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s)

H<sub>0</sub> : Pression statique absolue :

$$H_0 = H_g + 10 \text{ (m)} \dots\dots\dots \mathbf{I.4}$$

H<sub>abs</sub> : La pression de service absolue :

$$H_{abs} = H_g + \sum \Delta h + 10 \text{ (m)} \dots\dots\dots \mathbf{VI.5}$$

∑ Δh : les pertes de charge totales (m)

L : longueur totale de la conduite de refoulement (m)

S : section de la conduite de refoulement (m)

$U_0$  : Volume d’air initial ( $m^3$ )

$g$  : accélération de pesanteur ( $m/s^2$ )

La méthode se décompose en plusieurs étapes :

- Déterminer la célérité de l'onde ( $c$ ) ainsi que la vitesse d'écoulement en régime permanent ( $V_0$ ).
- Déterminer les valeurs des paramètres A et K.
- Tracer le profil en long de la conduite de refoulement selon les étapes suivantes :

**Tableau VI.2 : Caractéristiques de Profil en long de la conduite de refoulement**

Z (m)	Z0	Z1	Z2	Z3	Z4
Distance (m)	0	L/4	L/2	3L/4	L
$\Delta Z$ (m)	0	Z1-Z0	Z2-Z0	Z3-Z0	Z4-Z0
$\frac{\Delta Z + 10}{Hg + 10}$	$\Delta Z-Z0$	$\Delta Z-Z1$	$\Delta Z-Z2$	$\Delta Z-Z3$	$\Delta Z-Z4$
$\frac{x}{l}$	0	0.25	0.5	0.75	1

Avec :

Z : La pression totale

$x / l$ : Le rapport entre les abscisses de différents points et la longueur totale.

**VI.5.2.1 Méthodologie :**

- Consultation des abaques : Les courbes de dépression sont fonction des paramètres  $P_{min}/H_0$  et  $X/L$ .
- Superposition des courbes : Une fois les valeurs de K et A calculées, nous superposons la famille de courbes de B sur le profil longitudinal.
- Choix de la courbe : Nous sélectionnons la courbe de B qui garantit une pression absolue d'au moins 3 mètres au-dessus du point le plus critique du profil. Cette courbe sera utilisée pour calculer  $U_0$  avec la formule :

$$U_0 = \frac{v_0^2}{g.H_{abs}} \times \frac{L.S}{B} \dots\dots\dots \mathbf{I.6}$$

- Calcul du volume  $U_0$  :  $U_0$  est calculé en utilisant la formule ci-dessus.
- Détermination du volume d'air maximal ( $U_{max}$ ) : nous trouvons le volume d'air maximal correspondant à la pression minimale  $P_{min}$ , en croisant la courbe B avec l'axe des ordonnées  $P_{min} / H_0$  :

$$U_{max} = U_0 \times \left( \frac{H_{abs}}{P_{min}} \right)^{0.83} \dots\dots\dots \mathbf{I.7}$$

- Ajustement du volume : ce volume est majoré de 20 à 30% pour tenir compte du volume d'eau dans le réservoir. Le volume final du réservoir d'air anti-bélier sera donc :

$$U \text{ réel} = (1,2 \text{ à } 1,3) U_{max} \dots\dots\dots \mathbf{VI.8}$$

**VI.5.4 Calcul du volume d'air :**

- La pression statique absolue :  $H_0 = H_g + 10 = 51 + 10 = 61 \text{ m}$ .
- La pression de service absolue :  $H_{abs} = H_g + \sum \Delta h + 10 = 51 + 279.71 + 10 = 340.71 \text{ m}$  Ou :  $\sum \Delta h = 279.71 \text{ m}$

On calcule les nombres K et A :

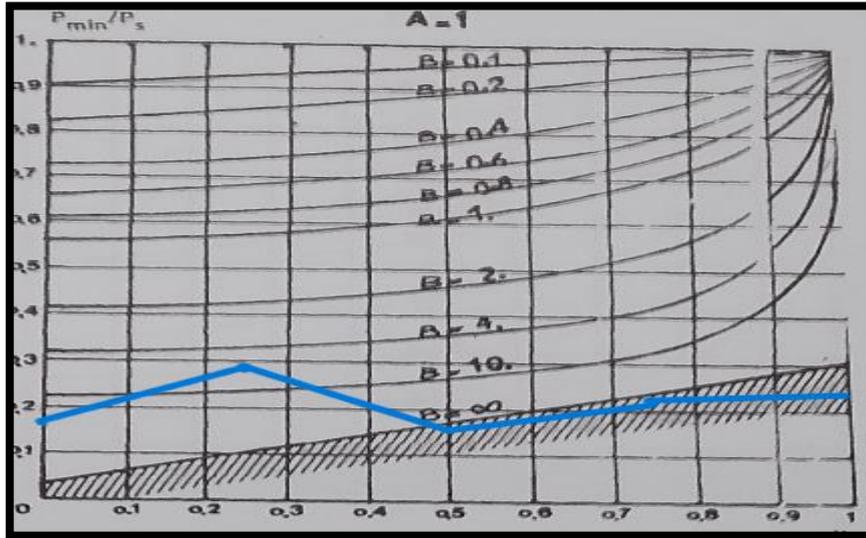
$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} = 4.05$$

$$A = \frac{c \cdot U_0}{g \cdot H_0} = 1.02$$

On choisit l'abaque correspond au  $K=4$  et  $A=1$  pour avoir la valeur de B les caractéristiques de profil en long de la conduite de refoulement sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.4 : Caractéristiques de profil en long de la conduite de refoulement.**

Z (m)	859	866.33	868.16	872.76	873
Distance (m)	0	4497.55	5957.04	6417.57	9000
$\Delta Z$ (m)	0	7.33	9.16	13.76	14
$\frac{\Delta Z + 10}{H_g + 10}$	0.16	0.28	0.15	0.22	0.23
$\frac{x}{l}$	0	0.25	0.5	0.75	1



Figures VI.1 : Abaques de Puech et Meunier

- ✓ Après avoir superposé le profil en long sur l'abaque de Puech et Meunier, nous avons déterminé que  $B = 4$ . En utilisant cette valeur de  $B$ , nous pouvons calculer le volume comprimé  $U_0$  :

$$U_0 = \frac{v_0^2}{g.H_{abs}} \times \frac{L.S}{B} = 0.054 \text{ m}^3$$

- ✓ Depuis l'abaque :  $P_{min} / H_0 = 0,31$  donc :  $P_{min} = H_0 \cdot 0.31 = 18.91 \text{ m}$
- ✓ Le volume d'air maximal sera calculé en considérant une loi intermédiaire entre les lois isothermes et adiabatiques :

$$U_{max} = U_0 \times \left( \frac{H_{abs}}{P_{min}} \right)^{0.83} = 0.59 \text{ m}^3$$

- ✓ Le volume réel du réservoir d'air anti-bélier sera donc :

$$U \text{ réel} = (1,2-1,3) * U_{max} = 1,2 * 0,5 = 0,6 \text{ m}^3 = 600 \text{ l}$$

**U normalisé : 800 l**

### VI.6 Conclusion :

Ce chapitre a analysé le phénomène des coups de bélier et ses impacts sur les systèmes de conduite. Nous avons utilisé la méthode de Puech et Meunier pour déterminer les dimensions nécessaires d'un réservoir d'air, établissant qu'un volume de 800 l est optimal pour protéger efficacement notre conduite de refoulement. Ce dimensionnement assurera une protection adéquate, minimisant les risques de dommages et garantissant le bon fonctionnement de l'installation.

# **Chapitre VII :**

## **Pose de canalisation et accessoires**

**VII.1 Introduction :**

Pour introduire notre étude sur la pose des canalisations et des accessoires dans un projet d'Alimentation en Eau Potable (AEP), il est primordial de comprendre leur rôle essentiel dans la durabilité et le bon fonctionnement du réseau. La pose des conduites doit respecter des règles spécifiques adaptées à la nature des sols et des matériaux utilisés, assurant ainsi une performance optimale du système. Ce chapitre explore les étapes clés nécessaires à la pose des canalisations, ainsi que les critères de sélection des matériaux et des accessoires, afin de garantir un fonctionnement efficace et fiable du réseau d'alimentation en eau potable.

**VII.2 Pose de canalisation :****VII.2.1 Type de canalisation :**

Le réseau de distribution de l'agglomération est composé de conduites principales, auxquelles sont reliées des conduites secondaires et tertiaires de plus petit diamètre. Ce réseau, de type maillé, est constitué de tuyaux en PEHD avec des diamètres variant de 40 mm à 160 mm.

**VII.2.1.1 Tubes PEHD :**

Les tubes en polyéthylène haute densité (PEHD) sont des conduits thermoplastiques largement utilisés pour le transport de l'eau potable et d'autres liquides. Ils sont reconnus pour leur résistance à la corrosion, leur flexibilité, leur légèreté, et leur durabilité. Faciles à manipuler et à installer, ils offrent une excellente étanchéité, résistent aux chocs, à l'abrasion, et aux produits chimiques. Leur longue durée de vie et leur recyclabilité en font une solution fiable et écologique pour diverses applications, notamment dans les secteurs domestique, agricole et industriel.

**VII.2.2 Principe de pose de canalisation :**

Certaines conditions doivent être satisfaites lors de la pose des conduites en AEP :

- Les tranchées doivent être élargies au niveau des joints (niches).
- L'épaisseur du remblai au-dessus de la partie supérieure de la conduite varie selon les régions en raison des conditions climatiques. En général, elle est d'environ 1 mètre dans les régions tempérées et de 1,25 à 1,50 mètres dans les régions à climat rigoureux.
- Les conduites doivent être posées de manière à créer des points bas pour la vidange et des points hauts pour l'évacuation de l'air, que ce soit pendant le remplissage initial ou pendant le fonctionnement. Pour cela, un tracé en dents

de scie est adopté avec des pentes légères de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tous les 200 à 400 mètres.

- Lors de la pose, les canalisations doivent être espacées d'environ 10 cm des éléments durs, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des conduites de gaz.
- Les canalisations sont habituellement installées en tranchée, sauf dans certains cas où elles peuvent être posées sur le sol, à condition d'être rigoureusement entretenues et protégées.
- Lorsque les canalisations sont posées en tranchée, celles-ci doivent être suffisamment larges pour permettre l'accès des ouvriers. Le fond de la tranchée doit être nivelé conformément au profil en long définitif de la conduite.

### VII.2.3 Critères de choix des canalisations :

Les critères de choix des canalisations sont essentiels pour assurer leur performance et leur durabilité. Voici les principaux critères à considérer :

- Compatibilité sanitaire avec l'eau transportée.
- Résistance à la corrosion.
- Compacité pour une robustesse accrue.
- Résistance à l'abrasion.
- Adaptation aux caractéristiques du sol.
- Compatibilité avec le milieu traversé (humide ou sec).
- Étanchéité parfaite.
- Faible rugosité pour un écoulement optimal.
- Faible porosité pour éviter les infiltrations

#### VII .2.3.1. Choix des canalisations en fonction du liquide transporté :

L'eau transportée dans les réseaux possède des caractéristiques physicochimiques variées. Il est essentiel de considérer deux types principaux d'eaux :

- **Eaux corrosives** : Capables d'endommager les métaux non protégés.
- **Eaux agressives** : Susceptibles d'affecter les matériaux à base de ciment.

#### VII.2.3.2. Choix des canalisations en fonction du type de sol :

Le revêtement extérieur des canalisations protège contre la corrosivité des sols. Il est essentiel d'évaluer la corrosivité ou l'agressivité du sol avant de sélectionner les canalisations adaptées. Les sols se classifient en trois catégories :

- **Faible risque** : Sables, graviers, matériaux d'empierrement, calcaires.

- **Risque élevé** : Marnes, argiles.
- **Risque très élevé** : Gypse, pyrite, matières combustibles.

#### VII.2.4 Type de pose de canalisation :

En règle générale, le choix du mode de pose des conduites dépend de la topographie du terrain, de la configuration des lieux et de la présence d'obstacles potentiels. Dans notre situation, la canalisation est installée dans un terrain de nature ordinaire.

#### Pose de canalisations dans un terrain ordinaire :

La canalisation est posée dans une tranchée dont la largeur minimale est de 60 cm. La profondeur de la tranchée est calculée pour accueillir le lit de pose, la conduite et un remblai d'au moins 80 cm d'épaisseur. Avant d'être mise en place, le fond de la tranchée est préparé avec un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm, soigneusement nivelé. Avant la pose, les conduites sont inspectées pour éliminer celles endommagées par des chocs ou des fissurations. Ensuite, l'installation des conduites peut être effectuée manuellement ou à l'aide de machines.

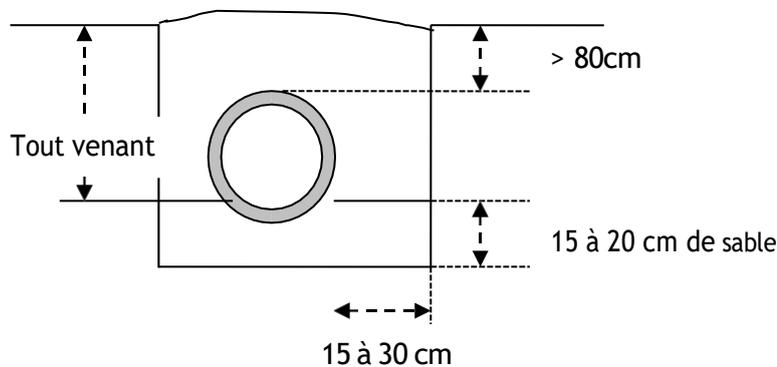


Figure VII.1: pose de canalisation dans un terrain ordinaire

#### VII.2.5 Technique d'assemblage des canalisations :

##### 1.Électrosoudage :

Utilise la chaleur générée par un courant électrique pour fusionner les extrémités des tuyaux en polyéthylène (PE) ou polypropylène (PP), créant une jonction solide et étanche.

##### 2.Soudage Bout à Bout :

Fusionne directement les extrémités de deux tuyaux en appliquant de la chaleur, formant une soudure continue et homogène.

### VII.3 Accessoires du réseau d'AEP :

Les accessoires jouent un rôle crucial dans les systèmes d'alimentation en eau potable (AEP), assurant le contrôle, la régulation et la protection des canalisations ainsi que des composants du réseau.

#### VII.3.1 Les robinets-vannes :

Ce sont des dispositifs installés à chaque nœud du réseau, utilisés pour isoler les différentes sections de conduites et ajuster les débits. Ils se composent :

- Une enveloppe (comportant un corps et un chapeau)
- Un obturateur (clapet, membrane)
- Un système de raccordement (à brides, vissés)
- Un système de manœuvre (volant, levier...)
- Des dispositifs d'étanchéité (joints, garnitures...).

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

##### a. Vanne à opercule :

Ce sont des dispositifs de sectionnement conçus pour être complètement ouverts ou fermés. Leur taille est significative par rapport aux vannes papillon. Pour les diamètres plus importants, il est recommandé d'installer des dérivationes pour équilibrer les pressions des deux côtés de l'opercule lors de la manœuvre à partir de la position fermée.



Figure VIII.2 : Vanne à opercule

**b. Vannes Papillon :**

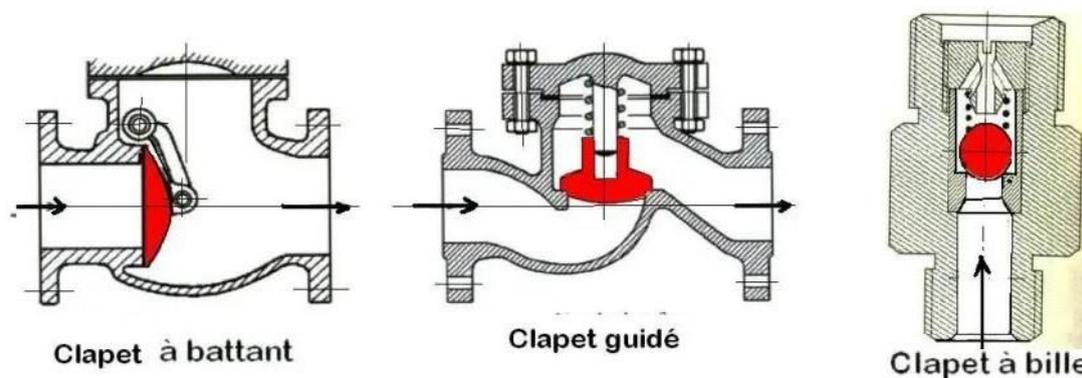
Les vannes papillon servent à la fois pour couper le flux et ajuster les débits. Elles sont compactes, légères, nécessitent peu de force pour être manœuvrées et provoquent peu de pertes de charge à pleine ouverture. Pour les diamètres supérieurs à 200 à 300 mm, on utilise souvent des vannes papillon motorisées, surtout pour les gros diamètres à partir de 350 mm. La distance entre les vannes d'isolement doit être calculée pour limiter la longueur des conduites hors service à 200 à 250 m dans les croisements, et jusqu'à 300 à 350 m pour les conduites principales.



**Figure VII.3 : Vanne papillon**

**VII.3.2 Les clapets :**

Leur fonction est de réguler un flux unidirectionnel, couramment utilisé dans les stations de pompage pour contrôler le flux entre les pompes et les vannes de sectionnement. Ils sont également présents sur les canalisations de distribution. Certains types de clapets servent également de limiteurs de débit ou assurent un débit minimum.



**Figure VII.4 : Les types de clapet**

### VII.3.3 Les ventouses :

Les ventouses sont positionnées aux points élevés pour éliminer l'air accumulé suite au dégazage de l'oxygène dissout. Elles sont placées dans des regards accessibles et nécessitent une vérification régulière pour assurer leur bon fonctionnement.



Figure VII.5 : Ventouse

### VIII.3.4 Bouches et poteaux d'incendie :

Les poteaux d'incendie sont équipés de conduites standardisées de 80, 100 ou 150 mm de diamètre, nécessitant un débit minimal de 17 L/s à une pression de 1 bar. Ils doivent être placés le long des rues à des distances ne dépassant pas 200 m, voire 100 m dans les zones à risque élevé, pour assurer un accès rapide aux pompiers. L'emplacement est stratégiquement choisi pour minimiser la longueur des branchements aux conduites principales. Après utilisation, les poteaux sont vidés pour éviter le gel.



Figure VII.6 : Le poteau d'incendie

### VII.3.5 Les mesures de débit et de pression :

#### 1. Mesure de débit :

-Débitmètre à organes déprimogènes : Les dispositifs les plus fréquemment employés dans les installations hydrauliques sont :

- Le diaphragme
- Le venturi
- La tuyère

Ce sont des dispositifs déprimogènes où la mesure utilise un capteur de pression différentielle. Cependant, leur précision diminue considérablement à faible débit.

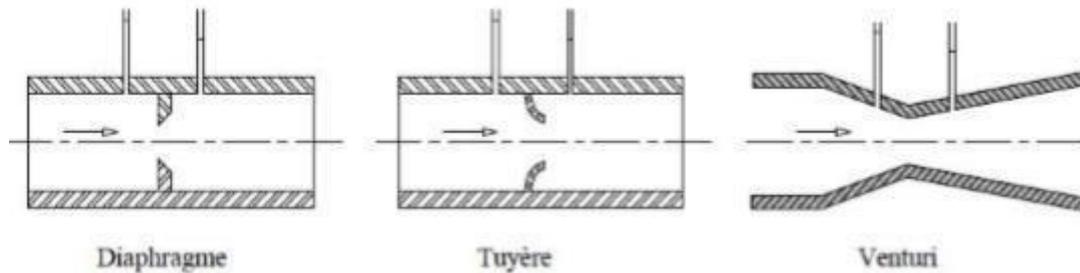


Figure VII.7 : Débitmètres

- Débitmètre à ultrason : L'émetteur ultrasonique utilise des impulsions sonores pour évaluer la vitesse du fluide en mesurant le temps de parcours sur une distance spécifiée L.

**2. Mesure de pression** : On mesure la pression à l'aide de différents types de manomètres :

- Manomètre à soufflet
- Manomètre à capsule
- Manomètre à membrane



Figure VII.8 : Manomètre à soufflet



Figure VII.9 : Manomètre à capsule



Figure VII.10 : Manomètre à membrane

**VII.4 Les pièces spéciales de raccords :**

**1. Les cônes :** sont des pièces essentielles permettant de raccorder des conduites de diamètres variés ainsi que des accessoires aux conduites. Ils sont fréquemment utilisés à l'entrée et à la sortie des pompes pour assurer une transition fluide entre les différents éléments du réseau. On distingue principalement deux types de cônes :

- Cônes à double emboîtement.
- Cônes à emboîtement avec bride



**FigureVII.11 : Cône à bride**

**2. Les croix de jonction :** Elles servent à croiser des canalisations de manière perpendiculaire. Les deux manchons des croix peuvent présenter des diamètres variés. Elles peuvent être équipées de brides intégrales ou de manchons combinés avec des brides. Ces croix sont couramment utilisées dans le réseaux de distribution maillé et ramifié.



**FigureVII.12 : croix de fonte brides**

**3. Les manchons :** Les manchons se présentent sous plusieurs configurations : avec des extrémités lisses des deux côtés, à double emboîtement, avec un emboîtement et une extrémité lisse, à double brides, avec des brides et une extrémité lisse, ainsi qu'avec un

emboîtement et une bride. Ils sont principalement utilisés pour assembler des accessoires tels que des robinets-vannes et pour certains raccords dans les installations.



**Figure VII.13 : manchons en polypropylène**

**4. Les coudes :** Les coudes peuvent être de deux types : avec deux emboîtements ou avec un emboîtement et une extrémité lisse. Ces éléments sont essentiels pour orienter les conduites dans les réseaux maillés et ramifiés. Généralement, les coudes et les tés sont fixés par des supports de butée dimensionnés de manière appropriée.



**Figure VII.14: Coude**

**5. Les tés :** Les tés sont similaires aux croix et existent soit avec trois emboîtements, soit avec deux emboîtements et des brides. Ils sont utilisés pour dériver un débit d'une conduite ou pour ajouter un débit supplémentaire. On les trouve couramment dans les réseaux maillés, ramifiés ainsi que dans les conduites d'adduction pour les dérivations.



**Figure VII.15 : Les tés**

**VII.5 Conclusion :**

Les accessoires et pièces spéciales sont très important pour assurer le bon fonctionnement et la gestion efficace du système de distribution. Ce chapitre a présenté une variété de types de pièces spéciales et d'accessoires destinés à être intégrés dans le système d'alimentation en eau potable. De plus, la méthode de pose des canalisations dans notre projet a été discutée.

# **Chapitre VIII :**

## **Organisation de chantier**

**VIII.1 Introduction :**

L'organisation du chantier est cruciale pour planifier méthodiquement les travaux, en prévoyant les préparatifs nécessaires et en établissant un devis estimatif détaillé pour évaluer les coûts. L'objectif principal est de garantir une exécution optimale des opérations, en utilisant efficacement les ressources humaines, matérielles et matériaux afin d'assurer à la fois rapidité, qualité et économie dans la réalisation du projet.

**VIII.2 Définition de l'organisation de chantier :**

L'organisation d'un chantier implique de prévoir tous les moyens nécessaires en termes de personnel, équipements et matériaux, tout en imposant un rythme de travail pour optimiser leur utilisation. L'objectif est d'atteindre des objectifs de rapidité, de qualité et d'économie. Par exemple, l'utilisation du ciment, du sable, du gravier et de l'acier est essentielle pour produire des structures en béton armé, avec des coûts convenus avant la fabrication. Évaluer correctement ces coûts et ressources est complexe, nécessitant des ajustements réguliers basés sur les réalités du projet tout au long de son exécution.

**VIII.3 Réalisation du réseau d'AEP :**

L'exécution des divers travaux sur les chantiers de construction des réseaux d'approvisionnement en eau potable implique la réalisation de différentes tâches, telles que :

- Implantation des tracés des tranchées.
- Excavation des tranchées
- Aménagement du lit de pose des conduites (sable).
- Pose des conduites.
- Epreuve des joints et de canalisations (essais de pression et d'étanchéité).
- Recouvrement des conduites (sable).
- Remblaiement de la tranchée

**VIII.3.1 Implantation des tracés des tranchées sur le terrain :****a) Matérialisation :**

Pour matérialiser l'axe de la tranchée sur le terrain, nous disposons des jalons alignés en ligne droite, espacés de 50 mètres. Nous effectuons cette opération en mesurant les distances sur le plan à l'aide de repères fixes ou de bornes. Ainsi, la direction de l'axe et ses extrémités sont précisément établies.

**b) Le nivellement :**

Le nivellement permet de définir le relief d'un terrain en établissant l'altitude de plusieurs points, toutes les cotes étant référencées à un niveau de base appelé plan de comparaison. Sur une pente uniforme, il mesure les variations d'altitude entre ces points. Lorsque des obstacles limitent les visées, le nivellement est réalisé en suivant un parcours spécifique. Cette méthode, combinée à des calculs simples, permet de déterminer précisément la hauteur de chaque point ainsi que la profondeur de la tranchée à chaque emplacement, facilitant ainsi l'estimation des volumes nécessaires pour les travaux de terrassement tels que l'excavation et le remblaiement.

**VIII.3.2 Excavation des tranchées :**

L'excavation est généralement mécanique et doit atteindre une profondeur minimale de 0,80 m pour maintenir la fraîcheur de l'eau et éviter les conduites d'assainissement. La largeur de la tranchée, généralement augmentée de 15 cm de chaque côté de la conduite, permet un travail facile et varie selon les diamètres des conduites. Des élargissements appelés "niches" sont effectués aux joints des tuyaux. Les paramètres clés à déterminer sont :

- La profondeur (Htr)
- La largeur (b)
- La distance pour la mise en place de la cavalière.

**VIII.3.3 Aménagement du lit de pose des conduites :**

Avant de poser les conduites, il faut :

1. Enlever les grosses pierres des déblais pour éviter qu'elles ne tombent sur la canalisation.
2. Nivelier le fond de la tranchée pour garantir une pression uniforme aux points de changement de pente.
3. Préparer un lit de pose bien compacté, avec environ 10 cm de sable ou de terre meuble, selon le terrain.

**VIII.3.4 Pose des conduites :**

1. Triage des conduites : Écarter celles endommagées par des chocs.
2. Descente des conduites : Utiliser un engin de levage pour les grands diamètres.

3. Vérification de l'alignement : Contrôler régulièrement avec des nivelettes et des visées tous les 80 mètres.
4. Alignement : Câler les tuyaux avec de la terre meuble ou du sable, éviter les pierres.
5. Protection : Boucher les extrémités des conduites avec des tampons fixés lors des pauses.

**VIII.4 Les opérations pour la réalisation du réseau :**

Les étapes pour la construction du réseau sont les suivantes :

1. Élimination de la couche supérieure : Retirer la végétation ou le goudron.
2. Découpe de la tranchée : Préparer la tranchée selon les dimensions requises.
3. Préparation du lit de sable : Fournir et installer une couche de sable au fond de la tranchée.
4. Installation des conduites : Poser les conduites sur le lit de sable.
5. Remblaiement de la tranchée : Remplir la tranchée après la pose des conduites.

**VIII. 4.1. Calcul de la profondeur de la tranchée**

$$H_{tr} = D + e + H_{min} \dots \dots \dots \text{VIII. 1}$$

Avec :

- Htr : la profondeur de la tranchée (m).
- e = [10 à 30cm] épaisseur de lit du pose (e =0.15m)
- Hmin = [80 à 120cm] distance verticale au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite, (Hmin= 1m).
- D : diamètre de la conduite (mm).

**VIII.4.2 Calcul de la Largeur de la tranchée :**

$$b = D + (0.3 \times 2) \dots \dots \dots \text{VIII.2.}$$

Avec :

- b : largeur de la tranchée (m).

- D: diamètre de la conduite (m).

### VIII.4.3 Calcul le volume de Décapage de la couche végétale ou la couche du goudron :

$$V_{d\acute{e}c} = b \cdot h \cdot L \dots \dots \dots \text{VIII. 3}$$

Avec :

- b: largeur de la tranchée (m).

- h : hauteur de la couche (h=0.1m)

- L : longueur totale des tranchées (m).

Le tableau suivant donne le volume de décapage :

**Tableau VIII.1: Calcul du volume de décapage (réseau).**

<b>D</b>	<b>D</b>	<b>L</b>	<b>b=D+(0,3*2)</b>	<b>h</b>	<b>V décapage</b>
<b>mm</b>	<b>mm</b>	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>m<sup>3</sup></b>
<b>Ø40</b>	35.2	494.6	<b>0.64</b>	0.1	31.65
<b>Ø50</b>	44	546.3	0.65	0.1	35.51
<b>Ø63</b>	55.4	647.75	0.66	0.1	42.95
<b>Ø75</b>	66	431.34	0.67	0.1	29.12
<b>Ø90</b>	79.2	492.62	0.69	0.1	34
<b>Ø110</b>	96.2	213.36	0.71	0.1	15.15
<b>Ø125</b>	110.2	162.52	0.73	0.1	11.78
<b>Ø160</b>	141	103.86	0.76	0.1	7.89
				<b>V Total</b>	208.04

**Tableau VIII.2: Calcul du volume de décapage (adduction).**

<b>D</b>	<b>L</b>	<b>b</b>	<b>h</b>	<b>Vdécapage</b>
<b>mm</b>	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>m<sup>3</sup></b>
<b>Ø90</b>	9000	0.69	0.1	621

**VIII. 4.4 Calcul du volume de déblai :**

Il s'agit du volume de déblai retiré lors du creusement de la tranchée, calculé selon la formule suivante :

$$Vd = b \cdot Htr \cdot L \text{ (m3)} \dots \dots \dots \text{VIII. 4}$$

Avec :

- Vd : volume de déblai (m3).
- L : la longueur de la tranche.
- Htr : la profondeur de la tranchée (m).
- b : largeur de la tranchée (m)

Le tableau suivant donne le volume de déblai :

**Tableau VIII.3: Calcul du volume de déblai (réseau).**

<b>D</b>	<b>D</b>	<b>L</b>	<b>Htr=D+1,15</b>	<b>b=D+ (0,3*2)</b>	<b>Vd</b>
<b>mm</b>	<b>mm</b>	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>m3</b>
<b>Ø40</b>	35.2	494.6	1.19	<b>0.64</b>	376.69
<b>Ø50</b>	44	546.3	1.2	0.65	426.11
<b>Ø63</b>	55.4	647.75	1.213	0.66	518.58
<b>Ø75</b>	66	431.34	1.225	0.67	354.02
<b>Ø90</b>	79.2	492.62	1.24	0.69	421.49
<b>Ø110</b>	96.2	213.36	1.26	0.71	190.87
<b>Ø125</b>	110.2	162.52	1.275	0.73	151.27
<b>Ø160</b>	141	103.86	1.31	0.76	103.40
<b>V totale</b>					<b>2542.43</b>

**Tableau VIII.4: Calcul du volume de déblai (adduction).**

<b>D</b>	<b>D</b>	<b>L</b>	<b>Htr=D+1,15</b>	<b>b=D+ (0,3*2)</b>	<b>Vd</b>
<b>mm</b>	<b>mm</b>	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>m3</b>
<b>Ø90</b>	73.6	9000	1.24	0.69	7700.4

**VIII. 4.5 Calcul du volume de sable pour le lit de pose :**

$$VLS = \sum bi \cdot e \cdot Li \dots \dots \dots \text{VIII. 5}$$

Avec :

- L : longueur de la tranchée (m).
- e : épaisseur de lit de sable, e = 0.15 m.

- b : largeur de la tranchée (m)

Le tableau suivant donne le volume de sable pour le lit de pose :

**Tableau VIII.5: Calcul du volume de sable (réseau).**

D	D	L	e	b=D+ (0,3*2)	V lit de sable
mm	m	m	m	m	m3
Ø40	35.2	494.6	0.15	<b>0.64</b>	47.48
Ø50	44	546.3	0.15	0.65	53.26
Ø63	55.4	647.75	0.15	0.66	64.13
Ø75	66	431.34	0.15	0.67	43.35
Ø90	79.2	492.62	0.15	0.69	51
Ø110	96.2	213.36	0.15	0.71	22.72
Ø125	110.2	162.52	0.15	0.73	17.8
Ø160	141	103.86	0.15	0.76	11.84
				V totale	<b>264.09</b>

**Tableau VIII.6: Calcul du volume de de sable (adduction)**

D	D	L	e	b=D+ (0,3*2)	V lit de sable
mm	mm	m	m	m	m3
Ø90	73.6	9000	0.15	0.69	931.5

**VIII. 4.6 Calcul du remblaiement des tranchées :**

$$Vr = Vd - Vc - VLs \dots\dots\dots \text{VIII. 6}$$

Avec :

- Vr : volume de remblai (m3).
- Vd : volume de déblai (m3).
- Vsable : volume de lit de sable (m3).
- Vc : volume de conduite (m3).

Avec :

$$Vc = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \times L \dots\dots\dots \text{I.7}$$

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

Le tableau suivant donne le volume de remblai :

**Tableau VIII.7: Calcul du volume des remblais (réseau)**

<b>D</b>	<b>D</b>	<b>L</b>	<b>Vdéblai</b>	<b>Vlit de sable</b>	<b>Vconduite</b>	<b>Vremblai</b>
<b>mm</b>	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>m</b>
<b>Ø40</b>	35.2	494.6	376.69	47.48	0.62	328.59
<b>Ø50</b>	44	546.3	426.11	53.26	1.07	371.78
<b>Ø63</b>	55.4	647.75	518.58	64.13	2.02	452.43
<b>Ø75</b>	66	431.34	354.02	43.35	1.91	308.76
<b>Ø90</b>	79.2	492.62	421.49	51	3.13	367.36
<b>Ø110</b>	96.2	213.36	190.87	22.72	2.03	166.12
<b>Ø125</b>	110.2	162.52	151.27	17.8	2	131.48
<b>Ø160</b>	141	103.86	103.40	11.84	2.09	89.47
					<b>V Totale</b>	<b>2216</b>

**Tableau VIII.8: Calcul du volume des remblais (adduction)**

<b>D</b>	<b>D</b>	<b>L</b>	<b>Vdéblai</b>	<b>Vlit de sable</b>	<b>Vconduite</b>	<b>Vremblai</b>
<b>mm</b>	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>m</b>
<b>Ø90</b>	73.6	9000	7700.4	931.5	57.25	6711.65

### **VIII.5 Devis estimatif et quantitatives :**

L'objectif de cette évaluation est de quantifier toutes les opérations réalisées sur le terrain pour mener à bien le projet. Ces quantités seront ensuite multipliées par les prix unitaires respectifs pour estimer le coût global du projet.

Les résultats des calculs sont synthétisés dans le tableau suivant.

<b>Tableau VIII.9 : DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF</b>				
<b>Désignation</b>	<b>Unité</b>	<b>Quantité</b>	<b>Prix unitaire (DA)</b>	<b>Montant totale (DA)</b>
		<b>a</b>	<b>b</b>	<b>C= a*b</b>
<b>1) Décapage</b>	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>829.04</b>	<b>250</b>	207260
<b>2) déblai en terrain</b>	<b>m<sup>3</sup></b>	10242.83	450	4609273.5
<b>3) lit de sable 15 cm</b>	<b>m<sup>3</sup></b>	1195.59	1800	2152062
<b>4) remblaiement de la tranche</b>	<b>m<sup>3</sup></b>	8927.64	300	2678292
<b>Conduites PEHD PN10</b>				
<b>Ø40</b>	<b>mm</b>	494.6	89.5	44266.7
<b>Ø50</b>		546.3	128	69926.4
<b>Ø63</b>		647.75	210	136027.5
<b>Ø75</b>		431.34	297	128107.98
<b>Ø90</b>		492.62	422	207885.64
<b>Ø110</b>		213.36	615	131216.4
<b>Ø125</b>		162.52	790	128390.8
<b>Ø160</b>		103.86	1260	130863.6
<b>Conduites PEHD PN16</b>				
<b>Ø90</b>	<b>mm</b>	<b>9000</b>	<b>580</b>	5220000
<b>Les accessoires</b>	<b>Unité</b>			3000000
<b>Somme</b>				18843572.5
<b>TVA 17%</b>				3203407.33
<b>TOTALE</b>				22046979.8

**Devis en chiffre :**

**Vingt-deux millions quarante-six mille neuf cent soixante-dix-neuf dinars algériens**

**VIII.6 Planification des travaux :**

Avant de lancer les travaux sur le chantier, il est essentiel de concevoir une planification préalable. Cette étape implique une analyse théorique destinée à identifier la manière optimale d'employer la main-d'œuvre et les autres ressources disponibles.

Plusieurs méthodes de planification peuvent être utilisées, notamment :

- Méthode du réseau CPM : La méthode du réseau CPM (Critical Path Method) repose sur l'utilisation de nœuds et de flèches pour représenter les tâches, avec un flux indiquant leur progression dans le temps.

- Méthode graphique

L'objectif central de la planification des travaux est de garantir que toutes les tâches sont réalisées :

- Dans le bon ordre ;
- Sans dépassement des délais prévus ;
- Avec une définition claire des tâches et de leurs durées respectives ;
- En maximisant l'efficacité des ressources disponibles pour minimiser les coûts.

**VIII.7 Définition des tâches et leurs durées :**

**VIII.7.1 Réseau de distribution et d'adduction :**

Les tâches liées à la réalisation du réseau d'adduction et de distribution, ainsi que leurs durées, sont indiquées dans le tableau VIII.10.

**Tableau VIII.10 : temps de réalisation des réseaux de distribution et d'adduction**

Notation	Opération	Durée (j)
A	Décapage de la couche de goudron	40
B	Exécution des tranchées du réseau et des fouilles pour les regards	100
C	Pose du lit de sable	40
D	Pose des conduits	50
E	Montage et raccordement des conduites	40
F	Essais d'étanchéités	30
G	Remblayage des tranchées	40
H	Nivellement et compactage	30

Le tableau suivant montre Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier :

**Tableau VIII.11 Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier**

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

❖ **Détermination du chemin critique :**

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

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation

DCP : date de commencement au plus tôt

DCPP : date de commencement au plus tard

$DCPP = DFPP - TR$

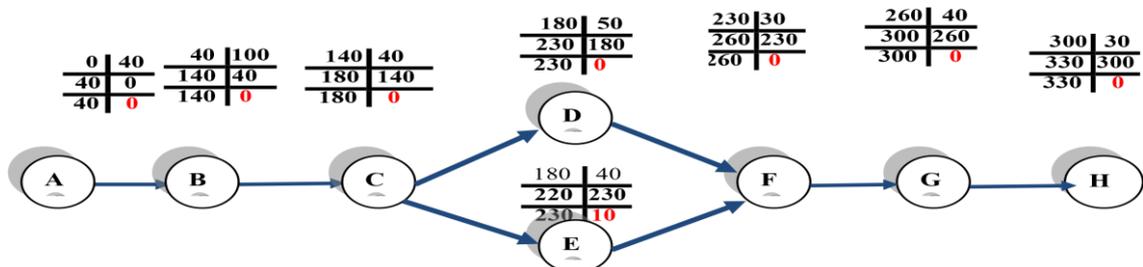
DFP : date de finition au plus tôt

$DFP = DCP + TR$

DFPP : date de finition au plus tard

MT : marge totale

**Chemin critique :** Il s'agit du parcours qui détermine la durée totale du projet (DTP) en reliant les opérations dont la marge totale est nulle.



**Figure VIII.1 :**réseau a nœud et calcul du temps de réalisation du réseau d’adduction et de distribution

Nous trouvons que  $DTP = 330$  jours et le chemin critique est A-B-C-D-F-G-H

**VIII.8 Protection et sécurité du travail :**

La sécurité sur les chantiers vise avant tout à réduire les accidents en termes de fréquence et de gravité. Dans le domaine de l'hydraulique, essentiel pour les projets d'alimentation en eau potable, la gestion des risques est primordiale à chaque étape, incluant :

- Les travaux de terrassement pour l'installation des conduites, réservoirs et stations de pompage.

- La réalisation de forages, avec les phases de creusement, d'équipement, et d'essais de pompage.
- Les opérations de génie civil, telles que le bétonnage et le ferrailage, pour l'installation des infrastructures.

Les ingénieurs hydrauliciens doivent donc intégrer des mesures de sécurité et de protection à toutes les étapes de la planification et de la réalisation des projets.

### **VIII.9 Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :**

Les accidents sur un chantier hydraulique peuvent être attribués à deux grandes catégories de causes :

#### **1. Causes humaines :**

- Défaut de surveillance et négligence.
- Épuisement des travailleurs et des superviseurs.
- Désordre sur le site pendant l'exécution des travaux.
- Mauvaise appréciation ou erreurs de jugement.
- Adoption d'un rythme de travail inapproprié.

#### **2. Causes matérielles :**

- Utilisation inadéquate des outils, équipements et machines.
- Propriétés des matériaux employés.
- Complexités techniques lors de la réalisation des travaux.
- Défaillances des systèmes mécaniques et électriques.

À chaque étape d'un projet d'approvisionnement en eau potable, les risques d'accidents sont omniprésents, qu'il s'agisse de travaux de terrassement, de bétonnage, d'installations électriques, ou même des opérations d'entretien une fois le projet achevé.

### **V.III.10 Liste des pratiques dangereuses courantes :**

- Désactivation des systèmes de sécurité.
- Travail à des hauteurs inappropriées.
- Négligence de l'équipement de protection.
- Manipulation imprudente de machines en mouvement ou d'installations sous pression/tension.
- Mauvaise utilisation d'outils ou d'engins.
- Actions non autorisées ou non communiquées.
- Adoption de postures dangereuses.
- Maintien d'un rythme de travail inadéquat.

**VIII.11 Mesures préventives pour réduire les risques d'accidents :**

**1.Équipements de sécurité :** Afin de minimiser les risques professionnels, il est essentiel d'adopter les équipements de protection individuelle appropriés, comme les casques, les gants, les chaussures de sécurité et les lunettes de protection.

**2.Dispositifs de sécurité supplémentaires :**

- Toute tranchée creusée en milieu urbain ou sur des voies de circulation doit être entourée d'une barrière bien visible, tant le jour que la nuit, pour prévenir les accidents impliquant des personnes ou des machines.
- Avant de commencer des travaux de creusement, il est important d'avertir les personnes concernées et de vérifier la solidité du sol pour éviter les risques de collapsus.
- Les travailleurs utilisant des outils comme des pioches ou des pelles doivent maintenir une distance adéquate entre eux pour éviter les accidents dus aux collisions.

**VIII.12 Sélection des équipements de terrassement :**

Pour accomplir les tâches précédemment mentionnées, il est nécessaire de recourir à des engins mécaniques lourds, ce qui permet de réduire de manière significative les coûts et la durée des travaux de terrassement. Les machines que nous utiliserons sont les suivantes :

**1.Excavatrice hydraulique :** Cet engin, également appelé pelleuse, est utilisé pour creuser et déplacer des matériaux comme la terre, le gravier ou les rochers. Il est équipé d'un bras articulé et d'une pelle qui permet de réaliser des opérations de grande précision.

**2.Bulldozer :** Véhicule robuste, le bulldozer est doté d'une large lame frontale qui lui permet de pousser, niveler ou déplacer de grandes quantités de matériaux. Il est particulièrement efficace pour déblayer des terrains et préparer les surfaces pour d'autres opérations.

**3.Chargeur :** Le chargeur, parfois appelé "pelle sur pneus", est une machine utilisée pour charger des matériaux tels que le gravier, la terre ou les débris dans des camions ou d'autres véhicules de transport. Il est équipé d'une grande benne à l'avant qui peut être soulevée ou abaissée selon les besoins.

**4. Compacteur :** Cet engin sert à compacter et densifier les sols ou autres matériaux pour créer des surfaces stables et uniformes. Il est souvent utilisé après le terrassement pour assurer que le sol est bien tassé et prêt pour la construction ou d'autres travaux.

#### **VIII.13 Conclusion :**

En conclusion, ce chapitre a détaillé les étapes essentielles pour la mise en place d'un réseau d'alimentation en eau potable, en soulignant l'importance d'un personnel qualifié pour l'installation des conduites. Il a également mis en évidence la nécessité d'une organisation rigoureuse du chantier pour définir les volumes de travaux et estimer le coût total du projet, qui est évalué à environ 22046979.8 DA pour une durée de 330jours.

# **Conclusion générale**

## Conclusion générale

L'analyse approfondie du système d'alimentation en eau potable de Selmana a révélé des défaillances structurelles et fonctionnelles significatives, compromettant la qualité et la fiabilité du service. Ce travail a permis de cerner les principaux enjeux liés à l'état actuel des infrastructures, soulignant la nécessité d'une intervention ciblée et urgente.

Les solutions élaborées au cours de cette étude se concentrent sur la modernisation du réseau, le renforcement des capacités de pompage et de stockage, ainsi que la protection des installations contre les phénomènes transitoires.

Ainsi dans ce travail nous avons apporté les solutions suivantes pour améliorer l'alimentation en eau potable de Selmana :

- Projection d'un nouveau réseau de distribution de type maillé pour équilibrer les paramètres de vitesse et de pression à l'horizon 2054.
- Renforcement de l'adduction existante par la mise en place d'un nouveau forage avec un débit d'exploitation de 13 l/s et choix des pompes pour combler le déficit en eau de la ressource actuelle.
- Dimensionnement d'une nouvelle adduction par refoulement de 9000 mètres de longueur et de 110 de diamètre afin d'assurer le remplissage des réservoirs de stockage.
- Protection de la conduite d'adduction contre le phénomène du coup de bélier par la biais d'un réservoir d'air anti bélier d'une capacité de.....
- Organisation et planification des travaux de réalisation du projet, qui devrait durer 166 jours et coûter 25 504 059,60.DA.

Ces recommandations, fondées sur une compréhension des spécificités locales et des défis futurs, visent à pallier les insuffisances du système actuel tout en garantissant la durabilité et la résilience du réseau à long terme.

En conclusion, ce mémoire jette les bases d'une gestion plus durable et efficace des ressources en eau, offrant des perspectives concrètes pour améliorer la qualité de vie des habitants de Selmana et soutenir le développement de la localité.

# Références bibliographiques

[1] – B. SALAH (2014) Alimentation en eau potable des agglomérations, polycopié, ENSH.

[2] -A. DUPONT (1977) « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles. Paris

## **Mémoire de fin d'études :**

[1] -Layadi Racha (2023) diagnostic et rehabilitation du systeme d'aep de la commune de ksar el abtal (w.setif)

[2] -BELAYADI Mounsif(2023) Diagnostic et Réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Menaceur (wilaya TIPAZA)

[3] -CHERBAL Younes(2023) Diagnostic et réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de moudjebeur (W.Médéa)

## **Références sitographiques :**

- [Googleearth.com](https://www.google.com/earth/)
- [Openstreetmap.com](https://www.openstreetmap.org/)
- [fr.wikipedia.org](https://fr.wikipedia.org/)
- prix tube pehd algérie

# ANNEXES

**ANNEXES n°01 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants**

Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	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 n°02 : prix des conduites en PEHD**

	PN 10		PN 16		PN 20		PN 25	
	EP mm	PRIX TTC						
20	1.9	32 DA	2	41 DA	2.3	47 DA	3	48 DA
25	2	41 DA	2.3	53.5 DA	3	64 DA	3.5	68 DA
32	2	59 DA	3	82 DA	3.6	93 DA	4.4	111 DA
40	2.4	89.5 DA	3.7	125 DA	4.5	144 DA	5.5	166 DA
50	3	128 DA	4.6	185 DA	5.6	220 DA	6.9	270 DA
63	3.8	210 DA	5.8	299 DA	7.1	355 DA	8.6	420 DA
75	4.5	297 DA	6.8	420 DA	8.4	500 DA	10.3	590 DA
90	5.4	422 DA	8.2	580 DA	10.1	720 DA	12.3	850 DA
110	6.6	615 DA	10	875 DA	12.3	1096 DA	15.1	1280 DA
125	7.4	790 DA	11.4	1120 DA	14	1350 DA	17.1	1620 DA
160	9.5	1260 DA	14.6	1820 DA	17.9	2250 DA	21.9	2650 DA
200	11.9	1900 DA	18.2	2900 DA	22.4	3370 DA	27.4	4100 DA
250	14.8	3050 DA	22.7	4350 DA	27.9	5400 DA	34.2	6400 DA
315	18.7	4850 DA	28.6	7200 DA	35.2	8750 DA	43.1	10300 DA
400	23.7	7500 DA	36.3	11450 DA	44.7	14000 DA	54.7	17250 DA
500	29.7	11900 DA	45.4	17500 DA	55.8	21500 DA		26400 DA
630	37.4		57.2					
710	42.1		64.5					
800	47.4		72.6					

**Source :prix tube pehd algérie**

**Annexe n°03:** diamètres intérieurs ; extérieure ; épaisseur et pression nominal

Nominal Diameter (mm)	SDR26	SDR21	SDR17	SDR13.6	SDR11	SDR9	SDR7.4
	PN 6	PN 8	PN 10	PN 12.5	PN 16	PN 20	PN 25
	en (mm)						
20	-	-	-	-	2.0	2.3	3.0
25	-	-	-	2.0	2.3	3.0	3.5
32	-	-	2.0	2.4	3.0	3.6	4.4
40	-	2.0	2.4	3.0	3.7	4.5	5.5
50	2.0	2.4	3.0	3.7	4.6	5.6	6.9
63	2.5	3.0	3.8	4.7	5.8	7.1	8.6
75	2.9	3.6	4.5	5.6	6.8	8.4	10.3
90	-	4.3	5.4	6.7	8.2	10.1	12.3
110	4.2	5.3	6.6	8.1	10.0	12.3	15.1
125	4.8	6.0	7.4	9.2	11.4	14.0	17.1
140	5.4	6.7	8.3	10.3	12.7	15.7	19.2
160	6.2	7.7	9.5	11.8	14.6	17.9	21.9
180	6.9	8.6	10.7	13.3	16.4	20.1	24.6
200	7.7	9.6	11.9	14.7	18.2	22.4	27.4
225	8.6	10.8	13.4	16.6	20.5	25.2	30.8
250	9.6	11.9	14.8	18.4	22.7	27.9	34.2
280	10.7	13.4	16.6	20.6	25.4	31.3	38.3
315	12.1	15.0	18.7	23.2	28.6	35.2	43.1
355	13.6	16.9	21.1	26.1	32.2	-	-
400	15.3	19.1	23.7	29.4	36.3	-	-
450	17.2	21.5	26.7	33.1	40.9	-	-
500	19.1	23.9	29.7	36.8	45.4	-	-
560	21.4	26.7	33.2	41.2	50.8	-	-
630	24.1	30.0	37.4	46.3	57.2	-	-
710	27.2	33.9	42.1	52.2	64.6	-	-
800	30.6	38.1	47.4	58.8	72.8	-	-
900	34.4	42.9	53.3	66.2	81.8	-	-
1000	38.2	47.7	59.3	73.6	91.0	-	-
1100	42.3	52.4	64.7	80.9	100.0	-	-
1200	45.9	57.2	70.6	88.3	109.0	-	-
1400	53.9	66.7	82.4	103.0	127.3		
1600	61.6	76.2	94.2	117.6	145.5		
1800	69.2	85.7	105.9	132.4	163.6		