الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"
ⵜⴰⵙⴷⴰⵡⵜ ⵜⴰⵏⴰⵡⴰⵏⵜ ⵏ ⵜⵉⵣⵔⴼⵜ ⵏ ⵜⵙⵙⵓⵖⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

Dimensionnement du réseau de distribution de la nouvelle Ville BERBIH-POS27-(W. DJELFA)

Présenté par :
Ben aissa Mohammed

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
MEDDI Hind	Professeur	Président
KADI Latifa	M.A.A	Examinateur
NACER Tarek	M.C.B	Examinateur
HACHEMI Abdelkader	M.C.B	Promoteur

Session October2023

DEDICACE

DEDICACE

Je Dédie ce modeste travail

*Spécialement à mes **très chers parents** pour leurs Sacrifices, leurs amours, leurs*

Aide et leurs soutiens et me voir ainsi arriver à ce

Que je suis devenu aujourd'hui.

A mes très chères sœurs et mes frères ;

À mes chers professeurs et à mon cadré ;

A tous mes amis (es) de l'école.

© Ladie Lynn

REMERCIEMENT

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

*Un grand merci à mes chers parents... Je suis très reconnaissant envers mon superviseur, **Mer. A. Hachemi** , pour ses conseils avisés qui m'ont permis de mener à bien ce travail avec succès.".*

Par la même occasion je remercie mes Enseignants de l'ENSH pour leurs contributions à ma formation d'ingénieur d'état en hydraulique.

***À** celui qui n'a jamais hésité le moindre instant à se tenir à mes côtés afin de me soutenir, m'aider, et m'encourager*

Ma gratitude va également aux membres du jury pour honorer ma soutenance et pour l'effort fourni afin de juger ce travail.

Qu'il me soit permis de remercier toutes les personnes qui ont Contribuées de prés ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

ملخص:

يهدف هذا العمل الى تزويد التجمع السكاني بالمدينة الجديدة بربيح (POS27) بولاية الجلفة بالمياه الصالحة لشرب. عبر هذه الدراسة تم انجاز شبكة توزيع المياه الصالحة للشرب لهذه المنطقة. حيث اشتملت هذه الدراسة على عدة مراحل بدايتها اعطاء نظرة عامة حول منطقة الدراسة وكذألك دراسة التطور الديمغرافي وتقييم احتياجاتهم للمياه الشروب. لتنتهي دراستنا بإنجاز شبكة المياه الشروب وكذلك بناء الخزان المياه بتكلفة اقتصادية ومدة مقبولة مع تلبية شبكتنا لحاجيات السكان حتى افاق 2053.

الكلمات المفتاحية : المدينة الجديدة بربيح POS27- شبكة المياه- خزان المياه.

Résumé :

L'objectif de ce travail est de fournir la nouvelle ville BERBIH (POS27) de la wilaya de Djelfa avec de l'eau potable. Cette étude a permis la réalisation d'un réseau de distribution d'eau potable pour cette région. Cette étude comprenait plusieurs étapes, commençant par un aperçu général de la zone d'étude, une étude du développement démographique et une évaluation de leurs besoins en eau potable. Notre étude s'est achevée par la réalisation d'un réseau d'eau potable à un coût économique et dans un délai acceptable, tout en répondant aux besoins de la population jusqu'en 2053.

Les mots clés : Nouvelle ville de Berbih POS27 - Réseau d'eau - Réservoir d'eau.

Abstract :

The aim of this work is to provide the population in the newly established city of BERBIH (POS 27) in the Djelfa province with access to clean and potable drinking water. This study encompasses several phases, commencing with an overview of the study area, followed by an analysis of demographic shifts and an evaluation of their demand for drinking water. The culmination of our study involves the establishment of an efficient drinking water distribution network, ensuring economic viability and adherence to a reasonable timeline. This network is designed to meet the water requirements of the population until the year 2053.

The keywords : New City of Berbih POS27 - Water Network - Water Tank.

Sommaire

Introduction Générale 1

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction : 2

I.1.Situation géographique 2

I.2.Situation topographique 5

I.3.Situation géologique 5

I.4.Séismicité 6

I.5.Situation climatique 6

I.5.1.Pluviométrie 6

I.5.2.Température 7

I.5.3.Gelée 8

Conclusion 8

Chapitre II : Evaluation des besoins en eau de l'agglomération

Introduction 9

II.1.Evaluation de la Population future 9

II.2.Catégories des besoins 10

II.3.Evaluation des débits moyenne journalières 11

II.3.1.Besoins domestiques 11

II.3.2.Besoins en eau collectifs pour l'horizon 2053 11

II.3.2.1.Besoins scolaires 11

II.3.2.2.Besoin en eau socioculturels 12

II.3.2.3.Besoins en eau au secteur de santé 13

II.3.2.4.Besoins admistratifs et publiques 13

II.3.2.5.Besoin en eau sportifs 14

II.3.2.6.Besoins en eau commerciaux 14

II.3.3.Récapitulation des besoins en eaux de la POS27 14

II.4.Fuite et gaspillage 15

II.5.Etude des variations de la consommation 15

II.5.1.Consommation maximale journalière 15

II.5.2.Consommation minimale journalière 16

II.6.Détermination des consommations horaires 17

II.6.1.1^{ére} méthode 17

II.6.2.2^{éme} méthode 20

Conclusion 23

Chapitre III : Ouvrages de stockage de l'eau

Introduction 24

III.1.Utilité des réservoirs 24

III.2.Classification des réservoirs 24

III.2.1.Selon le matériau 24

III.2.2.Selon la situation des lieux 25

III.2.3.D'après leurs formes 25

III.3.Choix du réservoir 25

III.4.L'emplacement d'un réservoir 25

III.5.Détermination du volume des réservoirs d'alimentation 26

III.5.1.Méthode graphique 26

III.5.2.Méthode Analytique 26

III.5.3.Dimensions des réservoirs 28

III.6.Equipements des réservoirs d'alimentation 29

III.6.1.Conduite d'arrivée 29

III.6.2.Conduite de départ 30

.III.6.3Conduite de trop plein 31

III.6.4.Conduite de vidange 31

III.6.5.Conduite by-pass 31

III.6.6.Matérialisation du réservoir d'incendie 32

III.7.Quelque recommandation sur le réservoir 33

Conclusion 33

Chapitre IV :Dimensionnement et conception du réseau de distribution

Introduction 34

IV.1.Choix du type de réseau et le matériau des conduites 34

IV.1.1.Choix du système de distribution 34

IV.1.2.Choix du type de réseau 36

IV.1.3.Choix du matériau des conduites 36

IV.2.Conception du réseau de distribution 37

IV.3.Principe du tracé du réseau mixte 37

IV.3.1.Etape de calcul 37

IV.3.2.Débit spécifique 38

IV.3.3.Débits nodaux 38

IV.4.Calcule les débits 38

IV.4.1.Cas de pointe 38

IV.4.2.Cas de pointe + incendie 42

IV.5.Calcul du réseau 43

IV.5.1.Principe de calcul du réseau mixte 43

IV.5.2.Principe de la méthode de HARDY-CROSS 43

IV.6.Simulation hydraulique du réseau par logiciel « EPANET » 45

IV.6.1.Présentation de l'EPANET 45

IV.6.2.Répartition définitive des débits et des pressions 45

IV.6.3.Cas de point 45

IV.6.4.Cas de pointe + incendie 49

IV.7.Interprétation des Résultats 56

IV.8.Cas de pointe 56

IV.9.Cas de pointe plus incendie 56

Conclusion 56

Chapitre V :Accessoires et pièces spéciales du réseau de distribution

Introduction 57

V.1.Rôle des accessoires 57

V.2.Organes accessoires utilisés dans le réseau 57

V.2.1.Les appareille de sectionnent 57

V.2.2.Les ventouses 59

V.2.3.Bouches et poteaux d'incendie 60

V.3.Organes pièce spéciale utilisés dans le réseau 61

V.3.1.Les cônes 61

V.3.2.Les coudes 62

V.3.3.Les croix de jonction 63

V.3.4.Les croix de jonction et d'incendie 63

V.3.5.Les manchons 63

V.3.6.Les tés 63

V.4.Organes de mesure 64

V.4.1.Mesure de débit 64

V.4.2.Mesure de pression 64

Conclusion 66

Chapitre VI :Pose de canalisation et Organisation de chantier

Introduction 67

VI.1.Pose de canalisation 67

VI.1.1.Principe de pose des canalisations 67

VI.1.2.Les actions reçues par les conduites 67

VI.1.3.Pose de canalisations dans un terrain ordinaire 68

VI.2.Les étapes de réalisation du projet 69

VI.2.1.Manutention et stockage des conduites 69

VI.2.2.Décapage de la couche de terre végétale 69

VI.2.3.Aménagement du lit de pose des conduites 70

VI.2.4.Introduction de la canalisation 70

VI.2.5.Assemblage des canalisations 70

VI.2.6.Epreuve de joint et de canalisation 71

VI.2.7.Remblaiement des tranchées 71

VI.2.8.Le compactage 71

VI.3.Choix des engins 71

a)Les engins de chargement 71

b)Les engins de transport 71

c)Les engins de mise en place des matériaux 72

VI.4.Détermination des différents volumes des travaux 74

VI.4.1.Volume du décapage de la couche végétale 74

VI.4.2.Calcul du Déblais d'excavation 76

VI.5.Planification des travaux de réseau de distribution 81

VI.6.Devis quantitatif et estimatif 82

Conclusion : 83

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1: Précipitations moyennes mensuelles (1972-2017). 6
Tableau I.2: Répartition mensuelle de la température de la région de Djelfa (1990-2014). 7
Tableau I.3: Les variations moyennes de nombre des jours de gelée entre (1992-2009). 8

Chapitre II : Evaluation des besoins en eau de l'agglomération

Tableau II.4:Répartition de la population. 10
Tableau II.5: Les besoins domestique moyens à l'horizon 2053. 11
Tableau II.6: Les besoins en eau scolaires. 12
Tableau II.7:Besoins en eau socioculturels. 12
Tableau II.8:Besoin en eau au secteur de la santé. 13
Tableau II.9:Besoins en eau administratif et publique. 13
Tableau II.10: Besoin en eau sportifs. 14
Tableau II.11: Besoins en eau commerciaux. 14
Tableau II.12:Récapitulation des besoins en eaux de la POS27. 15
Tableau II.13: Les débits journalier maximale et minimale. 16
Tableau II.14: Variation du coefficient βmax. 18
Tableau II.15: Variation du coefficient βmin. 19
Tableau II.16:Détermination de la variation des débits horaires. 21

Chapitre III : Ouvrages de stockage de l'eau

Tableau III.17: Détermine la capacité de stockage. 27

Chapitre IV :Dimensionnement et conception du réseau de distribution

Tableau IV.18:caractéristique du réservoir RASS EL RIH. 34
Tableau IV.19:caractéristique de la conduite principale. 34
Tableau IV.20: Calcul des débits nodaux (cas de pointe). 39
Tableau IV.21: Caractéristiques des nœuds (Cas de pointe). 45
Tableau IV.22: Caractéristiques des tronçons (Cas de pointe). 47
Tableau IV.23: Caractéristiques des nœuds (Cas de pointe+incendie). 49
Tableau IV.24: Caractéristiques des tronçons (Cas de pointe+incendie). 51

Chapitre V :Accessoires et pièces spéciales du réseau de distribution

Tableau V.25: Emplacement des poteaux d'incendie. 61

Chapitre VI :Pose de canalisation et Organisation de chantier

Tableau VI.26: Volume du décapage de la couche végétale. 75
Tableau VI.27: Calcul du volume à excaver..... 77
Tableau VI.28: Volume occupé par les conduites. 78
Tableau VI.29: Volume la lit de sable. 79
Tableau VI.30: Volume du remblai de protection. 80
Tableau VI.31: Temps de réalisation des opérations de réseau de distribution. 81
Tableau VI.32: Devis quantitatif et estimatif. 82

Liste des figures

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Figure I.1: Carte de la situation géographique de Djelfa..... 3
Figure I.2: Localisation la zon d'étude (POS27). 4
Figure I.3: Carte géologique de la région de Djelfa. 5
Figure I.4: Variation des précipitations moyennes mensuelles (1990-2014). 7

Chapitre II: Evaluation des besoins en l'eau de l'agglomération

Figure II.5:Répartition de la population. 10
Figure II.6: Histogramme de consommation horaire. 22
Figure II.7: Courbe de consommation horaire. 22

Chapitre III: Ouvrages de stockage de l'eau

Figure III.8: Arrivée Chute libre. 29
Figure III.9: Arrivée Noyée 29
Figure III.10: Arrivée par le fond 30
Figure III.11:Arrivée par le bas..... 30
Figure III.12: Conduite départ 30
Figure III.13: Conduite de vidange et de trop plein. 31
Figure III.14: Conduite by-passe. 31
Figure III.15: Equipements des réservoirs d'alimentation. 32

Chapitre IV: Dimensionnement et conceptiondu réseau de distribution

Figure IV.16: Schéma de réseau en cas de pointe 55
Figure IV.17: Schéma de réseau en cas de pointe+ incendie 55

Chapitre V: Accessoires et pièces spéciale du réseau de distribution

Figure V.18: Robinets vanne à opercule 58
Figure V.19: Fonctionnement la ventouse. 60
Figure V.20: Poteaux d'incendie. 60
Figure V.21:Cônes à deux emboitement et emboitement et bride 62
Figure V.22: Les coudes une et deux boitements et lisse 62
Figure V.23: Croix de jonction 63
Figure V.24:Les Tés 64
Figure V.25: Manométre à membrane..... 65
Figure V.26: Manomètres à soufflet. 65

ChapitreVI: Pose de canalisation et Organisation de chantier

FigureVI.27: Pose de canalisation dans un terrain ordinaire 68
FigureVI.28: Niveleuse. 72
FigureVI.29: Bulldozer. 72
FigureVI.30: Pelle à chenille. 73
FigureVI.31: Chargeuse 73
FigureVI.32: Compacteur à rouleaux lisses. 74
FigureVI.33: Lait de sable 74
FigureVI.33: Réseaux à nœuds et calcul du temps de réalisation du réseau de distribution. . 81

Liste des planches

Planche n° 1/4 : Plan de masse de la nouvelle ville BERBIH(POS27) avec réseau projeté.

Planche n°2/4 : Profil en long du réseau projeté au nœud(N4-N9).

Planche n°3/4 : Equipement du réservoir.

Planche n°4/4 : Les accessoires du réseau.

Introduction Générale

Introduction Générale

Un système d'alimentation en eau est un réseau complexe d'infrastructures conçu pour acheminer de l'eau potable depuis sa source jusqu'aux divers types de consommateurs au sein d'une agglomération. Ce système est essentiel pour garantir un approvisionnement en eau fiable, sûr et accessible à la population. Il englobe un ensemble d'éléments et d'installations conçus pour répondre aux besoins en eau de la communauté, qu'il s'agisse de résidences, d'entreprises, d'infrastructures publiques ou d'autres utilisations.

La wilaya de Djelfa, en Algérie, est l'une des grandes villes du pays en termes de population. Avec la croissance démographique croissante, l'État a entrepris des projets de construction de zones urbaines pour répondre à cette augmentation de la population et lui offrir diverses infrastructures dans le but d'assurer une vie décente aux citoyens algériens.

Ces projets de construction urbaine comprennent la création de nouvelles zones résidentielles, la construction d'infrastructures de base telles que des routes, des écoles, des hôpitaux, et des équipements publics, ainsi que le développement de services essentiels tels que l'approvisionnement en eau potable, l'assainissement, et l'électricité. L'objectif de ces initiatives est d'améliorer la qualité de vie des habitants de Djelfa en offrant des conditions de vie décentes et en favorisant le développement économique de la région.

Dans notre mémoire, nous aborderons l'étude de cette région sous plusieurs aspects, dans le but de répondre aux besoins de la population jusqu'en 2053. Cela sera réalisé en concevant un réseau d'eau et en déterminant la capacité du réservoir d'eau nécessaire.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

Introduction :

La présentation de la zone d'étude est une étape essentielle de tout projet en hydraulique. Elle consiste à décrire le site de manière exhaustive, en tenant compte de ses aspects géographiques, topographiques, géologiques, climatiques, démographiques et hydrauliques. Cette description permet de bien identifier les facteurs qui influenceront la conception du projet.

I.1. Situation géographique :

La wilaya de Djelfa est une wilaya d'Algérie. Elle compte 1 092 182 habitants sur une superficie de 32 256 km². La densité de population de la wilaya de Djelfa est de 33,9 habitants par km². Cette wilaya est divisée en 12 daïras et comprend 36 communes. Toutes ces communes sont alimentées à 100 % à partir des eaux souterraines.

La wilaya est limitée par :

- ✓ Au Nord par les Wilaya de Médéa et T'essemillât ;
- ✓ A l'Est par les Wilaya de M'Sila et de Biskra ;
- ✓ La wilaya Tiaret et Laghouat à l'ouest ;
- ✓ La wilaya M'Sila et Biskra à l'est (Voir le **FigureI-1**).

La zone d'étude (POS27) est localisée dans le sud-ouest de la ville de Djelfa, couvrant une superficie totale estimée à 130,84 hectares.

Les limites de la zone d'étude sont les suivantes :

- ➢ Au Nord : la route de contournement et des terrains vacants.
- ➢ Au Sud par POS 26.
- ➢ A L'EST par la zone industrielle.
- ➢ A L'OUEST par POS 16. (Voir le **Figure I-2**).

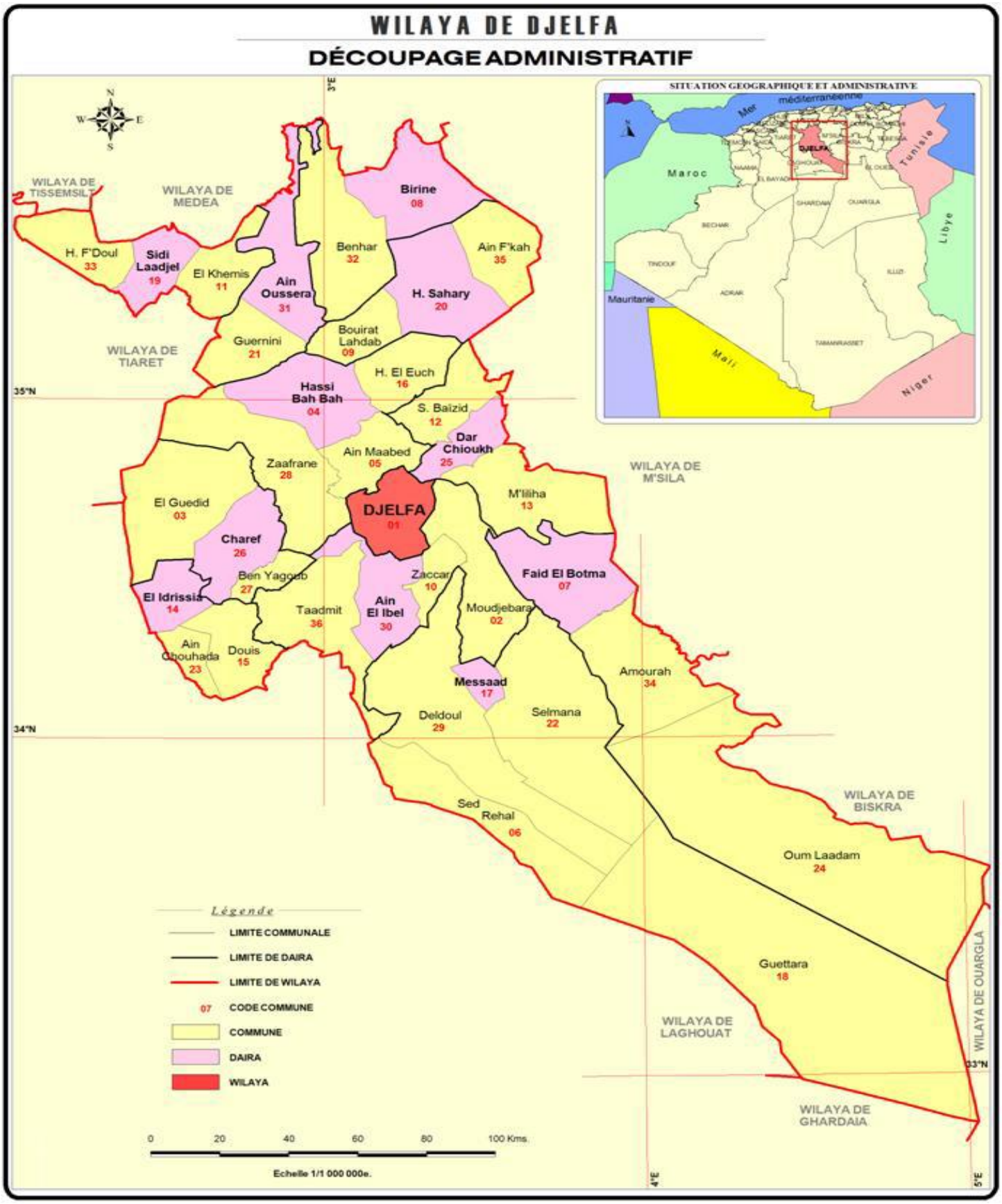


Figure I.1: Carte de la situation géographique de Djelfa.

Source : La direction des ressources en eau Djelfa

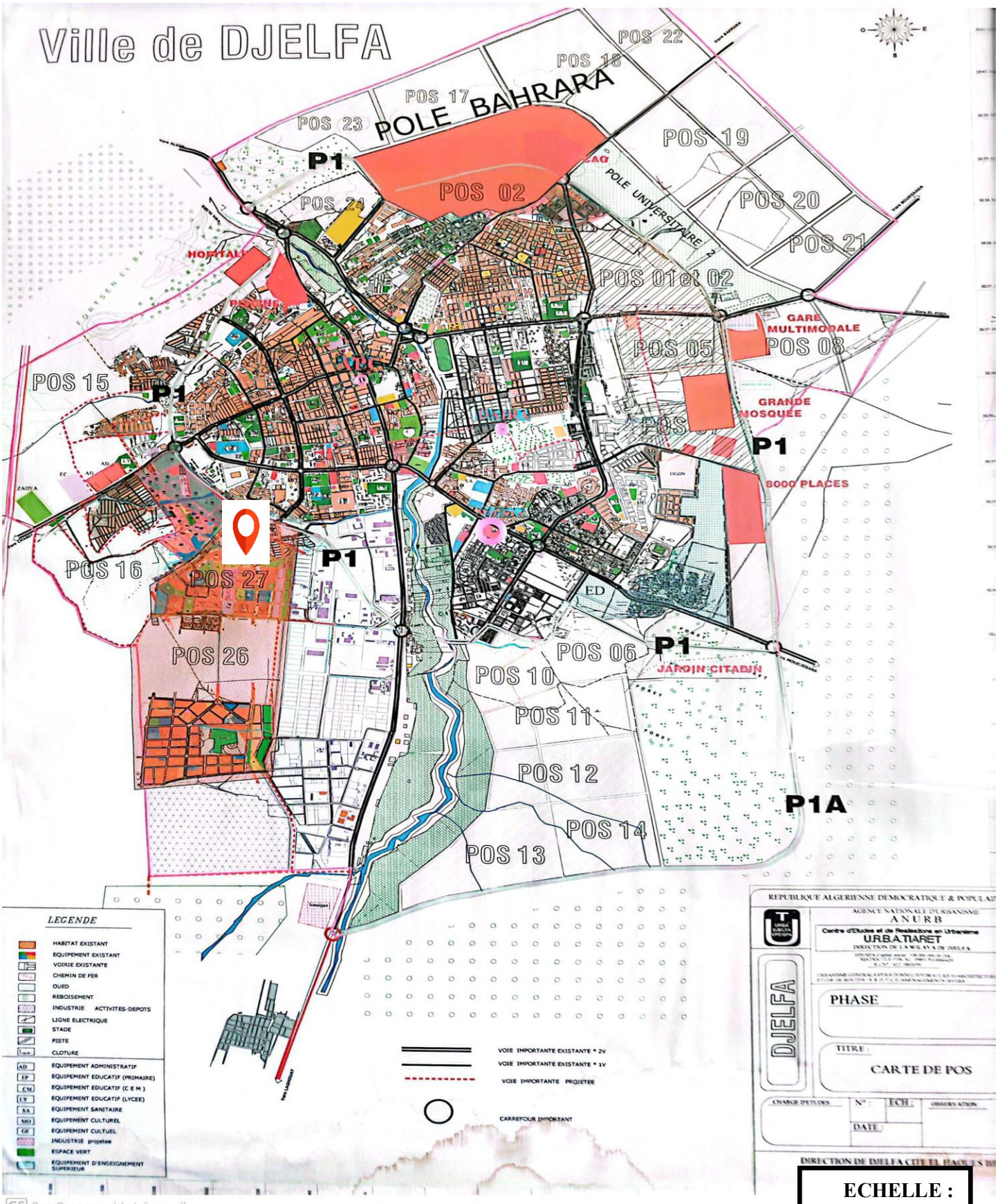


Figure I.2: Localisation la zon d'étude (POS27).

Source : URBATIA DJELFA.

I.2. Situation topographique :

La région d'étude est implantée sur une assise rocheuse robuste et stable, à des altitudes oscillantes entre 1156 et 1520 mètres au-dessus du niveau de la mer.

I.3. Situation géologique :

La région de Djelfa est située à la frontière entre deux grandes unités structurales : les Hauts plateaux et l'Atlas saharien.

La pression exercée par ces deux unités a provoqué un mouvement de plissement, un mouvement tectonique récent de la Terre. La région de Djelfa est donc, du point de vue géologique, en période d'ascension. La région est divisée en deux parties structurales :

- Le grand synclinal sud de Djelfa, dont l'axe s'oriente d'est en nord-est, forme une assise semi-fermée sur son flanc sud-ouest. Il a une base large et une pente modérée.
- Le petit synclinal nord, qui suit la même orientation que le précédent, est caractérisé par ses diapirs rapprochés, l'importance de l'inclinaison des roches et le développement des fissures dues au plissement.

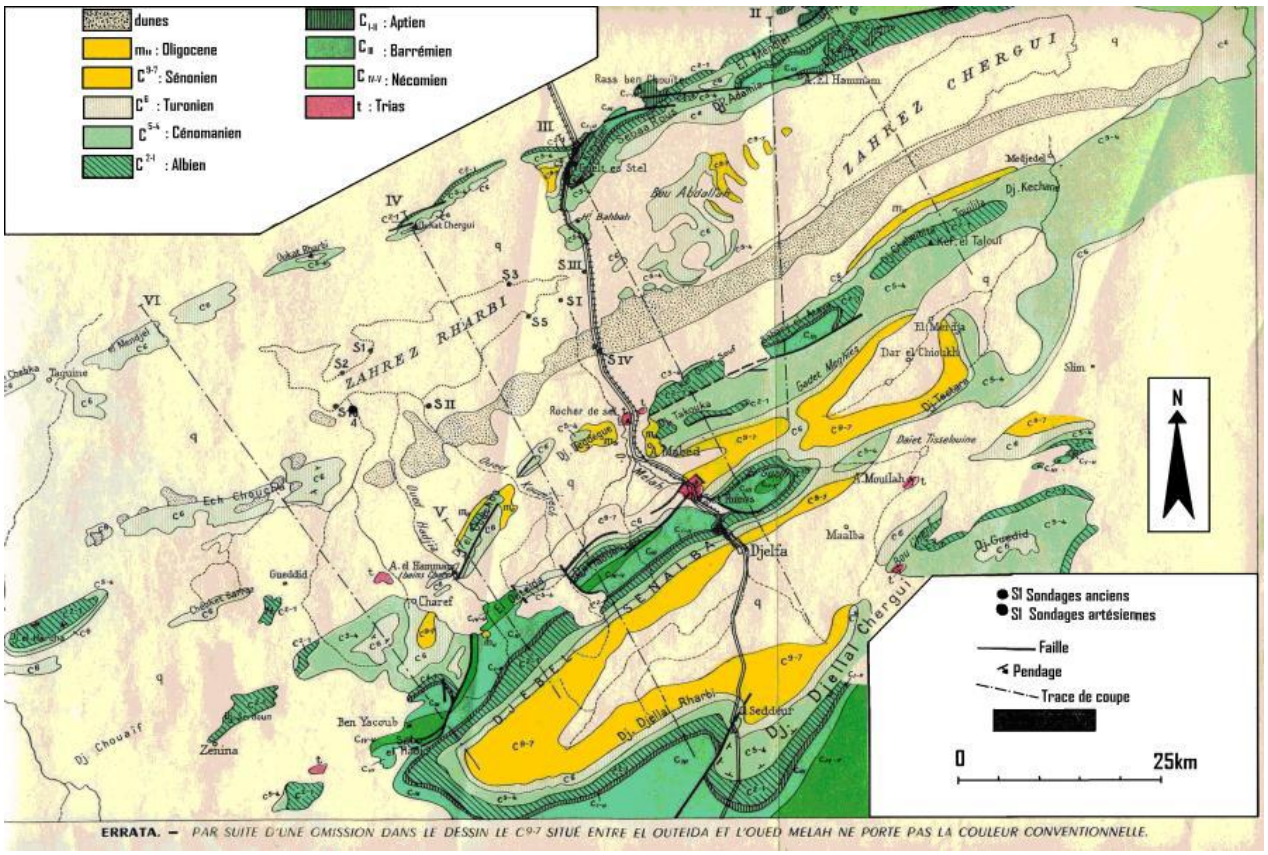


Figure I.3: Carte géologique de la région de Djelfa.

Source : bureau d'étude HPO

I.4. Séismicité :

La région de Djelfa a été classée dans la zone **(I)** conformément aux recommandations parasismiques de l'Algérie (2003), ce qui signifie qu'elle présente une sismicité faible. Cependant, selon l'étude "Prospective territoriale pour un développement durable et intégré de la wilaya de Djelfa", il est important de souligner que malgré cette faible sismicité en termes de force et de fréquence, la région reste potentiellement dangereuse et peut entraîner des dégâts significatifs. Cela est dû au fait que la région de Djelfa est traversée d'est en ouest par l'accident Sud-atlasique sur toute sa largeur. Par conséquent, il est recommandé de prendre les précautions nécessaires lors de la construction d'infrastructures pour minimiser les risques liés à l'activité sismique.

I.5. Situation climatique :

Le climat désigne l'ensemble complexe des phénomènes qui caractérisent la sphère atmosphérique et qui exercent une influence déterminante sur les organismes vivants, ainsi que sur la distribution des populations à travers le globe terrestre. Les études climatologiques sont entreprises en tenant compte d'une série de variables mesurables, telles que les précipitations, la température et l'humidité, sur une période de longue durée.

La zone d'étude se caractérise par un climat semi-aride qui se distingue par sa fraîcheur en hiver avec des chutes de neige et la formation de gelées, ainsi que par sa chaleur estivale accompagnée d'une relative fraîcheur nocturne.

I.5.1. Pluviométrie :

Afin de quantifier les précipitations au sein de la région d'étude, nous avons extrait les données pluviométriques de la station pluviométrique de Djelfa pour la période s'étendant de 1972 à2017.

Tableau I.1: Précipitations moyennes mensuelles (1972-2017).

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mrs.	Avr.	Mai.	Juin.	Juil.	Août.
P(mm)	27.6	24	17.9	24.6	34.4	31	33.2	35	32.9	11.9	13.4	18.2

Source : ANRH de DJELFA (2023).

L'analyse de la variation des précipitations (**Figure I-4**) montre que :

- La période pluvieuse s'étend du mois de Septembre au mois de Mai, coïncidant avec la saison froide, avec des précipitations maximales pouvant atteindre 35 mm au mois d'Avril.

- Les mois de Juin, Juillet et Août sont les plus secs ; avec un minimum de précipitation de 11,9 mm au mois de Juin.

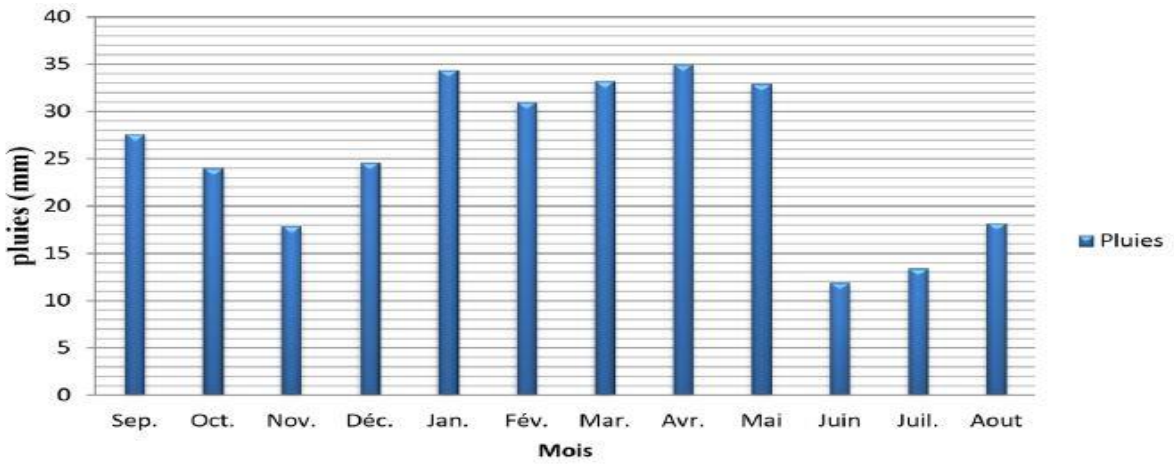


Figure I.4: Variation des précipitations moyennes mensuelles (1990-2014).

I.5.2. Température :

La température est un facteur important à prendre en compte, car elle affecte la viscosité de l'eau.

Les renseignements sur les variations mensuelles de la température ont été prélevés de la station météorologique de Djelfa durant la période (1990-2014), comme le tableau suivant :

Tableau I.2: Répartition mensuelle de la température de la région de Djelfa (1990-2014).

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mrs.	Avr.	Mai.	Juin.	Juil.	Août.	Moyenne inter-annuelle (°C)
Moy(c°)	20,6	17,4	9,45	5,65	5,1	7,05	10,15	13,25	18,15	23,15	26,65	25,85	14,24
Min(c°)	14,4	12,3	4,3	1,9	0,7	3,4	3,2	7,2	11,2	15,8	18,6	18,5	8,45
Max(c°)	26,8	22,5	14,6	9,4	9,5	10,7	17,1	19,3	25,1	30,5	34,7	33,2	20,02

Source : ANRH DJELFA (2023).

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

- Une période froide qui s'étale de Novembre à Mars. Le moi le plu froid est Janvier où la température moyenne mensuelle est de 0,7 °C.

- Une période chaude qui s'étale de Avril à Octobre ; les mois les plus chauds sont Juillet et Août où la température moyenne mensuelle dépasse 33 °C.

I.5.3. Gelée :

Les gelées sont enregistrées pendant la période, allant de janvier à avril et de novembre à décembre, avec un maximum de (15 jours) par mois, obtenu au cours de la saison d'hiver (janvier).

Le tableau suivant (**Tableau I-3**) regroupe les variations moyennes du nombre de jour de gelée.

Tableau I.3: Les variations moyennes de nombre des jours de gelée entre (1992-2009).

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mrs.	Avr.	Mai.	Juin.	Juil.	Août.
Nbr de jour	0	0	6.3	10.4	14.8	8.9	4.4	1.2	0	0	0	0

Source : ANRH DJELFA (2023).

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté un aperçu général de la zone d'étude, défini les caractéristiques nécessaires du site et déterminé les données de base pour le projet de dimensionnement et de conception du réseau d'AEP du (**POS 27**) de la nouvelle ville de BERBIH.

Chapitre II : Evaluation des besoins en eau de l'agglomération

Introduction :

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Avent tout projet d'alimentation en eau, il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateur rencontrés au d'une agglomération.

Pour dimensionner un réseau d'eau potable et fournir de l'eau potable à une zone spécifique, ainsi que pour estimer la quantité d'eau nécessaire à la consommation, il est impératif de prendre en considération plusieurs critères (croissance démographique, installations publiques, niveau de vie, etc.). Par ailleurs, cette demande varie d'une agglomération à une autre et d'une région à une autre.

II.1. Evaluation de la Population future :

Concernant la nouvelle ville **BERBIH** (**POS27**), on a deux types d'habitation, premier type est habitation collective et deuxième type habitation individuel.

Pour l'habitation collective on a fixé un taux d'occupation de sept (**07**) personne par logements pour un horizon d'étude de 30 ans, et sachant que le site (**POS 27**) comporte 4000 logements, donc le nombre d'habitant sera :

$$\mathbf{P_{loge\ coll}} = 4000 \times 7 = \mathbf{28000\ hab}$$

Pour habitation individuel, on a 4800 habitants avec un taux d'accroissement de 2.5%.

Pour calculer le nombre d'habitants horizon on utilise la formule suivante **[1] :**

$$\mathbf{P_n = P_0 \times (1 + \tau)^n} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (\mathbf{II - 1})$$

Avec :

$\mathbf{P_n}$: population à l'horizon futur.

Po : population de l'année de référence.

T : taux d'accroissement.

n : nombre d'années séparant les 02 horizons, (2023-2053).

Tableau II.4:Répartition de la population.

Année	2023	2038	2053
Nombre d'habitant collective	0	28000	28000
Nombre d'habitant individuelle	0	6952	10069
Nombre d'habitant totale	0	34952	38069

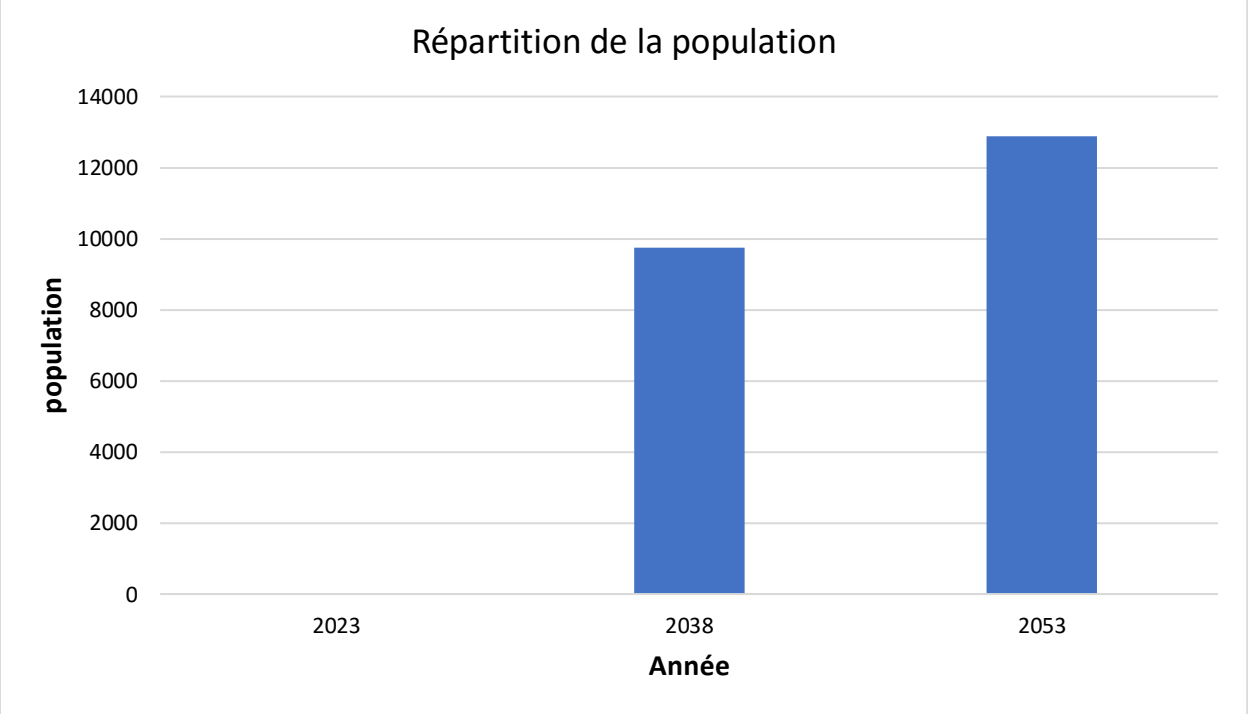


Figure II.5 : Répartition de la population.

II.2. Catégories des besoins :

Avant de lancer tout projet visant à fournir de l'eau potable à une région donnée, il est impératif de recueillir une compréhension exhaustive de toutes les catégories de consommateurs présentes au sein de la zone d'étude (**POS27**). En effet, les taux de consommation varient en fonction du type de consommateur. Par conséquent, il est nécessaire de déterminer :

- Besoins domestiques.
- Besoins sanitaires.
- Besoins scolaires.
- Besoins commerciaux.
- Besoins publics et administratifs.
- Besoins sportifs.

II.3. Evaluation des débits moyenne journalières :

La consommation journalière moyenne est le produit de la dotation moyenne

Journalier par le nombre d'usagers, soit par la formule suivante **[1]** :

$$\mathbf{Q_{moy.j} = \frac{Ni \times Dot}{1000}} \quad (\mathbf{m^3/j}) \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (\mathbf{II-2})$$

Avec :

$\mathbf{Q_{moy.j}}$: Débite moyenne journalière (m^3/j).

Ni : Nombre des usagers dans chaque groupe de catégorie de consommateur.

Dot : La dotation journalière de la consommation(norme) pour chaque catégorie (l/j/unité).

II.3.1. Besoins domestiques :

Les besoins en eau domestique dépendent du niveau de vie de la population et du développement des installations sanitaire de notre agglomération.

D'après la direction des ressources en eau de la wilaya de Djelfa, les besoins en eau seront estimés sur la base d'une dotation actuelle de100 l/j/hab et horizon de 150 l/j/hab pour horizonne 30 ans.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.5: Les besoins domestique moyens à l'horizon 2053.

Nombre d'habitant		38069
Dotation	**(l/ha/j)**	150
Qmoy.j	**(m^3/j)**	5710,35
Qmoy.j	**(l/s)**	66,09

II.3.2. Besoins en eau collectifs pour l'horizon 2053 :

II.3.2.1. Besoins scolaires :

Les besoins en eau scolaire se réfèrent aux quantités d'eau consommées par les écoles primaires, les collèges, les lycées, etc., que ce soit pour un usage personnel ou collectif,

Tel que le nettoyage." **[3]**

Dans la zone d'étude actuellement, il y a six écoles de différents niveaux, ainsi que deux établissements de formation professionnelle.

Les résultats seront donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.6: Les besoins en eau scolaires.

Equipment	Nombre d'unité	Dotation(l/unité/j)	Unité	Qmoy.j(m^3/j)
Ecole primaire	1926	15	Elève	28,89
CEM	2650	15	Elève	39,75
Lycée	1950	20	Elève	39
Centre formation	155	20	Elève	3,1
Totale				110,74

II.3.2.2. Besoin en eau socioculturels :

Les besoins en eau socioculturels englobent les quantités d'eau nécessaires pour des lieux tels que les mosquées, les centres culturels, les bibliothèques, les crèches, etc.

La zone d'étude actuellement contient trois moquées et une salle de fête.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.7:Besoins en eau socioculturels.

Equipment	Nombre	Dotation(l/unité/j)	Unité	Qmoy.j(m^3/j)
Mosquée	3200	15	Fidèle	48
Salle de fêtes	150	10	Visiteur	1.5
Totale				49.5

II.3.2.3. Besoins en eau au secteur de santé :

Les besoins en eau au secteur de santé est la quantité de l'eau nécessaire pour faire fonctionner les différentes installations de santé telles que les hôpitaux ; les cliniques polyvalentes ; les pharmacies ; les cabinets médicaux **.**

La zone d'étude contient une polyclinique et un centre de santé et trois cabinets médicaux et une pharmacie.

Les résultats seront donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.8:Besoin en eau au secteur de la santé.

Equipment	Nombre	Dotation(l/unité/j)	Unité	Qmoy.j(m^3/j)
Polyclinique	300	15	Malade	4.5
Center de sente	150	15	Malade	2,25
Cabinet médicale	50	15	Malade	0,75
Pharmacie	03	10	Vendeur	0,03
Totale				7.53

II.3.2.4. Besoins admistratifs et publiques :

La zone d'étude dispose de plusieurs installations éducatives et administratives afin de répondre à ses besoins en eau le tableau suivant présente ces besoins :

Tableau II.9:Besoins en eau administratif et publique.

Equipment	Nombre	Dotation(l/unité/j)	Unité	Qmoy.j(m^3/j)
Gendarme	70	10	Gendarme	0,7
Sécurité	72	10	Police	0,72
Bureau de Poste	32	15	Employé	0,48
Bureau public	56	15	Employé	0,84
Jardin publique	21000	10	**(m^2)**	210
Parc publique	05	5	Employé	0,025
Cimetière	15	5	Visiteur	0.075
Totale				212.84

II.3.2.5. Besoin en eau sportifs :

La zone d'étude est dotée de plusieurs installations sportives, parmi lesquelles on compte des salles de sport, une piscine semi-olympique et cinq terrains de football. Afin de répondre à leurs besoins en eau, nous les avons répertoriées dans le tableau suivant :

Tableau II.10: Besoin en eau sportifs.

Equipement	Nombre d'unité	Dotation(l/unité/j)	Unité	Qmoy.j(m^3/j)
Piscine semi olympique	150	180	Visiteur	27
(03) Salle de sport	200	10	Sportif	1
(05)Sade football	100	10	Joueur	2
Totale				30

II.3.2.6. Besoins en eau commerciaux :

Dans la zone d'étude, on recense plusieurs structures commerciales telles que des marchés et des commerces. Il est impératif de répondre à leurs besoins en matière d'approvisionnement en eau. Ces installations ont été répertoriées dans le tableau suivant :

Tableau II.11: Besoins en eau commerciaux.

Equipment	Nombre d'unité	Dotation(l/unité/j)	Unité	Qmoy.j(m^3/j)
Marche	1200	05	(m^3)	6
Commerce	30	05	Vendeur	0.15
Station de lavage	05	100	Voiture	0.5
Totale				6.75

II.3.3. Récapitulation des besoins en eaux de la POS27 :

Les besoins moyens totaux de la zone d'étude (POS27) seront évalués par la somme des besoins domestiques avec les besoins des Equipement (scolaires ; de santé ; socioculturels ; publiques ; Sportifs). La somme est calculée en utilisant l'équation suivante **[1]** :

$$Q_{moy.jr\ totale} = Q_{moy.jr\ (domestique)} + Q_{moy.jr\ (Equipment)} \quad \dots \dots \dots (II\text{-}3)$$

Les résultats sont recapitules dans le tableau suivant :

Tableau II.12:Récapitulation des besoins en eaux de la POS27.

Catégorie des besoins	$Q_{moy.jr}$ (m^3/jr)	$Q_{moy.jr}$ (l/s)
Domestiques	5710,35	66,092
Equipement publique	417,260	4.829
Totale	6127,61	70.921

II.4. Fuite et gaspillage :

Dans chaque réseau d'eau potable, des fuites et des gaspillages surviennent au sein du réseau. C'est pourquoi il est impératif de prendre en compte ces fuites et de les compenser. Ainsi, nous appliquons une majoration de 15 % au débit total, on applique l'équation suivant **[1] :**

$$Q'_{moy.jr\ totale} = 1.15 \times Q_{moy.jr\ totale} \quad \dots \dots \dots (II - 4)$$

Alors :

$$Q'_{moy.jr\ totale} = 7044,45(\ m^3/j) = \ 81,53(l/s)$$

II.5. Etude des variations de la consommation :

Le débit demandé par les différentes catégories des consommateurs est soumis à plusieurs variabilités en raison de l'irrégularité de la consommation dans le temps.

II.5.1. Consommation maximale journalière :

La consommation maximale journalière représente la journée de l'année où la consommation en eau est la plus grande, définie par un coefficient d'irrégularité journalière maximale $K_{max.j}$

Ce dernier tient compte des variations journalières de la consommation. Ce coefficient nous permet de savoir de combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

Il peut être calculé par le rapport de la consommation maximale journalière sur la Consommation moyenne journalière. Par la relation suivante **[1]** :

$$K_{max.jr} = \frac{Q_{max.jr}}{Q'_{moy.jr}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (II-5)$$

Avec :

$Q_{max.j}$: débit maximale journalier **(m^3/jr)**.

$Q'_{moy.j}$: débit moyenne journalière **(m^3/jr).**

$K_{max.j}$: coefficient d'irrégularité varié entre **:** (**1.1 -1.3**).

NB : pour notre étude on prend $K_{max.j}$=1,3.

II.5.2. Consommation minimale journalière :

La consommation minimale journalière représente la journée de l'année où la consommation en eau est la plus faible, représentée par $K_{min.j}$, qui est déterminé comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière.

Il s'obtient par la relation suivante **[1]** :

$$K_{min.jr} = \frac{Q_{min.j}}{Q'_{moy.j}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (II-6)$$

Avec :

$Q_{min.j}$: consommation minimale journalier **(m^3/j).**

$Q'_{moy.j}$: consommation moyenne journalière **(m^3/j).**

$K_{min.j}$ est compris entre : (**0.7 -0.9**).

NB : pour notre étude on prend $K_{min,j}$=**0.7**.

En ayant le débit moyen journalier, et après avoir donné une valeur aux deux coefficients, les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.13: Les débits journalier maximale et minimale.

Horizons	$Q'_{moy.j}$		$K_{max.j}$	$Q_{max.j}$		$K_{min.j}$	$Q_{min.j}$	
	(m^3/j)	(l/j)		(m^3/j)	(l/s)		(m^3/j)	(l/s)
2053	7044,45	81,53	1.3	9157,79	106	0.7	4931,115	57,07

II.6. Détermination des consommations horaires :

Pour détermination le débit horaire premièrement on trouve la coefficient maximale et minimale horaire, pour les calculs on utilise deux méthodes :

II.6.1. 1ére méthode :

La première méthode permet de déterminer le débite moyen horaire, suivie de l'ajustement des coefficients horaires maximum et minimum ainsi détermine le débite horaire maximale et minimale en tenant compte des caractéristiques de l'agglomération.

II.6.1.1. Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante **[1]** :

$$\mathbf{Q_{moy.h} = \frac{Q_{max.j}}{24}} \quad (\mathbf{m^3/h}) \ \dots \ \dots \ \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots (\mathbf{II-7})$$

Avec :

$\mathbf{Q_{moy.h}}$: débit moyen horaire **(m^3/h).**

$\mathbf{Q_{max.j}}$: débit maximum journalier **(m^3/j).**

$$\boldsymbol{Q_{moy.h} = \frac{9157.79}{24} = 381,574\,(m^3/h) = 106\,(l/s)}$$

II.6.1.2. Détermination du débit maximum horaire :

Ce débit correspond à l'heure de pointe où la consommation est la plus importante durant la journée, on l'utilise pour le dimensionnement du réseau de distribution.

Le débit maximum horaire est donné par la formule suivante **[1]** :

$$\boldsymbol{Q_{max.h} = K_{max.h} \times Q_{moy.h}} \quad (\boldsymbol{m^3/h}) \dots\dots\dots\dots\dots\dots (\boldsymbol{II-8})$$

Avec :

$\mathbf{Q_{max.h}}$: débit maximum horaire **(m^3/h).**

$\mathbf{Q_{moy.h}}$: débit moyen horaire **(m^3/h).**

$\mathbf{K_{max.h}}$: coefficient maximum horaire.

II.6.1.2.1. Coefficient maximum horaire :

La consommation horaire est représentée par le coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max.h}$), qui représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée la plus chargée dans l'année. Il tient compte de l'accroissement de la population.

Le coefficient maximum horaire est calculé par la formule suivante **[1]** :

$$K_{max.h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \dots\dots\dots\dots (II-9)$$

Avec :

α_{max} : tient compte du type des conditions de vie et du régime de travail des populations locales varie de **1.2** à **1.4**.

β_{max} : Dépend du développement démographique, selon le tableau**(II.14)** .

NB : on prendre de notre cas le coefficient α_{max} =**1.3**.

Tableau II.14: Variation du coefficient βmax.

Population (hab) ($\times 10^3$)	1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300
β_{max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03

On a le nombre d'habitant de la zone d'étude (POS27)égale à 38068 hab. alors la valeur du coefficient β_{max} correspondant est :

$$\beta_{max} = 1.13$$

Alors :

$$K_{max.h} = 1.3 \times 1.13 = 1.469$$

Le débit maximale horaire devient :

$$Q_{max.h} = 1.469 \times 381{,}574 = 560{,}532\ (m^3/h) = 155.7\ (l/s)$$

II.6.1.3. Détermination du débit minimale horaire :

C'est la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année. Il s'obtient par la relation suivante **[1]** :

$$\mathbf{Q_{min.h} = K_{min.h} \times Q_{moy.h}} \quad (\mathbf{m^3/h}) \dots\dots\dots\dots\dots (\mathbf{II-10})$$

Avec :

$\mathbf{Q_{min.h}}$: débit minimale horaire **(m^3/h).**

$\mathbf{Q_{moy.h}}$: débit moyen horaire **(m^3/h).**

$\mathbf{K_{min.h}}$: coefficient minimale horaire.

II.6.1.3.1. Coefficient minimale horaire :

Elle est représentée par le coefficient d'irrégularité minimale horaire ($\mathbf{K_{min.h}}$). Qui représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée plus faible dans l'année. Il tient compte de l'accroissement de la population, Il s'obtient par la relation suivante **[1]** :

$$\mathbf{K_{min.h} = \alpha_{min} \times \beta_{min}} \dots\dots\dots\dots\dots\dots (\mathbf{II-11})$$

Avec :

$\mathbf{\alpha_{min}}$: tient compte du type des conditions de vie et du régime de travail des populations locales varie de **0.4** à **0.6**.

$\mathbf{\beta_{min}}$: Dépend du développement démographique, selon le tableau**(II.15)**.

NB : on prendre de notre cas le coefficient $\mathbf{\alpha_{min}}$ =**0.5**.

Tableau II.15: Variation du coefficient βmin.

Population (hab) ($\times 10^3$)	1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300
$\mathbf{\beta_{min}}$	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7	0.83

On a le nombre d'habitant de la zon d'étude (POS27), égale à 38068 hab. alors la valeur du coefficient $\mathbf{\beta_{min}}$ correspondant est :

$$\beta_{min} = 0.625$$

Alors :

$$K_{min.h} = 0.5 \times 0.625 = 0,3125$$

Afin on trouve Le débit minimale horaire :

$$Q_{min.h} = 0.3125 \times 381,574 = 119,242 \ (m^3/h) = 33.12 \ (l/s)$$

II.6.2. 2éme méthode :

Cette méthode nous permet de déterminer la répartition des débits en chaque heure, qui varient D'une agglomération à une autre en fonction du nombre d'habitants.

Cette méthode repose sur la variation horaire de la consommation, révélant ainsi la proportion horaire du débit quotidien total dans divers centres d'agglomération. Ceci est établi en se basant sur l'annexe maximale et est déterminé en fonction du nombre d'habitants **[1]**.

$$Q_h = \frac{C_{\%} \times Q_{max.j}}{100} \qquad (m^3/h) \dots\dots\dots\dots\dots\dots (II-12)$$

Avec :

$Q_{max.h}$: débit maximal horaire estimé en **(m^3/h).**

$C_{\%}$: coefficient de consommation horaire **(%).**

$Q_{max.j}$: débit maximal journalier estimé en **(m^3/j).**

NB : Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage **(%)** par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération. Pour notre cas on choisit la répartition variant de 10001 à 50000 habitants pour l'horizon 2053, nombre d'habitant horizon **380698**ha.

Tableau II.16:Détermination de la variation des débits horaires.

Heurs	Consommation totale		Consommation cumulée	
	C%	(m^3/j)	C%	(m^3/j)
00-01	1.5	**138,018**	1,5	138,018
01-02	1.5	138,018	3	276,030
02-03	1.5	138,018	4,5	414,045
03-04	1.5	138,018	6	552,059
04-05	2.5	230,03	8,5	782,084
05-06	3.5	322,043	12	1104,119
06-07	4.5	414,055	16,5	1518,163
07-08	5.5	506,067	22	2024,218
08-09	6.25	**575,076**	28,25	2599,280
09-10	6.25	575,076	34,5	3174,342
10-11	6.25	575,076	40,75	3749,404
11-12	6.25	575,076	47	4324,466
12-13	5	460,062	52	4784,515
13-14	5	460,062	57	5244,565
14-15	5.5	506,067	62,5	5750,619
15-16	6	552,06	68,5	6302,678
16-17	6	552,06	74,5	6854,738
17-18	5.5	506,067	80	7360,792
18-19	5	460,050	85	7820,842
19-20	4.5	414,055	89,5	8234,886
20-21	4	368,049	93,5	8602,926
21-22	3	276,036	96,5	8878,956
22-23	2	184,025	98,5	9062,976
23-24	1.5	138,018	100	9201,23
Totale	100	9201,23		

Nous trouvons dans tableau les donnes suivantes :

$$\boldsymbol{Q_{max.h} = 575,076\ (m^3/h) = 159.74\ (l/s)}$$

$$Q_{min.h} = 138,018\ (m^3/h) = 38.34\ (l/s)$$

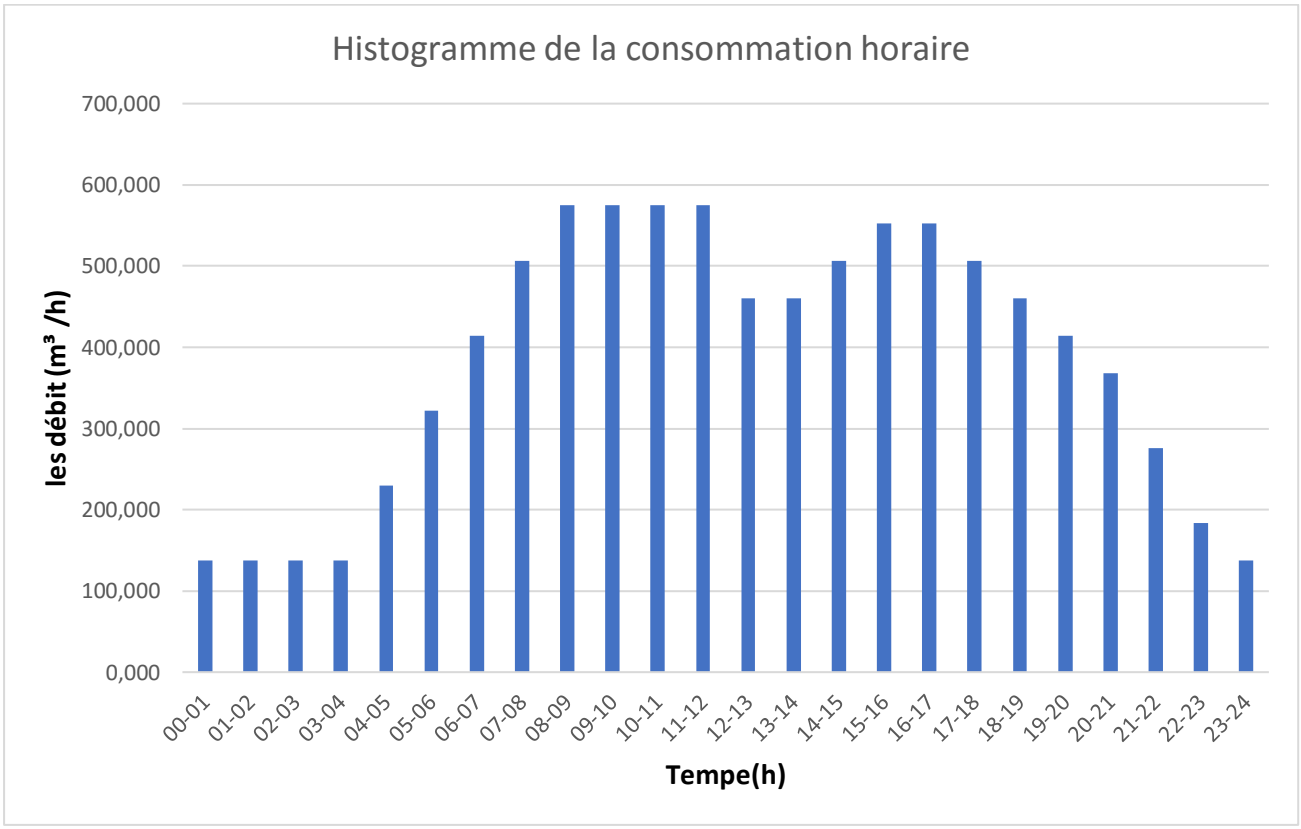


Figure II.6: Histogramme consommation horaire.

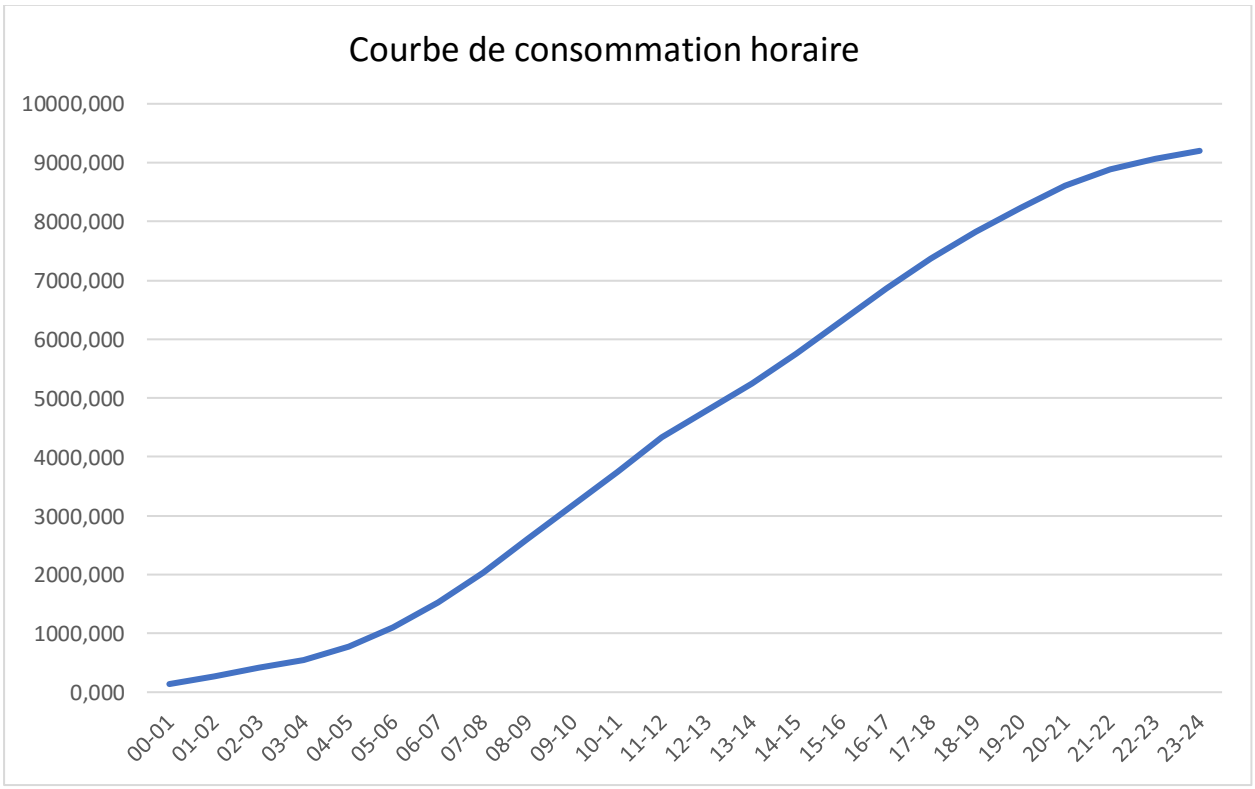


Figure II.7: Courbe de consommation horaire.

Remarque :

Après avoir utilisé les deux méthodes, nous avons constaté que les résultats étaient approximativement équivalents pour le débit horaire minimal et maximal, avec des valeurs de **575,076** et **138,018** respectivement. Cela nous aide considérablement dans la conception précise du réseau d'eau

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de comprendre les divers besoins en eau potable nécessaires pour les différents types de consommateurs qui composent l'agglomération de (POS27) et de déterminer les débits journaliers (maximum et minimum) afin de tracer les courbes de consommation horaire, ainsi que la courbe intégrale. Cela nous permettra de déterminer les débits horaires moyens, maximums et minimums

Chapitre III

Ouvrages de stockage de l'eau

Introduction :

Les réservoirs d'eau sont des ouvrages conçus pour stocker de grandes quantités d'eau, Ils sont souvent utilisés dans les systèmes d'approvisionnement en eau potable et autre. En stockant l'excès d'eau pendant les périodes de faible demande et en la libérant lorsque la demande est élevée, Les réservoirs d'eau jouent un rôle essentiel dans la gestion durable des ressources en eau et dans la garantie d'un approvisionnement en eau stable et fiable pour les besoins humains et environnementaux.

III.1. Utilité des réservoirs :

- Régularité dans le fonctionnement de la pompe, contrairement au cas d'injection directe dans le réseau d'où simplification de l'exploitation.
- Sollicitation régulière des points d'eau, qui ne subiront pas les variation journalier et préservation des ouvrages et des nappes ou des gisement aquifère.
- L'emmagasinement d'eau pendant les heures creuses de consommation et restitution de L'eau pendant les autres heures ou la consommation devient important.
- Continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Régularité de la pression dans réseau de distribution.
- Disponibilité de la réserve d'incendie.
- Briser la charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Dans le cas où le réseau est étendu longitudinalement, et que de faible pression apparaissent aux points éloignés, on peut installer un deuxième réservoir (d'extrémité ou d'équilibre).
- Jouer le rôle de relai. **[2]**

III.2. Classification des réservoirs :

III.2.1. Selon le matériau :

- ✓ Les réservoirs métalliques.
- ✓ Les réservoirs en maçonnerie.
- ✓ Les réservoirs en béton armé.

III.2.2. Selon la situation des lieux :

- ✓ Réservoirs Enterrées.
- ✓ Réservoirs Semi-enterrés.
- ✓ Réservoirs Surélevé. Sur tour.

III.2.3. D'après leurs formes :

- ✓ Circulaires.
- ✓ Rectangulaires.
- ✓ Carrés.

Généralement on adopte pour la forme circulaire à cause de :

- Forme la plus avantageuse de point de vue de volume de béton.
- Répartition uniforme des charges hydrostatique. **[1]**

III.3. Choix du réservoir :

Plusieurs facteurs influencent le choix du réservoir d'eau avec ses différentes catégories. Parmi ces facteurs, on peut citer :

- Conditions topographiques (**volume requis. nature de sole)**.
- Conditions géotechniques (matériau du réservoir, qualité de l'eau).
- Conditions hydrauliques (system distribution, **c**oût, **niveau de maintenance)**.
- Conditions économiques (cout). **[1]**

III.4. L'emplacement d'un réservoir :

- L'emplacement d'un réservoir dépend de la topographie.il doit permettre d'assurer une pression au moment de la pointe. Pour cela l'altitude de la cuve (radier), doit être supérieure à la plus grande cote piézométrique nécessaire au niveau du réseau de distribution.
- Pour déterminer la cote du radier, il faut donc évaluer la perte de charge entre le réservoir et la plus haute cote piézométrique à desservir, ce qui définira le type de réservoir à adopter .la cote du radier de la cuve, pourra être augmentée de quelques mètres pour tenir compte d'éventuelles extension future de l'agglomération. **[2]**

III.5. Détermination du volume des réservoirs d'alimentation :

Pour calculer la capacité d'un réservoir, on utilise deux méthodes soit méthode analytique ou méthode graphique. **[1]**

III.5.1. Méthode graphique :

La méthode graphique tient compte de la courbe de consommation totale (intégrale)et de la courbe d'apport du débite pomper en fonction de la durée de pompage.la capacité est déduite à partir des extremums des cumuls de la consommation vis-à-vis de celle des apports.

Pour calcule la capacité de réservoir on utilise la formule suivante **[1]** :

$$\mathbf{V_u = \Delta V_1 + \Delta V_2 \quad (m^3) \dots\dots\dots\dots\dots\dots (III-1)}$$

Telle que :

V_u : volume utile ;

ΔV_1 : écrit inferieur entre l'apport et la consommation ;

ΔV_2 : écrit supérieur entre l'apport et la consommation.

III.5.2. Méthode Analytique :

Connaissant le régime de consommation de l'agglomération ainsi que le régime de travail de la station de pompage.

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir.

Le volume de régulation sera **[1]** :

$$\mathbf{V_r = \frac{\alpha \times Q_{max.j}}{100} \quad (m^3) \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots (III-3)}$$

Avec :

V_r : capacité résiduelle (m^3).

α: fraction horaire du débit maximum journalier **(%)**.

$Q_{max.j}$: La consommation maximale journalière (m^3/j).

On détermine analytique la capacité du réservoir d'après le tableau suivant :

Tableau III.17: Détermine la capacité de stockage.

Heures	Consommation (%)	Refoulement (%)	Arrivée	Départ	Reste
00-01	1.5	0		1,5	8.5
01-02	1.5	0		1,5	7
02-03	1.5	0		1,5	5.5
03-04	1.5	0		1,5	4
04-05	2.5	5	2,5		6.5
05-06	3.5	5	1,5		8
06-07	4.5	5	0,5		8.5
07-08	5.5	5		0,5	8
08-09	6.25	5		1,25	6.75
09-10	6.25	5		1,25	5.5
10-11	6.25	5		1,25	4.25
11-12	6.25	5		1,25	3
12-13	5	5	-	0	3
13-14	5	5	-	0	3
14-15	5.5	5		0,5	2.5
15-16	6	5		1	1.5
16-17	6	5		1	0.5
17-18	5.5	5		0,5	**0**
18-19	5	5	-	0	0
19-20	4.5	5	0,5		0.5
20-21	4	5	1		1.5
21-22	3	5	2		3.5
22-23	2	5	3		6.5
23-24	1.5	5	3,5		**10**
Totale	100	100	_____		

La fraction horaire du débit maximum journalier notre cas :

$$\boldsymbol{\alpha = 10\%}$$

Le volume régulation dans notre cas :

$$\mathbf{V_r = \frac{10 \times 9157.79}{100} = 915.78\ (m^3)}$$

Le volume total détermine en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation telle que **[1]** :

$$\mathbf{V_T = V_r + V_{inc}}\ \ (\boldsymbol{m^3})\ \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ (\mathbf{III-4})$$

Avec :

V_T : capacité totale du réservoir **(m^3) ;**

V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 **(m^3).**

Alors :

$$\mathbf{V_T} = 915.78 + (120) = \mathbf{1035.78}\ \ (\boldsymbol{m^3})$$

Le volume de réservoir normalisé :

$$\mathbf{V_T = 1500}\ \ (\boldsymbol{m^3})$$

III.5.3. Dimensions des réservoirs :

a) Hauteur de réservoir :

On prendre dans notre cas la hauteur de réservoir : $\mathbf{H = 4m}$

b) Surface de réservoir :

$$\mathbf{S = \frac{v}{h} = \frac{1200}{4} = 375(m^2)}$$

c) Diamètre de réservoir :

$$\boldsymbol{D = \sqrt{\frac{4 \times S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 375}{\pi}} = 21.85(m)}$$

Le diamètre du réservoir : $\mathbf{D = 21.85\ (m)}$

d) Hauteur d'incendie :

On a le volume d'incendie notre cas **120m³**

Alors :

$$H_{incendie} = \frac{V_{incendie}}{S} = \frac{120}{375} = 0.32\ (m)$$

Le volume d'incendie dans notre cas : **0.32 (m)**

III.6. Equipements des réservoirs d'alimentation :

Le réservoir d'eau est constitué de plusieurs éléments garantissant son fonctionnement et le maintien de la qualité de l'eau stockée, parmi lesquels nous pouvons citer :

III.6.1. Conduite d'arrivée :

De préférence en siphon noyé ou pas le bas toujours à l'opposé de la conduite de départ pour provoque le brassage. Cette arrivée permet le renouvellement d'eau par en créant des Perturbations et un écoulement par rouleaux. **[1]**

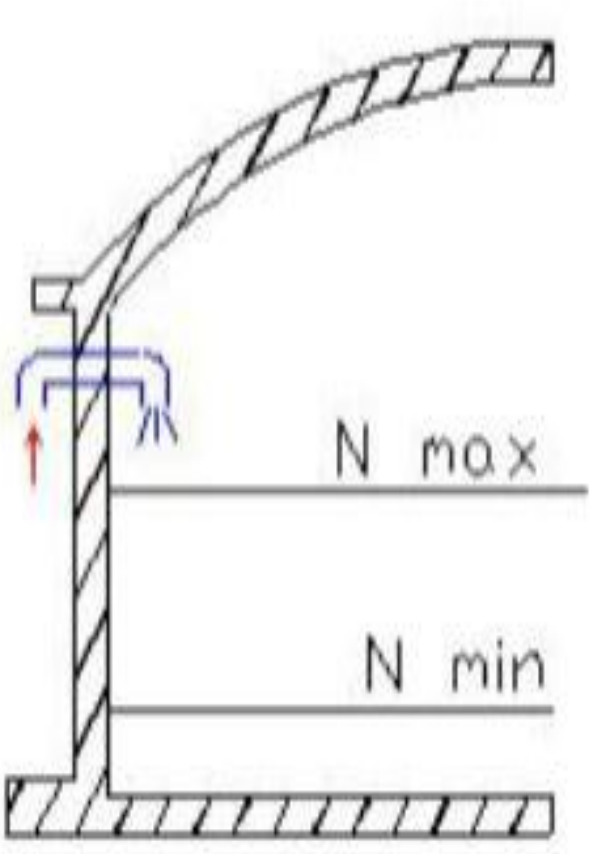


Figure III.8: Arrivée Chute libre.

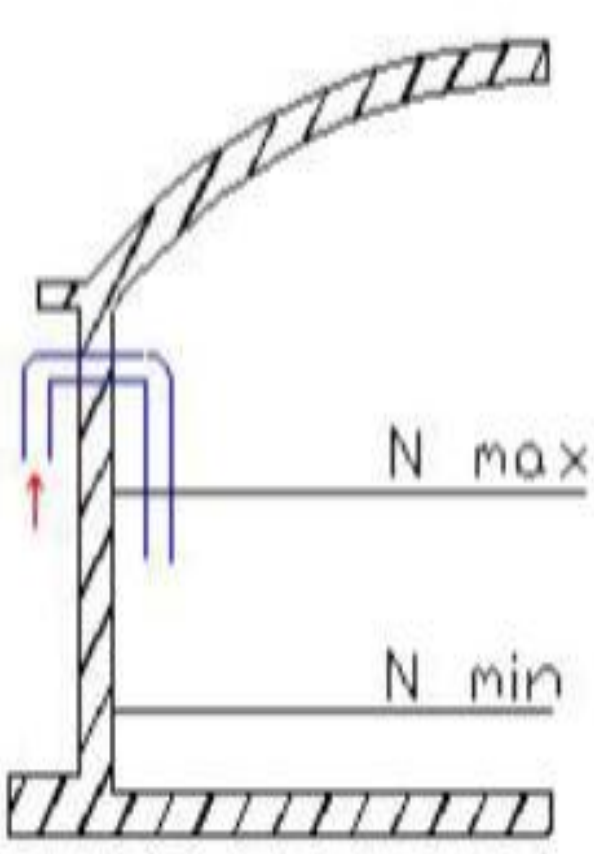


Figure III.9: Arrivée Noyée

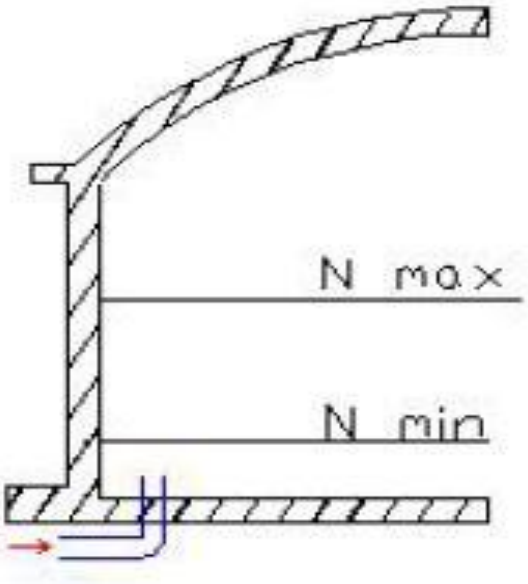


Figure III. 10 : Arrivée par le fond

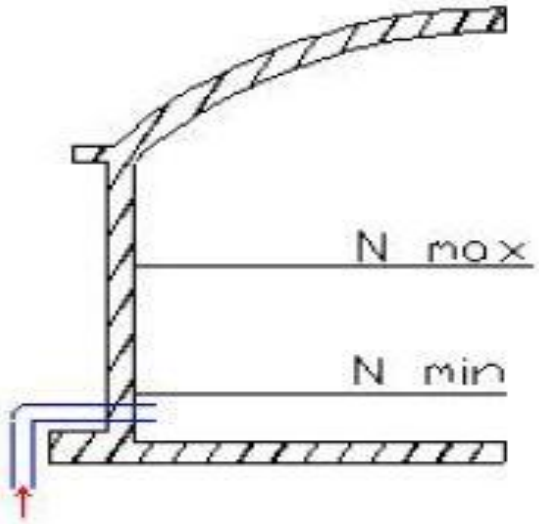


Figure III.11 Arrivée par le bas

Source : **SALAH.N,2014, "**Alimentation en potable des agglomérations **"**.

III.6.2. Conduite de départ :

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelques cm au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée des matières en suspension. **[1]**

L'extrémité est munie d'un crépin courbé pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne a survitesse. **[1]**

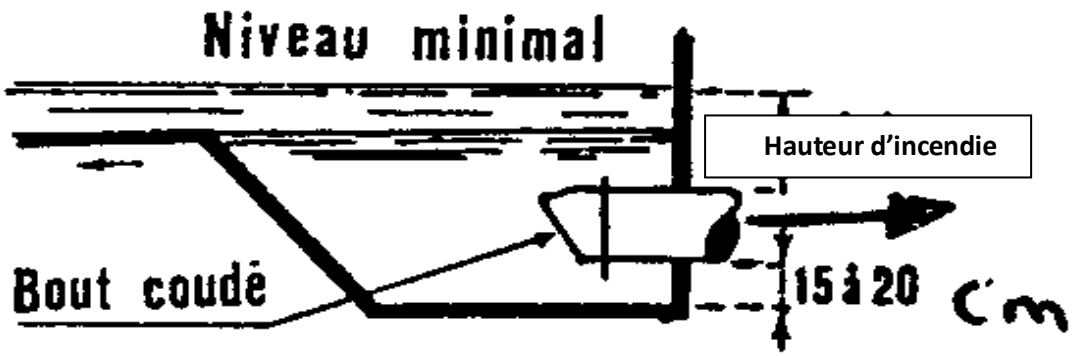


Figure III.12: Conduite départ

Source : **SALAH, B** polycopie d'Alimentation en Eau Potable »,2014

III.6.3. Conduite de trop plein :

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir en cas ou pompe ne s'arrête pas, si le réservoir est compartiment chaque cuve doit avoir une conduite de trop plein. **[1]**

III.6.4. Conduite de vidange :

Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne et se raccorde généralement à la conduite de trope plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sole (difficulté de manœuvre). **[1]**

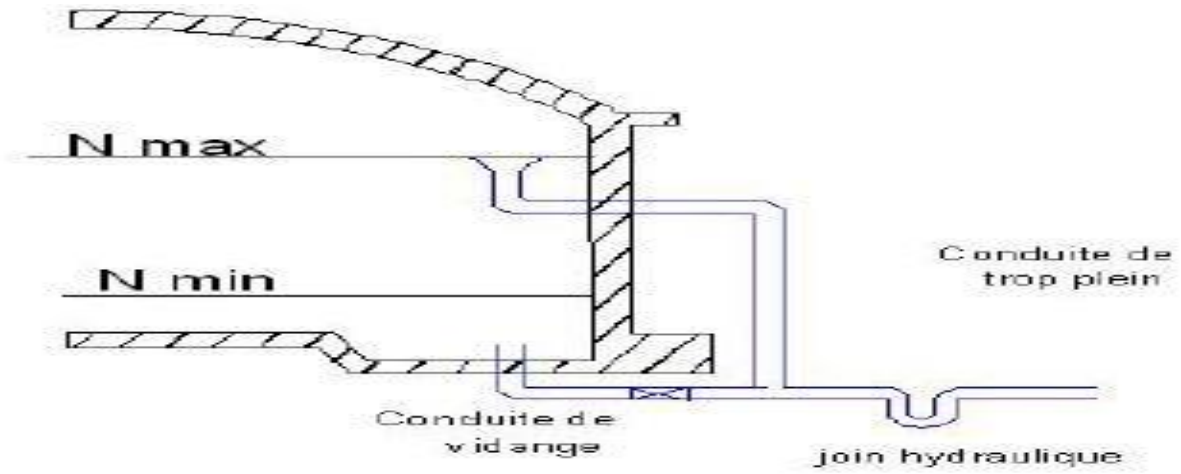


Figure III.13: Conduite de vidange et de trop plein.

Source : **SALAH, B** polycopie d'Alimentation en Eau Potable »,2014

Relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir. Utile pour maintenir l'alimentation du réseau quand le réservoir est isolé son entretien. **[4]**

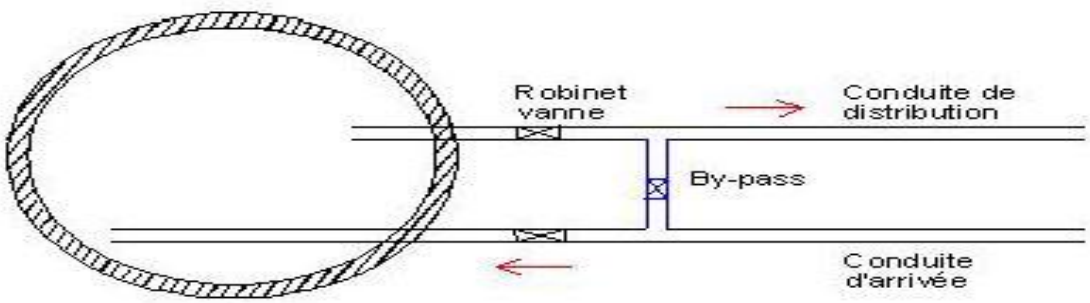


Figure III.14: Conduit by-pass

Source : **SALAH, B** polycopie d'Alimentation en Eau Potable »,2014

III.6.6. Matérialisation du réservoir d'incendie :

a) **Système à siphon :** le siphon se désamorce quand le niveau du réservoir est atteint, grâce à l'évent, pour que la réserve ne soit pas entamée. Ainsi la réserve est constamment renouvelée tout en restant disponible toute la tempe.

b) **Système à deux prises :** rarement utilisé du fait de l'existence d'une tranche d'eau mort (la réserve de sécurité n'est pas convenablement renouvelée). **[1]**

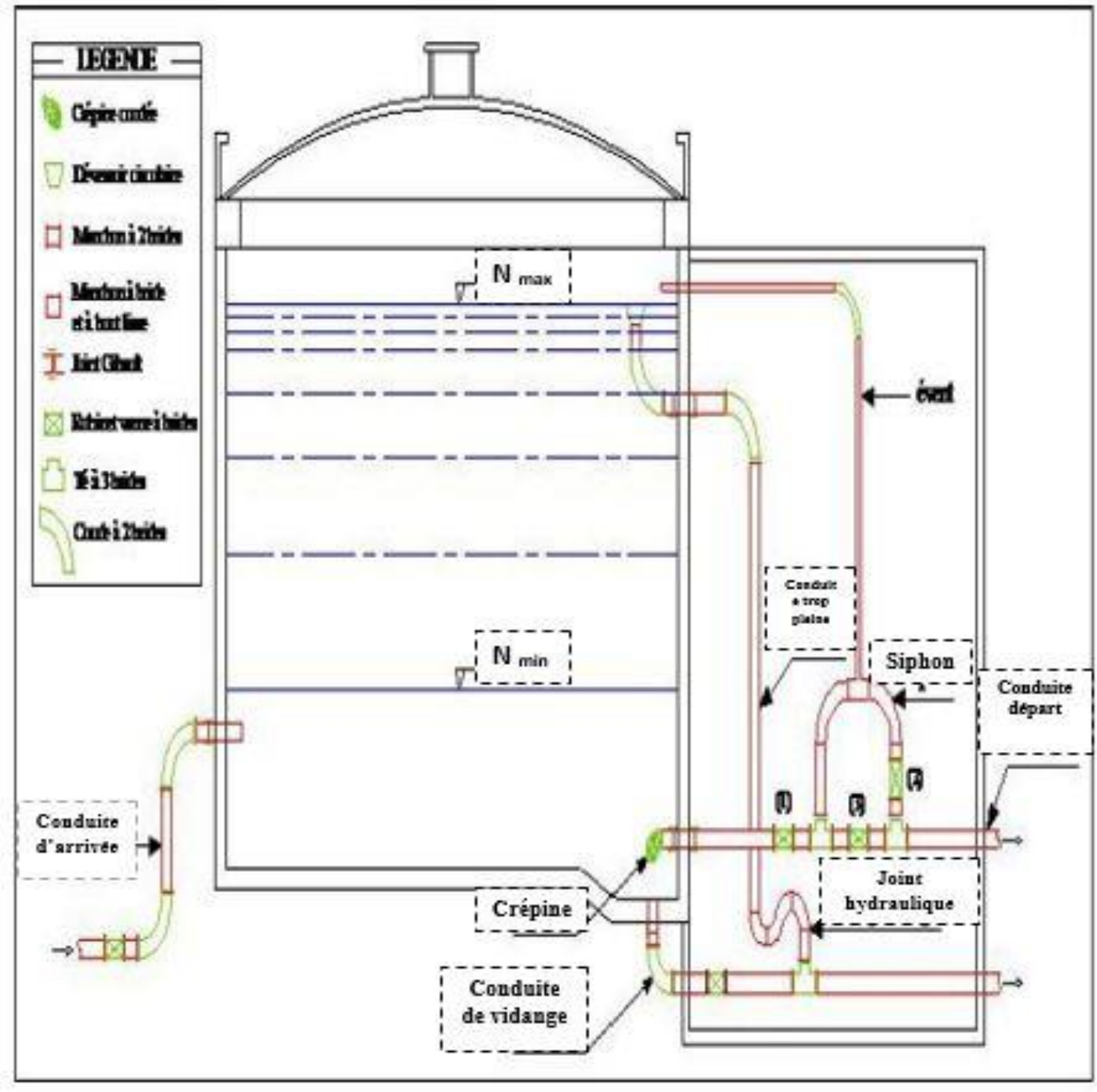


Figure III.15: Equipements des réservoirs d'alimentation.

Source : fr.slideshare.net

III.7. Quelque recommandation sur le réservoir :

- Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution d'origine extérieure et contre les élévations importantes de température.
- Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.
- L'ensemble des matériaux constituants les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou odeurs désagréables.
- Il doit être installé un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et l'avale immédiats du réservoir.
- Après chaque intervention susceptible de contaminer l'eau contenue dans les réservoirs, et de toute façon au moins une fois par an, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés **[1]**

Conclusion :

Le chapitre permit déterminer la capacité du réservoir et nombre des réservoirs optimale et repende des besoins d'eau d'habitant (POS27) horizonne 2053.

Chapitre IV

Dimensionnement et conception

du réseau de distribution

Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons choisir le type de réseau distribution, les types des conduites leurs dimensions, Nous allons effectuer des simulations à l'aide d'un logiciel « EPANET » et vérification des vitesses et des pressions pour assurer la continuité de l'approvisionnement en eau potable aux habitants et assurer l'efficacité du système de lutte contre les incendies.

IV.1. Choix du type de réseau et le matériau des conduites :

IV.1.1. Choix du système de distribution :

Dans notre cas, nous avons choisi le système d'alimentation en eau potable à réservoir de tête. Dans ce système, la station de pompage (OUAD EL SIDAR) alimente le réservoir de 10 000 m3 (RASS EL RIH) par adduction refoulement, tandis que le réservoir RAS EL RIH alimente le centre-ville de Djelfa par adduction.

Tableau IV.18:caractéristique du réservoir RASS EL RIH.

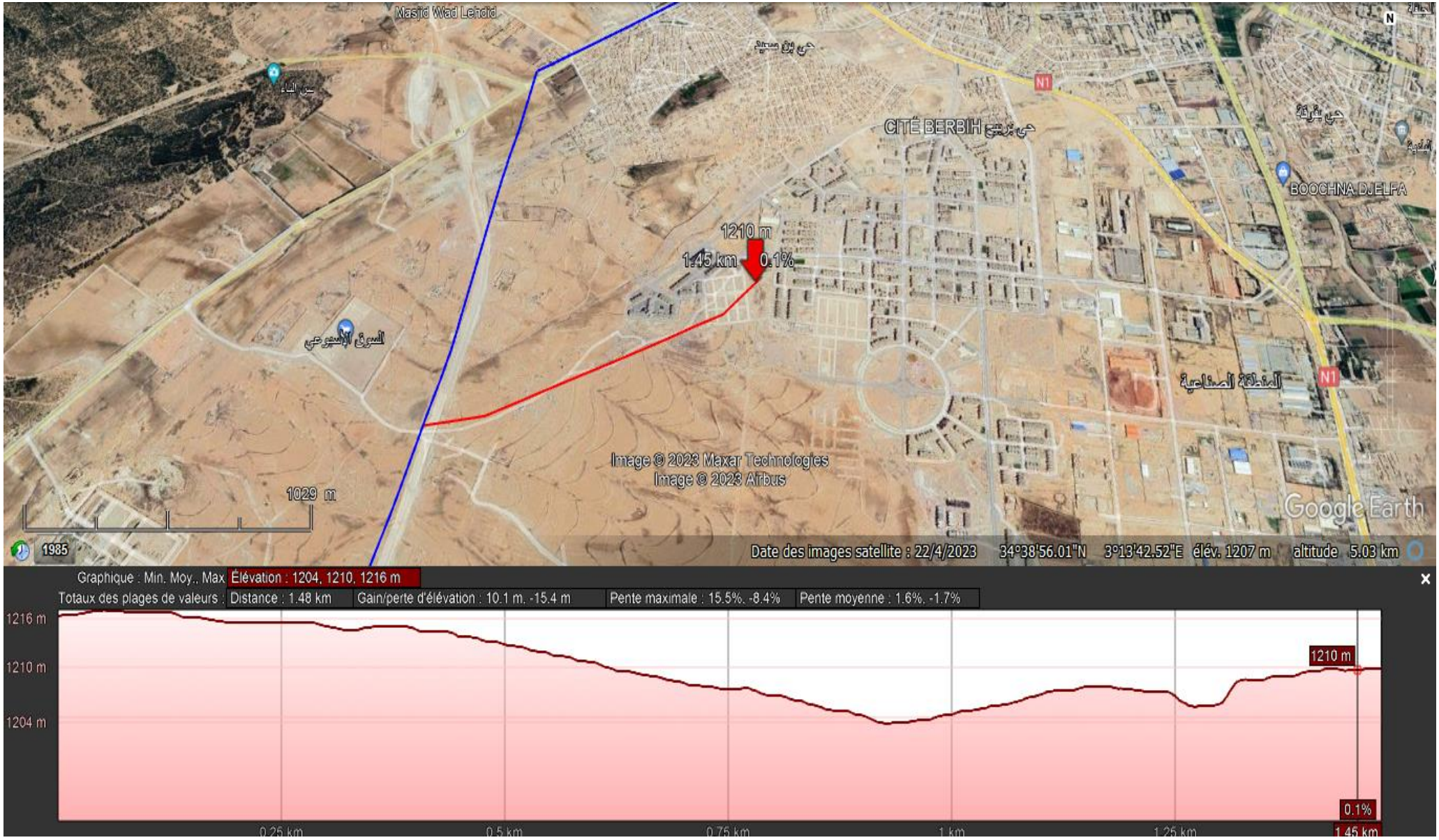
Réservoir	Capacite de stockage($\mathbf{m^3}$)	Débit sorte($\mathbf{m^3/j}$)	Cote de terraine(m)	Système d'adduction	Longueur de conduite(km)	Diamètre du conduite(mm)
RASS EL RIH	10000	38000	1290	Gravitaire	16.24	600

Il y a une conduite secondaire d'une longueur de 1,45 km et d'un diamètre de 450 mm qui est raccordée à la conduite principale et reliée au réservoir en cours de construction.

Le réservoir de stockage puis la distribution sera gravitaire à partir du réservoir vers le réseau de distribution

Tableau IV.19:caractéristique de la conduite principale.

Longueur de conduite(km)	Diamètre de conduite (mm)	Pente moyenne (%)	Débite (m^3/j)	Cote de terraine (m)	Système d'adduction
1.45	450	-1.7	9201.23	1216	Gravitaire



Source :ADE de Djelfa.

IV.1.2. Choix du type de réseau :

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération, nous distinguons trois schémas de Réseaux de distribution (les réseaux ramifiés, les réseaux maillés et les réseaux mixte). Le réseau de distribution dans notre cas d'étude est le réseau mixte.

Pour notre projet, nous entreprendrons la création d'un schéma de réseau, la conception et le dimensionnement du réseau, en prenant en considération la répartition spatiale des bâtiments existants ainsi que de leurs futures extensions conformément au plan d'aménagement urbain à long terme (2053).

IV.1.3. Choix du matériau des conduites :

Le choix du matériau des conduites se fait en fonction des critères suivantes :

- La pression et la vitesse ;
- Selon la nature de sol ;
- Le diamètre de conduite avec la disponibilité sur la marche nationale ;
- Qualité d'eau transférée ;
- Résistance à température ;
- Résistance à corrosion interne et externe ;
- L'ordre économique (coût, disponibilité dans le marché) ;
- Un coefficient de rugosité ε traduisant la perte de charge ;
- Facilité de pose (grande flexibilité).

Pour notre projet, nous avons choisi le matériau des conduites le PEHD, vue ses avantages qu'ils. Présente par rapport aux autres matériaux :

- ✓ Excellente résistance à long terme ;
- ✓ Très bonne résistance à la corrosion ;
- ✓ Insensible aux courants vagabonds.
- ✓ Très bonne qualité hydraulique (coefficient de rugosité très faible) ;
- ✓ Durée de vie théorique de 50 ans ;
- ✓ Peut être posé en grande longueur ;
- ✓ Disponibilité sur le marché ;
- ✓ Très bon rapport qualité/coût.

Tel type de conduite présente également des inconvénients telle que :

- ✓ Sensibilité aux fates température et aux rognons du soleil ;
- ✓ A partir d'un certain diamètre conteur et difficile à poser et à souder. ;
- ✓ Nécessite une grande technicité pour la jonction.

IV.2. Conception du réseau de distribution :

Pour la conception d'un réseau de distribution, il est nécessaire de tenir compte de certains facteurs :

- Les besoins et la demande de consommation ;
- L'emplacement et localisation ;
- Le relief ;
- Les coûts de projet ;
- Qualité et sécurité ;
- La durabilité ;
- La technologie.

IV.3. Principe du tracé du réseau mixte :

Pour le tracé du réseau mixte nous devrons :

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

IV.3.1. Etape de calcul :

- ✓ Détermination des longueurs de chaque tronçon du réseau ;
- ✓ Calcul de débit spécifique ;
- ✓ Calcul des débits route ;
- ✓ Calcul des débits nodaux ;
- ✓ Faire une répartition arbitraire des débits ;
- ✓ Déterminer les diamètres des conduites ;
- ✓ Faire la simulation sur « EPANET » ;

- ✓ Corriger les diamètres, les pressions.

IV.3.2. Débit spécifique :

Le débit spécifique se calcule suivant la formule :

$$\mathbf{Q_{sp} = \frac{Q_{max.h} - Q_{conc}}{\sum L_i}} \ \mathbf{(l/s/ml)} \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \mathbf{(IV-1)}$$

Avec :

Q_{sp} : Débit spécifique **[l/s/ml]** ;

$Q_{max.h}$: Débit max horaire ;

Q_{conc} : Débit concentré ;

$\sum L_i$: Somme des longueurs**[m]**.

Dans notre cas on n'a pas de débit concentré donc la formule devient :

$$\boldsymbol{Q_{sp} = \frac{Q_{max.h}}{\sum L_i}} \ \mathbf{(l/s/ml)} \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \mathbf{(IV-2)}$$

IV.3.3. Débits nodaux :

Les débits nodaux sont calculés comme suit :

$$\mathbf{Q_{n-i} = 0.5 \times \sum Q_{ri-k} + Q_{conc}} \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \mathbf{(IV-3)}$$

Avec :

Q_{n-i} : débit au nœud i ;

Q_{ri-k} : somme des débits route des tronçons reliés au nœud i ;

Q_{conc} : débits concentrés au nœud **i,** (pour notre projet on n'a pas du débit concentré : **$Q_{conc} = 0$)**.

IV.4. Calcule les débits :

IV.4.1. Cas de pointe :

Les tableaux suivants résument les résultats des débits nodaux dans le cas de pointe :

Nous avons : $\mathbf{Q_{max.h} = 575,076 \left(\frac{m^3}{h}\right) = 159.74\ (l/s)}$

La longueur totale de réseau : ∑**Li = 10023,446 (**m).

$$\mathbf{Q_{sp}} = \frac{159.74}{10023.446} = \mathbf{0.0159}\ \mathbf{(l/s/ml)}$$

Tableau IV.20: Calcul des débits nodaux (cas de pointe).

Noeud	Tronçon	Longueur	Qsp(l/s/ml)	Qroute(l/s)	Qnodaux
1	1-2	380,534	0,0159	6,064	**3,850**
	1-5	102,636	0,0159	1,656	
2	2-1	380,534	0,0159	6,064	**4,565**
	2-6	114,499	0,0159	1,824	
3	3-8	77,803	0,0159	1,240	**0,620**
4	4-5	177,822	0,0159	2,834	**3,196**
	4-10	223,219	0,0159	3,557	
5	5-4	177,822	0,0159	2,834	**6,790**
	5-1	102,636	0,0159	1,636	
	5-11	201,212	0,0159	3,203	
	5-6	370,404	0,0159	5,903	
6	6-5	370,404	0,0159	5,903	**6,385**
	6-2	114,499	0,0159	1,825	
	6-13	190,779	0,0159	3,040	
	6-7	125,61	0,0159	2,002	
7	7-6	125,61	0,0159	2,002	**4,000**
	7-14	178,721	0,0159	2,848	
	7-8	197,671	0,0159	3,150	
8	8-7	197,671	0,0159	3,150	**4,227**
	8-3	77,803	0,0159	1,240	
	8-9	255,004	0,0159	4,064	
9	9-8	255,004	0,0159	4,064	**3,399**
	9-15	171,551	0,0159	2,734	
10	10-4	223,219	0,0159	3,557	**4,225**
	10-16	136,235	0,0159	2,171	
	10-11	170,788	0,0159	2,722	

Noeud	Tronçon	Longueur	Qsp(l/s/ml)	Qroute(l/s)	Qnodaux
11	11-10	170,788	0,0159	2,722	**5,855**
	11-5	201,212	0,0159	3,207	
	11-17	134,202	0,0159	2,140	
	11-12	228,542	0,0159	3,642	
12	12-11	228,542	0,0159	3,642	**3,887**
	12-18	122,21	0,0159	1,948	
	12-13	136,996	0,0159	2,183	
13	13-12	136,996	0,0159	2,183	**3,694**
	13-19	135,805	0,0159	2,164	
	13-6	190,779	0,0159	3,040	
14	14-20	151,833	0,0159	2,420	**6,269**
	14-15	456,143	0,0159	7,269	
	14-7	178,721	0,0159	2,848	
15	15-14	456,143	0,0159	7,269	**6,264**
	15-22	158,459	0,0159	2,525	
	15-9	171,551	0,0159	2,734	
16	16-10	136,235	0,0159	2,171	**2,910**
	16-23	228,934	0,0159	3,648	
17	17-11	134,202	0,0159	2,139	**3,725**
	17-23	161,336	0,0159	2,571	
	17-24	171,943	0,0159	2,740	
18	18-12	122,21	0,0159	1,948	**2,239**
	18-24	158,774	0,0159	2,530	
19	19-13	135,805	0,0159	2,164	**4,400**
	19-20	119,489	0,0159	1,904	
	19-30	296,89	0,0159	4,731	
20	20-14	151,833	0,0159	2,420	**3,725**
	20-19	119,489	0,0159	1,904	
	20-21	196,169	0,0159	3,126	
	21-20	196,169	0,0159	3,126	

Noeud	Tronçon	Longueur	Qsp(l/s/ml)	Qroute(l/s)	Qnodaux
21	21-22	259,281	0,0159	4,132	**4,948**
	21-26	165,475	0,0159	2,637	
22	22-15	158,459	0,0159	2,525	**5,425**
	22-21	259,281	0,0159	4,132	
	22-35	263,135	0,0159	4,193	
23	23-16	228,934	0,0159	3,648	**4,572**
	23-17	161,336	0,0159	2,571	
	23-27	183,507	0,0159	2,924	
24	24-17	171,943	0,0159	2,740	**4,007**
	24-18	158,774	0,0159	2,530	
	24-27	172,204	0,0159	2,744	
25	25-26	170,927	0,0159	2,724	**3,093**
	25-31	217,211	0,0159	3,462	
26	26-21	165,475	0,0159	2,6374	**3,445**
	26-25	170,927	0,0159	2,724	
	26-32	95,921	0,0159	1,529	
27	27-23	183,507	0,0159	2,924	**4,057**
	27-24	172,204	0,0159	2,744	
	27-28	153,434	0,0159	2,445	
28	28-27	153,434	0,0159	2,445	**2,879**
	28-29	207,842	0,0159	3,312	
29	29-28	207,842	0,0159	3,312	**2,923**
	29-30	158,982	0,0159	2,534	
30	30-19	296,89	0,0159	4,731	**5,306**
	30-29	158,982	0,0159	2,534	
	30-31	210,038	0,0159	3,347	
31	31-25	217,211	0,0159	3,462	**6,230**
	31-30	210,038	0,0159	3,347	
	31-32	150,696	0,0159	2,402	
	31-39	203,769	0,0159	3,247	

Noeud	Tronçon	Longueur	Qsp(l/s/ml)	Qroute(l/s)	Qnodaux
32	32-26	95,921	0,0159	1,529	**3,221**
	32-31	150,696	0,0159	2,402	
	32-33	157,592	0,0159	2,511	
33	33-32	157,592	0,0159	2,511	**1,839**
	33-34	73,149	0,0159	1,166	
34	34-33	73,149	0,0159	1,166	**1,654**
	34-35	134,461	0,0159	2,143	
35	35-34	134,461	0,0159	2,143	**1,423**
	35-36	44,106	0,0159	0,703	
36	36-35	44,106	0,0159	0,703	**4,105**
	36-37	471,112	0,0159	7,508	
37	37-36	471,112	0,0159	7,508	**5,464**
	37-38	214,554	0,0159	3,419	
38	38-37	214,554	0,0159	3,419	**4,768**
	38-39	251,947	0,0159	4,015	
	38-40	131,89	0,0159	2,102	
39	39-31	203,769	0,0159	3,247	**3,631**
	39-38	251,947	0,0159	4,015	
40	40-38	131,89	0,0159	2,102	**1,051**

IV.4.2. Cas de pointe + incendie :

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais on tient compte le débit d'incendie donné par le réservoir (17 l/s), qui doit être soutiré ou point le plus défavorable qui est le nœud N**12**, et le débit véhiculé dans le réseau sera égale au débit de pointe+débit d'incendie.

$$\mathbf{Q_{max.h+inc}} = 159.74 + 17 = \mathbf{176.74}\ (\mathbf{l/s})$$

Débit nodal au point défavorable sera :

$$\mathbf{Q_{n12}} = 3.887 + 17 = \mathbf{20.887}\ (\mathbf{l/s})$$

IV.5. Calcul du réseau :

IV.5.1. Principe de calcul du réseau mixte :

La méthode de calcul du réseau maillé est celle d'**Hardy-Cross** par le logiciel de simulation « **EPANET** » Version **2.0 français**. Il s'agit d'une méthode d'approximations successives qui repose sur deux lois :

a) Loi des nœuds :

En un nœud quelconque d'une maille, la somme des débits entrants est égale à la somme des débits sortants.

b) Loi des mailles :

Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme des pertes de charges doit être nulle.

$$\sum \Delta H = \sum R \times Q^n = 0 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (IV-4)$$

Avec :

n : désigne l'exposant qui tient compte du régime d'écoulement.

R : la résistance de la conduite.

Q : le débit circulant dans la conduite.

IV.5.2. Principe de la méthode de HARDY-CROSS :

Après une répartition arbitraire des débits, ainsi que le sens d'écoulement d'une manière à satisfaire la 1ère loi (loi des nœuds), nous arrivons à l'obtention d'une répartition finale vérifiant la 2ème loi de KIRCHOFF (loi de maille) par approximation successive.

- Détermination du débit correctif :

Nous avons : $$Q = Q_0 + \Delta Q \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (IV-5)$$

Avec :

Q : Débit réel.

Q_0 : Débit arbitraire supposé.

ΔQ : Débit correctif.

Nous avons : $$\Delta H = R \times Q^2 \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots (IV-6)$$

R : Résistance de la conduite.

$$\Delta H = R \times (Q_0 + \Delta Q)^2$$

$$\sum R \times (Q_0 + \Delta Q)^2 = \sum R \times \left({Q_0}^2 + 2Q_0 \times \Delta Q + \Delta Q^2\right) = 0$$

Avec **ΔQ** négligeable par rapport à Q_0.

$$\Delta Q^2 = 0$$

$$\sum R \times \left(Q_0^2 + 2Q_0 \Delta H\right) = 0 \rightarrow \sum RQ_0 = -2\sum RQ_0$$

Alors :

$$\Delta Q = \frac{\sum {RQ_0}^2}{2\sum RQ_0} \dots\dots\dots\dots\dots\dots (IV-6)$$

On déterminer les pertes de charges totales (singulière et linéaire) dans chaque tronçon du réseau de la manière suivante :

$$\Delta H_{totale} = \Delta H_{linéare} + \Delta H_{singuliér}$$

Les pertes de charges singulières sont estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\Delta H_{totale} = \Delta H_{linéare} + 0.15 \times \Delta H_{linéare} = 1.15 \times \Delta H_{linéare}$$

Avec :

$\Delta H_{singuliér}$: pertes de charge singulière.

$\Delta H_{Liniéare}$: Pertes de charge linéaire.

ΔH_{Totale} : Pertes de charge totale.

Les pertes de charges linéaires peuvent être calculées par plusieurs formules et parmi ces formules on utilise celle de **DARCY** :

$$\Delta H = \frac{8\lambda \times l \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5} \dots\dots\dots\dots\dots\dots (IV-7)$$

Avec :

λ : Coefficient de frottement linéaire.

L : Longueur de la conduite **(m).**

Q : Débit véhiculé par la conduite **(m^3/s).**

g : accélération de la pesanteur **(m/s^2).**

D : Diamètre de la conduite **(m).**

IV.6. Simulation hydraulique du réseau par logiciel « EPANET » :

IV.6.1. Présentation de l'EPANET :

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

« **EPANET** » a pour objectif une meilleure compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse des systèmes de distribution.

IV.6.2. Répartition définitive des débits et des pressions :

Les caractéristiques hydrauliques et géométriques sont récapitulées dans les tableaux ci-dessous.

IV.6.3. Cas de point :

a) Caractéristiques des nœuds :

Tableau IV.21: Caractéristiques des nœuds (Cas de pointe).

ID Noeud	Altitude(m)	Demande(l/s)	Charge (m)	Pression (m.c.e)
N1	1200,031	3,196	1217,24	17,21
N2	1190,282	4,565	1216,87	26,58
N3	1179,297	0,62	1215,92	35,63
N4	1207,308	3,196	1217,49	10,18
N5	1202,091	6,79	1217,42	15,33

ID Noeud	Altitude(m)	Demande(l/s)	Charge (m)	Pression (m.c.e)
N6	1188,818	6,385	1216,86	28,04
N7	1185,610	4	1216,71	31,1
N8	1179,593	4,227	1216,06	36,47
N9	1173,900	3,399	1214,51	40,61
N10	1186,911	4,225	1217,31	30,40
N11	1189,709	5,855	1217,12	27,41
N12	1194,887	3,887	1216,67	21,78
N13	1191,850	3,694	1216,47	24,62
N14	1187,727	6,269	1216,44	28,72
N15	1177,433	6,264	1213,95	36,51
N16	1180,630	2,91	1216,94	36,31
N17	1181,410	3,725	1217	35,59
N18	1185,199	2,239	1214,99	29,79
N19	1187,476	4,4	1216,27	28,79
N20	1186,213	3,725	1216,01	29,80
N21	1184,479	4,948	1215,64	31,16
N22	1182,495	5,425	1213,51	31,02
N23	1174,908	4,572	1216,44	41,53
N24	1175,978	4,007	1216,96	40,55
N25	1176,271	3,093	1213,14	36,87
N26	1187,855	3,445	1214,65	26,80
N27	1171,204	4,057	1215,96	44,75
N28	1169,140	2,879	1215,64	46,50
N29	1166,769	2,923	1215,30	48,53
N30	1169,771	5,306	1215,11	45,34
N31	1166,000	6,229	1214,80	48,80
N32	1177,917	3,221	1214,36	36,44
N33	1172,844	1,839	1213,84	41.00

ID Noeud	Altitude(m)	Demande(l/s)	Charge (m)	Pression (m.c.e)
N34	1184,065	1,654	1213,45	29,38
N35	1185,657	1,423	1212,59	26,94
N36	1185,132	4,105	1212,48	27,35
N37	1164,256	5,465	1210,8	46,55
N38	1164,412	4,768	1212,51	48,10
N39	1165,000	3,631	1213,42	48,42
N40	1167,000	1,051	1210,32	43,32
R	1213,55		1217,55	4

b) Caractéristiques des tronçons :

Tableau IV.22: Caractéristiques des tronçons (Cas de pointe).

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre ext (mm)	Diamètre inter (mm)	Débit (l/s)	Vitesse(m/s)	Pert.Charge (m/km)
1-2	380,5	160	147.6	9,46	0,51	0,98
1-5	102,6	160	147.6	12,65	0,68	1,75
2-6	114,5	200	184.6	-4,89	0,17	0,09
3-8	77,8	32	32	0,62	0,77	3,61
4-5	177,8	400	369.4	63,2	0,54	0,38
4-10	223,2	400	369.4	91,21	0,78	0,79
5-6	370,4	250	230.8	37,61	0,83	1,52
5-11	201,2	125	115.4	6,15	0,54	1,49
6-7	125,8	250	230.8	33,05	0,73	1,18
6-13	190,8	90	83	-3,07	0,52	2,05
7-8	197,7	160	147.6	17,39	0,94	3,28
7-14	178,7	160	147.6	11,66	0,63	1,49
8-9	255	125	115.4	12,54	1,11	4,1
9-15	171,6	125	115.4	9,14	0,81	3,26

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre ext (mm)	Diamètre inter (mm)	Débit (l/s)	Vitesse(m/s)	Pert.Charge (m/km)
10-11	170,8	315	290.8	58,73	0,81	1,12
10-16	136,2	200	184.6	28,26	0,97	2,72
11-12	228,5	250	230.8	42,88	0,94	1,97
11-17	134,2	200	184.6	16,15	0,56	0,9
12-13	137	250	230.8	37,25	0,82	1,49
12-18	122,2	50	46	1,74	0,96	3,79
13-19	135,8	250	230.8	36,63	0,81	1,44
14-15	456,1	75	69.2	3,14	0,77	5,47
14-20	151,8	75	69.2	2,25	0,55	2,83
15-22	158,5	110	101.6	-6,02	0,68	2,75
16-23	228,9	200	184.6	25,35	0,87	2,19
17-23	161,3	90	83	4,01	0,68	3,47
17-24	171,9	125	115.4	8,41	0,74	2,76
18-24	158,8	32	32	-0,5	0,63	3,7
19-20	119,5	200	184.6	25,04	0,86	2,14
19-30	296,89	110	101.6	-7,19	0,82	3,91
20-21	196,2	200	184.6	23,57	0,81	1,9
21-22	259,3	90	83	6,2	1,05	3,22
21-26	165,5	125	115.4	12,42	1,09	3,98
22-35	263,1	110	101.6	6,78	0,77	3,48
23-27	183,5	200	184.6	25,15	0,87	2,16
24-27	172,6	90	83	3,9	0,66	3,29
25-26	170,9	63	58	-2,65	0,89	3,85
25-31	217,2	32	32	0,45	0,56	3,65
26-32	96,05	110	101.6	6,33	0,72	3,04
27-28	153,4	200	184.6	-24,63	0,85	2,07
28-29	207,8	200	184.6	21,75	0,75	1,62

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre ext (mm)	Diamètre inter (mm)	Débit (l/s)	Vitesse(m/s)	Pert.Charge (m/km)
29-30	159	200	184.6	-18,83	0,65	1,22
30-31	210	200	184.6	20,71	0,71	1,47
31-32	150,7	50	46	-0,79	0,44	2,93
31-39	203,8	125	115.4	13,24	1,17	3,8
32-33	157,6	90	83	-3,9	0,66	3,29
33-34	73,15	63	58	2,06	0,69	3,39
34-35	134,5	32	32	0,41	0,51	4,36
35-36	44,11	110	101.6	5,78	0,66	2,53
36-37	471,1	63	58	1,67	0,56	3,56
37-38	214,6	75	69.2	-3,79	0,93	3,95
38-39	251,9	125	115.4	9,61	0,85	3,6
38-40	131,89	40	38,2	1,05	0,92	3,63
R-4	84,151	500	461.8	-159,74	0,87	0,74

IV.6.4. Cas de pointe + incendie :

a) Caractéristiques des nœuds :

Tableau IV.23: Caractéristiques des nœuds (Cas de pointe+incendie).

ID Noeud	Altitude(m)	Demande(l/s)	Charge (m)	Pression (m.c.e)
N1	1200,031	3,196	1217,2	17,17
N2	1190,282	4,565	1216,79	26,5
N3	1179,297	0,62	1214,88	35,58
N4	1207,308	3,196	1217,47	10,17
N5	1202,091	6,79	1217,4	15,31
N6	1188,818	6,385	1216,77	27,96

ID Noeud	Altitude(m)	Demande(l/s)	Charge (m)	Pression (m.c.e)
N7	1185,610	4	1216,61	31
N8	1179,593	4,227	1216,01	36,42
N9	1173,900	3,399	1214,61	40,71
N10	1186,911	4,225	1217,24	30,33
N11	1189,709	5,855	1216,97	27,26
N12	1194,887	20,887	1216,19	21,3
N13	1191,850	3,694	1216,02	24,17
N14	1187,727	6,269	1216,25	28,52
N15	1177,433	6,264	1214,13	36,7
N16	1180,630	2,91	1216,85	36,22
N17	1181,410	3,725	1216,85	35,44
N18	1185,199	2,239	1214,58	29,38
N19	1187,476	4,4	1215,85	28,37
N20	1186,213	3,725	1215,62	29,41
N21	1184,479	4,948	1215,29	30,81
N22	1182,495	5,425	1213,56	31,06
N23	1174,908	4,572	1216,31	41,4
N24	1175,978	4,007	1216,36	40,39
N25	1176,271	3,093	1212,87	36,6
N26	1187,855	3,445	1214,38	26,52
N27	1171,204	4,057	1215,79	44,59
N28	1169,140	2,879	1215,45	46,31
N29	1166,769	2,923	1215,09	48,32
N30	1169,771	5,306	1214,88	45,11

ID Noeud	Altitude(m)	Demande(l/s)	Charge (m)	Pression (m.c.e)
N31	1166,000	6,229	1214,56	48,56
N32	1177,917	3,221	1213,68	35,76
N33	1172,844	1,839	1213,2	40,36
N34	1184,065	1,654	1212,87	28,81
N35	1185,657	1,423	1212,58	26,92
N36	1185,132	4,105	1212,46	27,33
N37	1164,256	5,465	1210,65	46,39
N38	1164,412	4,768	1212,29	47,88
N39	1165,000	3,631	1213,19	48,19
N40	1167,000	1,051	1210,1	43,1
R	1213,55		1217,55	4

b) Caractéristiques des tronçons :

Tableau IV.24: Caractéristiques des tronçons (Cas de pointe+incendie).

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre ext (mm)	Diamètre inter (mm)	Débit (l/s)	Vitesse(m/s)	Pert.Charge (m/km)
1-2	380,5	160	147.6	10	0,54	1,1
1-5	102,6	160	147.6	13,19	0,71	1,9
2-6	114,5	200	184.6	-5,43	0,19	0,11
3-8	77,8	32	32	0,62	0,77	3,61
4-5	177,8	400	369.4	67,01	0,58	0,43
4-10	223,2	400	369.4	104,41	0,9	1,03
5-6	370,4	250	230.8	39,62	0,87	1,68
5-11	201,2	125	115.4	7,4	0,65	2,15
6-7	125,8	250	230.8	34,39	0,76	1,27
6-13	190,8	90	83	-4,28	0,73	3,94

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre ext (mm)	Diamètre inter (mm)	Débit (l/s)	Vitesse(m/s)	Pert.Charge (m/km)
7-8	197,7	160	147.6	16,74	0,9	3,04
7-14	178,7	160	147.6	13,65	0,73	2,03
8-9	255	125	115.4	11,9	1,05	4,49
9-15	171,6	125	115.4	8,5	0,75	2,82
10-11	170,8	315	290.8	70,97	0,98	1,63
10-16	136,2	200	184.6	29,22	1,01	2,9
11-12	228,5	250	230.8	56,4	1,24	3,4
11-17	134,2	200	184.6	16,11	0,55	0,89
12-13	137	250	230.8	33,82	0,75	1,23
12-18	122,2	50	46	1,7	0,94	3,18
13-19	135,8	250	230.8	34,4	0,76	1,27
14-15	456,1	90	69.2	4,65	0,79	4,65
14-20	151,8	75	69.2	2,73	0,67	4,13
15-22	158,5	110	101.6	-6,88	0,78	3,58
16-23	228,9	200	184.6	26,31	0,91	2,36
17-23	161,3	90	83	3,92	0,67	3,32
17-24	171,9	125	115.4	8,47	0,75	2,8
18-24	158,8	32	32	-0,54	0,68	11,24
19-20	119,5	200	184.6	23,43	0,81	1,87
19-30	296,89	110	101.6	-6,57	0,75	3,27
20-21	196,2	200	184.6	22,43	0,77	1,72
21-22	259,3	90	83	5,57	0,95	4,66
21-26	165,5	125	115.4	11,91	1,05	4,51
22-35	263,1	110	101.6	7,03	0,8	3,74
23-27	183,5	200	184.6	25,66	0,96	2,82
24-27	172,6	90	83	3,92	0,67	3,31
25-26	170,9	63	58	-2,64	0,89	4,82
25-31	217,2	32	32	0,45	0,56	4,79

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre ext (mm)	Diamètre inter (mm)	Débit (l/s)	Vitesse(m/s)	Pert.Charge (m/km)
26-32	96,05	90	101.6	5,82	0,99	3,27
27-28	153,4	200	184.6	-25,52	0,88	2,22
28-29	207,8	200	184.6	22,64	0,78	1,75
29-30	159	200	184.6	-19,71	0,68	1,33
30-31	210	200	184.6	20,98	0,72	1,51
31-32	150,7	50	46	-1,13	0,62	3,86
31-39	203,8	125	115.4	13,18	1,16	4,73
32-33	157,6	90	83	-3,73	0,63	3,01
33-34	73,15	63	58	1,89	0,64	4,55
34-35	134,5	32	32	0,24	0,29	2,18
35-36	44,11	110	101.6	5,84	0,66	2,59
36-37	471,1	63	58	1,74	0,59	3,85
37-38	214,6	75	69.2	-3,73	0,91	7,67
38-39	251,9	125	115.4	9,55	0,84	3,55
38-40	131,89	40	38,2	1,05	0,92	4,63
R--4	84,151	500	461.8	-176,74	0,96	0,91

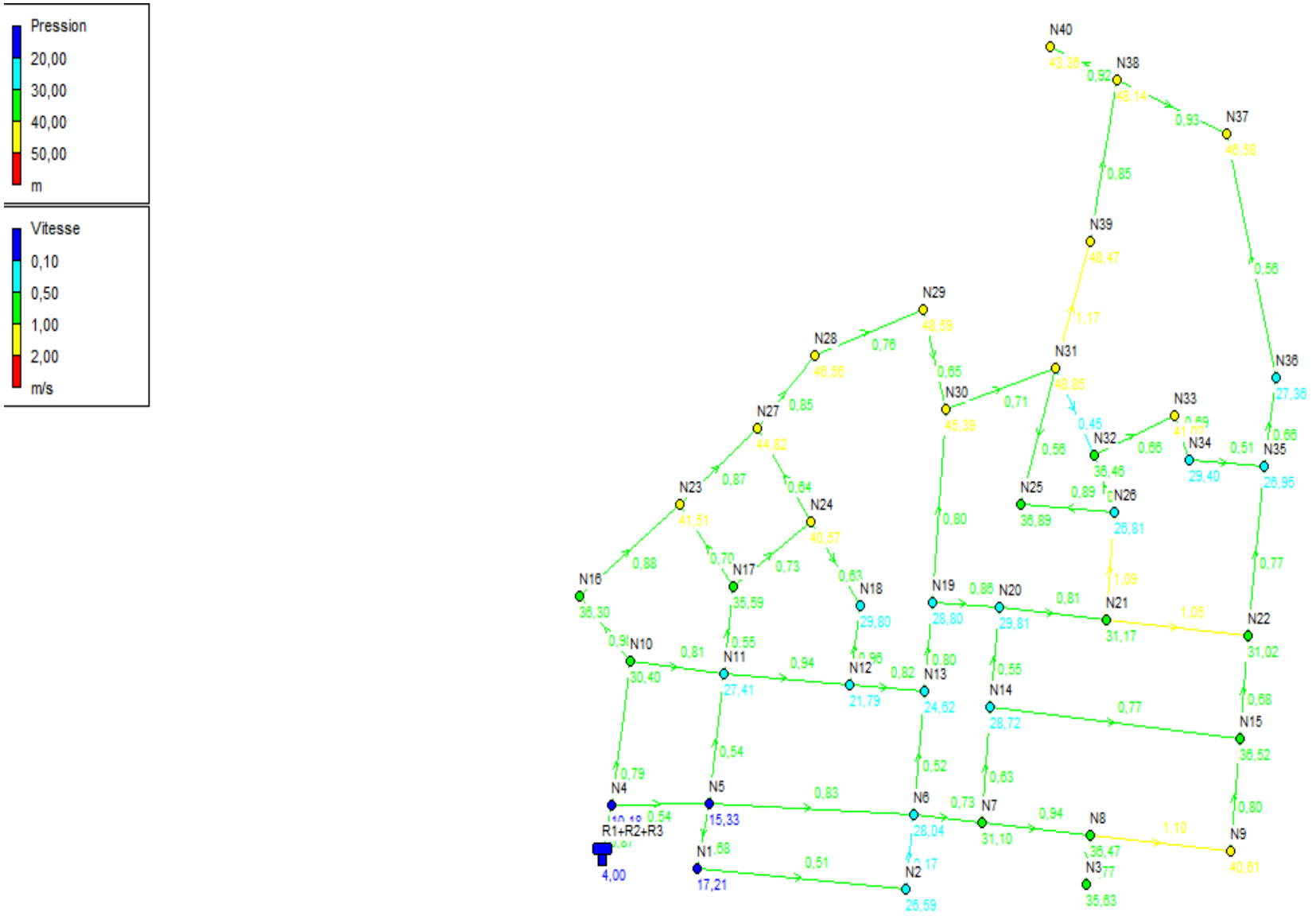


Figure IV.16 : Schéma de réseau en cas de pointe (source EPANET).

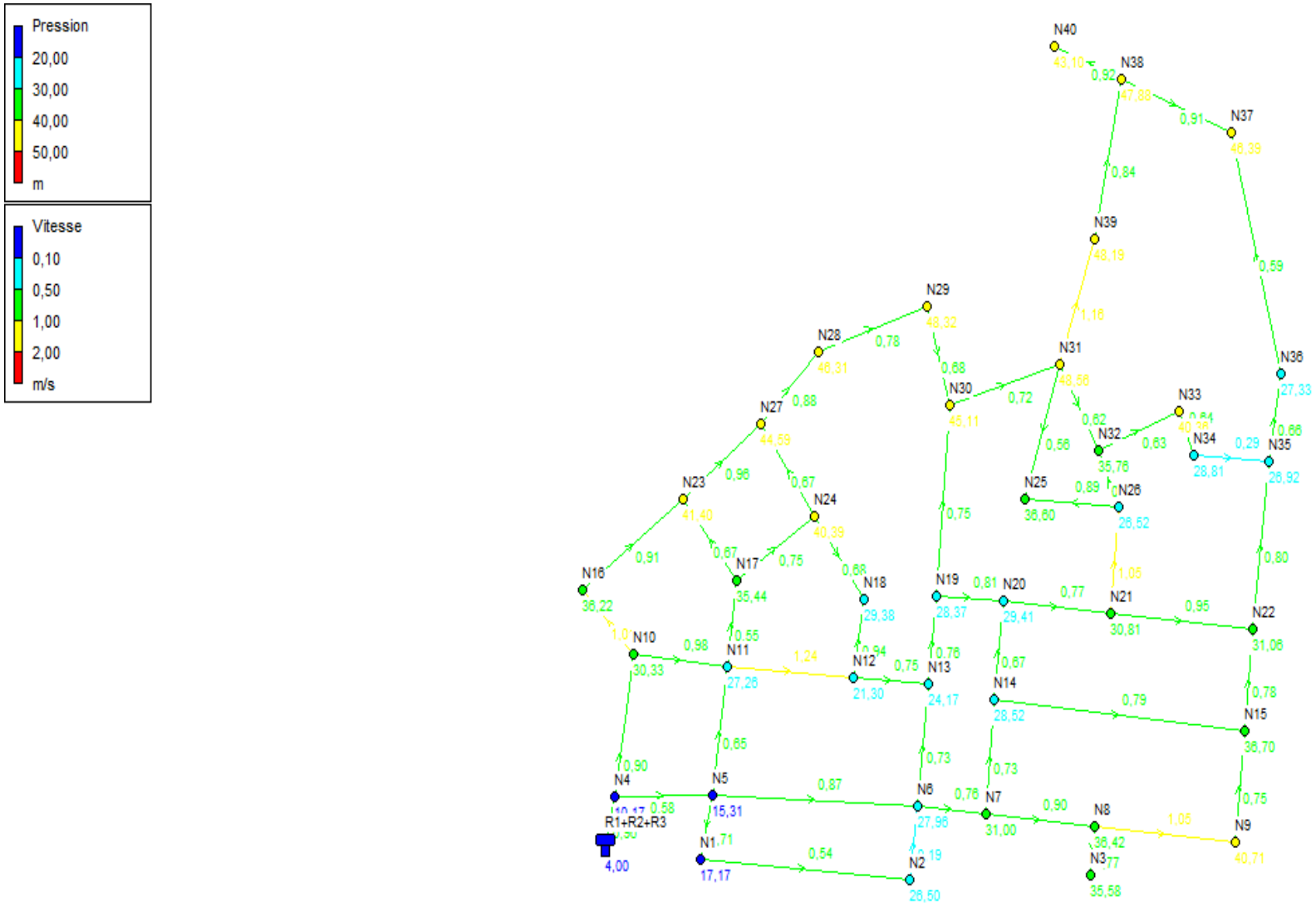


Figure IV.17: Schéma de réseau en cas de pointe+ incendie (source EPANET).

IV.7. Interprétation des Résultats :

IV.8. Cas de pointe :

- **Les vitesses :** Des vitesses faibles (inférieure à 0,50 m/s) ont été recensées pour quelques tronçons, et ceci peut conduire à la formation des dépôts de nature minérale à l'intérieure de ces derniers. Mais ce problème ne peut être évité, dans tous les cas nous nous trouvons dans l'obligation de cibler des pressions au sol en relation avec le niveau de construction au détriment des vitesses. Tout ce qu'on peut faire c'est de recommander des curages périodiques et systématiques des conduites et ceci par l'ouverture, soit des vannes de vidanges, soit des poteaux d'incendie.
- **Les pressions :** Des pressions au sol qui ne dépassent pas les 60 m sur nœuds de notre réseau sont acceptables pour cela des manœuvres de fermeture partielles de vanne sur les conduites ne seront pas nécessaires de même pour les réducteurs de pressions automatiques seront inutile.

IV.9. Cas de pointe plus incendie :

- **La pression :** Les résultats des pressions obtenus sont favorables c'est-à-dire qu'ils sont dans la norme sauf la pression dans le nœud (**N4**) égale (10 m.c.e). Nous notons aussi que la pression minimale est de **10.18** m.c.e qui se trouve au niveau du nœud (**N4**) et la pression maximale de **48.56** m.c.e est enregistrée au niveau du nœud (**N31**).
- **La vitesse :** les vitesses dans cas point plus incendie en généralement acceptable mais n'est pas vérifié la condition certains moments des tronçons.

Conclusion :

Dans ce chapitre, Nous avons dimensionné le réseau d'alimentation en eau potable de la nouvelle ville **BERBIH POS (27)**, à l'aide du logiciel **« EPANET »** (cas de pointe, et pointe plus incendie), Il a été obtenu des vitesses et des pressions conformes aux normes. Ces résultats trouvés nous permettent de satisfaire la demande sans avoir des problèmes de fonctionnement du réseau.

Chapitre V

Accessoires et pièces spéciales du réseau de distribution

Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons présenter quelques accessoires complétant l'ossature et la conception d'un nouveau réseau de distribution projeté pour l'agglomération. Un réseau sans accessoires ne pourra jamais fonctionner à son bon rendement maximum notamment quand il est vétuste. C'est dans ce sens que les pièces et les appareils accessoires sont nécessairement utiles notamment pour mieux gérer un système d'alimentation en eau potable en général.

V.1. Rôle des accessoires :

Les organes et les accessoires jouent un rôle prépondérant dans le bon fonctionnement du réseau, ils sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement d'eau.
- Raccordement des conduites.
- Changer le diamètre.
- Soutirer les débits.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.
- Protéger les canalisations. **[1]**

V.2. Organes accessoires utilisés dans le réseau :

Les accessoires et les pièces spéciale utilisée dans notre réseaux distribution.

V.2.1. Les appareille de sectionnent :

V.2.1.1. Robinet -vannes :

Ce sont des appareils de sectionnement permettant l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux. Ils permettent aussi le réglage des débits, Un robinet est constitué des éléments suivants :

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

Un obturateur : qui constitue l'interface fluide amont-fluide aval (clapet, membrane, opercule) ;
Un système de raccordement à la tuyauterie : Les raccordements peuvent être :

- Boulonnés (à brides),
- Vissés ;

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

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

a) Les robinets vannes à opercule :

Ce sont des appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale. La vanne est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne. Les diamètres varient entre 40 à 300 mm. **[2]**

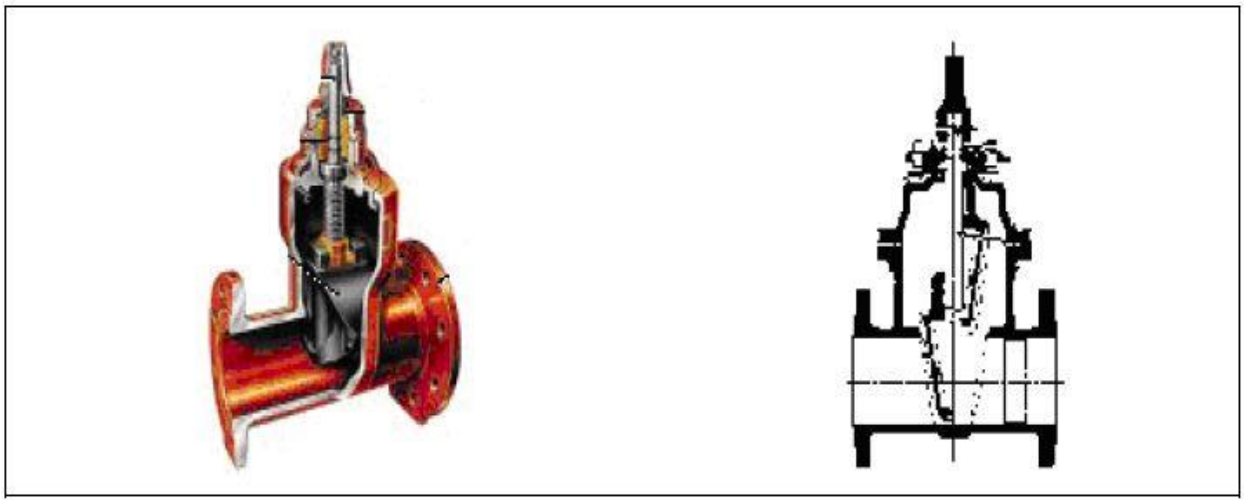
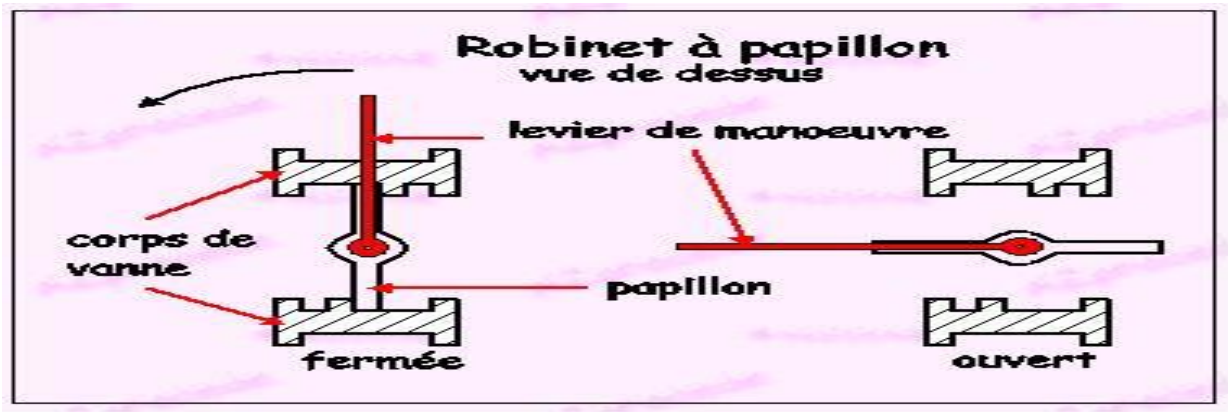


Figure V.18: Robinets vanne à opercule (D'après document Pont-à-Mousson).

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

b) Vannes papillons :

Peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Elles sont d'un encombrement réduit, légères, le couple de manœuvre est faible et créent de faibles pertes de charge à pleine ouverture. Les vannes papillons sont plutôt utilisées pour les gros diamètres (350 et plus). **[2]**



Source : https://www.azprocede.fr/Cours_GC/technovannes_1.html



Source : https://www.azprocede.fr/Cours_GC/technovannes_1.html

c) Les robinets de décharge :

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

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

d) Les vannes d'altitude : elles sont placées à l'entrée d'un réservoir élevé, lorsque dans ce réservoir l'eau atteint son niveau maximum. La vanne se ferme sous l'effet de la pression de l'eau et, on évite que le réservoir ne déborde. **[2]**

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

V.2.2. Les ventouses :

Les ventouses sont installées aux points hauts pour évacuer l'air accumulé suit à un dégazage de l'oxygène dissout. Elles sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement.

Les ventouses automatiques, en dehors de la suppression des poches d'air en fonctionnement normal, permettent également l'évacuation de l'air lors de la mise en eau de la canalisation et, réciproquement, l'admission de l'air lors de la vidange provoquée de la canalisation, ce qui permet d'éviter sa mise en dépression. **[1]**



Figure V.19: Fonctionnement la ventouse.

Source : https://www.azprocede.fr/Cours_GC/technovannes_1.html

NB : Pour le cas d'un réseau de distribution, ils sont remplacés par des robinets de prise ils ne sont donc pas nécessaires au niveau du réseau de distribution.

V.2.3. Bouches et poteaux d'incendie :

Les poteaux d'incendie sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés. Les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65mm de diamètre auxquelles on ajoute une prise frontale de 100 mm si le débit d'incendie dépasse 500 l/min ou si la pression de l'eau est faible. Les poteaux d'incendie doivent être reliés aux conduites du réseau par des conduites de raccordement d'au moins 150 mm de diamètres dotés d'une vanne d'isolement. La distance qui sépare deux poteaux d'incendie est de 50m à 200m.

Pour les protéger contre le gel, on doit garder les poteaux d'incendie vides de toute eau. Pour ce faire on place à leurs pieds des pierres dans lesquelles on les draine après les avoir utilisés. **[2]**

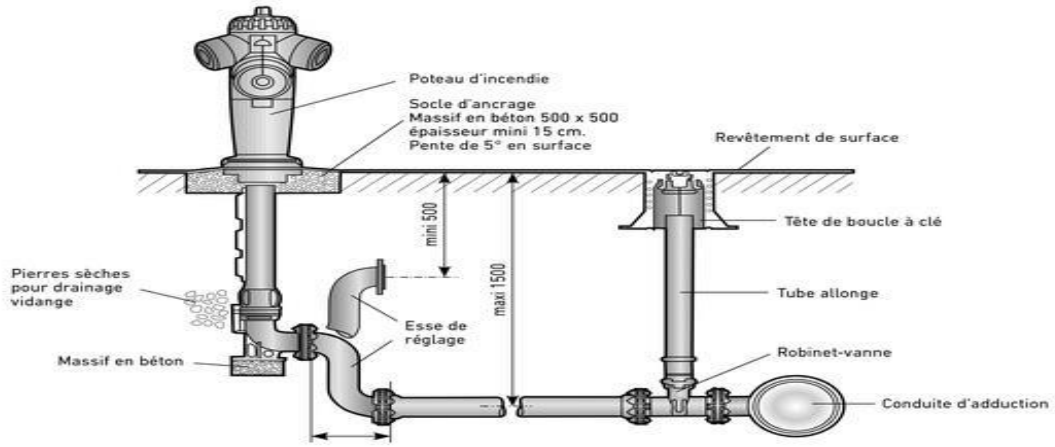


Figure V.20: Poteaux d'incendie

(**source** : www.mypum.fr).

NB : Dans notre cas, on prévoit l'installation de poteaux d'incendie chaque 150m, au niveau des conduites véhiculant au minimum un débit 17 l/s sous une pression minimale de 1 bar. On veille à choisir le coté de la rue de façon à minimiser la longueur de leur branchement à la conduite de distribution.

Tableau V.25: Emplacement des poteaux d'incendie.

N° de conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Nombre des
4-5	177.8	400	1
4-10	223.2	400	1
5-6	370.4	250	2
10-11	170.8	315	1
11-12	228.5	250	1
16-23	228.9	200	1
20-21	196.2	200	1
23-27	183.5	200	1
27-28	153.4	200	1
28-29	207.8	200	1
29-30	159	200	1
30-31	210	200	1
TOTAL			13

V.3. Organes pièce spéciale utilisés dans le réseau :

Les pièces spéciales permettent on réseau :

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

V.3.1. Les cônes :

Sont utilisés pour relier les conduites de diamètres différents, les accessoires aux conduites. On les rencontre également à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :

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



Figure V.21: Cônes à deux emboitement et emboitement et bride

(**Source** : www.pamline.fr)

V.3.2. Les coudes :

Coudes à deux emboitements ou bien à un emboitement et bout lisse. Les deux types de coudes se présentent avec un angle alfa : ¼ (90°), 1/8 (45°), 1/16 (22°30), 1/32 (11°15'… ils sont utiles surtout pour les réseaux maillés et ramifiés lorsque la conduite change de direction.
Généralement les coudes ou tés sont maintenus par des massifs de butée convenablement dimensionnés.



Figure V.22: Les coudes une et deux boitements et lisse.

(**Source** : www.bricodis.mg).

V.3.3. Les croix de jonction :

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



Figure V.23: Croix de jonction.

(Source : www.bricodis.mg).

V.3.4. Les croix de jonction et d'incendie :

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

V.3.5. Les manchons :

On a des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboitements, à emboitement et bout lisse, à deux brides, à brides et bout lisse, à emboitement et bride.

On les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (robinet-vannes, au niveau de certains joints).

V.3.6. Les tés :

De la même façon que les croix, les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboitements et brides. Ils sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou

d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés également au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.



Figure V.24: Les Tés

(Source : www.bricodis.mg)

V.4. Organes de mesure :

V.4.1. Mesure de débit :

Le réseau de distribution nécessite l'emplacement des appareils de mesure de débit, qui seront installés en des points adéquats, et servent à l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle de la consommation.

On distingue des appareils traditionnels tel que le diaphragme, la venturi et la tuyère, et d'autres modernes qui sont les plus utilisés comme les débits mètre et les compteurs.

NB : On prévoit pour notre cas, l'installation des compteurs à double sens au niveau des Mailles, et des compteurs à un seul sens au point de piquage et au niveau des ramifications.

V.4.2. Mesure de pression :

Les appareils les plus utilisés sont :

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

a) Manomètres membrane :

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité

d'étalonnage et son inconvénient réside dans usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.

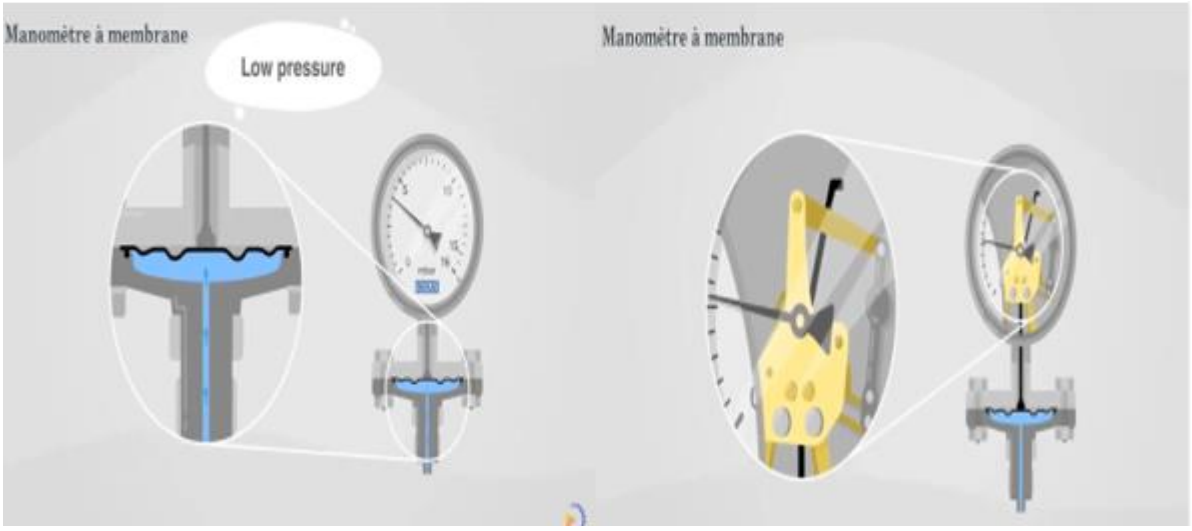


Figure V.25: Manomètre à membrane.

source : www.mypum.fr.

b) Manomètres à soufflet :

Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au sur chauffage.

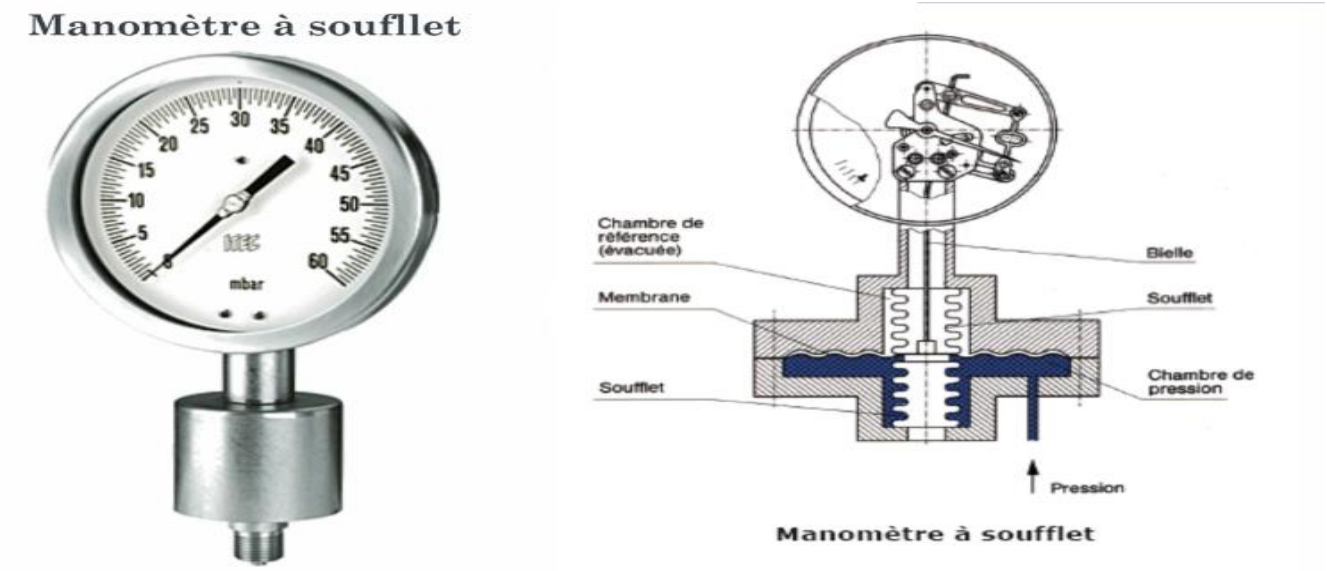


Figure V.26: Manomètres à soufflet.

Source : www.mypum.fr.

Conclusion :

Afin d'assurer un bon fonctionnement du réseau, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes. Pour assurer la longévité de ces appareils un entretien périodique et une bonne gestion sont nécessaires.

Chapitre VI

Pose de canalisation et Organisation de chantier

Introduction :

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

VI.1. Pose de canalisation :

La pose de canalisation joue un rôle très important dans leur stabilisation, et leur durabilité, et par conséquent dans la durée de vie du réseau et son bon fonctionnement. Dans ce contexte, et dans le but d'obtenir une meilleure coordination des travaux sur terrain, nous allons exposer la pose de canalisation en général, à effectuer dans notre agglomération.

VI.1.1. Principe de pose des canalisations :

Le principe de pose des canalisations est le même pour toutes les conduites, mais le mode de pose varie en fonction du terrain. Cela permet de réduire l'effet des différentes contraintes agissant sur les canalisations. En principe, les canalisations sont posées en partant des points hauts pour permettre un écoulement naturel des eaux d'infiltration. Si la pose s'effectue en tranchée, celle-ci doit être suffisamment large (minimum 70 cm) pour permettre aux ouvriers d'accéder au chantier. Au niveau des joints, la tranchée doit être élargie pour former des niches. Celles-ci ont une largeur d'au moins 70 cm pour les petits diamètres et doivent être augmentées pour les diamètres supérieurs à 150 mm.

L'épaisseur du remblai au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite varie en fonction des régions en raison du gel. En général, elle est de 1 mètre. Une conduite doit toujours être posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné lors du remplissage ou du fonctionnement de la conduite. Pour cela, on adopte un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tous les 200 à 400 mètres.

Les canalisations doivent être installées à au moins 10 mètres de tout élément dur, à 30 centimètres des câbles électriques et à 60 centimètres des canalisations de gaz.

VI.1.2. Les actions reçues par les conduites :

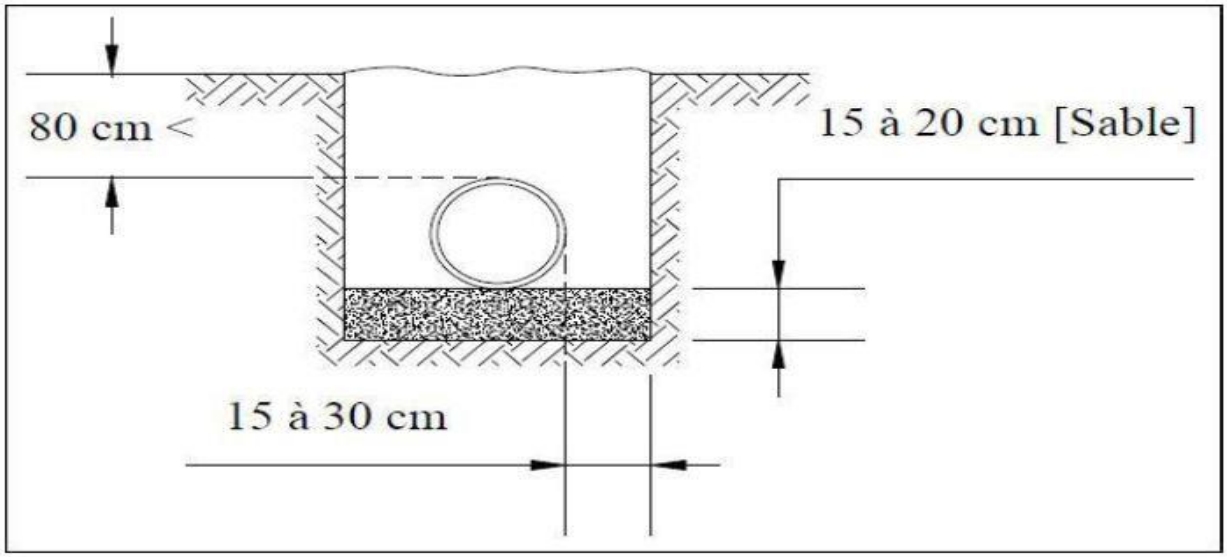
Les conduites enterrées sont soumises à des actions qui sont les suivantes :

- La pression verticale due au remblai.

- La pression résultant des charges roulantes.
- La pression résultant des charges permanentes de surface.
- La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique.
- Le tassement différentiel du terrain.
- Action des racines des arbres.

VI.1.3. Pose de canalisations dans un terrain ordinaire :

- La canalisation est posée en tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm.
- La profondeur de la tranchée doit permettre de recevoir le lit de pose, la conduite et l'épaisseur du remblai (80 cm au minimum).
- Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé.
- Avant mise en fouille, on procède au tri des conduites de façon à écarter celles qui ont subi des chocs, fissurations, etc… après cela, on pratique la descente en lit soit manuellement soit mécaniquement.
- Dans le cas d'un soudage de joints, il est préférable de réaliser cette tâche au fond de la tranchée. Pour ce faire, il faut caler la canalisation avec des butées de terre ou des madriers de bois disposés dans la largeur de la tranchée.
- La tranchée est ensuite remblayée, jusqu'à 0,30 m au-dessus de la conduite, par couches successives arrosées et bien tassées avec de la terre purgée de pierre. Le remblaiement est achevé avec du tout-venant.



FigureVI.27 : Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

Source : SALAH.N,2014, "Alimentation en potable des agglomérations **"**.

VI.2. Les étapes de réalisation du projet :

La pose de canalisation nécessite un certain nombre d'opérations à effectuer dans un ordre précis.

VI.2.1. Manutention et stockage des conduites :

VI.2.1.1. Manutention :

Pour éviter d'endommager les conduites pendant le transport, il est important de les protéger des chocs, notamment sur les extrémités, et d'éviter de les décharger brutalement sur le sol.

VI.2.1.2. Stockage :

Pour le stockage du matériel, il faut absolument respecter ces consignes :

- L'aire de stockage doit être plane pour permettre un stockage sûr et efficace des conduites.
- Les accessoires et les conduites doivent être protégés de l'exposition au soleil.
- Il est important d'éviter tout contact des conduites avec des produits chimiques, des solvants et de l'huile.
- Le stockage des tubes doit être effectué dans des conditions qui les protègent des chocs et des températures extrêmes.
- La hauteur de gerbage doit être limitée à 1,50m.

VI.2.2. Décapage de la couche de terre végétale :

Le décapage est une opération préliminaire qui consiste à éliminer la couche superficielle du sol, constituée principalement de matière végétale.

VI.2.2.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :

a) Matérialisation :

L'axe de la tranchée est concrétisé sur le terrain en utilisant des jalons qui sont placés en ligne droite et espacés de 50 mètres. Ce processus est réalisé en mesurant leurs distances sur le plan à l'aide de repères fixes ou de bornes. De cette manière, la direction des axes ainsi que leurs extrémités sont précisément définies.

b) Nivellement :

Le nivellement consiste à mesurer les variations d'altitude entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Lorsque le terrain présente des obstacles, on utilise une méthode de nivellement par cheminement. En effectuant des calculs simples, on détermine la hauteur de chaque point, ainsi que la profondeur de la tranchée à chaque point spécifique.

VI.2.2.2. Excavation des tranchées :

Le fond de la fouille doit être nivelé à la pente prévue, sans déplacer le sol, et en respectant les largeurs minimales pour assurer la sécurité des travailleurs.

VI.2.3. Aménagement du lit de pose des conduites :

Avant la pose des conduites, on procèdera aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres des déblais placés sur les côtes de la tranchée de façon à éviter leurs chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée.
- Nivelez méticuleusement le fond de l'excavation afin que la pression reste constante entre les points de changement de pentes prévus.
- Etablir en suite le niveau du fond de la tranchée en confectionnant un lit de pose bien damé avec la terre meuble du sable et d'une couche maigre de béton, suivant la nature du terrain, le lit de sable est à une épaisseur d'environ 10cm.

VI.2.4. Introduction de la canalisation :

La pose enterrée doit demeurer conforme au projet, cependant, la flexibilité intrinsèque des conduites (en polyéthylène) leur permet d'éviter l'emploi de coudes lorsque les rayons de Courbure du tracé concordent avec les rayons de courbure des tubes en polyéthylène**.**

Autrement la pose doit être faite de façon à respecter certaines recommandations :

- S'assurer au préalable qu'aucun corps étranger ne se trouve à l'intérieur de la tranchée et des tuyaux ;
- Niveler soigneusement le fond de la tranchée en évitant les contres pentes ;
- Déposer la conduite au fond de la tranchée sans la laisser tomber moyennant des engins de levage.
- De ne pas laisser les revêtements à endommager.
- Vérifier l'alignement.

VI.2.5. Assemblage des canalisations :

L'assemblage des canalisations est une opération importante dans la construction de réseaux d'alimentation en eau potable. Il doit être réalisé de manière correcte pour garantir l'étanchéité et la durabilité de la canalisation. Cette opération évertue avec les joints.

VI.2.6. Epreuve de joint et de canalisation :

Pour plus de sécurité l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement on l'effectue l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois. La pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0,2 bar.

VI.2.7. Remblaiement des tranchées :

Après la pose de canalisation proprement dite, nous procédons au remblaiement en utilisant la terre déjà déblayais après élimination des pierres grossières.

VI.2.8. Le compactage :

Les objectifs de compactage à atteindre sont fonction de la densité OPN (densité à l'Optimum Proctor Normal). La distance minimale entre la canalisation et l'engin de compactage est de 25 cm. Le compactage est réalisé par couches de 15 cm au minimum, la terre a été compactée à l'aide d'un compacteur à rouleaux lisses.

VI.3. Choix des engins :

Pour réaliser ces travaux, on doit utiliser différents types d'engins, car chaque opération nécessite un engin précis. Ces engins sont répartis en trois types comme suit :

a) Les engins de chargement :

- Les chargeuses.
- Les pelles hydrauliques.
- Les pelles mécaniques.

b) Les engins de transport :

- Les brouettes.
- Les camions bennes.
- Les dumpers.
- Les tombereaux.
- Les motos basculeurs.
- Les véhicules utilitaires.

c) Les engins de mise en place des matériaux :

- Les niveleuses.
- Les compacteurs.
- Les finisseurs.

Concernant notre projet, on a utilisé les engins suivants :

➢ Pour le décapage :

La niveleuse est un engin utilisé pour le décapage de la terre végétale sur les terrains faciles à décaper. Elle est constituée d'un tracteur à quatre roues, dont deux sont prolongées vers l'avant. Une lame est montée sur une couronne et peut tourner ou se déplacer dans son prolongement dans toutes directions.



FigureVI.28 : Niveleuse.

Dans les terrains difficiles on utilise le « Bulldozer » :



FigureVI.29 : Bulldozer.

- **Pour l'excavation des tranchées :**

Pour les travaux de terrassement, on utilise une pelle équipée en rétro. Les pelles sont des engins polyvalents qui peuvent être utilisées sur tous les types de terrains. Elles sont principalement utilisées pour les déblais et le chargement de matériaux. Dans les terrains difficiles, il est préférable d'utiliser une pelle à chenille.



FigureVI.30 : Pelle à chenille.

- **Pour le remblaiement des tranchées :**

Le remblayage a été réalisé à l'aide d'une chargeuse, un engin de terrassement équipé d'un corps automoteur articulé et d'une benne de grande taille à l'avant.



FigureVI.31 : Chargeuse.

- **Pour le compactage :**

Après le remblayage, la terre a été compactée à l'aide d'un compacteur à rouleaux lisses, un engin lourd équipé d'un ou plusieurs rouleaux en fonte qui tassent la terre en roulant dessus.



FigureVI.32 : Compacteur à rouleaux lisses.

VI.4. Détermination des différents volumes des travaux :

VI.4.1. Volume du décapage de la couche végétale :

Pour calcule la volume du décapage ont utilisé la formule suivante :

$$\mathbf{V_{déc} = H_{cv} \times L \times B_{cv}} \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots (\mathbf{VI-1})$$

Avec :

$V_{déc}$: volume de la couche végétale décapée **(m^3).**

H_{cv} : profondeur de la couche végétale **(m).**

L : longueur totale de la tranchée **(m).**

B_{cv} : largeur de la couche végétale **(m).**

On calcule la volume du décapage de la couche végétale on tableau dessous.

Tableau VI.26: Volume du décapage de la couche végétale.

DN(m)	L(m)	Hcv (m)	Bcv (m)	V déc (m³)
32	588,3	0.3	1.5	264,735
40	131,89	0,3	1,5	59,351
50	272,9	0,3	1,5	122,805
63	715,15	0,3	1,5	321,818
75	822,278	0,3	1,5	370,025
90	941,6	0,3	1,5	423,720
110	858,65	0,3	1,5	386,393
125	1420,678	0,3	1,5	639,305
160	859,5	0,3	1,5	386,775
200	1843,2	0,3	1,5	829,440
250	997,5	0,3	1,5	448,875
315	170,8	0,3	1,5	76,860
400	401	0,3	1,5	180,450
500	84,151	0,3	1,5	37,868
Totale				4548,419

- **Largeur de la tranchée :**

Elle doit être au minimum 0.60 m pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0.30 m d'espace de chaque côté de celle-ci. (**Figure VI.1**). La largeur de la tranchée est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{b = D_{ext} + 2x} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (\mathbf{VI - 2})$$

Avec :

b : largeur de la tranchée **(m)** ;

D_{ext} : diamètre extérieur de la conduite **(m)** ;

x :la distance entre la conduite et cote de terraine varie entre **[15-30] cm**.

- **La profondeur de la tranchée :**

La profondeur doit être suffisante. Elle varie de 0.60 m à 1.20 m pour assurer la protection de la conduite contre les variations de la température et le risque d'écrasement sous l'effet des charges et des surcharges **(FigureVI.1**).

On peut calculer la profondeur de la tranchée en utilisant la formule suivante :

$$\mathbf{H = h_1 + h_2 + D_{ext}} \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots (\boldsymbol{VI - 3})$$

Avec :

H : profondeur de la tranchée en **(m) ;**

D_{ext} : Diamètre de conduit extérieur **;**

h_1 : profondeur du lit de pose prise varie entre **[15-30]cm ;**on prendre épaisseur la lit de sable h1=0.15 cm

h_2 : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol. On prend : **h=1 m.**

Donc :

$$\mathbf{H = 1.15 \times D_{ext}}$$

VI.4.2. Calcul du Déblais d'excavation :

$$\mathbf{V_d = b \times h \times L} \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots (\mathbf{VI - 4})$$

Avec :

V_d : volume du déblai des tranchées **(m^3) ;**

b : largeur de la tranchée **(m) ;**

h : profondeur de la tranchée **(m) ;**

L : longueur totale de la tranchée **(m).**

On calcule les volumes dans notre projet sur un tableau dessous :

Tableau VI.27: Calcul du volume à excaver.

DN (mm)	L (m)	b (m)	H(m)	V_d (m^3)
32	588,3	0,632	1,182	439,474219
40	131,89	0,64	1,19	100,447424
50	272,9	0,65	1,2	212,862
63	715,15	0,663	1,213	575,137218
75	822,278	0,675	1,225	679,921121
90	941,6	0,69	1,24	805,63296
110	858,65	0,71	1,26	768,14829
125	1420,678	0,725	1,275	1313,23923
160	997,5	0,76	1,31	855,7182
200	1843,2	0,8	1,35	1990,656
250	997,5	0,85	1,4	1187,025
315	170,8	0,914	1,464	228,546797
400	401	1	1,55	621,55
500	84,151	1,1	1,65	152,734065
Totale				9931,09252

VI.4.2.1. Volume occupé par les conduites :

$$\mathbf{V_{cond} = \left(\frac{\pi \times D^2}{4}\right) \times L} \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots (\mathbf{VI-5})$$

Avec :

V_{cond} : volume occupé par les conduites **(m^3) ;**

D_{ext} : diamètre extérieur de la conduite **(m) ;**

L : longueur totale de la tranchée **(m).**

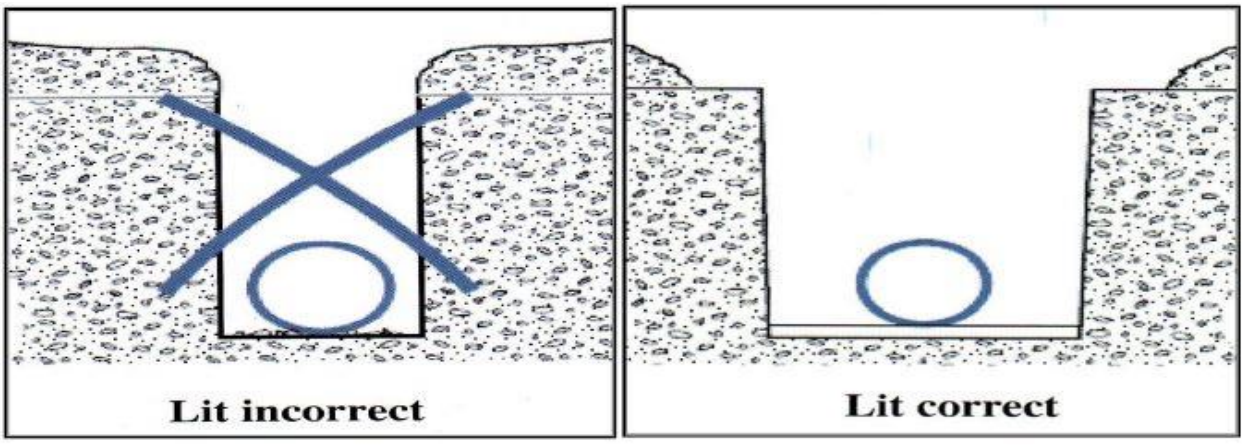
On calcule la volume occupé par les conduites on tableau dessue.

Tableau VI.28: Volume occupé par les conduites.

DN (mm)	L (m)	Vcond (m³)
32	588,3	0,473
40	131,89	0,166
50	272,9	0,536
63	715,15	2,228
75	822,278	3,631
90	941,6	5,987
110	858,65	8,156
125	1420,678	17,426
160	997,5	17,273
200	1843,2	57,876
250	997,5	48,940
315	170,8	13,220
400	401	50,366
500	84,151	
Totale		242,790

VI.4.2.2. Lit de sable :

Avant la pose de conduite, nous procédons à la pose d'un lit de sable de 0,15 m à 0,3 m d'épaisseur nivelée suivant les côtes du profil en long. Dans notre cas il sera constitué Par le gravier puisque le terrain est de nature ordinaire.



FigureVI.33 : Lit de sable.

On calcule la volume de gravier pour lit de conduit en formule suivant :

$$\mathbf{V_{LS} = b \times e \times L} \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots (\mathbf{VI - 6})$$

Avec :

$\mathbf{V_{LS}}$: volume du lit de sable **(m^3) ;**

e : épaisseur du lit de sable, on prendre **(e = 15 cm)** ;

L : longueur de la tranchée **(m).**

Les résultats de calcul du volume du lit de sable dans le tableau dessous :

Tableau VI.29: Volume la lit de sable.

DN (mm)	L (m)	b (m)	e(m)	Vs (m^3)
32	588,3	0,632	0,15	55,771
40	131,89	0,64	0,15	12,661
50	272,9	0,65	0,15	26,608
63	715,15	0,663	0,15	71,122
75	822,278	0,675	0,15	83,256
90	941,6	0,69	0,15	97,456
110	858,65	0,71	0,15	91,446
125	1420,678	0,725	0,15	154,499
160	859,5	0,76	0,15	97,983
200	1843,2	0,8	0,15	221,184
250	997,5	0,85	0,15	127,181
314	170,8	0,914	0,15	23,417
400	401	1	0,15	60,150
500	84,151	1,1	0,15	13,885
Totale				1136,618

VI.4.2.3. Volume du remblai de protection :

$$V_{remb} = V_d - (V_{cond} + V_{LS} + V_{déc}) \dots\dots\dots\dots\dots\dots (VI-7)$$

Avec :

V_{rem} : volume du remblai **(m^3) ;**

V_d : volume du déblai **(m^3) ;**

V_{cond} : volume occupé par les conduites **(m^3) ;**

$V_{déc}$: volume de la couche végétale décapée **(m^3) ;**

V_{Ls} : volume du lit de sable **(m^3).**

Tableau VI.30: Volume du remblai de protection.

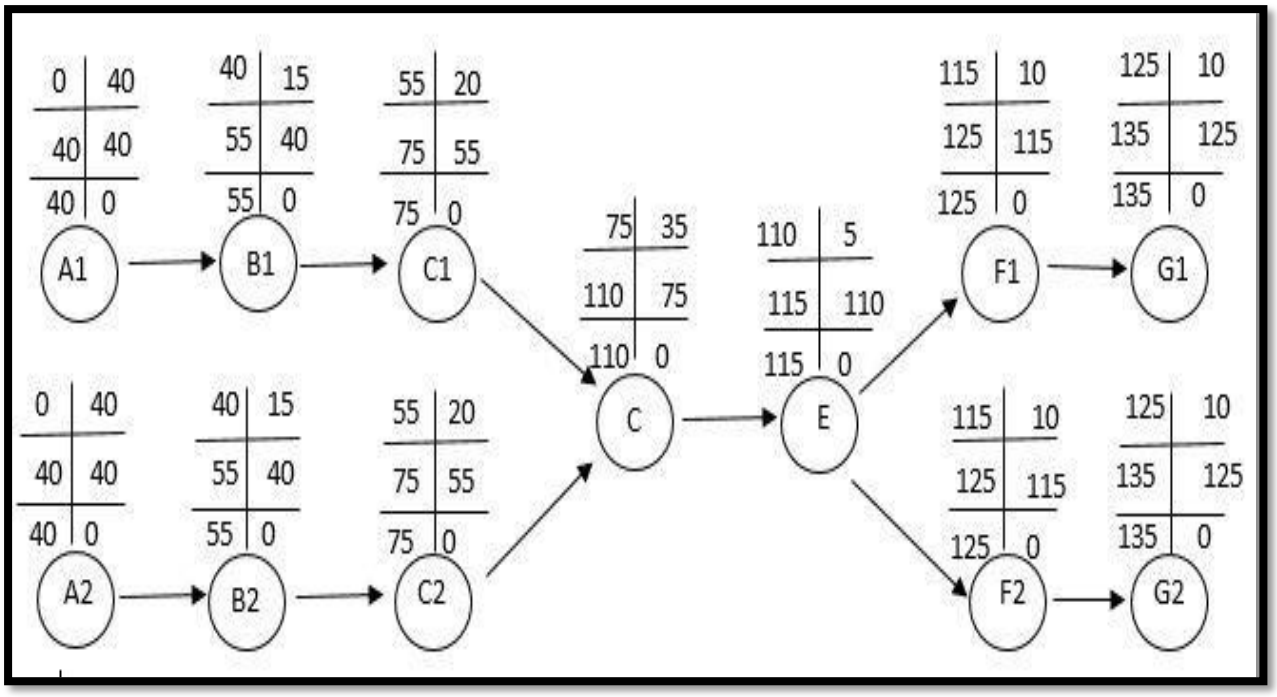
DN(m)	V_{exv} (m^3)	V_{cond} (m^3)	V_{Ls} (m^3)	$V_{déc}$ (m^3)	V_{rem}(m^3)
32	32	439,474	0,473	55,771	264,735
40	40	100,447	0,166	12,661	59,351
50	50	212,862	0,536	26,608	122,805
63	63	575,137	2,228	71,122	321,818
75	75	679,921	3,631	83,256	370,025
90	90	805,633	5,987	97,456	423,720
110	110	768,148	8,156	91,446	386,393
125	125	1313,239	17,426	154,499	639,305
160	160	855,718	17,273	97,983	386,775
200	200	1990,656	57,876	221,184	829,440
250	250	1187,025	48,940	127,181	448,875
280	314	228,547	13,220	23,417	76,860
315	400	621,550	50,366	60,150	180,450
400	500	152,734	16,515	13,885	37,868
500	32	439,474	0,473	55,771	264,735
Totale					4003,266

VI.5. Planification des travaux de réseau de distribution :

On va déterminer le temps de réalisation des opérations de réseau de distribution on utilisons la méthode de C.P.M (Critical Path méthode).

Tableau VI.31: Temps de réalisation des opérations de réseau de distribution.

Notation	Opération	Durée (j)	
A	Exécution des tranchées du réseau	(A1) équipe 1	40
		(A2) équipe 2	40
B	Pose du lit de sable	(B1) équipe 1	15
		(B2) équipe 2	15
C	Pose des conduites	(C1) équipe 1	20
		(C2) équipe 2	20
D	Montage et raccordement des conduites	35	
E	Essais d'étanchéités	5	
F	Remblayage des tranchées	(F1) équipe 1	10
		(F2) équipe 2	10
G	Nivellement et compactage	(G1) équipe 1	10
		(G2) équipe 2	10



Figures VI.34: Réseaux à nœuds et calcul du temps de réalisation du réseau de distribution.

La durée totale de notre projet est de **135** jours.

VI.6. Devis quantitatif et estimatif :

Tableau VI.32: Devis quantitatif et estimatif.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	**Travaux de terrassement**				
A-1	Décapage du tranché	**m³**	4548,419	700	3183893
A-2	Déblai	**m³**	9931,09252	1000	9931093
A-3	Lit de pose	**m³**	1136,618	1500	1704927
A-4	Remblai de la tranchée	**m³**	4003,266	700	2802286
B	**Canalisation**				
B-1	PN10(32mm)	**ml**	588.3	55.48	32638,88
B-2	PN10(40mm)	**ml**	131.89	84,1	11091,95
B-3	PN10(50mm)	**ml**	272.9	135,28	36917,91
B-4	PN10(63mm)	**ml**	715.015	209,69	149931,50
B-5	PN10(75mm)	**ml**	822.278	300,60	247176,77
B-6	PN10(90mm)	**ml**	941.6	359,09	338119,14
B-7	PN10(110mm)	**ml**	858.65	540,50	464100,33
B-8	PN10(125mm)	**ml**	1420.68	680,13	966247,09
B-9	PN10(160mm)	**ml**	859.5	1142,25	981763,88
B-10	PN10(200mm)	**ml**	1843.2	1650,34	3041906,69
B-11	PN10(250mm)	**ml**	997.5	2595	2588512,50
B-12	PN10(315mm)	**ml**	170.8	4093.57	699181,76
B-13	PN10(400mm)	**ml**	401	6898.74	2766394,74
B-14	PN10(500mm)	**ml**	84,15	10152.51	854333,72
C	**Les accessoires et pièce spéciale**				
C-1	Vanne en Fonte Ø32		3	4853	14559
C-2	Vanne en Fonte Ø40		1	5382	5382
C-3	Vanne en Fonte Ø50		2	6890	13780
C-4	Vanne en Fonte Ø63		3	9658	28974
C-5	Vanne en Fonte Ø75		3	10613	31839
C-6	Vanne en Fonte Ø90		4	14921	59684

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
C-7	Vanne en Fonte Ø110		4	17984	71936
C-8	Vanne en Fonte Ø125		4	19722	78888
C-9	Vanne en Fonte Ø160		2	22582	45164
C-10	Vanne en Fonte Ø200		5	26730	133650
C-11	Vanne en Fonte Ø250		4	33790	135160
C-12	Vanne en Fonte Ø315		1	37520	37520
C-13	Vanne en Fonte Ø400		2	47920	95840
C-14	Vanne en Fonte Ø500		1	65000	65000
C-15	Poteau d'incendie		13	18000	234000
C-16	Autre les accessoires				2500000
D	Réservoir ($1200m^3$)				12000000
Montant Hors Taxes					46351892
Montant T.V.A 19%					8806859,55
Montant Toutes Taxes Comprises					**55158751,88**

NB : Les toute prix sont tirés de CHIALI.

Conclusion :

Pour conclure, on peut dire que l'organisation de chantier est nécessaire pour la réalisation d'un système d'AEP, et cela afin d'économiser le cout, l'énergie et le temps sans oublier l'amélioration du rendement de travail. Cette discipline nous permet aussi d'établir un devis quantitatif et la durée totale 135 jours et estimatif qui nous aide à évaluer le coût total de notre projet estimé à **55158751,88DA**.

Conclusion Générale

Conclusion Générale :

A travers cette étude, nous avons donné en premier lieu un aperçu général sur la nouvelle ville **BERBIH** (**POS27**) sa situation climatique, géologique …etc. Après on a estimé les débits de consommation (**9157.79** m^3/j) à l'horizon d'étude (**2053**).

Ensuite on a déterminé le volume de stockage d'eau pour l'agglomération à l'horizon (**2053**). Les réservoir projeté (**au sol**) avec un volume (**1500**m^3), le diamètre du réservoir **21.85** m et une hauteur **4**m.

Le réseau de distribution choisi est de type mixte, les conduites sont en PEHD **PN10**. Le dimensionnement du réseau de distribution est réalisé en utilisant le logiciel « **EPANET** ». Les résultats de simulation ont montré l'existence de certaines conduites où les vitesses sont faibles, inférieures à 0,5 m/s, mais admissibles, tandis que les pressions aux nœuds respectent les normes, supérieures à 1 bar et inférieures à 10 bar.

Le réseau de distribution nécessite des accessoires pour son bon fonctionnement Ces accessoires ont été présentés dans ce travail appuyés par leurs photos.
Enfin, après une étude détaillée d'organisation de chantier de ce projet, il a été trouvé que la durée de **135** jours et le cout économique de **55158751,88DA.**

Bibliographie

Bibliographie :

[1] : SALAH.B,2014, "Alimentation en potable des agglomérations **"**.

[2] : Abramov N. « Alimentation en eau potable **»,** édition Mir, Moscou,1982.

[3] : J. Bonnin, « Hydraulique urbaine », édition Eyrolles, Paris,1977.

[4] : M. Carlier, « Hydraulique générale appliquée », édition Eyrolles, Paris,1972.

[5] : Dupont A., « Hydraulique urbaine », tome 1et2, édition Eyrolles, Paris,1979.

[6] : GOMELLA et GUERREE, « Guide de l'alimentation en eau dans les agglomérations.

[7] : Koch P., « Alimentation en eau des agglomération **»,** édition Dunod, Paris1969.

[8] : Lencastre A., « Manuel d'hydraulique générale **»**, édition Eyrolles, Paris5^{éme}1979.

[9] :P. Maval, « Réseau d'alimentation en eau potable », IGREF, Paris1970.

10-"Prospective territoriale pour un développement durable et intégré de la wilaya de Djelfa".

11-Les prix des matériaux **CHIALI.**

12-Sites Web (https://www.azprocede.fr/Cours_GC/technovannes_1.html**).**

13-Sites Web (www.mypum.fr**).**

14-Sites Web (www.pamline.fr **).**

15-Sites Web (www.bricodis.mg **).**

16-Sites Web (fr.slideshare.net**).**