



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : AEP

THEME :

**ETUDE DU SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE DE LA PARTIE NORD-EST DE LA COMMUNE
DE MISSERGHIN (W. ORAN)**

Présenté par :

MEHANGUEF Sidali

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
AMMARI Abdelhadi	M.C.A	Président
BELLABAS/CHARIFI Salima	M.C.B	Examineur
DAHMANE Mouloud	M.C.B	Examineur
MOKRANE Wahiba	M.C.B	Promoteur

Session Septembre 2024

Remerciements

Au terme de cette recherche, je souhaite adresser mes sincères remerciements à tous ceux qui m'ont apporté leur précieux soutien tout au long de ce travail.

Je tiens particulièrement à remercier :

Ma promotrice M^{me} MOKRANE Wahiba pour sa disponibilité et son aide.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude envers toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont participé à l'accomplissement de ce travail.

Mes remerciements vont également à l'ensemble du corps professoral qui m'a guidé et encadré tout au long de mon parcours académique.

Enfin, je souhaite témoigner mon respect aux membres distingués du jury qui me feront l'honneur d'évaluer et de juger ce modeste travail.

Dédicace

En témoignage de ma reconnaissance et de mon profond respect, je dédie
humblement ce travail :

À ma très chère mère et mon père bien-aimé,

À mon frère et ma sœur, sources de fierté,

À l'ensemble de ma famille, dont l'affection m'est précieuse,

À mes cousins et cousines, présences chaleureuses,

À mon très cher ami [Aimed], que dieu vous protège et vous garde en
santé,

À mes amis d'Oran et de Blida, ainsi qu'à ma famille de l'ENSH, avec qui
j'ai partagé tant de moments inoubliables,

À notre chère Algérie, terre nourricière à laquelle je voue un attachement
indéfectible.

ملخص:

تتمثل دراستنا في تزويد منطقة زبانة، مسرغين ولاية وهران، بالمياه الصالحة للشرب من خلال تركيب نظام يتوافق مع المساكن لضمان توزيع مناسب. سيتم تغذية شبكة المنطقة عن طريق خزان جديد مخطط، والذي سيتم تغذيته بدوره بنظام امداد بالجاذبية، مع اختيار أفضل البدائل. قادنا هذا القرار إلى تصميم شبكة حتى أفق عام 2054، من أجل تلبية احتياجات المستهلكين من حيث التدفق والضغط المناسبين.

الكلمات المفتاحية: تزويد مياه الشرب، زبانة، مسرغين، نظام توزيع، خزان مخطط، نظام امداد بالجاذبية، أفق عام 2054، التدفق، الضغط.

Résumé :

Notre étude consiste à alimenter la zone de Zabana, Misserghin wilaya d'Oran, en eau potable en lui installant un système conforme aux habitats afin d'assurer une distribution adéquate. Le réseau de la zone d'étude sera alimenté par un réservoir projeté, ce dernier sera lui-même alimenté par un système d'adduction gravitaire, avec le choix de la meilleure variante. On terminera par la protection des canalisations et l'organisation du chantier.

Cette décision nous a conduits à dimensionner notre réseau à l'horizon 2054, afin de satisfaire les consommateurs en termes de débit et de pression adéquats.

Mots clés : Alimentation en eau potable, Zabana misserghin, système de distribution, réservoir projeté, système d'adduction gravitaire, horizon 2054, débit, pression.

Abstract :

Our study involves supplying drinking water to the Zabana area, Misserghin wilaya of Oran, by installing a system that complies with housing standards to ensure adequate distribution. The network of the study area will be supplied by a projected reservoir, which will itself be supplied by a gravity-fed water supply system, with the selection of the best variant. We will conclude with pipeline protection and site organization.

This decision has led us to design a network with a horizon of 2054, in order to satisfy consumers in terms of adequate flow and pressure.

Key words : Drinking water supply, Zabana misserghin, distribution system, planned reservoir, gravity-based water supply, horizon 2054, flow rate, pressure.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE	1
------------------------------------	----------

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1.Introduction	3
I.2.Situation géographique	3
I.2.1.Situation et delimitation... ..	4
I.3.Situation topographique	4
I.4.Situation géologique	5
I.5.Situation hydrogéologique	5
I.6.Situation climatologique	6
I.6.1.Le climat	6
I.6.2.La temperature.....	6
I.6.3.La pluviométrie	6
I.6.4.Humidité.....	7
I.6.5.Vent... ..	7
I.7.Situation démographique	7
I.8.La sismicité	7
I.9.Situation hydraulique	8
I.10.Conclusion.....	9

Chapitre II : Besoins et ressources en eau

II.1.Introduction	11
II.2.Evaluation de la population	11
II.3.Evaluation de la consommation moyenne journalière de l'agglomération.....	11
II.3.1.Débit moyen journalier domestique.....	11
II.3.2.Le débit moyen journalier d'équipement.....	12
II.3.3.Débit moyen journalier d'espace vert... ..	13
II.3.4.Récapitulation des besoins en eau totaux... ..	13
II.4.Majoration de la consommation Moyenne journalière	14
II.5.Evaluation de la consommation journalière maximale.....	14
II.6.Evaluation de la consommation journalière minimale	15

II.7.Etude de la variation des débits horaires	15
II.7.1.Débit moyen horaire	15
II.7.2.Débit maximal horaire	15
II.7.3.Débit minimal horaire.....	16
II.8.Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d’habitant.....	17
II.9.Bilan	19
II.10.Conclusion... ..	19

Chapitre III : Etude de l’adduction

III.1. Introduction.....	21
III.2. Notions générales sur les adductions	21
III.2.1. Adduction gravitaire	21
III.2.2. Adduction par refoulement... ..	21
III.2.3. Adduction mixte... ..	22
III.3.Critères de Choix de tracé	22
III.4.Choix du matériau des conduites	23
III.5.Tracé et dimensionnement de l’adduction.....	24
III.5.1.Dimensionnement de l’adduction	24
III.5.1.1. Méthode de calcul.....	24
III.5.1.1.3.Cas gravitaire	24
III.5.1.2. Etude et choix des variantes.....	25
III.5.1.2.1.La première variante... ..	26
III.5.1.2.2.La deuxième variante.....	26
A) Calcul du diameter avantageux de l’adduction gravitaire	27
B) Calcul de la cote piezométrique dans plusieurs points... ..	27
C) La Vitesse d’écoulement.....	28
III.5.1.2.3.La troisième variante... ..	28
A) Calcul du diameter avantageux de l’adduction gravitaire	29
B) Calcul de la cote piezométrique dans plusieurs points... ..	29
C) La Vitesse d’écoulement.....	30
III.6. Conclusion	30

Chapitre IV : Etude du stockage

IV.1. Introduction	32
IV.2. Notions générales sur les réservoirs	32

IV.2.1. Rôle des réservoirs	32
IV.2.1.1. De point de vue technique	32
IV.2.1.2. De point de vue économique	33
IV.2.2. Classification des reservoirs...	33
IV.2.2.1. Classification selon le matériau de construction.....	33
IV.2.2.2. Classification selon la situation des lieux.....	33
IV.2.2.3. Classification selon la forme géométrique	34
IV.2.2.4. Classification selon l'usage	35
IV.2.3. Emplacement des reservoirs...	35
IV.2.4. Equipements des réservoirs d'alimentation	35
IV.2.4.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction	35
IV.2.4.2. Conduite de distribution ou de départ	36
IV.2.4.3. Conduite de trop-plein.....	37
IV.2.4.4. Conduite de vidange.....	37
IV.2.4.5. Conduite de by-pass	38
IV.2.4.6. Matérialisation de la réserve d'incendie	38
IV.3.Determiner la capacité d'un réservoir	39
IV.3.1. Estimation de la capacité totale de stockage de reservoir.....	40
IV.3.2. Dimensionnement du réservoir projeté	41
IV.3.2.1. La section du réservoir	41
IV.3.2.2. Diamètre du réservoir	42
IV.3.2.3. La hauteur de la réserve d'incendie	42
IV.4. Entretien des réservoirs et hygiène	42
IV.5. Conclusion.....	43

Chapitre V : Etude de la distribution

V.1. Introduction.....	45
V.2. Choix du type du réseau de distribution.....	45
V.2.1. Les réseaux ramifiés.....	45
V.2.1.1. Avantages	45
V.2.1.2. Inconvénients	46
V.2.2. Les réseaux maillés...	46
V.2.2.1. Avantages...	46
V.2.2.2. Inconvénients	46

V.2.3. Les réseaux mixtes	47
V.3.Conception d'un réseau	48
V.4.Type de réseau retenue.....	48
V.5.Calcul hydalique du reseau de distribution.....	48
V.5.1. Détermination les débits du réseau	48
V.5.2. Débit spécifique.....	49
V.5.3. Débit en route.....	49
V.5.4. Débit nodaux.....	49
V.6.Calcul des debits.....	50
V.6.1. Cas de pointe.....	50
V.6.2. Cas de pointe+incendie.....	51
V.7.Le calcul hydraulique	52
V.8.Répartition arbitraire des debits.....	53
V.8.1. Determination des diamètres et des vitesses.....	53
V.8.2. Simulation hydraulique avec EPANET.....	54
V.8.2.1. Interprétation des résultats (cas de pointe).....	55
V.8.2.2. Interprétation des résultats (cas de pointe+incendie).....	57
V.9. Conclusion	58

Chapitre VI : Pose et protection des conduites

VI.1. Introduction	60
VI.2.Type de pose de canalisation.....	60
VI.2.1. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire.....	60
VI.2.2. Pose de conduite dans un terrain peu consistant.....	61
VI.2.3. Pose de conduites dans un terrain marécageux.....	61
VI.2.4. Pose de canalisation en galerie	62
VI.2.5. Traversée d'une rivière.....	62
VI.2.6. Pose sans ouverture de tranchée	63
VI.2.6.1. Pose par fonçage.....	63
VI.2.6.2. Pose par forage dirigé.....	64
VI.2.7. Pose en pente	64
VI.3.Equipement du réseau de distribution (Appareils et accessoires)	64
VI.3.1. Les canalisations.....	64

VI.3.2. Robinets vannes.....	65
VI.3.3. Ventouses	66
VI.3.4. Bouches ou poteau d'incendie.....	66
VI.3.5. Clapets.....	66
VI.3.6. Réducteur de pression.....	67
VI.3.7. Les raccords.....	67
VI.3.8. Organes de mesure	68
VI.3.8.1. Mesure de débit... ..	68
VI.3.8.2. Mesure de la pression	69
VI.4. Conclusion.....	69

Chapitre VII: Organisation de chantier

VII.1. Introduction	71
VII.2.Etapes des travaux pour un projet d'AEP	71
VII.2.1.Installation des canalisations	71
VII.2.2.Travaux concernant le réservoir projeté.....	74
VII.3.Définitions des engins de terrassement utilisés.....	74
VII.3.1.La bétonnière.....	74
VII.3.2.Pelle hydraulique.....	74
VII.3.3.Bulldozer	75
VII.3.4.Chargeur	75
VII.3.5.Compacteur	75
VII.4.Volumes des travaux de distribution et de l'adduction... ..	76
VII.4.1.Volume à excaver.....	76
VII.4.2.Volume du lit de sable.....	76
VII.4.3.Volume de la conduite.....	77
VII.4.4.Volume des remblais compactés... ..	78
VII.5.Calcul des volumes des travaux de réservoir projeté	78
VII.5.1.Calcul du volume des déblais.....	78
VII.5.2.Calcul du volume du tout-venant	79
VII.5.3.Calcul du volume du béton de propreté	79
VII.5.4.Calcul du volume du béton armé.....	80
VII.5.5.Calcul du volume du remblai compacté.....	82
VII.5.6.Calcul du volume de la maçonnerie	83
VII.6.Calcul des coûts des travaux	83
VII.7.Planification des travaux.....	84
VII.8.Conclusion.....	87
CONCLUSION GENERALE	88
Références bibliographiques	89

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Contexte actuel de la zone d'étude

Tableau I-1 : Température moyennes entre (1991-2021)	6
Tableau I-2 : Pluie moyenne mensuelle entre (1991-2021)	6
Tableau I-3 : Répartition mensuelle de l'humidité entre (1991-2019)	7
Tableau I-4 : Répartition mensuelle de la Vitesse de vent entre (1997-2011).....	7

Chapitre II : Besoins et ressources en eau

Tableau II-1 : Dotation en fonction de nombre d'habitant	12
Tableau II-2 : Détermination des besoins moyens journaliers	12
Tableau II-3 : Détermination des besoins moyens journaliers des équipements.....	12
Tableau II-4 : Détermination des besoins moyens journaliers des équipements(suite).....	13
Tableau II-5 : Détermination des besoins moyens journaliers des équipements totaux.....	13
Tableau II-6 : Détermination des besoins moyens journaliers d'espace vert.....	13
Tableau II-7 : Détermination des besoins moyens journaliers totaux	13
Tableau II-8 : Détermination des besoins moyens journaliers majorée	14
Tableau II-9 : Débit maximal journalier de la zone d'étude... ..	14
Tableau II-10 : Débit minimal journalier de la zone d'étude... ..	15
Tableau II-11 : Les valeurs de β_{max} en fonction de la population	16
Tableau II-12 : Les valeurs de β_{min} en fonction de la population.....	17
Tableau II-13 : variation des debits horaire de la region d'étude.	17
Tableau II-14 : Bilan des ressources disponibles – consommation(2054).....	17

Chapitre III : Etude de l'adduction

Tableau III-1 : Coeff pour different types de tuyaux... ..	25
Tableau III-2 : Diamètre calculés pour la 1ère variante	27
Tableau III-3 : Calcul de pression le long du (RV2×5000-RV 1000)de la 1ère variante...27	
Tableau III-4 : Diamètre calculés pour la 2ère variante... ..	29
Tableau III-5 : Calcul de pression le long du (RV2×5000-RV 1000)de la 2ère variante...29	

Chapitre IV : Etude du stockage

Tableau IV-1 : Evaluation du volume utile du réservoir projeté	40
Tableau IV-2 : Caractéristiques du réservoir projeté.....	42

Chapitre V : Etude de la distribution

Tableau V-1: récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe.....	50
Tableau V-2: calcul de débits aux nœuds : cas de pointe	50
Tableau V-3: récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe + incendie	51
Tableau V-4: calcul des débits nodaux : cas de pointe + incendie	51
Tableau V-5: les diamètres pour chaque tronçon du réseau à travers la formule de Chiali	53
Tableau V-6: Vitesses et pertes de charge pour les différents tronçons (cas de pointe)...	54
Tableau V-7: Pressions au niveau des nœuds (cas de pointe).....	55
Tableau V-8: Vitesses et pressions dans les différents tronçons (cas de pointe + incendie)	56
Tableau V-9: Pressions au niveau des nœuds (cas de pointe + incendie).....	57

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII-1 : Calcul du volume du déblai du réseau de distribution et de l'adduction...	76
Tableau VII-2 : Calcul du volume du lit de sable	77
Tableau VII-3 : Calcul des volumes des conduits	77
Tableau VII-4 : Calcul des volumes des remblais compactés	78
Tableau VII-5 : Calcul des volumes des déblais pour le réservoir projeté et la chambre de manoeuvre	79
Tableau VII-6 : Calcul du volume tout-venant pour le reservoir	79
Tableau VII-7 : Calcul du volume du béton de propreté pour le reservoir	80
Tableau VII-8 : Calcul du volume du béton armé pour le reservoir	81
Tableau VII-9 : Calcul du volume du béton armé pour la coupole du reservoir.....	81
Tableau VII-10 : Calcul du volume du béton armé de la chambre de manoeuvre.....	82
Tableau VII-11 : Coût des travaux du réseau de distribution et d'adduction	83
Tableau VII-12 : Coût des travaux du réservoir projeté.....	84
Tableau VII-13 : Bilan des coûts.....	84
Tableau VII-14 : Durée de réalisation des opérations de l'adduction	85
Tableau VII-15 : Durée de réalisation des opérations du réservoir	85
Tableau VII-16 : Durée de réalisation des opérations de la distribution	86

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1: Situation géographique de la commune Misserghin.....	3
Figure I.2: Situation et delimitation de la zone d'étude [google earth].....	4
Figure I.3: Situation topographique de la commune Misserghin (topographic-map.com).....	5
Figure I.4: Carte des structures géologique de l'Oranie (3).....	5
Figure I.5: Classification sismique de la commune de Misserghin... ..	8
Figure I.6: Situation hydraulique de la commune de Misserghin... ..	9

Chapitre II : Besoins et ressources en eau

Figure II.1: Graphique de variation de la consommation horaire	18
Figure II.2: Courbe de cumule de la consommation horaire	19

Chapitre III : Etude de l'adduction

Figure III-1 : Schéma d'une adduction gravitaire.....	21
Figure III-2 : Schéma d'une adduction de refoulement... ..	22
Figure III-3 : Schéma d'une adduction mixte.....	22
Figure III-4: Schéma de la première variante.....	26
Figure III-5: Schéma de la deuxième variante	27
Figure III-6: Schéma de la deuxième variante	29

Chapitre IV : Etude du stockage

Figure IV-1 : Réservoir Semi-enterré cylindrique	34
Figure IV-2 : Réservoir surélevé	34
Figure IV-3 : Arrivée par le haut (Chute libre).....	36
Figure IV-4 : Arrivée par le haut (Noyé).....	36
Figure IV-5 : Arrivée par-dessous (Par le fond)	36
Figure IV-6 : Arrivée par dessous (Par le bas)	36
Figure IV-7 : Conduite de distribution.....	37
Figure IV-8 : Conduite du trop-plein et de vidange.....	38
Figure IV-9 : Conduite de by-pass.....	38
Figure IV-10 : Matérialisation de la réserve d'incendie	39

Chapitre V : Etude de la distribution

Figure V-1 : Schéma du réseau ramifié.....	46
Figure V-2 : Schéma du réseau maillé.....	47

Figure V-3 : Schéma du réseau mixte.....	47
Figure V-4 : Vitesse et pression pour le cas de pointe.....	56
Figure V-5 : Vitesse et pression pour le cas de pointe + incendie	58

Chapitre VI : Pose et protection de canalisation

Figure VI-1 : Pose de conduite en tranchée dans un terrain ordinaire.....	60
Figure VI-2 : Pose de conduite en tranchée dans un terrain peu consistant	61
Figure VI-3 : Pose de conduite en tranchée dans un terrain marécageux	61
Figure VI-4 : Pose de conduite en galerie	62
Figure VI-5 : Traversée d'une rivière	63
Figure VI-6 : Pose par fonçage.....	63
Figure VI-7 : Pose par forage dirigé.....	64
Figure VI-8 : Robinets vanne à opercule	65
Figure VI-9 : Les vannes papillons.....	65
Figure VI-10 : Ventouse	66
Figure VI-11 : Clapets anti-retours.....	67
Figure VI-12 : Pièces spéciales du raccord.....	68
Figure VI-13 : Débitmètres déprimogènes	69
Figure VI-14 : Manomètre à soufflet.....	69

Chapitre VII : Organisation de chantier

Figure VII-1 : Pose en tranchée.....	72
Figure VII-2 : Lit de pose.....	72
Figure VII-3 : Appui des conduites	73
Figure VII-4 : Remblayage des tranchées	73
Figure VII-5 : Une bétonnière	74
Figure VII-6 : Une pelle hydraulique	74
Figure VII-7 : Bulldozer.....	75
Figure VII-8 : Chargeur.....	75
Figure VII-9 : Compacteur	75
Figure VII-10 : Réseau de planification des tâches pour adduction.....	86
Figure VII-11 : Réseau de planification des tâches pour réservoir projeté	87
Figure VII-12 : Réseau de planification des tâches pour distribution	87

Liste des planches

Planche N°01: Réseau de distribution.

Planche N°02: Réseau d'adduction.

Planche N°03: Profile en long de la distribution.

Planche N°04: Carnet des noeuds.

INTRODUCTION GENERALE:

L'eau est considérée comme la source de la vie. C'est l'un des besoins les plus fondamentaux de notre physiologie, mais cet or bleu est aujourd'hui au cœur de préoccupations mondiales croissantes. Sa rareté, sa distribution inégale et sa gestion complexe en font un enjeu majeur du 21^{ème} siècle, à l'intersection des défis environnementaux, économiques et sociaux. Pour cette raison, il faut faire une très bonne stratégie pour la protection et la gestion de cet élément vital.

La bonne gestion d'un système d'alimentation en eau potable débute par un bon dimensionnement du réseau lui-même et par une gestion rigoureuse des différentes parties du projet. Dans ce contexte que s'inscrit le thème de mon mémoire de fin d'étude qui vise à étudier le système d'alimentation en eau potable d'une partie de la commune de Misserghin (Wilaya d'Oran) pour répondre confortablement à la demande projetée à notre horizon d'étude 2054. Delà et pour aboutir à notre objectif nous organisons notre travail en sept chapitres en commençant par une introduction générale et en l'achevant par une conclusion générale.

Le premier chapitre est consacré à la collecte des données du site, alors que l'estimation des besoins en eau qui nous conduira à déterminer le débit manquant, est abordée dans le deuxième chapitre. Le choix du tracé et l'application des critères nécessaires va nous permettre de définir la variante optimale de l'adduction. Nous analyserons et discuterons également l'installation des structures de stockage, ainsi que leur efficacité dans le quatrième chapitre. Pour le cinquième chapitre, nous allons étudier le réseau de distribution et dans le sixième nous abordons la pose et protection de canalisation.

Enfin, nous allons établir l'organisation de chantier, des différentes opérations de réalisation et un devis estimatif du projet.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

I-1. Introduction :

Nous pouvons mener à bien notre projet, d'approvisionnement en eau potable, en connaissant la situation géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique de la zone d'étude.

I-2. Situation géographique :

La commune de misserghin est située au Sud-Ouest de la wilaya d'Oran. Elle est administrée par la daïra de Boutlélis et elle s'étend sur une superficie de 42 828 Ha. [1]

Elle est limitée comme suit :

- Au Nord : communes d'El Ançor, Bousfer et Ain turk ;
- Au Sud : les communes de Tamazougha et Oued-Sebbah (wilaya de Tèmouchent) ;
- A l'Est : les communes d'Oran, Es-Sénia et El Kerma ;
- A l'Ouest : les communes de Boutlélis et El Amria (wilaya d'Ain Tèmouchent).

Comme illustré dans la figure en bas :

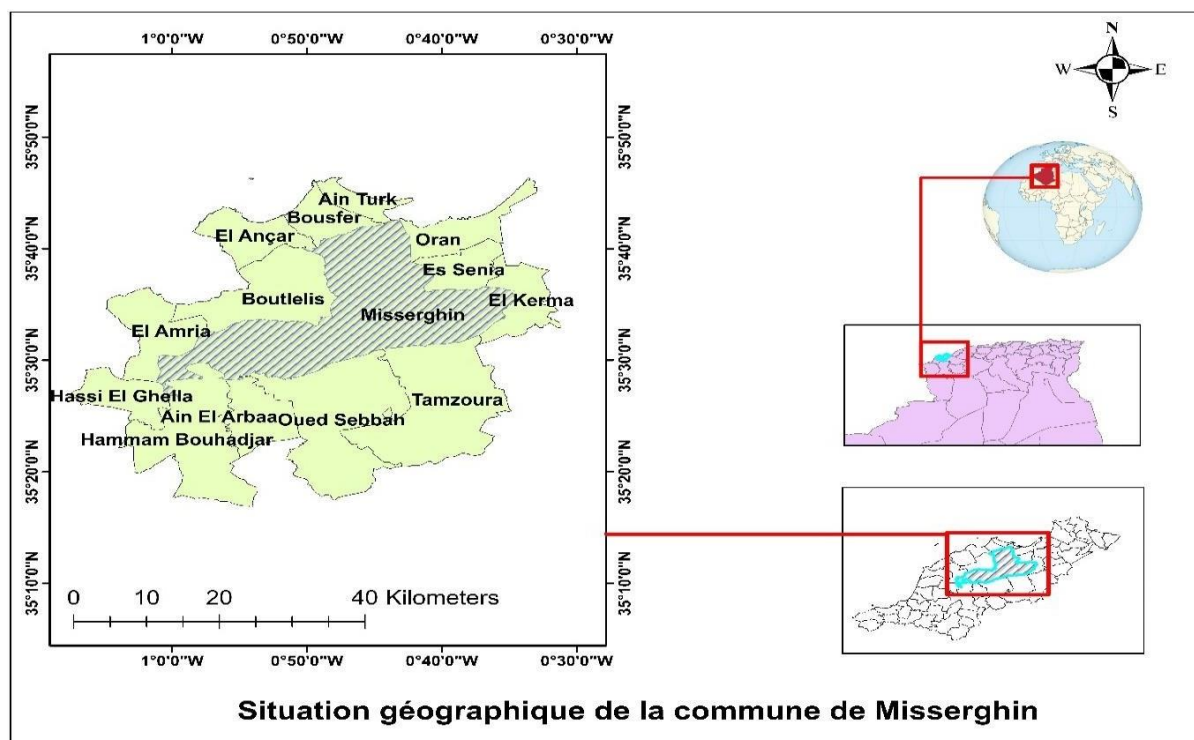


Figure I.1 : Situation géographique de la commune Misserghin

I-2.1. Situation et délimitation :

Le périmètre d'étude (P1) se trouve à l'extrême Nord Est de la commune Misserghin, ce qui lui confère une bonne position sur le long d'un axe d'importance régionale RN2, qui mène vers (Oran, Témouchent, Telemcen). Il s'étend sur une superficie de 27 hectares.

Il est limité:

- Au Nord Ouest, par protection civile, 160 logements LSP -OPGI-, 30 logements LSL, et une limite d'un POS approuvée.
- En direction du Sud-Ouest, par : Diar El Rahma, lotissements 214, piste. Canal.
- À l'Est, par l'axe de la voie RN2.

La figure ci-dessous représente la situation et délimitation de la zone d'étude :

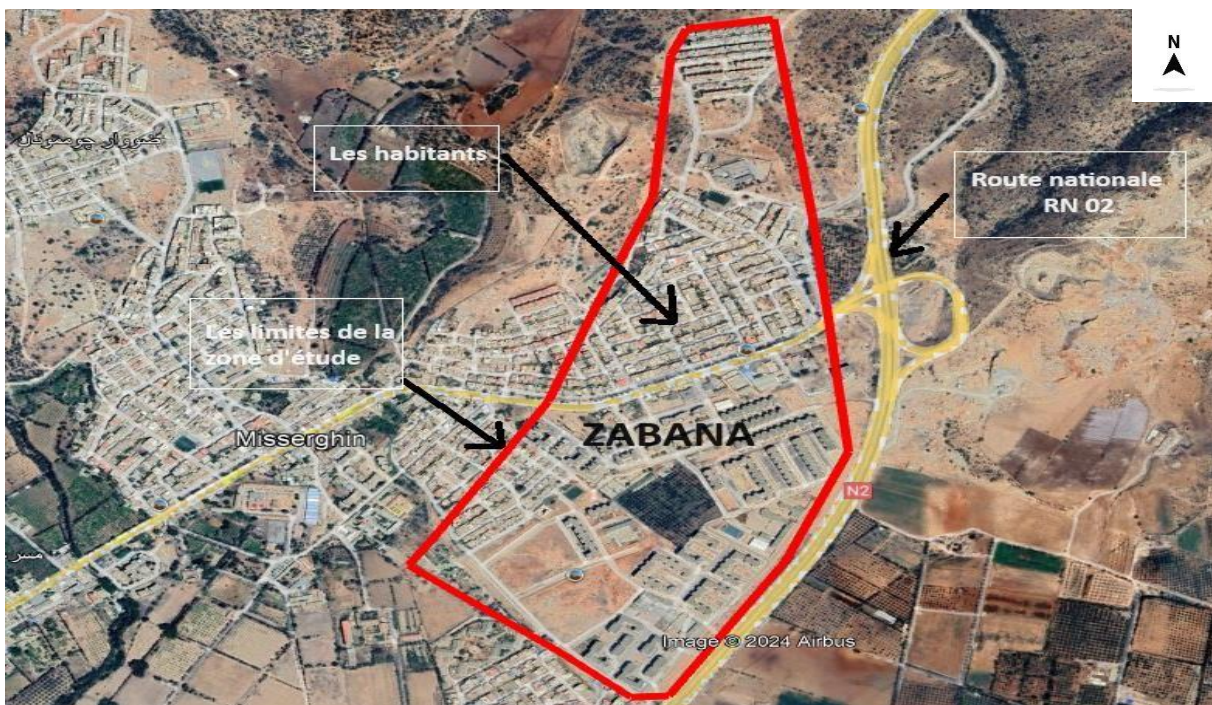


Figure I.2 : Situation et délimitation de la zone d'étude [googleearth2024]

I-3. Situation topographique :

La zone nord-est de Misserghin se distingue par un relief varié, dominé par les pentes du Djebel Murjadjo. Cette région présente des élévations oscillantes entre 100 et 400 mètres, avec des versants d'inclinaison moyenne à importante, principalement orientés sud et sud-est. On y observe aussi des plateaux intermédiaires situés à environ 350-400 mètres d'altitude, ponctués d'affleurements rocheux. Comme montré dans la figure en dessous:

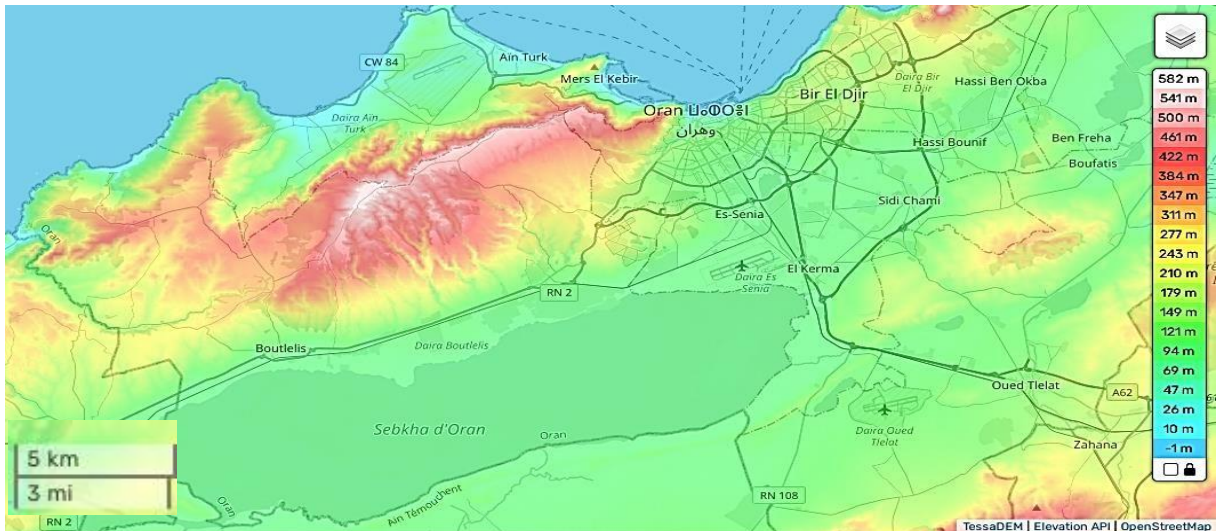


Figure I.3: Situation topographique de la commune Misserghin [<https://fr-fr.topographic-map.com/map-k9pd57/Misserghin/>]

I-4. Situation géologique:

La zone géologique que nous étudions fait partie de l'Atlas Tellien, une zone alpine de l'Afrique du Nord, qui se distingue par sa complexité lithologique et structurale. Les sols sont principalement composés des roches calcaires compactes (calcaires, grès, dolomies) et des roches plus tendres (argiles, marnes). Comme montré dans la carte des structures géologique en dessous : [3]

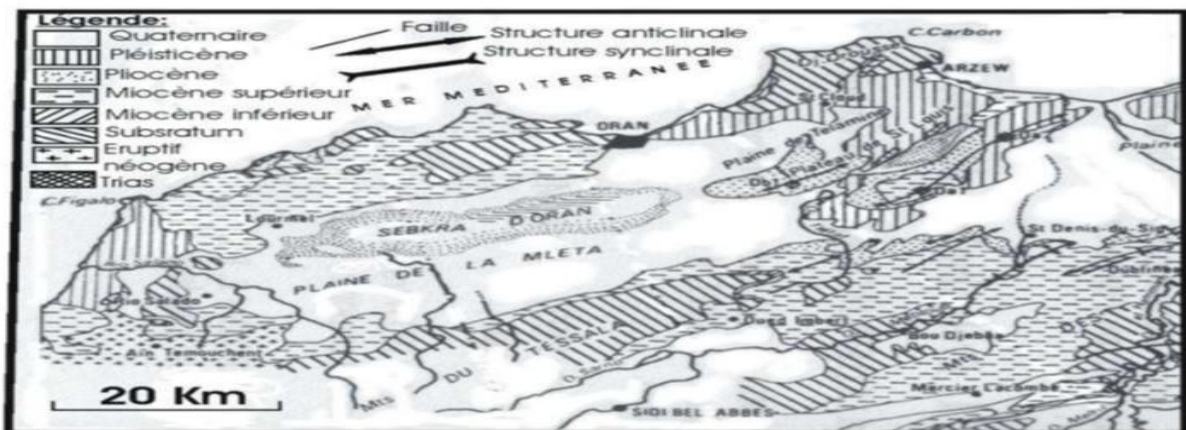


Figure I.4: carte des structures géologique de l'Oranie [3]

I-5. Situation hydrogéologique :

L'hydrogéologie de Misserghin, Oran, est caractérisée par la présence d'aquifères alluviaux dans les plaines côtières et potentiellement karstiques dans les formations calcaires. La recharge se fait principalement par les précipitations hivernales et les crues saisonnières des oueds. L'écoulement souterrain se dirige globalement vers la Méditerranée. La qualité des eaux souterraines peut être affectée par l'intrusion marine près de la côte et la pollution agricole. [3]

I-6. Situation climatologique :

Le changement climatique impacte fortement les ressources en eau et les écosystèmes aquatiques de manière variable selon les régions. Les perturbations du cycle hydrologique doivent donc être soigneusement prises en compte dans la conception de tout projet lié à l'alimentation de l'eau potable ou à l'hydraulique.

I-6.1. Le climat :

La commune de Misserghin est caractérisée par un climat méditerranéen : [7]

-hiver froid et humide

-été chaud et sec

I-6.2. La température :

Il est essentiel de connaître la température de la région d'étude afin de faire un bon choix de matériaux.

Le tableau ci-dessous présente la répartition mensuelle de la température dans la région étudiée :

Tableau I.1 : Température moyenne entre 1991-2021

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	Sept	Oct	Nov	Dec
Moy Température °C	11.2	11.8	14.1	16.4	19.5	23.6	26.4	26.9	23.9	20.4	15.1	12.3
Min. Température °C	7.4	7.7	9.8	11.9	14.8	18.5	21.3	22.1	19.6	16.1	11.3	8.5
Max. Température °C	15.6	16.3	18.8	21.2	24.4	28.8	31.9	32.3	28.9	25.5	19.5	16.6

Source : Climate-Data.org / AM OP / OpenStreetMap contributors

I-6.3. La pluviométrie :

La pluviométrie annuelle varie entre 250 mm et 700 mm

La répartition mensuelle des pluies est représentée par le tableau suivant :

Tableau I.2 : pluies moyennes mensuelles entre (1991-2021)

mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juil	aout
Pm(mm)	17	34	66	47	53	41	42	39	23	5	1	4

Source : Climate-Data.org / AM OP / OpenStreetMap contributors

I-6.4. Humidité :

La répartition mensuelle d'humidité est représentée par le tableau suivant :

Tableau I.3 : Répartition mensuelles de l'humidité entre (1991-2019)

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec
Humidité (%)	74%	72%	70%	65%	63%	58%	56%	58%	64%	69%	71%	74%

Source : Climate-Data.org / AM OP / OpenStreetMap contributors

I-6.5. Vent :

La répartition mensuelle du vent est représentée par le tableau suivant :

Tableau I.4 : Répartition mensuelles de vitesse de vent en (m/s) entre (1997-2011)

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Moy
Vents (m/s)	3.2	3.15	3.19	2.90	2.82	2.55	2.5	3.21	2.68	2.45	2.25	3.22	2.56

Source : DRE d'Oran

I-7. Situation démographique :

Dans le domaine de l'hydraulique urbaine, il est essentiel que l'ingénieur anticipe dès le début de la conception la population à desservir tout au long de la durée de vie de la structure projetée afin de répondre aux besoins de cette population.

En ce qui concerne la zone étudiée, et vu qu'il n'y aura pas d'extensions car ce sont des logements collectifs (sociaux), la direction de ressources en eau (DRE) d'Oran a fixé un taux d'occupation de sept (07) personnes par logement pour un horizon d'étude de 30 ans. Et sachant que le site de partie de l'ACL Misserghin comporte 1714 logements, donc le nombre d'habitants sera :

$$P_{2054} = 1714 \times 7 = \mathbf{11998 \text{ habitants}}$$

I-8. Sismicité :

La commune de Misserghin se trouve dans une région à sismicité modérée, l'intensité maximale est égale à VI, cela impose une prise en considération de ce facteur pour les constructions à usage d'habitation, d'équipements ou d'ouvrages d'art. La classification sismique de la commune de Misserghin est représenté dans la figure en dessous:

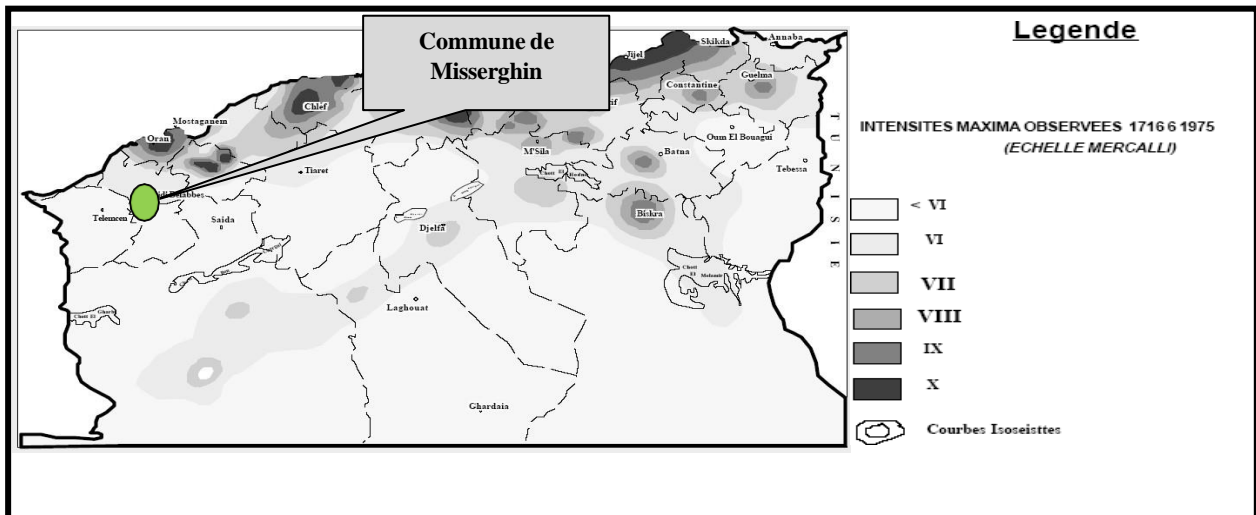


Figure I.5: Classification sismique de la commune de Misserghin [1]

I-9. Situation hydraulique :

La commune de Misserghin est principalement approvisionnée en eau par :

La station de dessalement (SDEM) de Chat El Hilal de la wilaya de témouchent par le biais de la conduite du transfert (Beni Behdal) Ø 1100 en BP. La station produit environ 120 000 m³/jour. Cette adduction a amélioré les conditions d'alimentation en eau potable de la commune et son développement. [1]

Les sources de Brédéah. Ces sources sont situées à environ 26 km à l'ouest d'Oran, près de la route nationale n°2 qui mène à Aïn Temouchent. L'eau provient d'une nappe souterraine située entre 85 et 100 m de profondeur. Cette eau saumâtre, d'une salinité d'environ 7 g/l, est traitée dans la station de déminéralisation de Brédéah. La station produit environ 19 000 m³/jour. [1]

L'arrivée de la station de pompage (Ain el beida) vers RV Bouamama et de 150 L/S. [1]

L'eau provient de ces sources est d'abord dirigée vers le réservoir de Ain el Beida (2×50 000 m³). Ensuite, elle est refoulée vers le Réservoir de Bouamama (2×5000 m³) en 14 heures par jour, qui à son tour remplit un réservoir projeté gravitairement. Ce dernier assure une distribution gravitaire vers l'agglomération de Zabana (Misserghin). [1]

La situation hydraulique de la commune de Misserghin est illustré dans la figure en dessous :

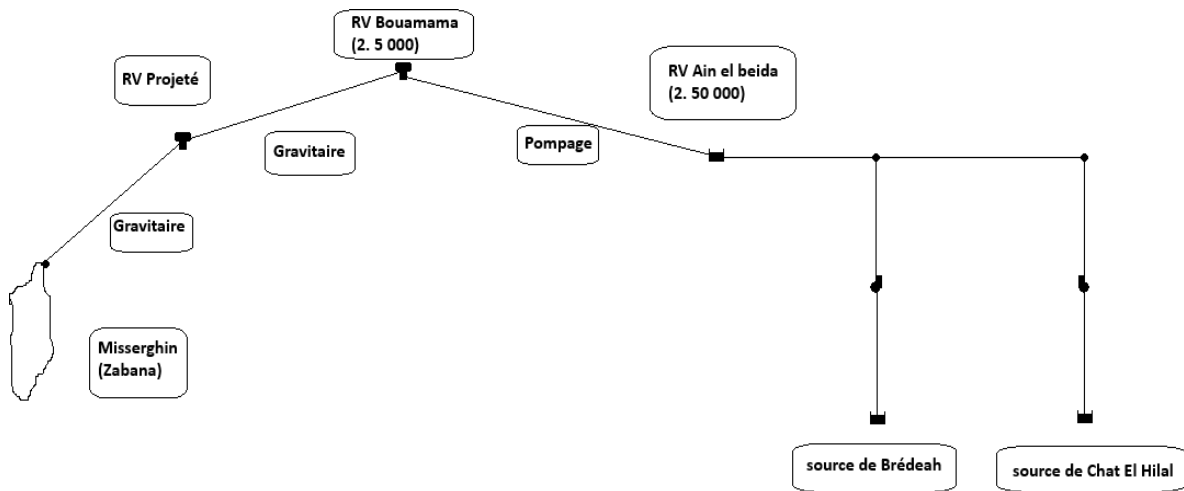


Figure I.6 : Situation hydraulique de la commune de Misserghin

I-10. Conclusion :

Au cours de cette section, nous avons tenté de fournir toutes les informations requises sur notre région d'étude, tant sur le plan géographique, hydraulique, climatologique que démographique.

Nous utiliserons ces informations pour passer au prochain chapitre et principalement pour élaborer le projet visant à dimensionner le réseau d'alimentation en eau potable de la zone

« ZABANA, ACL, Misserghin ».

Chapitre 2 : Besoins et ressources en eau

Chapitre II : Besoins et ressources en eau

II-1. Introduction :

Chaque agglomération est caractérisée par un nombre d'habitants et un régime de consommation d'eau. Ce dernier permet de mettre en évidence les variations du débit de consommation en fonction du temps, fluctuations qui dépendent du type de consommateurs, de leurs exigences, de leurs habitudes et du niveau de développement sanitaire de l'agglomération.

Dans ce chapitre, on abordera l'évaluation démographique dans notre zone d'étude, ainsi que l'évaluation des variations journalières et horaires du débit à consommer.

II.2. Evaluation de la population :

Concernant la zone d'étude, il n'y aura pas d'extensions car ce sont des logements collectifs, la DRE d'Oran a fixé un taux d'occupation de 07 personnes par logement.

Sachant que le site de partie de l'ACL Misserghin comporte 1714 logements donc le nombre d'habitants sera:

$$P_{2054} = 1714 \times 7 = 11998 \text{ habitants}$$

II.3. Evaluation de la consommation moyenne journalière de l'agglomération :

La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude est définie comme le produit de la dotation moyenne journalière par le nombre de consommateurs.

On calcule ainsi les besoins de chaque catégorie, puis on fait la somme de tous ces besoins.

II.3.1. Débit moyen journalier domestique :

La consommation moyenne journalière est désignée par $Q_{moy,j}$, calculé par la formule suivante :

$$Q_{moy,j} = (Dot \times Np) / 1000 [m^3 / j] \dots\dots\dots (II.1)$$

Avec :

- $Q_{moy,j}$: consommation moyenne journalière en $[m^3 / j]$;
- N : nombre d'habitants ;

- **D** : dotation moyenne en [l/j/hab] ;

Sachant que la dotation d'eau potable domestique varie selon la taille de l'agglomération et selon la ressource d'eau disponible. Le tableau ci-dessous nous illustre les dotations :

Tableau II.1 : Dotation en fonction de nombre d'habitant [4]

Nombre d'habitant	< 2000	2000÷20.000	20.000 ÷ 100.000	>100.000
Dotation [l/j/hab]	125	150 ÷ 200	200 ÷ 300	300 ÷ 350

On opte pour une dotation de 180 (l/j/hab).

Le tableau ci-dessous nous illustre les besoins en eau domestique :

Tableau II.2: Détermination des besoins moyens journaliers

Nombre d'Habitants	Dotation (l/j/hab)	Débit (m3/j)	Débit (l/s)
11998	180	2159.64	25.00

II.3.2. Débit moyen journalier d'équipement :

Les besoins des équipements publics se calculent comme suit :

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

Avec :

- $Q_{\text{moy},j}$: consommation moyenne journalière en m³/j ;
- D_i : dotation moyenne de chaque catégorie en l/j/hab ;
- N_i : nombre de consommateurs dans chaque catégorie.

Dans le tableau suivant nous récapitulons les besoins journaliers des équipements :

Tableau II.3: Détermination des besoins moyens journaliers des équipements[1]

Désignation	Nombre	Dotation	Débit (m3/j)	Débit L/s
Ecole primaire	570	15 l/j/élèves	8.55	0.10
CEM	550	20 l/j/élèves	11	0.13

Lycée	380	25 l/j/élèves	9.5	0.11
Equipement Administratif	130	30 l/j/employé	3.9	0.05
Mosquée	1000	25 l/j/adorateur	25	0.29
		Total	57.95	0.67

Tableau II.4 : Détermination des besoins moyens journaliers des équipements (suite)

Equipements	Superficie (m2)	Dotation (l/j/m2)	Débit (m3/j)	Débit (l/s)
Reserve Equipement	31519.2	5	157.596	1.8240

Alors le débit des équipements soit dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.5 : Détermination des besoins moyens journaliers des équipements totaux

Equipements	Débit (m ³ /j)	Débit (l/s)
Total	215.55	2.495

II.3.3. Débit moyen journalier d'espace vert :

Le tableau ci-dessous montre les besoins moyens journaliers d'espace vert :

Tableau II.6 : Détermination des besoins moyens journaliers d'espace vert [1]

Equipements	Superficie (m2)	Dotation (l/j/m2)	Débit (m3/j)	Débit (l/s)
Espace vert	31500	5	157.5	1.8229

II.3.4. Récapitulation des Besoins en eau totaux :

Le tableau ci-dessous récapitule les besoins moyens journaliers totaux :

Tableau II.7 : Détermination des besoins moyens journaliers totaux

Type de besoins	Débit (m3/j)	Débit (l/s)
Domestique	2159.64	24.996
Equipement	215.55	2.495
Espace vert	157.500	1.823
Total	2532.686	29.313

II.4. Majoration de la consommation moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière est majoré par 20% pour éviter toute insuffisance dans la consommation journalière, et pour combler les fuites qui sont dues, soit :

- A la consommation non quantifiée (illégal) ;
- Aux fuites dans le réseau d'adduction ;
- Aux fuites dans le réseau de distribution ;
- Soit aux fuites chez le consommateur (robinets).

Donc :

$$Q_{\text{moy.j.majoré}} = (1+0.20\% \text{ des fuites}) * Q_{\text{moy.j(sans fuites)}} \dots\dots\dots \text{(II-3)}$$

Le tableau ci-dessous récapitule les consommations moyens journaliers majorée :

Tableau II.8 : Détermination de la consommation moyenne journalière majorée

	Domestique	Equipement	Espace Vert		
Q_{moy.j} (m3/j)	2159.64	215.55	157.500		
Q_{moy.j maj} (m3/j)	2 591.568	258.66	189	Total	3039.228
Q_{moy.j maj} (l/s)	29.995	2.993	2.187		35.175

II.5. Evaluation de la consommation journalière maximale :

Le débit maximum journalier est défini comme étant le débit de la journée la plus chargée de l'année, où la consommation est plus fort.

La consommation journalière maximale est exprimée par la relation suivante :

$$Q_{\text{max.j}} = Q_{\text{moy.j.majoré}} * K_{\text{max.j}} \dots\dots\dots \text{(II-4)}$$

Avec :

K_{max.j} : coefficient d'irrégularité journalière maximum

$K_{\text{max.j}} \in [1,1-1,3]$

On prend $K_{\text{max.j}} = 1,3$.

Le tableau ci-dessous récapitule la consommation maximale journalière :

Tableau II.9 : Débit maximale journalier de la zone d'étude

	Domestique	Equipement	Espace Vert		
Q_{moy.j maj} (m3/j)	2 591.568	258.66	189		
Q_{max.j} (m3/j)	3369.04	336.258	245.70	Total	3950.86
Q_{max.j} (l/s)	38.99	3.892	2.84		45.727

II.6. Evaluation de la consommation journalière minimale :

On définit le débit minimum journalier comme le débit de la journée la moins chargée de l'année, où la consommation est la plus faible :

La consommation journalière minimale est exprimée par la relation suivante [1]:

$$Q_{\max,j} = Q_{\text{moy},j,\text{majoré}} * K_{\min,j} \dots \dots \dots \text{(II-5)}$$

Avec :

$K_{\min,j}$: coefficient d'irrégularité journalière minimum

$K_{\min,j} \in [0,7-0,9]$

On prend $K_{\min,j} = 0,9$.

Le tableau ci-dessous récapitule la consommation minimale journalière :

Tableau II.10 : Débit minimale journalier

	Domestique	Equipement	Espace Vert		
Q_{moy,j maj} (m3/j)	2 591.568	258.66	189		
Q_{min,j} (m3/j)	2 332.411	232.794	170.1	Total	2735.305
Q_{min,j} (l/s)	27	2.69	1.97		31.66

II.7. Etude de la variation des débits horaires :

Au cours de la journée la plus chargé de l'année, il y a des moments de forte consommation (heure de pointe) et des moments de faible consommation (heure creuse). On distingue le débit maximum horaire et le débit minimum horaire, avec des coefficients d'irrégularité $K_{\max,h}$ et $K_{\min,h}$.

II.7.1. Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy},h} = Q_{\max,j} / 24 \dots \dots \dots \text{(II-6)}$$

Avec :

- $Q_{\text{moy},h}$: Débit moyen horaire (m3/h).
- $Q_{\max,j}$: Débit maximal journalier (m3/j).

A.N : $Q_{\text{moy},h} = \frac{3950.86}{24}$

$Q_{\text{moy},h} = 164.62 \text{ [m}^3\text{/h]}$

II.7.2. Débit maximal horaire :

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\max,h} = Q_{\text{moy},h} \times K_{\max,h} \dots \dots \dots \text{(II-7)}$$

Avec :

$Q_{\max,h}$: Débit maximal horaire (m³/h).

$Q_{\text{moy},h}$: Débit moyen horaire (m³/h).

$K_{\max,h}$: Coefficient d'irrégularité horaire maximum, il est déterminé par la relation suivante :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \dots \dots \dots \text{(II-8)}$$

Avec :

α_{\max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie de 1,2 à 1,4.

Pour notre zone d'étude on prend $\alpha_{\max} = 1,3$;

β_{\max} : Un coefficient lié à l'accroissement de la population sa valeur est obtenue à partir du tableau suivant :

Tableau II.11 : Valeurs du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitant [1]

Nombre d'habitants	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000
β_{\max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15

Pour notre cas :

Nombre d'habitants = 11998 hab. $\implies \beta_{\max} = 1.3$.

Donc :

$$K_{\max,h} = 1.3 \times 1.3$$

$$K_{\max,h} = 1.69$$

Et par la suite nous avons :

$$Q_{\max,h} = 164.62 \times 1.69$$

$$Q_{\max,h} = 278.207 \text{ [m}^3 \text{ / h]}$$

II.7.3. Débit minimale horaire :

Ce débit a une importance sur la détermination de l'épaisseur de la canalisation et les fuites, et il est calculé en utilisant la relation suivante :

$$Q_{\min,h} = Q_{\text{moy},h} \times K_{\min,h} \dots \dots \dots \text{(II-9)}$$

Avec :

$Q_{\min,h}$: Débit minimal horaire (m³/h).

$Q_{\text{moy},h}$: Débit moyen horaire (m³/h).

$K_{\min,h}$: Coefficient d'irrégularité horaire minimum, il est déterminé par la relation suivante :

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

Avec :

α_{\min} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie de 0,4 à 0,6.

Pour notre zone d'étude on prend $\alpha_{\min} = 0,5$;

β_{\min} : Un coefficient lié à l'accroissement de la population sa valeur est obtenue à partir du tableau suivant :

Tableau II.12 : Valeurs du coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitant [1]

Nombre d'habitants	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000
β_{\min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6

Pour notre cas :

Nombre d'habitants = 11998 hab. $\Rightarrow \beta_{\min} = 0.4$.

Donc :

$$K_{\min,h} = 0.5 \times 0.4$$

$$K_{\min,h} = 0.2$$

Et par la suite nous avons :

$$Q_{\min,h} = 164.62 \times 0.2$$

$$Q_{\min,h} = 33.818 \text{ [m}^3 \text{ / h]}$$

II.8. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :

Le débit horaire d'une agglomération varie en fonction de son importance.

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

Pour notre cas on a choisi la répartition de 10000 à 50000 habitants. Puisque on a **11998** hab.

Dont la répartition indiquée dans le tableau suivant :

Tableau II.13 : Variation des débits horaire de la région d'étude

Heures (h)	Consommation total Q max. j=3950.86 m ³ /J		Consommation Cumulée	
	○	M ³ /h	○	M ³ /h
0-1	1.5	50.54	1.5	50.54
1-2	1.5	50.54	3	101.07
2-3	1.5	50.54	4.5	151.61
3-4	1.5	50.54	6	202.14
4-5	2.5	133.37	8.25	335.51
5-6	3.5	167.06	11.75	502.56

6-7	4.5	179.62	16.25	682.18
7-8	5.5	213.31	21.75	895.49
8-9	6.25	238.57	28	1 134.06
9-10	6.25	238.57	34.25	1 372.64
10-11	6.25	238.57	40.5	1 611.21
11-12	6.25	238.57	46.75	1 849.79
12-13	05	196.46	51.75	2 046.25
13-14	05	196.46	56.75	2 242.71
14-15	5.5	213.31	62.25	2 456.02
15-16	06	230.15	68.25	2 686.17
16-17	06	230.15	74.25	2 916.32
17-18	5.5	213.31	79.75	3 129.63
18-19	05	168.45	84.75	3 298.08
19-20	4.5	151.61	89.25	3 449.69
20-21	04	134.76	93.50	3 584.45
21-22	03	150.21	96.50	3 734.66
22-23	02	116.52	98.50	3 851.18
23-24	1.5	99.68	100	3 950.86
total	100	3 950.86		

On obtient ces résultats :

$$Q_{\max.h} = Q_{\text{pte}} = 238.57 \text{ m}^3/\text{h} = 66.27 \text{ l/s}$$

$$Q_{\min.h} = 50.54 \text{ m}^3/\text{h} = 14.04 \text{ l/s}$$

D'après les résultats du tableau, on obtient ces graphiques :

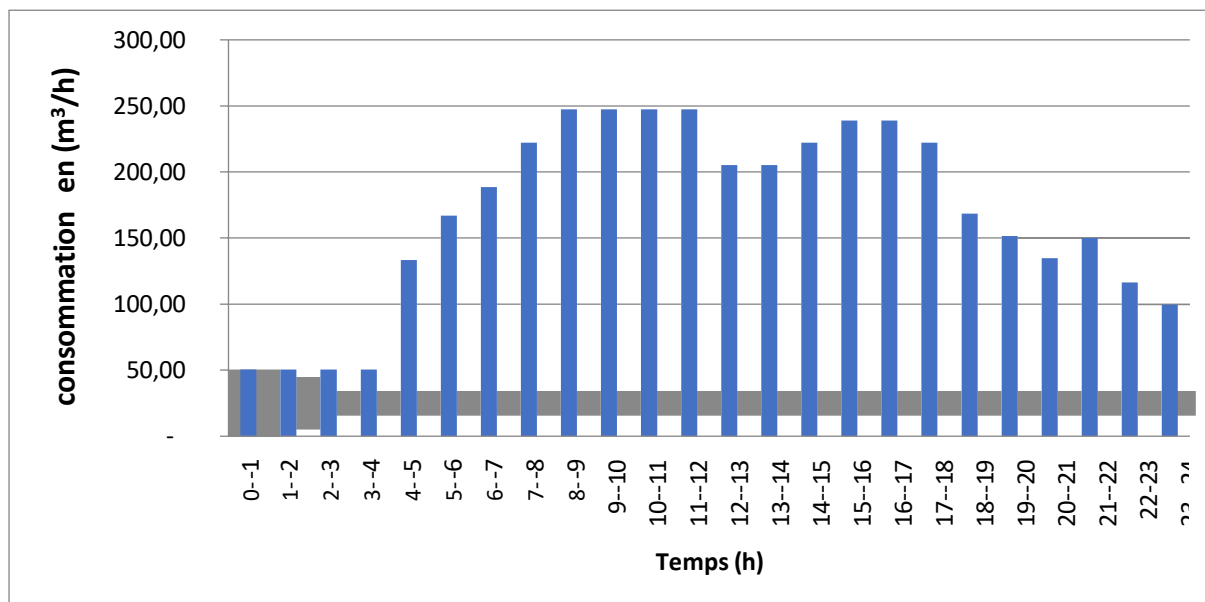


Figure II.1 : Graphique de variation de la consommation horaire

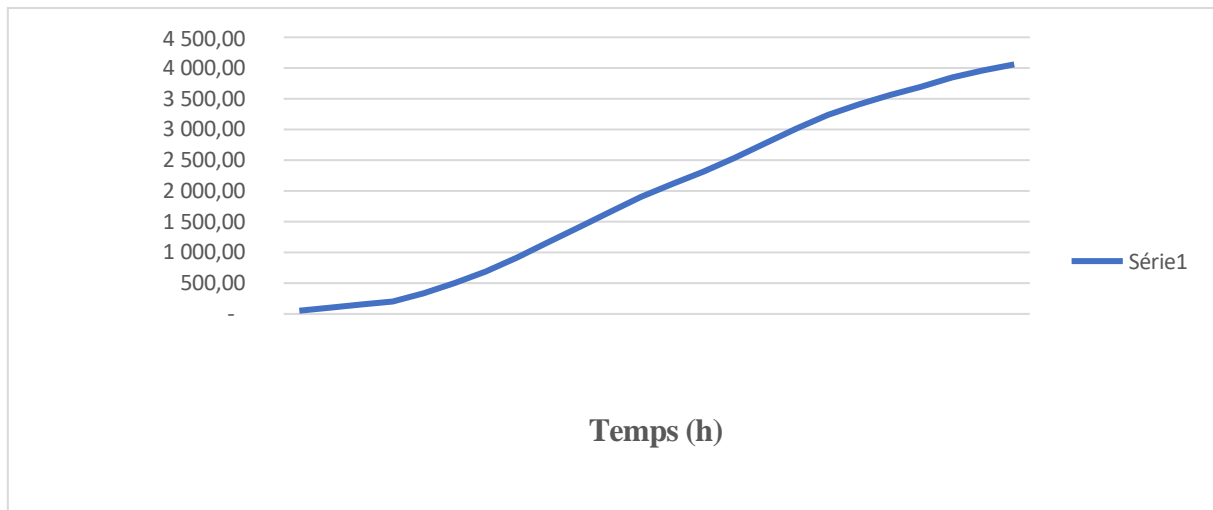


Figure II.2 : Courbe de cumule de la consommation horaire

II.9. Bilan:

Les ressources : arrivé de SP vers RV Bouamama (150 L/S)

Les besoins : Zabana à l’horizon 2054 (45.727 L/S)

Vérifions la satisfaction des besoins de consommation d’eau potable par la ressource disponible, à travers les données du tableau suivant :

Tableau II.14: Bilan : ressource disponible-consommation (2054)

Disponible (l/s)	Consommation l/s	Bilan
150	45.727	Pas de déficit

- Les ressources existantes vont satisfaire le POS à long terme.

II.10. Conclusion :

Dans ce chapitre, on a estimé les besoins en eau de la zone étudié, on a trouvé que le débit maximal journalier pour notre secteur **3950.86** m³/j, soit **45.727** l/s. Ce qui nous permettra d’évaluer la capacité optimale du réservoir ainsi que dimensionner l’adduction.

Ces calculs sont nécessaires pour garantir le bon fonctionnement du système et d’assurer des quantités d’eau suffisantes aux populations.

Chapitre III : Etude de l'adduction

Chapitre III : Etude de l'adduction

III.1. Introduction :

L'acheminement de l'eau potable dans n'importe quel réseau de distribution nécessite un système d'adduction, qu'il soit par refoulement, gravitaire ou mixte. Le terme "adduction" désigne l'ensemble des installations qui relient la source d'eau au réservoir de stockage.

Ce chapitre vise à réaliser une étude technico-économique pour dimensionner le réseau d'adduction de manière appropriée.

III.2. Notions générales sur les adductions :

Dans un système d'adduction on distingue trois types :

III.2.1. Adduction Gravitaire :

Dans une adduction gravitaire, le point de captage est situé à une altitude supérieure à celle du réservoir de distribution de la zone desservie. L'écoulement de l'eau s'effectue sous l'effet de la gravité et de la pente, sans aucune force extérieure appliquée. L'adduction peut être en charge ou à surface libre. Comme indiqué dans le schéma ci-dessous:

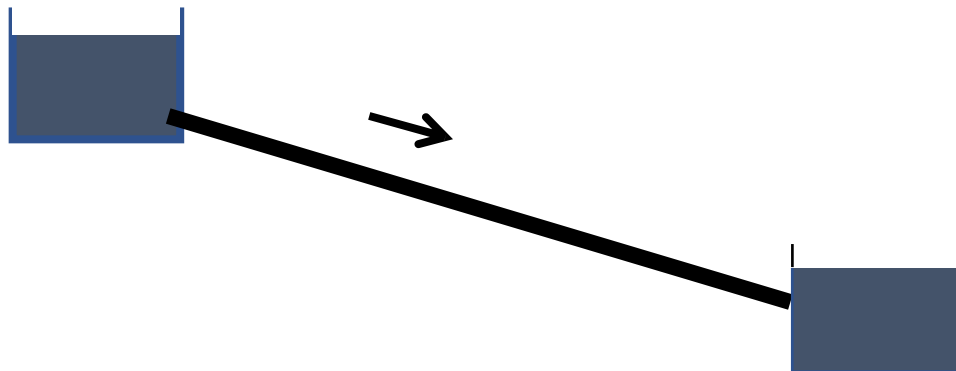


Figure III.1 : schéma d'une adduction gravitaire

III.2.2. Adduction par Refoulement :

Dans une adduction par refoulement, le point de captage est situé à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation. L'eau est donc relevée par une station de pompage vers la conduite de refoulement, qui est constamment en charge. Comme indiqué dans le schéma ci-dessous :

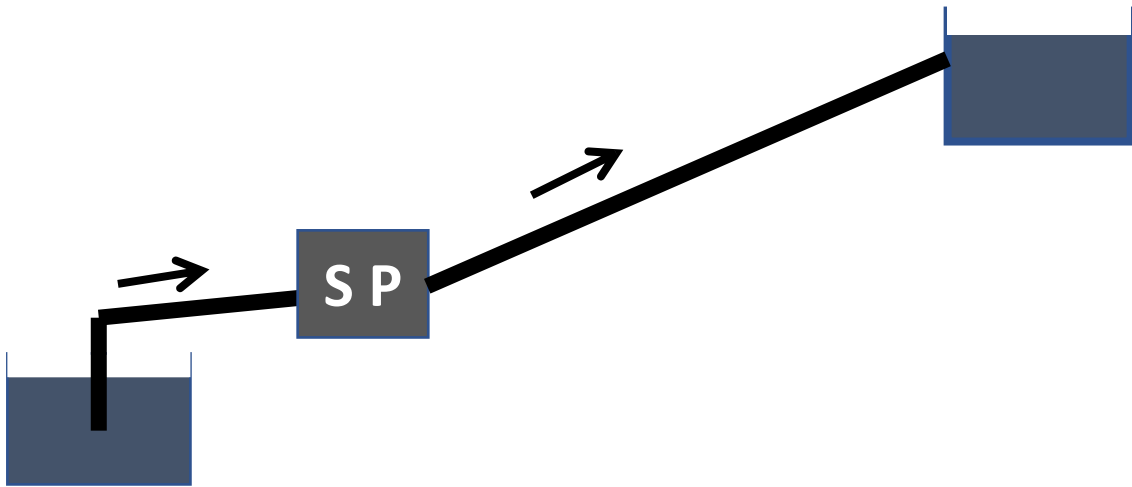


Figure III.2 : schéma d'une adduction de refoulement

III.2.3. Adduction Mixte :

Il s'agit d'une adduction combinant une conduite de refoulement et une conduite gravitaire. Un réservoir tampon (ouvrage intermédiaire) assure la transition entre les deux types de conduites. Comme indiqué dans le schéma ci-dessous :

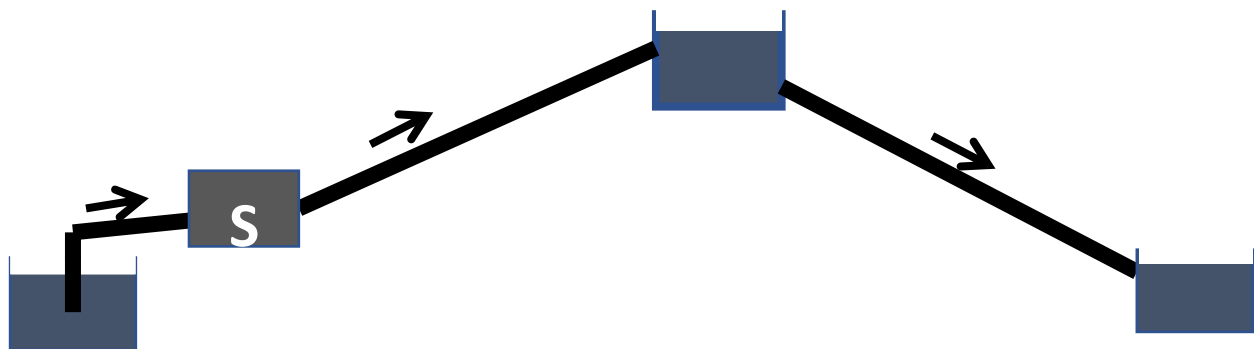


Figure III.3 : schéma d'une adduction mixte

III.3. Critères de choix de tracé :

Pour choisir le tracé d'une adduction, il est important de prendre en compte plusieurs précautions et de respecter certaines conditions, notamment :

- Il faut avoir le tracé le plus direct et le plus court possible pour des raisons économiques.
- Éviter les contre-pentes afin de prévenir les risques de cavitation.
- Éviter les terrains privés et les zones résidentielles/stations balnéaires autant que possible.
- Suivre les accotements des routes existantes dans la mesure du possible pour faciliter l'acheminement des matériaux.
- Viser un profil aussi régulier que possible, qui ne suivra pas nécessairement le niveau du sol.
- Limiter les traversées de routes, chemins de fer, rivières.
- Prévoir l'installation de ventouses aux points hauts et de vidanges aux points bas de l'adduction.

III-4. Choix du matériau des conduites :

Le choix du matériau pour les conduites d'adduction dépend principalement de considérations techniques et économiques. Les critères de sélection incluent :

- Le diamètre requis
- Les pressions à supporter
- Les conditions d'installation
- La disponibilité sur le marché
- Le coût d'achat
- La nature du sol (agressivité)
- Les coûts d'amortissement et d'exploitation
- L'étanchéité
- La facilité d'entretien et de mise en service

Parmi les matériaux couramment utilisés, on trouve l'acier, la fonte, le béton, PRV, le PVC et le PEHD. Pour cette étude, le choix s'est porté sur des conduites en PEHD en raison de leur coût économique par rapport à la fonte et à l'acier, et des avantages suivants :

- Disponibilité locale sur le marché
- Capacité à supporter des pressions élevées
- Longue durée de vie (environ 50 ans à 20°C)
- Élasticité permettant de s'adapter aux reliefs accidentés
- Économiques
- Installation simple grâce à leur faible poids
- Réduction des pièces spéciales requises
- Faible rugosité (surface lisse)
- Résistance aux attaques chimiques
- Bonne Étanchéité.

III-5. Tracé et dimensionnement de l'adduction :

Le tracé et le dimensionnement d'une adduction seront établis après avoir soigneusement étudié les besoins (quantité d'eau à fournir, type d'agglomération...). Il faudra ensuite sélectionner la source répondant à ces contraintes et définir un stockage éventuel (capacité et localisation).

III-5.1. Dimensionnement de l'adduction :

L'étude de dimensionnement vise à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les frais d'exploitation et d'amortissement de la conduite, qui augmentent avec le diamètre. Cette étude permettra de choisir la variante adéquate pour le projet.

III-5.1.1. Méthode de calcul :

III-5.1.1.1 Cas gravitaire :

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge dans une conduite est celle de DARCY : [4]

$$\Delta H = L_e \times I = \frac{K' \times Q^\beta \times L_e}{D_{av}^m} \quad \text{(III-1)}$$

Où :

- ΔH : Perte de charge totale (m) ;
- K' : Coefficient de frottement ;
- Q : Débit véhiculé (m^3/s) ;
- L : Longueur de la conduite gravitaire (m) ;
- D_{av} : Diamètre de la conduite (m) ;
- β, m : Coefficients dépendant du type de matériau et du type d'écoulement ;
- L_e : Longueur équivalente de la conduite (m).

$$L_e = L_g + L_{e\zeta} \quad \text{(III-2)}$$

$$I = \frac{\Delta H}{L_e} \quad \text{(III-3)}$$

Avec :

- I : Le gradient hydraulique.
- L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;
- $L_{e\zeta}$: Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m).

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulière sont estimées à 5 à 10% des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1.1 \times \Delta H_l \quad \Rightarrow \quad L_{eq} = 1.1 \times L_g \quad \text{(III-4)}$$

Avec :

- ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;
- ΔH_l : Perte de charge linéaire (m).

Tableau III-1 : Coefficients K, m, β pour différents types de tuyaux

Tuyau	K	m	β
Acier et fonte	0.00179 à 0.001735	5.1 à 5.3	1.9 à 2
Plastique	0.001052	4.772	2

Nous avons utilisé des conduites en PE (plastique), donc nous prenons les coefficients

$K = 0,001052$, $m = 4,772$ et $\beta = 2$.

III-5.1.2. Étude et choix des variantes :

Après la visite du site, nous avons constaté qu'il s'agit d'une adduction gravitaire. Puisque le tronçon fonctionne en gravitaire, il faut déterminer le diamètre avantageux. La charge disponible est calculée en faisant la différence entre la cote du radier du réservoir de stockage 2×5000 et la cote du trop-plein du réservoir tampon 1000 m^3 .

CTR R $2 \times 5000 \text{ m}^3$: 304,11 m

CTN R 1000 m^3 : 264 m CTP R 1000 m^3 : 269 m

$\Delta H = \text{CTR R } 2 \times 5000 \text{ m}^3 - \text{CTP R } 1000 \text{ m}^3 = 304,11 - 269$

$$\Delta H = 35,11 \text{ mce}$$

Le calcul du tronçon entre le réservoir R $2 \times 5000 \text{ m}^3$ - R 1000 m^3 . Se fait de telle façon à ce que le tronçon doit véhiculer en 24 heures la totalité du débit maximal journalier estimé [1].

$$Q_{\text{max},j} = 3950,86 \text{ (m}^3\text{/j)}$$

$$Q_{\text{max},j} = \frac{3950,86}{24} = 164,619 \text{ (m}^3\text{/h)}$$

$$Q_{\text{max},j} = 0,0458 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

La formule de DARCY donne :

$$\Delta H = \frac{K' \times Q^\beta \times L_{eq}}{D^m} \quad \Rightarrow \quad D = \sqrt[m]{\frac{K' \cdot Q^\beta}{\Delta H}} \cdot L_{eq}$$

Pour ce projet nous proposons trois variantes de tracé de l'adduction :

III-5.1.2.1. La première variante :

L'acheminement de l'eau se fera naturellement par gravité depuis le réservoir R 2×5000 m³ vers celui de 1000 m³. Le tracé initial se dirige directement vers la route nationale 02, la traverse, puis longe cette route jusqu'au réservoir de 1000 m³. Cette option nécessite l'élévation de ce dernier réservoir sur une distance de 1655 m, ce qui représente le trajet le plus court. Cependant, on a constaté que les terrains concernés par ce tracé appartiennent au ministère de la Justice, ce qui pourrait engendrer des complications lors de la réalisation du projet. Par conséquent, il est devenu nécessaire d'envisager une alternative. Tel que représenté dans la figure ci-dessous :



Figure III.4 : Tracé d'adduction de la première variante [Google earth].

III-5.1.2.2. La deuxième variante :

Concernant la deuxième option, elle a été envisagée pour éviter les problèmes liés à la nature juridique des terrains rencontrés dans la première variante.

Dans ce cas, le tracé ne se dirige pas directement vers la route nationale 02. Au lieu de cela, il suit la piste qui relie cette route au réservoir R 2×5000 m³, en évitant les singularités telles que les coudes (1/4). Ensuite, il longe la RN 02 jusqu'au point où un forage horizontal sous la route nationale est prévu sur une distance de (75 m). Finalement, le tracé aboutit au réservoir de 1000 m³ pour une distance de 2300 m. Tel que représenté dans la figure ci-dessous :



Figure III.5 : Tracé d'adduction de la deuxième variante [Google earth].

A) Calcul de diamètre avantageux de l'adduction gravitaire :

Les résultats trouvés pour le calcul de diamètre avantageux sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III-2 : Diamètres calculés pour l'adduction gravitaire (2^{ème} var)

Débit (m ³ /s)	L _g (m)	L _e (m)	Dcalculé (mm)
0,0458	2300	2645	202

$$L_g = 2300 \text{ m.} \quad \Longrightarrow \quad L_e = 2645 \text{ m.}$$

$$D = \frac{4,772 \sqrt{0,001052 \cdot (0,0458)^2}}{35,11} \cdot 2645 = 0,174 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad D = 174 \text{ mm}$$

B) Calcul de la cote piézométrique dans plusieurs points :

On utilise le profil de la dénivelée de google earth et on trouve : Les pressions sont admissibles.

Tableau III-3 : Calcul des pressions le long du (RV 2×5000 - RV 1000) (2^{ème} var)

Point	CTN	L _g	L _{eq}	ΔHd	C _p	M _{ce}	Pression (Bar)
sortie de RV 2×5000	304.11	0	0	0	309.11	5	0.5

2	296.11	250	287.5	3.81	300.3	5.19	0.42
3	289.11	500	575	7.63	296.48	6.37	0.64
4	280.11	750	862.5	11.44	292.67	12.55	1.26
5	271.11	1000	1150	15.26	288.85	17.73	1.77
6	268.11	1250	1437.5	19.07	285.04	16.92	1.69
7	259.11	1500	1725	22.89	281.22	21.11	2.1
8	250.11	1750	2012.5	26.7	277.41	26.28	2.6
9	259.11	2000	2300	30.52	273.59	14.47	1.45
Entrée de RV 1000m3	264	2300	2645	35.11	269	5	0.5

C) La vitesse d'écoulement :

Dans le cas d'un système gravitaire en charge le diamètre de la conduite doit être déterminé en fonction de la charge disponible (la différence entre le niveau d'eau à l'amont et celui à l'aval) et du débit d'eau demandé. Il faut tout de même vérifier que la vitesse moyenne v de l'eau dans la conduite reste acceptable. C'est-à-dire comprise entre 0.50 m/s et 1.50 m/s. [5]

En effet une vitesse inférieure à 0.50 m/s favorise les dépôts dans la conduite. Parfois difficiles à évacuer et l'air s'achemine difficilement vers les points hauts. D'autre part les grandes vitesses risquent de créer des difficultés d'exploitation : le coup de bélier, la cavitation et bruits possibles plus de risques de fuites ... [5]

On voit que le diamètre : $(160 < D < 200)$ mm avec une Pression nominale PN10, alors si on calcule les vitesses d'écoulement pour chaque diamètre :

$$\begin{aligned} \text{DN} = 160 \text{ mm} ; \text{DN}_{\text{int}} = 141 \text{ mm} & \quad \Longrightarrow \quad V = \frac{4Q}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \times 0,0458}{3,14 \times 0,141^2} = 2,93 \text{ m/s.} \\ \text{DN} = 200 \text{ mm} ; \text{DN}_{\text{int}} = 176.2 \text{ mm} & \quad \Longrightarrow \quad V = \frac{4Q}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \times 0,0458}{3,14 \times 0,1762^2} = 1,87 \text{ m} \end{aligned}$$

- Le diamètre DN 200 mm de PN10 donne une vitesse admissible.
- Les inconvénients de cette variante c'est que le tracer et les forages horizontaux sont plus longs que la variante précédente, ce qui influe sur le coût du projet (financièrement). Pour cela on est obligé de choisir une autre variante.

III-5.1.2.3. La troisième variante :

Cette variante vise à éviter les inconvénients des tracés précédents. L'eau s'écoulera par gravité depuis le réservoir RV $2 \times 5000 \text{ m}^3$ vers celui de RV 1000 m^3 .

Le tracé se dirige directement vers la route nationale RN02, dans le but d'éviter tout problème lié à la nature juridique des terrains, comme c'était le cas dans la première variante.

Il suit la RN 02 jusqu'à atteindre un point favorable pour effectuer un forage horizontal perpendiculaire à la route pour minimiser la longueur jusqu'à 30 m, puis le tracé se dirige

directement vers le réservoir de 1000 m³, pour une longueur totale de 2200 m. Tel que représenté dans la figure ci-dessous :



Figure III.6 : Tracé d'adduction de la troisième variante [Google earth].

A) Calcul de diamètre avantageux de l'adduction gravitaire :

Les résultats trouvés pour le calcul de diamètre avantageux sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III-2 : Diamètres calculés pour l'adduction gravitaire (3^{ème} var)

Débit (m ³ /s)	L _g (m)	L _e (m)	Dcalculé (mm)
0,0458	2200	2530	201

$$L_g = 2200 \text{ m.} \quad \Longrightarrow \quad L_e = 2530 \text{ m.}$$

$$D = \frac{4,772 \sqrt{0,001052 \cdot (0,0458)^2}}{35,11} \cdot 2530 = 0,161 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad D = 161 \text{ mm}$$

B) Calcul de la cote piézométrique dans plusieurs points :

On utilise le profil de la dénivelée de google earth et on trouve : Les pressions sont admissibles.

Tableau III-3 : Calcul des pressions le long du (RV 2x5000 - RV 1000) (3^{ème} var)

Point	CTN	L _g	L _{eq}	ΔHd	C _p	M _{ce}	Pression (Bar)
sortie de RV 2x5000	304,11	0	0	0	309,11	5	0,5

2	296,11	250	287,5	3,98	300,12	2,12	0,42
3	289,11	500	575	7,97	296,13	7,02	0,7
4	280,11	750	862,5	11,96	292,14	12,03	1,2
5	271,11	1000	1150	15,95	288,15	17,04	1,7
6	268,11	1250	1437,5	19,94	284,16	16,05	1,6
7	259,11	1500	1725	23,93	280,17	21,06	2,1
8	250,11	1750	2012,5	27,94	276,18	26,07	2,6
9	259,11	2000	2300	31,91	272,19	13,08	1,3
Entrée de RV 1000m3	264	2200	2530	35,11	269,00	5,00	0,5

C) La vitesse d'écoulement :

On voit que le diamètre : (160 < D < 200) mm avec une Pression nominale PN6, alors si on calcule les vitesses d'écoulement pour chaque diamètre :

$$DN_{ext}= 160 \text{ mm} ; DN_{int} = 141 \text{ mm} \quad \Longrightarrow \quad V = \frac{4Q}{\pi.D^2} = \frac{4 \times 0,0458}{3,14 \times 0,141^2} = 2,93 \text{ m/s.}$$

$$DN_{ext}= 200 \text{ mm} ; DN_{int} = 176.2 \text{ mm} \quad \Longrightarrow \quad V = \frac{4Q}{\pi.D^2} = \frac{4 \times 0,0458}{3,14 \times 0,1762^2} = 1,87 \text{ m}$$

- On opte le diamètre DN 200 mm de PN10 qui donne une vitesse admissible.

III.6. Conclusion:

L'étude faite dans ce chapitre a permis de choisir la variante du tracé n°3 (la plus technico-économique), car elle satisfait toutes les conditions techniques et présente moins de contraintes de réalisation, notamment :

1. L'écoulement se fait par gravité.
2. La longueur du tracé est de (2200 m).
3. Le forage horizontal sur (30 m).

Chapitre IV : Etude de stockage

Chapitre IV: Etude de stockage

IV.1. Introduction :

Très souvent, les systèmes d'approvisionnement et de distribution d'eau comprennent des réservoirs. Pour répondre aux besoins en eau variables dans le temps d'une agglomération, il faut capter, transporter et répartir l'eau dans le réseau. Mais avant cela, une étape essentielle consiste à concevoir le réservoir de stockage.

Ce réservoir est un ouvrage hydraulique important dans un réseau d'alimentation en eau potable. Il permet de réguler le débit et d'adapter la production à la consommation, en stockant l'eau.

L'objectif de ce chapitre est de déterminer la capacité de stockage nécessaire au meilleur fonctionnement du système d'approvisionnement et du réseau de distribution.

IV.2. Notions générales sur les réservoirs :

Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques de différents types qui servent à stocker l'eau destinée à la consommation publique ou industrielle. Ils jouent un rôle de régulateurs de pression et de débit, permettant d'ajuster les débits en fonction de la demande, entre le régime de production et le régime de consommation. [10]

IV.2.1. Rôle des réservoirs :

Les réservoirs d'eau potable jouent des rôles multiples, ayant à la fois des aspects techniques et économiques :

IV.2.1.1. De point de vue technique:

- **Rôle de régulation et de stockage: [6]**
Dans une agglomération, le débit d'eau refoulé par la station de pompage ne correspond pas toujours au débit consommé. Un réservoir est donc essentiel pour réguler l'écart entre l'approvisionnement et la consommation. Il permet de stocker l'eau lorsque la production excède la consommation, et de la restituer lorsque la consommation dépasse la production.
- **Régulateur de pression du réseau : [6]**
Le réservoir, appelé réservoir d'équilibre, est stratégiquement positionné à un point et une altitude permettant d'augmenter la pression et de la maintenir au niveau requis, même dans les zones très éloignées du réseau.
- **Participation au traitement :**

Le réservoir constitue un milieu où l'eau peut être désinfectée au chlore avant sa distribution, garantissant une désinfection adéquate.

- **Sécurité d'approvisionnement :**

En cas d'incident en amont (panne de pompe par exemple), le réservoir assure la continuité de l'approvisionnement en eau.

- **Stockage de la réserve incendie :**

Deux options sont possibles : soit un réservoir dédié pour la réserve incendie (rare en raison du coût), soit que cette réserve est intégrée au réservoir de stockage principal.

IV.2.1.2. De point de vue économique :

- Le réservoir permet d'optimiser les coûts énergétiques en pompant l'eau pendant les heures creuses où l'électricité est moins chère. [6]
- Grâce au réservoir, les canalisations principales peuvent avoir un diamètre plus petit, réduisant ainsi les investissements nécessaires sur le réseau de distribution.

IV.2.2. Classification des réservoirs :

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories et selon les critères suivants : [10]

IV.2.2.1. Classification selon le matériau de construction :

Selon les matériaux utilisés, on distingue différents types de réservoirs :

- Métalliques
- En maçonnerie
- En béton (armé, ordinaire ou précontrainte)

IV.2.2.2. Classification selon la situation des lieux :

On peut classer les réservoirs selon leur position par rapport à la topographie du terrain. On distingue alors différents types de réservoirs :

- Enterré
- Posé sur sol
- Semi-enterré
- Surélever

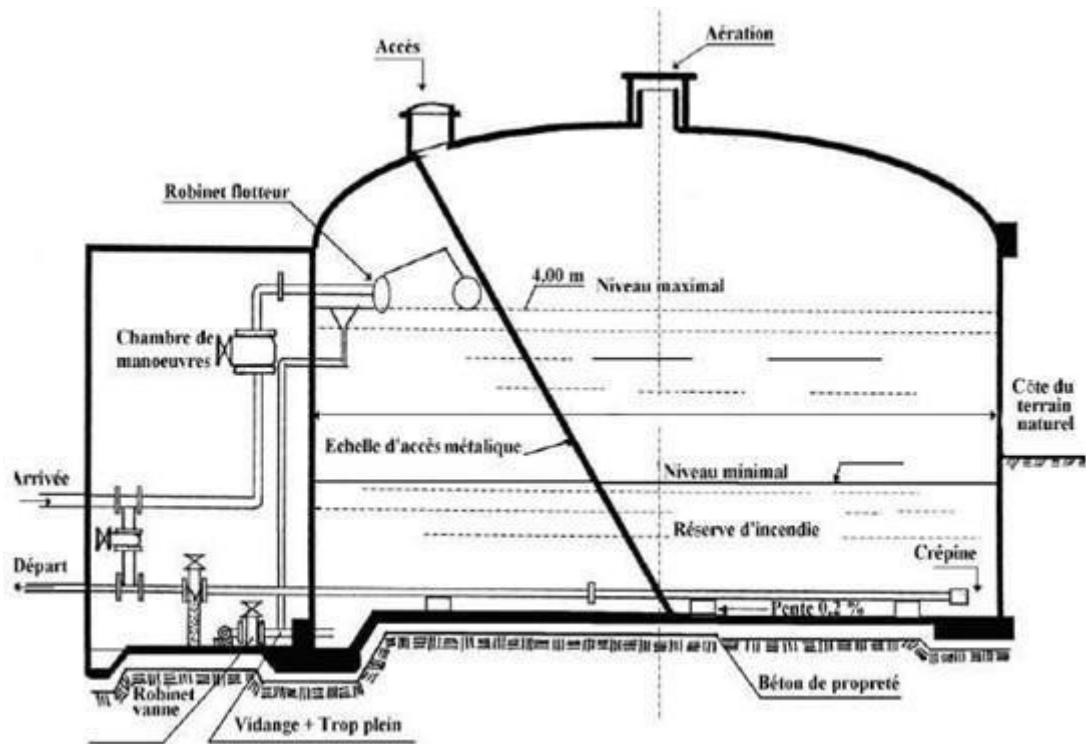


Figure IV.1 : Réservoir semi-enterré cylindrique [4]

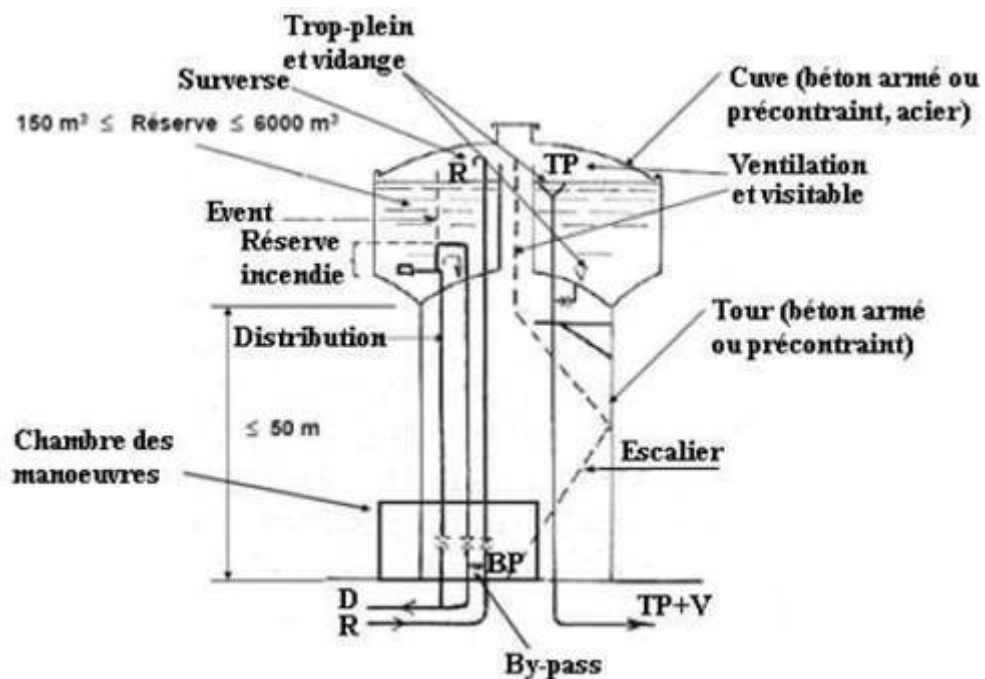


Figure IV.2 : Réservoir surélevé [4]

IV.2.2.3. Classification selon la forme géométrique :

On peut classer les réservoirs selon leur forme. Dans la pratique, on retrouve généralement deux formes courantes de réservoirs :

- Cylindriques
- Rectangulaires
- De forme quelconque (sphérique, conique...)

IV.2.2.4. Classification selon l'usage :

On peut distinguer des réservoirs :

- D'accumulation et de stockage
- D'équilibre
- De traitement
- Tampon

IV.2.3. Emplacement des réservoirs :

Pour concevoir un réservoir d'eau en toute sécurité, l'étude de l'emplacement doit être précise en tenant compte des conditions suivantes : [5]

- Le réservoir doit être situé à un niveau supérieur à l'agglomération pour permettre l'alimentation par gravité. Son radier doit être plus haut que le point le plus élevé du réseau.
- L'emplacement doit assurer une pression suffisante pour les abonnés.
- Idéalement, le réservoir doit être proche de la zone à alimenter. Un réservoir semi-enterré exploitant le relief local est généralement plus économique.

Cependant, d'autres facteurs peuvent amener à s'écarter de l'emplacement optimal :

- Disponibilité de terrains à un prix abordable
- Nature du sol pour les fondations
- Taille du réservoir
- Considération esthétique

IV-2.4. Equipements des réservoirs d'alimentation :

Les réservoirs doivent être équipé de :

IV-1.4.1. Conduite d'arrivé ou d'adduction :

Soit de type refoulement, soit gravitaire. On peut placer l'arrivée soit au fond du réservoir, soit à la partie supérieure, ou même déverser au-dessus de la surface libre. [5]

- **Par le haut :**
Son avantage réside dans la possibilité d'oxygéner les eaux, ce qui peut être bénéfique pour les eaux souterraines habituellement pauvres en oxygène. Cependant, son inconvénient réside dans la facilité de libération du gaz carbonique dissous, ce qui

entraîne un entartrage du réservoir et des conduites avales. Comme représenté dans les figures en bas :

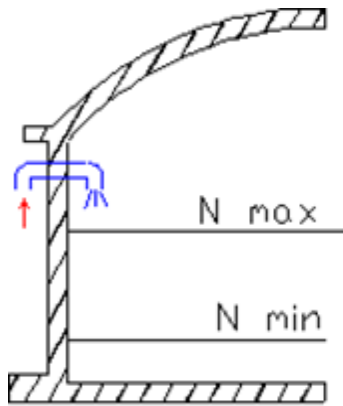


Figure IV.3 : arrivé par surverse (chute libre). [5]

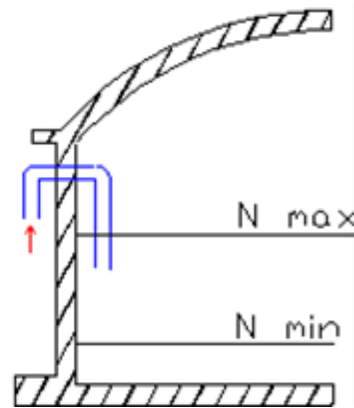


Figure IV.4 : arrivé par surverse (noyé). [5]

- **Par le bas :**

Soit par le bas en passant par les parois du réservoir, soit par le fond en passant par le radier. Dans le cas d'une adduction par refoulement, elle présente l'avantage de permettre une économie sur les coûts d'exploitation, mais elle présente un inconvénient en cas d'accident sur la conduite de refoulement, car le réservoir se vide par siphonage. Il est possible de remédier à cela en installant un clapet sur l'arrivé du réservoir. Comme représenté dans les figures en bas :

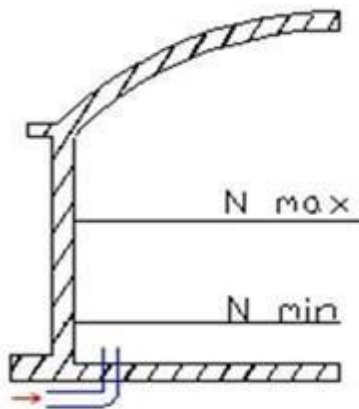


Figure IV.5 : arrivé par le fond [5]

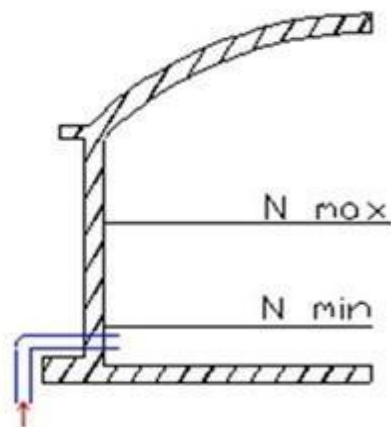


Figure IV.6: arrivé par le bas [5]

IV.2.4.2. Conduite de distribution ou de départ :

La conduite de distribution commence à 0.15 ou 0.20 m au-dessus du radier afin d'éviter l'infiltration de boues ou de sables décantés dans la distribution. [5]

Il est nécessaire d'équiper la conduite de distribution d'une crépine à son origine pour empêcher les dépôts de pénétrer dans la conduite.

Afin de préserver l'isolation du réservoir en cas d'accident, on installe un robinet vanne sur le début de la conduite.

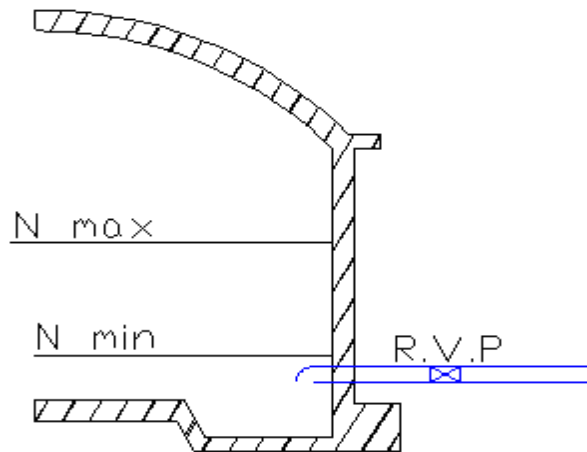


Figure IV.7 : Conduite de distribution ou de départ [5]

Remarque :

Il est important de toujours orienter la conduite d'arrivée vers l'opposé de la conduite de départ afin de favoriser le brassage et de permettre le renouvellement d'eau par mélange.

IV.2.4.3. Conduite de trop plein :

La conduite a pour fonction d'évacuer le surplus d'eau affluant dans le réservoir afin d'éviter tout débordement. Elle sert de dispositif de sécurité dans le cas où la pompe d'alimentation ne s'arrêterait pas. Son extrémité supérieure est équipée d'un entonnoir faisant office de déversoir annulaire pour permettre cette évacuation d'eau excédentaire. [5]

IV.2.4.4. Conduite de vidange :

La conduite de vidange permet de vider les réservoirs d'eau lorsqu'un nettoyage ou des réparations sont nécessaires.

Elle est généralement raccordée à la conduite de trop-plein. Un robinet vanne est installé sur cette conduite et doit être nettoyé après chaque vidange afin d'éviter l'accumulation de sable pouvant rendre son maniement difficile.

Il est préférable de n'effectuer cette vidange que lorsque le réservoir est déjà presque vide en fonctionnement normal. [5]

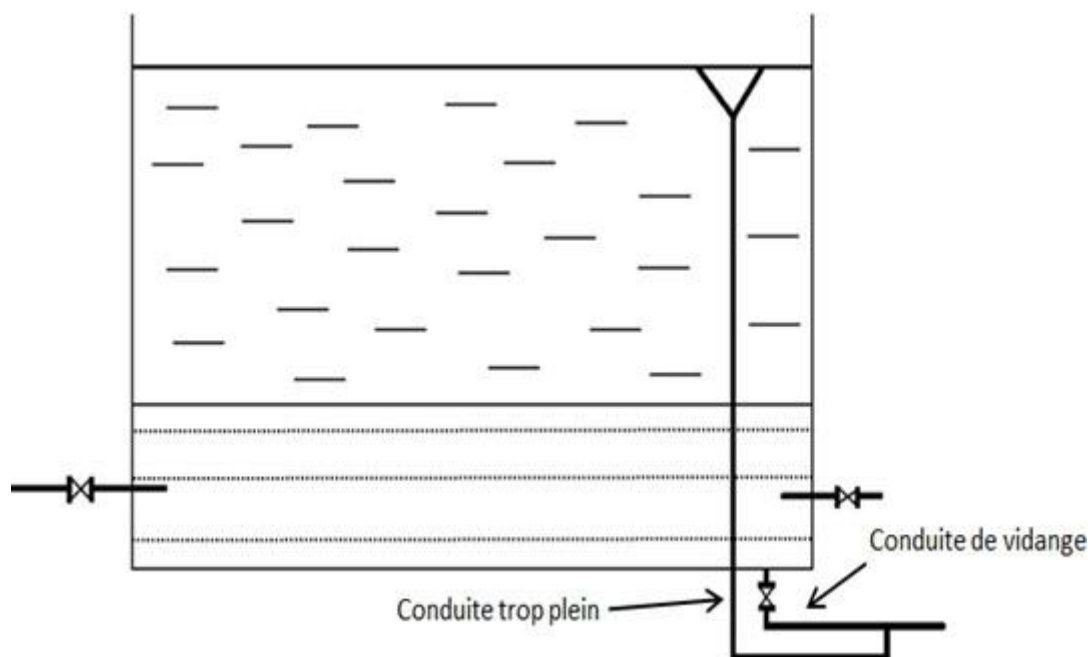


Figure IV.8 : conduite de vidange et du trop-plein [5]

IV.2.4.5. Conduite de by-pass :

La conduite d'adduction est reliée à celle de distribution par un tronçon de canalisation nommé by-pass. Ce raccordement permet d'assurer la continuité de l'alimentation en eau du réseau lors du nettoyage du réservoir, pour maintenir l'alimentation du réseau.

La conduite de by-pass est représentée par la figure ci-dessous :

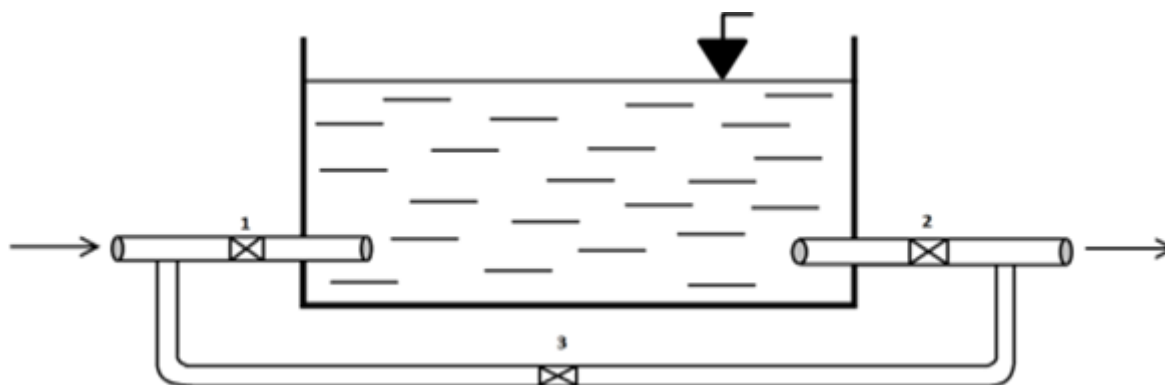


Figure IV.9 : conduite de by-pass [5]

IV.2.4.6. Matérialisation de la réserve d'incendie :

Il est essentiel que la réserve d'incendie soit constamment accessible pour répondre aux besoins urgents liés aux éventuels sinistres (incendies). [5]

Afin de prévenir la propagation de la réserve d'incendie dans la distribution, nous mettrons en place une disposition spécifique de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement une

fois que le niveau de la réserve d'incendie est atteint. Nous distinguons le système à deux prises et le système à siphon.

La figure suivante illustre le schéma de la réalisation de la réserve d'incendie :

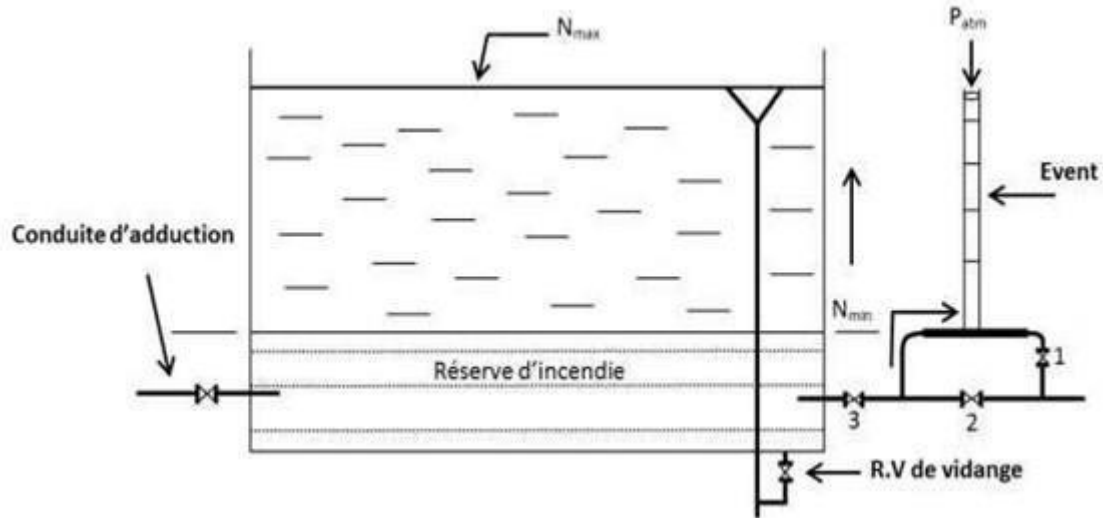


Figure IV.10 : matérialisation de la réserve d'incendie [5]

IV.3. Détermination de la capacité d'un réservoir :

Pour remplir leur fonction adéquatement, les réservoirs doivent avoir une capacité suffisante. Celle-ci doit être estimée en prenant en compte les variations de débits entrants et sortants, c'est-à-dire le mode d'exploitation des ouvrages en amont et les fluctuations de la demande. Généralement, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières de consommation, en considérant le jour de plus forte demande ainsi que la réserve d'eau incendie.

Il est possible de réduire cette capacité en calculant le volume minimum requis pour assurer la continuité de distribution. Dans certains cas, le réservoir peut simplement servir de régulateur de pression selon le rythme de pompage.

Les rôles principaux d'un réservoir sont :

- Stocker l'eau pendant les périodes de faible consommation
- Combler les déficits pendant les périodes de pointe

Pour dimensionner la capacité du réservoir dans notre projet, nous utiliserons la méthode analytique.

IV.3.1. Estimation de la capacité totale de stockage de réservoir :

La méthode analytique implique le calcul du résidu dans le réservoir pour chaque heure de la journée. Le tableau ci-dessous reflète la disparité entre l'apport et la consommation pour chaque heure de stockage :

Tableau IV.1 : Evaluation du volume utile du réservoir projeté

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	1.5	2,67	-	8,83
01 - 02	4,17	1.5	2,67	-	11,50
02 - 03	4,17	1.5	2,67	-	14,17
03 - 04	4,17	1.5	2,67	-	16,83
04 - 05	4,17	2.5	1,67	-	18,50
05 - 06	4,17	3.5	0,67	-	19,17
06 - 07	4,17	4.5	-	0,33	18,83
07 - 08	4,17	5.5	-	1,33	17,50
08 - 09	4,17	6.25	-	2,08	15,42
09 - 10	4,17	6.25	-	2,08	13,33
10 - 11	4,17	6.25	-	2,08	11,25
11 - 12	4,17	6.25	-	2,08	9,17
12 - 13	4,17	05	-	0,83	8,33
13 - 14	4,17	05	-	0,83	7,50
14 - 15	4,17	5.5	-	1,33	6,17
15 - 16	4,17	06	-	1,83	4,33
16 - 17	4,17	06	-	1,83	2,50
17 - 18	4,17	5.5	-	1,33	1,17
18 - 19	4,17	05	-	0,83	0,33
19 - 20	4,17	4.5	-	0,33	0
20 - 21	4,17	04	0,17		0,17
21 - 22	4,17	03	1,17		1,33
22 - 23	4,17	02	2,17		3,50
23 - 00	4,17	1.5	2,67	-	6,17
Total	100 %	100 %	19,17%	19,17%	-

Le volume totale du réservoir est déterminé par la formule suivante :

$$V_T = V_U + V_{INC} \dots \dots \dots (IV.1)$$

Avec :

- V_T : représente le volume total projeté du réservoir, exprimé en (m³) ;
- V_{INC} : représente le volume d'eau estimé requis pour combattre un incendie, fixé à 120 (m³);
- V_U : représente le volume utile du réservoir, exprimé en (m³).

Sachant que :

$$V_U = \frac{\alpha(\%) \times Q_{max,j}}{100} \text{ [m}^3\text{]} \dots\dots\dots(\text{IV.2})$$

- α : fraction horaire du débit maximum journalier, exprimée en pourcentage (%) ;
- $Q_{max,j}$: la consommation maximale journalière, exprimée en (m³/j).

AN :
$$V_u = \frac{19,17 \times 3950,998}{100}$$

$$V_u = 757,406 \text{ m}^3$$

Donc :
$$V_T = 757,406 + 120$$

$$V_T = 877,406 \text{ m}^3$$

La capacité normalisée sera : $V = 1000 \text{ m}^3$

IV.3.2. Dimensions du réservoir :

Après avoir déterminé la capacité du réservoir, on calcule alors ses dimensions à l'aide des formules suivantes :

IV.3.2.1. La section du réservoir :

La section du réservoir est déterminée par la formule suivante :

On a :
$$V_R = S * H \text{ [m}^3\text{]} \dots\dots\dots(\text{IV.3})$$

Donc :
$$S = V_R / H \text{ [m}^2\text{]} \dots\dots\dots (\text{IV.4})$$

Avec :

- V_R : volume du réservoir en m³ ;
- S : section du réservoir en m² ;
- H : hauteur de la lame d'eau est limitée le plus souvent entre 3 et 6 m,

On prend $H = 5 \text{ m}$.

A.N :
$$S = 1000 / 5$$

$$S = 200 \text{ [m}^2\text{]}$$

IV.3.2.2 Diamètre du réservoir :

Le diamètre d'un réservoir circulaire est déterminé par la formule suivante :

Avec : $D = \sqrt{(V \times 4) / (\pi \times H)} \dots \dots \dots (IV.5)$

D : diamètre du réservoir en m ;

V : volume du réservoir (cas d'étude : V = 1000 m³) ;

H : hauteur du réservoir (cas d'étude H=5 m).

A.N : $D = \sqrt{(1000 \times 4) / (\pi \times 5)}$

D = 15.957 m

On prend : **D = 16 m**

IV.3.2.3 La hauteur de la réserve d'incendie :

La hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir est calculée par la formule suivante :

$$H_{Inc} = V_{Inc} \times 4 / \pi \times D^2 \text{ [m]} \dots \dots \dots (IV.6)$$

Avec :

- **D** : diamètre du réservoir en m ;
- **V_{Inc}** : volume de la réserve d'incendie égale à 120 m³.

A.N : $H_{Inc} = 120 \times 4 / \pi \times 16^2$

H_{Inc} = 0.6 m

Le tableau ci-dessous présente les caractéristiques du réservoir :

Tableau IV.2: les caractéristiques du réservoir

Réservoir	V (m ³)	H (m)	H _{inc} (m)	S(m ²)	D (m)	C _{TN} (m)
R 1000	1000	5	0.6	200	16	263,93

IV.4. Entretien et hygiène des réservoirs :

Les réservoirs doivent être conçus, construits et entretenus de manière à prévenir l'introduction de micro-organismes, parasites ou substances dangereuses pour la santé humaine et à éviter la dégradation de la qualité de l'eau destinée à la consommation.

Pour cela, un nettoyage, rinçage, vidange et désinfection complets sont nécessaires afin de prévenir la corrosion des parties métalliques due à l'humidité et d'éventuelles fissures.

La procédure complète comprend les étapes suivantes :

- Préparation (vidange, isolement du réservoir) pour minimiser l'immobilisation
- Inspection et diagnostic de l'état des structures
- Nettoyage pour éliminer les dépôts sur les parois
- Rinçage abondant si pas de dépôts visibles, sinon nettoyage obligatoire
- Désinfection avec des produits chlorés
- Contrôle de la qualité de l'eau et remise en service si conforme

Des normes de sécurité doivent être respectées pour les réservoirs afin de protéger l'eau de toute pollution extérieure. A cet effet, les réservoirs doivent :

- Être équipés de robinets de puisard permettant de contrôler l'eau.
- Disposer d'une couverture protégeant l'eau des variations de température et empêchant l'introduction de corps étrangers.
- Être aérés au moyen d'orifices grillagés.

IV.5. Conclusion:

Le dimensionnement d'un réservoir est une tâche délicate qui requiert une expertise pointue afin de répondre aux exigences des normes et réglementations en vigueur. La prise en compte des aspects de sécurité est primordiale et nécessite une réflexion approfondie allant au-delà de l'utilisation finale prévue, afin d'anticiper toutes les éventualités et éviter toute défaillance.

Après avoir déterminé la capacité requise, nos calculs ont conclu qu'un réservoir de 1000 m³ satisfera les besoins en eau de la zone d'étude.

Chapitre V : Etude de la distribution

Chapitre V : Etude de la distribution

V.1. Introduction :

Après avoir évalué les besoins en eau de l'agglomération et calculé le réseau d'adduction, la présente étape est de concevoir et dimensionner le réseau de distribution.

L'objectif principal de la mise en place de ce réseau de distribution est de satisfaire la demande des consommateurs en termes de débit et de pression.

Pour atteindre cet objectif, les différents tronçons des canalisations du réseau devront avoir des diamètres optimaux, qui seront dimensionnés en conséquence.

V.2. Choix du type du réseau de distribution :

Les réseaux de distribution forment le circuit hydraulique complet qui achemine l'eau potable depuis le réservoir jusqu'aux abonnés.

Le réseau de distribution est composé de conduites principales, secondaires et tertiaires installées dans les rues de l'agglomération desservie en eau potable.

Selon la structure et l'importance de l'agglomération, on distingue les différents types de réseaux de distribution suivants :

- Les réseaux ramifiés
- Les réseaux maillés
- Les réseaux mixtes

V.2.1. Les réseaux ramifiés :

Ces réseaux sont principalement déployés dans les zones rurales, où il est nécessaire de couvrir de vastes étendues pour approvisionner les consommateurs.

Il s'agit de systèmes où l'approvisionnement en eau provient d'une source unique située en amont. Un réseau ramifié se caractérise par des conduites terminales en antenne, sans retour d'alimentation.

Cette configuration présente certains avantages et inconvénients :

V.2.1.1. Avantages :

- L'écoulement unidirectionnel de l'eau dans les ramifications limite le risque de prolifération bactérienne.

V.2.1.2. Inconvénients :

- En cas d'interruption sur un tronçon, toutes les ramifications en aval se retrouvent privées d'eau.

La fiabilité de l'approvisionnement est donc moindre comparée à un réseau maillé. Comme représenté dans la figure ci-dessous :

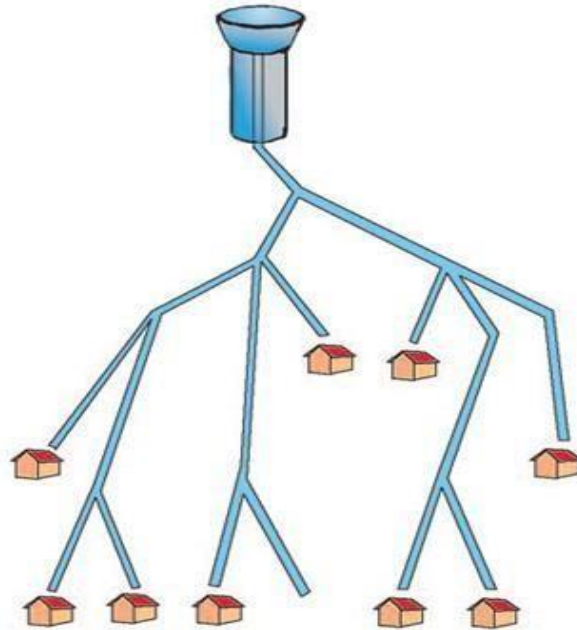


Figure V.1 : Schéma du réseau ramifié [7]

V.2.2. Les réseaux maillés :

Ces réseaux sont principalement utilisés pour desservir les usagers en milieu urbain. Ils offrent une alimentation en retour plus équilibrée. Bien que plus coûteux, ils sont généralement préférés en raison de la sécurité accrue qu'ils procurent.

V.2.2.1 Avantages :

- Les réseaux maillés assurent une meilleure sécurité d'approvisionnement. L'eau potable peut atteindre l'utilisateur par divers chemins, permettant une distribution plus uniforme de la pression et du débit.

V.2.2.2 Inconvénients :

- Des points de stagnation peuvent apparaître dans certains tronçons. Cette stagnation augmente le risque de prolifération bactérienne si la chloration s'avère insuffisante.

La figure ci-dessous représente le réseau maillé :

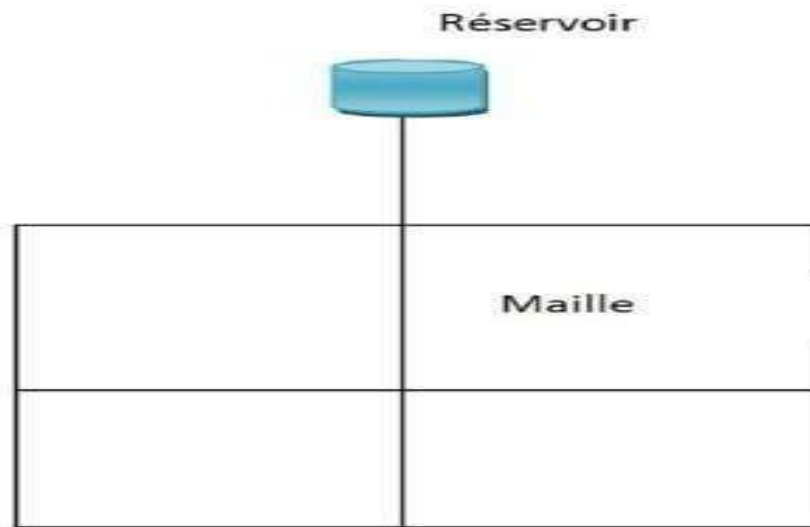


Figure V.2: schéma du réseau maillé [7]

V.2.3. Les réseaux mixtes :

Ce type de réseau combine les caractéristiques des réseaux maillés et ramifiés. Il est conçu pour répondre aux besoins spécifiques des zones périurbaines.

Dans cette configuration, le centre de l'agglomération est généralement desservi par un réseau maillé. Des ramifications issues de ces mailles centrales s'étendent ensuite vers les quartiers périphériques. Comme illustré dans la figure en bas :

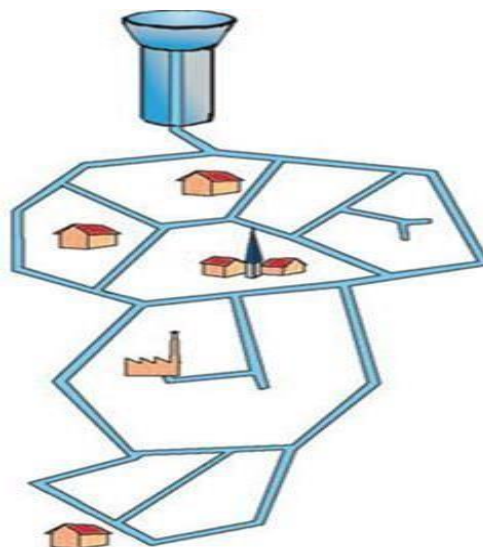


Figure V.3: schéma du réseau mixte [7]

V.3. Conception d'un réseau : [6]

Le choix du type de réseau de distribution dépend de plusieurs facteurs :

- Plan d'urbanisme de l'agglomération
- Plan de masse de l'agglomération
- Position des grands consommateurs

Plus précisément, on considère :

- L'emplacement des quartiers
- L'emplacement des consommateurs principaux
- Le relief
- La nécessité d'assurer un service souple et régulier

Pour définir le tracé définitif, on doit tenir compte de :

- Éviter les pentes trop fortes
- Éviter les zones rocheuses nécessitant le creusement de tranchées
- Considérer les questions de propriété de terrain et d'autorisation

V.4. Type de réseau retenu :

Dans une optique technique et économique, pour une utilisation optimale des infrastructures et une distribution raisonnable de l'eau, un réseau mixte est préconisé. Un réseau maillé est adopté pour la bonne répartition des équipements de la ville, complété par une partie ramifiée pour couvrir les longues distances.

V.5. Calcul hydraulique du réseau de distribution :

Le dimensionnement et la détermination des débits dans un réseau s'effectuent comme suit :

1. Déterminer la longueur de chaque tronçon du réseau
2. Déterminer les débits spécifiques
3. Calculer le débit en route de chaque tronçon
4. Déterminer les débits supposés concentrés aux nœuds

V.5.1. Détermination des débits du réseau :

Le système envisagé pour Hai Zabana est un système de distribution avec un réservoir posé sur sol. Pour établir les différents paramètres hydrauliques du réseau, deux scénarios seront étudiés : le cas de pointe et le cas de pointe + incendie.

V.5.2. Débit spécifique :

Le débit spécifique est défini de deux manières :

1. Le rapport entre le débit de pointe et la somme des longueurs des tronçons du réseau où il y a une distribution.
2. Le volume d'eau consommé par un mètre de canalisation pendant une seconde.

La formule de calcul du débit spécifique est :

$$Q_{sp} = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad [L/s/m] \dots\dots\dots (V-1)$$

Avec :

- Q_{sp} : débit spécifique (l/s/ml) ;
- $\sum L_i$: somme des longueurs des tronçons du réseau (m) ;
- Q_p : débit de pointe de la zone (l/s).

Sachant que :

$$Q_p = Q_{max,h} - \sum Q_{conc} \quad [L/s] \dots\dots\dots (V-2)$$

Avec :

- $\sum Q_{conc}$: représente le total des débits concentrés (l/s) ; à noter que dans notre situation, aucun débit concentré n'est pris en compte ;
- $Q_{max,h}$: la consommation maximale horaire (l/s).

V.5.3. Débit en route :

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

$$Q_r = q_{sp} \times L_i \dots\dots\dots (V-3)$$

Avec :

- Q_r : débit en route en (l/s) ;
- q_{sp} : débit spécifique en (l/s/ml) ;
- L_i : longueur du tronçon considéré en (ml).

V.5.4. Débits nodaux :

Les débits nodaux représentent des débits concentrés à chaque nœud, alimentant la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite partageant les nœuds en question.

Le calcul des débits pour chaque nœud s'effectue selon la formule suivante :

$$Q_{ni} = 0.5 \times \sum Q_{ri} + \sum Q_{conc} \quad [l/s] \dots\dots\dots (V-4)$$

Où :

- Q_{ni} : débit nodal du nœud considéré (l/s) ;
- $\sum Q_{ri}$: somme des débits en route des tronçons entourant le nœud (i) en (l/s) ;
- $\sum Q_{conc}$: débit concentré au nœud (i) en (l/s), à noter que pour notre projet, il n'y a pas de débit concentré :

$$Q_{conc} = 0.$$

V.6. Calcul des débits :

V.6.1. Cas de pointe :

Le cas de pointe comme le montre le graphe de consommation s'effectué entre 8 heures et 12 heures. Nous avons :

$$Q_{cons} = 238,57 \text{ m}^3/\text{h} = 66,27 \text{ l/s}$$

et $Q_{conc} = 0 \text{ l/s}$ (pas de débit concentré) Donc : $Q_r = Q_{cons} = 66,27 \text{ l/s}$

$$\sum L_i = 3697.9 \text{ m}$$

Donc :

$$q_{sp} = \frac{66.27}{3697.9} = 0.01792 \text{ l/s/ml}$$

Tableau V.1 : Récapitulatif des débits de calcul pour le cas de pointe.

Q_{cons}	66,27 l/s
Q_{conc}	0 l/s
$\sum L_i$	3697.9 m
q_{sp}	0.01792 l/s/ml

Les résultats des calculs des débits aux nœuds pour la situation de pointe sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Détermination des débits aux nœuds en cas de pointe

Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Q_{route} (l/s)	Q_{conc} (l/s)	$Q_{nœud}$ (l/s)
N1	R - N1	1329	23,8169853	0	19,3905027
	N1 -N2	409	7,32968171		
	N1 N3	426	7,63433841		
N2	N2 N1	409	7,32968171	0	6,58596095
	N2 N3	155	2,77775224		
	N2 N4	171	3,06448795		
N3	N3 N1	426	7,63433841	0	6,1379364
	N3 N2	155	2,77775224		
	N3 N5	104	1,86378215		

N4	N4 N2	171	3,06448795	0	8,60207145
	N4 N6	244	4,37271965		
	N4 N7	545	9,76693529		
N5	N5 N3	104	1,86378215	0	5,27772925
	N5 N6	76	1,36199465		
	N5 N8	409	7,32968171		
N6	N6 N4	244	4,37271965	0	4,56088996
	N6 N5	76	1,36199465		
	N6 N7	189	3,38706563		
N7	N7 N4	545	9,76693529	0	7,43183131
	N7 N6	189	3,38706563		
	N7 N8	95,4	1,7096617		
N8	N8 N5	409	7,32968171	0	6,40137483
	N8 N7	95,4	1,7096617		
	N8 N9	210	3,76340626		
N9	N9 N8	210	3,76340626	0	1,88170313
					$\sum Q_{ni} = 66,27 \text{ l/s}$

V.6.2. Cas de pointe + incendie :

Dans ce cas, on calcule de la même manière que pour le cas précédent mais on doit s'assurer que le réservoir peut fournir les 17 L/s nécessaires en cas d'incendie au point le plus défavorable, qui est le nœud n°4.

Tableau V.3 : Récapitulatif des débits de calcul pour le cas de pointe.

Q_{cons}	66,27 l/s
Q_{conc}	17 l/s
$\sum L_i$	3697.9 m
q_{sp}	0.01792 l/s/ml

Les résultats des calculs des débits aux nœuds pour la situation de pointe+incendie sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V.4 : Détermination des débits aux nœuds en cas de pointe+incendie

Nœud	Tronçon	Longueur (m)	$Q_{route}(l/s)$	$Q_{conc}(l/s)$	$Q_{nœud}(l/s)$
N1	R - N1	1329	23,8169853	0	19,3905027
	N1 -N2	409	7,32968171		
	N1 N3	426	7,63433841		
N2	N2 N1	409	7,32968171	0	6,58596095
	N2 N3	155	2,77775224		
	N2 N4	171	3,06448795		
N3	N3 N1	426	7,63433841		

	N3 N2	155	2,77775224	0	6,1379364
	N3 N5	104	1,86378215		
N4	N4 N2	171	3,06448795	17	25,60207145
	N4 N6	244	4,37271965		
	N4 N7	545	9,76693529		
N5	N5 N3	104	1,86378215	0	5,27772925
	N5 N6	76	1,36199465		
	N5 N8	409	7,32968171		
N6	N6 N4	244	4,37271965	0	4,56088996
	N6 N5	76	1,36199465		
	N6 N7	189	3,38706563		
N7	N7 N4	545	9,76693529	0	7,43183131
	N7 N6	189	3,38706563		
	N7 N8	95,4	1,7096617		
N8	N8 N5	409	7,32968171	0	6,40137483
	N8 N7	95,4	1,7096617		
	N8 N9	210	3,76340626		
N9	N9 N8	210	3,76340626	0	1,88170313
					$\sum Q_{ni} = 83,27 \text{ l/s}$

V.7. Le calcul hydraulique :

Le calcul hydraulique prend en compte le débit de pointe et le débit de pointe augmenté de la demande en eau les incendies. Des conditions de vitesses et de pressions doivent être respectés.

- Conditions de vitesse Dans les conduites de distribution, la vitesse de l'eau doit être comprise entre 0,5 et 2 m/s.
- Critères de pression Le réseau doit satisfaire les exigences suivantes en termes de pression :
 1. Une charge minimale de 3 mètres aux points de prélèvement les plus élevés pour garantir l'intégrité des canalisations et des joints.
 2. Éviter les pressions excédant 60 m pour prévenir les fuites et les nuisances sonores dans les installations des abonnés.
- Conditions spéciales d'incendie :
 1. Les canalisations alimentant les appareils d'incendie doivent fournir un débit minimal de 17 L/s.
 2. Les appareils hydrauliques (bouches, poteaux d'incendie) doivent être espacés de 200 à 300 m, voire 400 m en cas de faible risque, selon l'importance des risques à couvrir.

V.8. Répartition arbitraire des débits :

Après le calcul des débits aux nœuds, une distribution provisoire est effectuée pour déterminer les diamètres des tronçons. Cette méthode repose sur deux principes :

1. À chaque nœud, la somme des débits entrants égale la somme des débits sortants.
2. Dans une maille fermée, la somme algébrique des pertes de charge est nulle.

La méthode de HARDY GROSS établit une distribution initiale des débits et une orientation d'écoulement, respectant le premier principe, permettant ainsi un dimensionnement préliminaire des diamètres.

Notre calcul sera fait à l'aide du logiciel EPANET.

V.8.1. Détermination des diamètres et des vitesses :

Connaissant le débit arbitraire nous pourrions déterminer les diamètres pour chaque tronçon du réseau à travers la formule de CHIALLI :

$$D_{\text{int}} = 35.7 \times \sqrt{\frac{Q_{\text{max}}}{v}} \dots \dots \dots \text{(V-5)}$$

Le tableau ci-dessous représente les diamètres pour chaque tronçons :

Tableau V.5: Les diamètres pour chaque tronçon du reseau à travers la formule de CHIALLI

Tronçons	Q _{pte} (l/s)	Q _{pte+inc} (l/s)	Q _{max} (l/s)	D _{int} nor (mm)pour v ≤ 0.5 (m/s)	D _{int} nor (mm)pour v ≤ 1.5 (m/s)
Tuyau p3	2,45	1,85	2,45	79,6	55.4
Tuyau p4	5,35	5,94	5,94	110,2	79.6
Tuyau p6	19,12	22,26	22,26	220.4	141
Tuyau p7	8	10,56	10,56	141	96.8
Tuyau p8	1,91	0,06	1,91	79.6	42.6
Tuyau p9	15,04	28,89	28,89	220.4	141
Tuyau p10	24,08	30,18	30,18	220.4	141
Tuyau p12	22,8	33,7	33,7	277.6	141
Tuyau p1	1,18	1,77	1,18	79.6	55.4
Tuyau p2	5,84	6,43	6,43	110.2	79.6
Tuyau p5	1,88	1,88	1,88	79.6	55.4
Tuyau p11	4,53	3,35	4,53	110.2	79.6
RV-N1	66.27	83.27	83.27	415.6	220.4

V.8.2. Simulation hydraulique avec EPANET:

EPANET est un logiciel de modélisation hydraulique largement utilisé pour l'analyse des réseaux de distribution d'eau. Il permet de simuler le comportement dynamique du réseau et d'optimiser sa conception. Voici les principales étapes de la simulation :

1. Modélisation du réseau :
 - Saisie de la topologie du réseau (nœuds, tronçons, réservoirs)
 - Définition des caractéristiques des conduites (longueur, diamètre, rugosité)
 - Entrée des données de consommation aux nœuds
2. Paramétrage de la simulation :
 - Définition de la période de simulation
 - Choix des formules de calcul des pertes de charge
 - Configuration des options d'analyse (qualité de l'eau, énergie, etc.)
3. Exécution de la simulation et analyse des résultats :
 - Vérification des vitesses dans les conduites
 - Contrôle des pressions aux nœuds
 - Évaluation des débits disponibles pour la lutte contre l'incendie
4. Optimisation du réseau :
 - Ajustement des diamètres des conduites
 - Modification de la topologie si nécessaire
 - Itérations jusqu'à l'obtention d'une configuration satisfaisante
 - Il offre la possibilité de modéliser divers types de vannes, notamment des clapets anti-retour, des vannes de régulation de pression ou de débit, des vannes d'arrêt, etc.

Pour calculer les pertes de charge résultant de la friction, notre outil utilise les formules de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach et Chezy-Manning.

Dus à la topographie du périmètre d'étude ; et l'emplacement du réservoir à une cote de 264m qui est destiné à l'alimentation du site par apport au 1^{er} point de distribution d'une cote de 126m pour cela il a été indispensable de projeter une vanne de régulation de pression afin de protéger l'ensemble du réseau de distribution. Les exigences d'entrée minimales pour la vanne sont :

- Le type de vanne (réducteur de pression) ;
- Le diamètre ;
- Consigne (pression).

Tableau V.5 : Vitesses et pertes de charge pour les différents tronçons (cas de pointe)

ID arc	Longueur(m)	Diamètre(mm)	Débit (l/s)	Vitesse(m/s)	P.D.C(mce/km)
Tuyau p3	95.4	55.4	2.45	1.02	40.59
Tuyau p4	189	79.6	5.35	1.08	29.56
Tuyau p6	104	141	19.12	1.22	19.29
Tuyau p7	76	79.6	8	1.61	62.31

Tuyau p8	244	55.4	1.91	0.79	25.49
Tuyau p9	171.5	141	15.04	0.96	12.37
Tuyau p10	426	141	24.08	1.54	29.57
Tuyau p12	409	141	22.80	1.46	26.74
Tuyau p1	155	55.4	1.18	0.49	10.48
Tuyau p2	409	79.6	5.84	1.17	34.71
Tuyau p5	210	55.4	1.88	0.78	24.94
Tuyau p11	545	79.6	4.53	0.91	21.71
Vanne 5		220.4	66.27	1.74	100.00

Tableau V.6 : Pression au niveau des nœuds (cas de pointe)

ID nœud	Altitude(m)	Demande de Base (l/s)	Charge(m)	Pression(mce)
N9	108.298	1.88	131.92	23.62
N7	103.998	7.43	141.03	37.03
N8	105.27	6.40	137.16	31.89
N6	109.86	4.56	146.62	36.75
N4	100.03	8.60	152.86	52.83
N3	106.66	6.13	153.36	46.69
N5	107.42	5.27	151.35	43.92
N2	105.74	6.58	154.98	49.24
N1	126.037	19.39	165.92	39.88
RV	264		264	

V.8.2.1. Interprétation des résultats (cas de pointe) :

- La simulation montre que la majorité des vitesses sont acceptables entre 0.5 (m/s) et 1.7 (m/s), chose qui permet le bon fonctionnement du réseau.
- Les résultats du tableau montrent que les pressions sont bien réparties dans le réseau, elles sont acceptables. Leurs valeurs varient entre 23 et 53 m.c.e, ce qui permet d'assurer une meilleure alimentation de notre zone d'étude en heures de pointe.

La figure en dessous montre la simulation d'EPANET en cas de pointe :

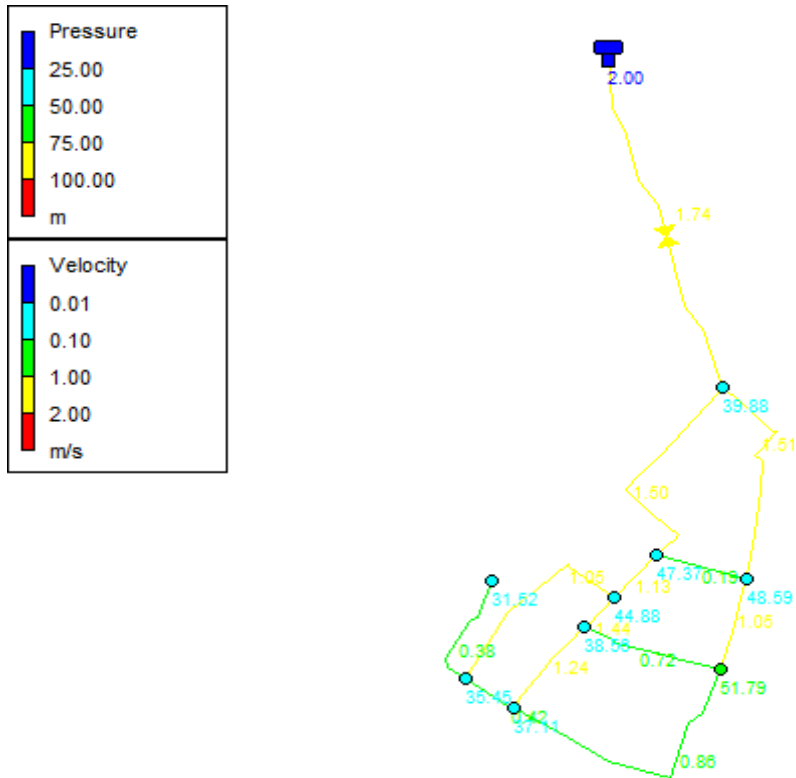


Figure : Vitesses et pressions pour le cas de pointe.

Tableau V.7 : Vitesses et pertes de charges pour les différents tronçons (cas de pointe+incendie)

ID arc	Longueur(m)	Diamètre(mm)	Débit (l/s)	Vitesse(m/s)	P.D.C(mce/km)
Tuyau p3	95.4	55.4	1.85	0.77	24.24
Tuyau p4	189	79.6	5.94	1.19	35.83
Tuyau p6	104	141	22.26	1.43	25.58
Tuyau p7	76	79.6	10.56	2.12	104.03
Tuyau p8	244	55.4	0.06	0.02	0.04
Tuyau p9	171.5	141	28.89	1.85	41.45
Tuyau p10	426	141	30.18	1.93	44.93
Tuyau p12	409	141	33.70	2.16	55.14
Tuyau p1	155	55.4	1.77	0.74	22.37
Tuyau p2	409	79.6	6.43	1.29	41.54
Tuyau p5	210	55.4	1.88	0.78	24.94
Tuyau p11	545	79.6	3.35	0.67	12.41
Vanne 5		220.4	83.27	2.18	90.00

Tableau V.8 : Pression au niveau des nœuds (cas de pointe+incendie)

ID nœud	Altitude(m)	Demande de Base (l/s)	Charge(m)	Pression(mce)
N9	108.298	1.88	131.95	23.65
N7	103.998	7.43	139.50	35.50
N8	105.27	6.40	137.18	31.91
N6	109.867	4.56	146.27	36.40
N4	100.032	25.60	146.26	46.23
N3	106.665	6.13	156.83	50.17
N5	107.426	5.27	154.17	46.75
N2	105.745	6.58	153.37	47.62
N1	126.037	19.39	175.92	49.88
RV	264		264	

V.8.2.2. Interprétation des résultats (cas de pointe+incendie) :

➤ **Les vitesses :**

Pour le cas de pointe, les vitesses sont majoritairement admissibles avec 80% de la totalité qui sont comprises, entre [0.5 ; 1.5] m/s. mais par contre au niveau des tronçons (R-N1), (N1-N2), (N5-N6) ont eu une vitesse de 2,1.

➤ **Les pressions :**

On a eu une diminution par rapport au cas précédent mais les valeurs de pression demeurent dans les normes, ces derniers varient entre 23 et 50 m.c.e, ce qui permet d'assurer une meilleure alimentation de notre zone d'étude en heures de pointe+incendie.

La figure en dessous montre la simulation d'EPANET en cas de pointe+incendie :

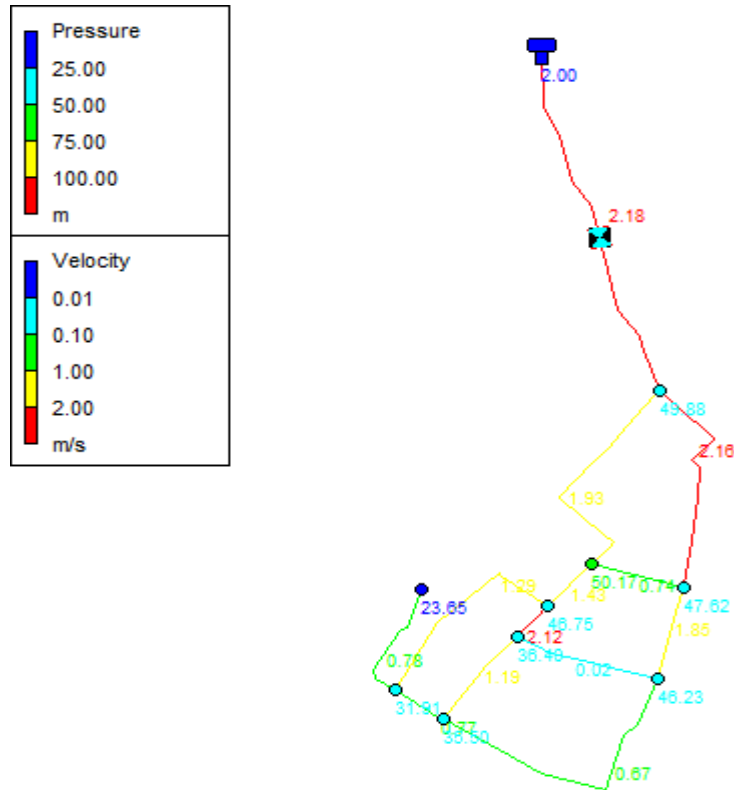


Figure V. 5 : Vitesses et pressions pour le cas de pointe+incendie

Remarque :

Pour les tronçons qui présentent une vitesse inférieure à 0.5m/s, nous proposons d’installer des vidanges.

V.9. Conclusion:

A travers ce chapitre, nous avons structuré notre réseau de distribution d’eau potable en un réseau mixte, avec des vitesses admissibles en majorité, elles sont comprises entre 0.5 et 1.5 m/s et de même pour la pression dont les valeurs varient majoritairement entre 10 et 60m.

CHAPITRE VI : Pose et Protection de canalisation

Chapitre VI : Pose et Protection de canalisation

VI.1. Introduction :

Garantir la performance hydraulique des réseaux de distribution et d'adduction d'eau est crucial, pour une continuité adéquate de son fonctionnement. Pour ce faire, il s'avère nécessaire de maîtriser les diverses méthodes de pose des canalisations, qui varient principalement selon la nature du terrain.

De plus, il est indispensable d'équiper le réseau d'éléments complémentaires dont les fonctions sont :

- Protéger les conduites
- Modifier l'orientation de l'écoulement
- Adapter le diamètre des conduites
- Réguler la pression et le débit
- Permettre la purge, la vidange et l'isolation des tuyaux

VI.2. Type de pose de canalisation

VI.2.1. Installation de canalisation en terrain ordinaire :

- La canalisation est installée dans une tranchée d'au moins 60 cm de large
- La profondeur de l'excavation doit accommoder le lit de pose, la conduite et une couche de remblai (minimum 80 cm)
- Un lit de sable de 15 à 20 cm d'épaisseur, soigneusement nivelé, tapisse le fond de la tranchée
- Avant la mise en place, les canalisations sont inspectées pour éliminer celles présentant des dommages (chocs, fissures...). La descente dans le lit s'effectue ensuite manuellement ou mécaniquement
- Le remblayage de la tranchée s'opère par couches successives jusqu'à 30 cm au-dessus de la conduite, en utilisant de la terre débarrassée de pierres, arrosée et compactée

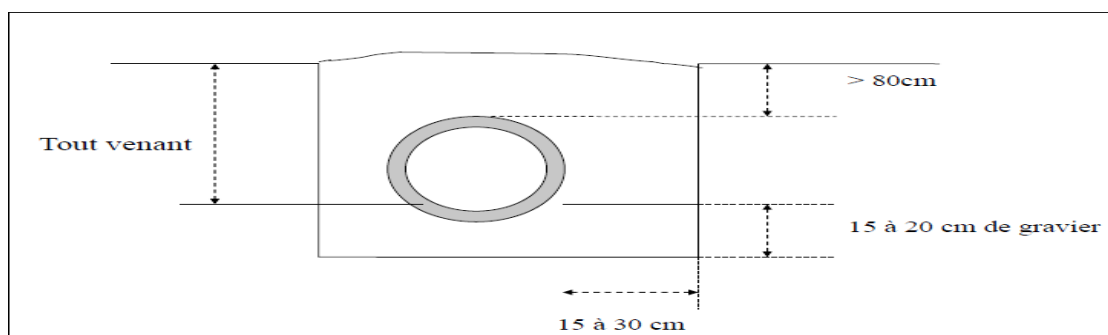


Figure VI.1: Pose de conduite en tranchée dans un terrain plat

(Source : "Alimentation en eau potable des agglomérations", B. SALAH, 2014)

VI.2.2. Installation de conduite en terrain peu consistant :

- Pour prévenir tout déplacement ultérieur, la conduite est installée sur une semelle en béton (armé ou non) avec une couche intermédiaire de sable. La continuité de cette semelle dépend des caractéristiques du sol.
- Lorsque la canalisation est soutenue par des tasseaux, ceux-ci doivent être positionnés à proximité des raccords et reposer sur des piquets solidement ancrés dans un bon sol.

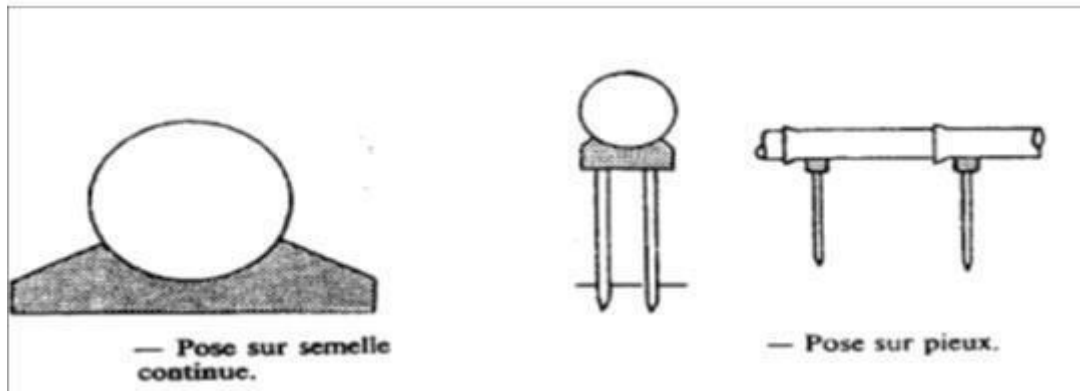


Figure VI.2: Installation de canalisation en sol peu consistant

(Source : "Alimentation en eau potable des agglomérations", B. SALAH, 2014)

VI.2.3. Pose de conduite dans un terrain marécageux :

La tranchée comprendra un système de drainage (tel qu'une canalisation) qui sera recouvert d'un lit de gros gravier. Par-dessus, on coulera une dalle de béton armé servant de support à la canalisation principale. Comme illustré dans la figure en bas :

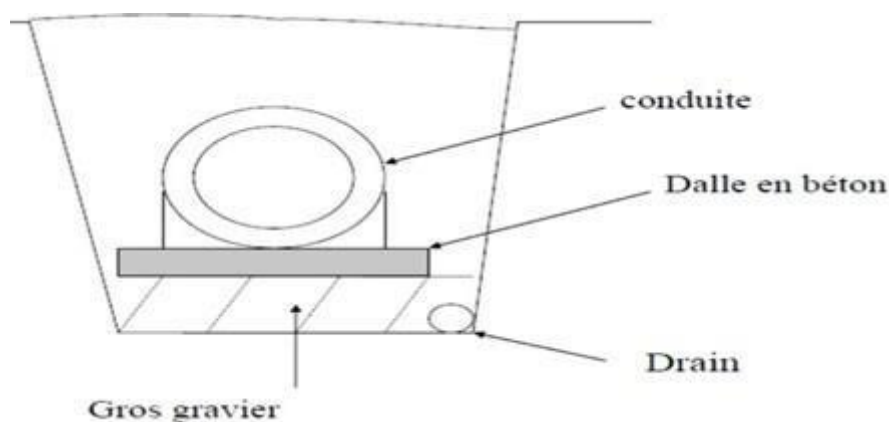


Figure VI.3 : pose de conduite en tranché dans un terrain marécageux

(Alimentation en eau potable des agglomérations, Mr B. Salah, 2014)

VI.2.4. Pose de canalisation en galerie :

Pour prévenir l'accumulation d'eau dans la galerie, un système d'écoulement est installé, acheminant l'eau vers l'égout adjacent. Les conduites de petit calibre peuvent être insérées dans des gaines de protection (manchons) de plus grande dimension, reposant sur des blocs de béton. Des vannes d'arrêt sont positionnés sur chaque côté de la voie de circulation.

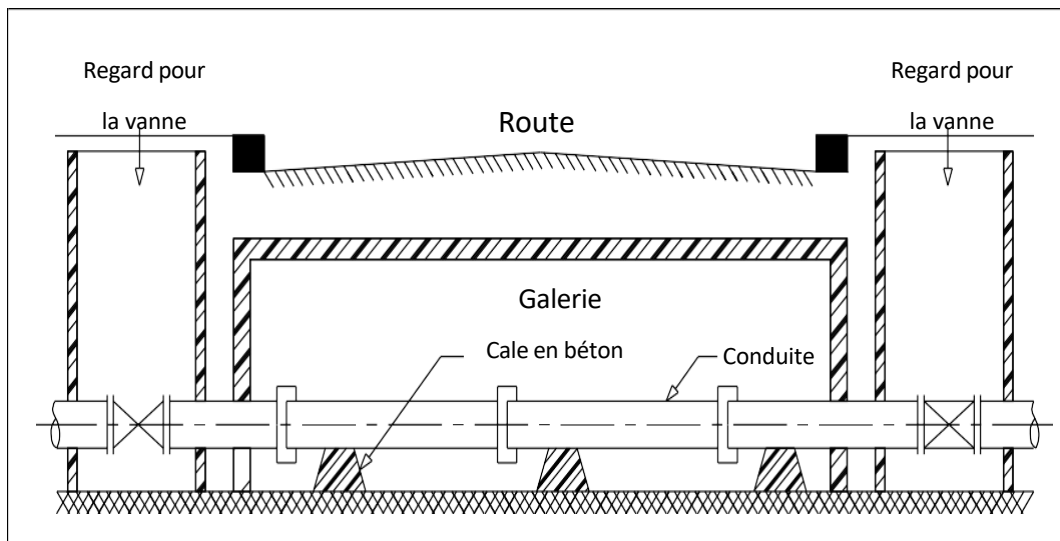


Figure VI.4 : Pose de conduite en galerie [5]

VI.2.5. Traversée d'une rivière [5] :

- L'installation de conduites traversant un cours d'eau nécessite des mesures de renforcement adaptées à la configuration du site et à l'importance du réseau d'adduction.
- Si un pont routier existe, il peut servir de support pour la canalisation, qui sera alors fixée à sa structure.
- Alternativement, la canalisation peut suivre le fond de la rivière, posée sur des structures spéciales (comme des tasseaux) et protégée par une couche de matériaux tout-venant pour prévenir les dommages (notamment dus à la navigation).
- Pour ce type de traversée submergée, on privilégie les canalisations en acier ou en polyéthylène en raison de leur flexibilité. Les raccords soudés sont renforcés par des blocs de béton placés de chaque côté.
- Les tuyaux en acier sont revêtus de plusieurs couches d'antirouille pour les protéger.

La figure ci-dessous représente le traversé en rivière :

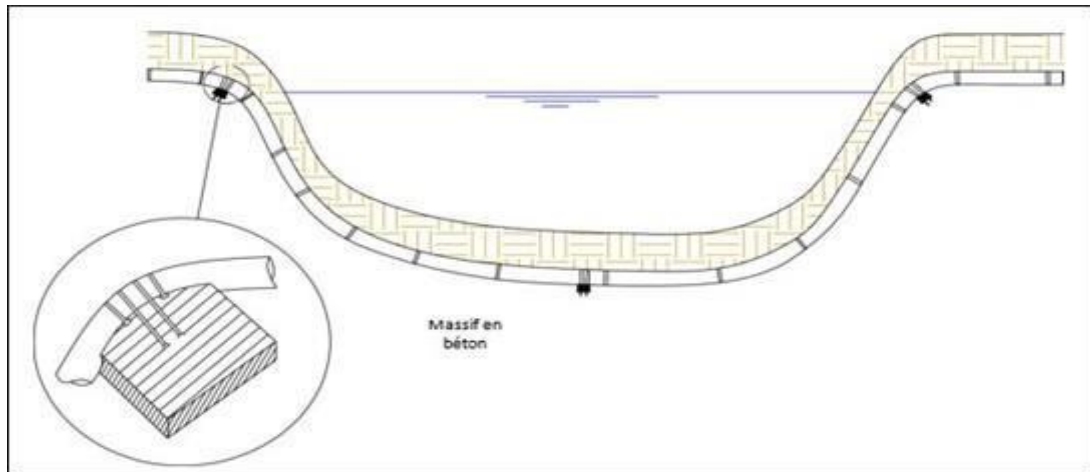


Figure VI.5 : traversé d'une rivière [5]

VI.2.6. Pose sans ouverture de tranché : [5]

- Les méthodes d'installation sans tranchée, initialement développées pour surmonter des obstacles complexes (voies ferrées, routes à fort trafic, rivières, etc.), gagnent en popularité, particulièrement en zones urbaines.
- Ces techniques présentent plusieurs avantages : elles réduisent les nuisances pour les riverains, améliorent la sécurité des travailleurs et des infrastructures souterraines existantes, et peuvent parfois diminuer les coûts.
- On distingue généralement deux approches : le fonçage pour les canalisations de diamètre 800 mm et plus, et le forage pour les diamètres inférieurs.

VI.2.6.1. Pose par fonçage :

La méthode consiste à pousser, à l'aide de vérins d'un fourreau perforant, en prenant appui sur un ancrage transversal. Un outil désagrège le terrain devant et à l'intérieur du fourreau. La figure ci-dessous représente la pose par fonçage :

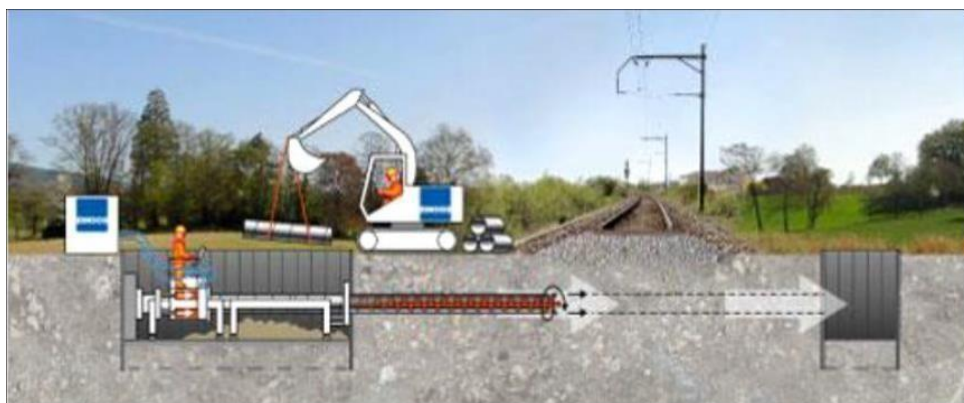


Figure VI.6: pose par fonçage [5]

VI.2.6.2. Pose par forage dirigé : [5]

La pose d'une canalisation par forage dirigé est réalisée en deux étapes, après reconnaissance soigneuse du sous-sol :

- **Réalisation du trou pilote** : Une tête de forage dirigeable et contrôlable est utilisée pour creuser le sol.
- **Alésage du trou pilote et tirage des canalisations** : Après l'étape du trou pilote, on fixe une tête d'alésage à l'extrémité du train de tiges. Cette tête est suivie par les tuyaux en fonte ou en PEHD, qui sont raccordés les uns aux autres au fur et à mesure de la progression du forage élargi.

La figure ci-dessous représente la pose en fourreau :

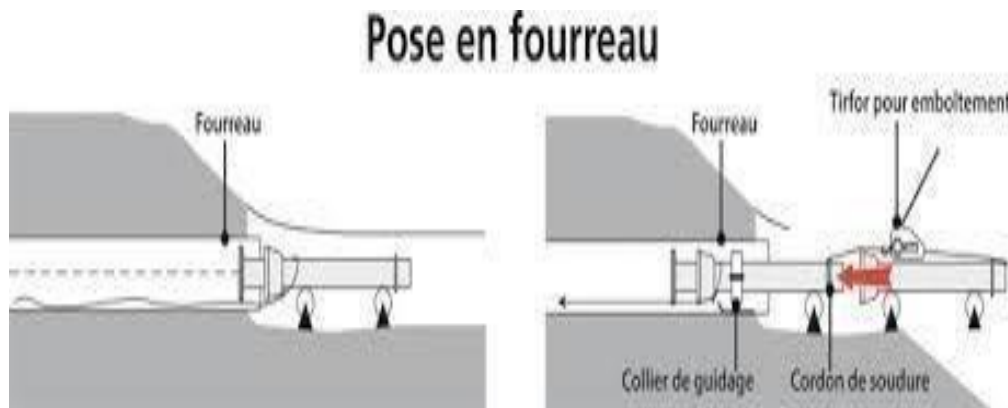


Figure VI.7 : Pose par forage dirigé [5]

VI.2.7. Pose en pente :

Sur des pentes supérieures à 25%, le frottement seul ne suffit plus à stabiliser les canalisations. On doit alors compenser la force gravitationnelle par des butées d'ancrage, des joints verrouillés, ou une combinaison des deux. [5]

Après le remblayage, on procède à l'égalisation du terrain en étalant les monticules de terre, puis au compactage pour augmenter la densité du sol et prévenir les tassements ultérieurs.

VI.3. Equipement du réseau de distribution (appareils et accessoires) :

Cette section présente les accessoires qui compléteront la structure et la conception du nouveau réseau de distribution prévu pour la zone d'étude. Un réseau sans ces composants ne peut fonctionner de manière optimale. Ces pièces sont donc essentielles pour assurer l'efficacité et la gestion des réseaux d'eau potable.

VI.3.1. Les canalisations :

Le réseau comprend :

- Des conduites principales : provenant d'un réservoir ou d'une station de pompage, elles alimentent les conduites secondaires.
- Des conduites secondaires : assurant la connexion entre les conduites principales et les branchements.

VI.3.2. Robinets vannes :

Placés à chaque intersection, ils permettent d'isoler différentes sections du réseau lors de réparations. Ils servent également à ajuster les débits. Le nombre de vannes doit être égal au nombre de branches moins un. Leur manipulation se fait manuellement depuis la surface à l'aide d'une clé spéciale, insérée dans un boîtier placé sur le trottoir pour un accès facile. [8]

Parmi les différents types de vannes, on trouve :

- **La vanne à coin (ou à opercule) :** Conçue pour être ; soit complètement ouverte, soit entièrement fermée. Elle est installée sur les conduites pour l'isolement et n'est pas adaptée pour le réglage du débit.



Figure VI.8 : Robinet vanne à opercule [2]

- **Vanne papillon :** Ces dispositifs sont conçus pour une manipulation rapide, permettant une ouverture ou une fermeture prompte. Elles servent à la fois à réguler le débit et à l'interrompre complètement si nécessaire.



Figure VI.9 : vanne papillon [2]

- **Vannes de décharge :** Ces dispositifs sont positionnés aux points les plus bas du réseau de distribution pour permettre l'évacuation de l'eau.

VI.3.3. Ventouses :

Ces équipements sont installés aux points culminants du réseau pour limiter la formation de poches d'air dans le système hydraulique.

Les ventouses remplissent deux fonctions opposées :

- ✓ Expulser l'air à fort débit lors du remplissage des conduites.
- ✓ Introduire de l'air à grand volume pendant la vidange des canalisations, protégeant ainsi le réseau contre les dépressions potentiellement dangereuses, notamment en cas de rupture de conduite.



Figure VI.10: Ventouse [2]

VI.3.4. Bouches ou poteaux d'incendie :

Les bouches et poteaux d'incendie se distinguent principalement par leur visibilité dans l'espace public. Les bouches sont au niveau du trottoir, tandis que les poteaux le dépassent de plusieurs décimètres. Ces équipements doivent être connectés à des conduites capables de fournir un débit minimum de 17 litres par seconde sous une pression de 1 bar (10 mètres de colonne d'eau). Leur espacement recommandé est de 200 à 400 mètres. [8]

VI.3.5. Clapets :

Les clapets anti-retours sont des mécanismes installés sur les conduites pour contrôler le sens d'écoulement de l'eau. On les trouve fréquemment dans les stations de pompage, généralement

placés juste après les pompes, avant les vannes de sectionnement. Ils sont également utilisés sur les canalisations de distribution. Certains modèles peuvent aussi servir de limiteurs de débit ou garantir un débit minimal.



Figure VI.11 : Clapet anti-retour [1]

VI.3.6. Réducteur de pression :

Un réducteur de pression est un dispositif de régulation qui permet de maintenir une pression cible en aval. Il comprend un clapet mobile ainsi qu'un ou plusieurs ressorts réglables qui exercent une force sur le clapet, le poussant dans la direction de l'ouverture. Lorsque la pression en aval chute en dessous de la valeur cible, les ressorts provoquent l'ouverture du clapet. Inversement, quand la pression en aval atteint la valeur prédéfinie, le clapet se referme.

Il est recommandé d'installer ce type de dispositif entre deux robinets-vannes et d'ajouter un by-pass équipé d'une vanne normalement fermée en parallèle. Cela permet de mettre l'appareil hors service, que ce soit pour une réparation ou en cas d'incendie, afin de maintenir une pression élevée dans le réseau. [9]

- Les réducteurs de pression aval sont utilisés pour limiter la pression dans les canalisations présentant une pente importante.
- Les réducteurs de pression amont servent à maintenir une pression suffisante dans une conduite gravitaire.

VI.3.7. Les raccords :

On distingue :

- **Coudes** : employés lors des changements de direction. Ils sont généralement stabilisés par des blocs de butée correctement dimensionnés.
- **Les cônes** : servent à relier des conduites de diamètres différents. On trouve deux types : à double emboîtement ou à emboîtement et bride.
- **Les Tés** : utilisées dans un réseau pour extraire ou injecter un débit.

- **Les croix de jonction** : employés aux intersections pour permettre le passage de deux conduites perpendiculaires.



Figure VI.12: pièces spéciales de raccordement [2]

VI.3.8. Organes de mesure : [5]

VI.3.8.1 Mesure du débit :

Dans les systèmes hydrauliques, les dispositifs les plus couramment employés sont :

- Le diaphragme
- La venturi
- La tuyère

Ces appareils fonctionnent sur le principe de la dépression. La mesure est réalisée à l'aide d'un capteur de pression différentielle. Un inconvénient notable des débitmètres est leur manque de précision à faible débit.

Le principe de fonctionnement repose sur la création d'un rétrécissement dans la section d'écoulement. Cette réduction de diamètre provoque une accélération du fluide au niveau de l'appareil, ce qui se traduit par une baisse de pression. La figure ci dessous illustre les dispositifs pour mesurer le débit:

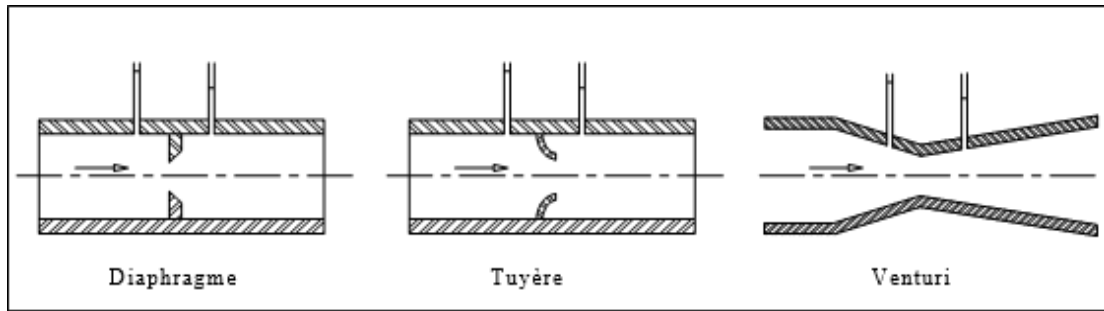


Figure VI.13 : débitmètres déprimogènes [5]

VI.3.8.2 Mesure de la pression :

La pression est quantifiée à l'aide de divers types de manomètres, notamment :

- Le manomètre à soufflet
- Le manomètre à capsule
- Le manomètre à membrane

Ces instruments permettent de mesurer et d'afficher la pression du fluide dans un système donné.

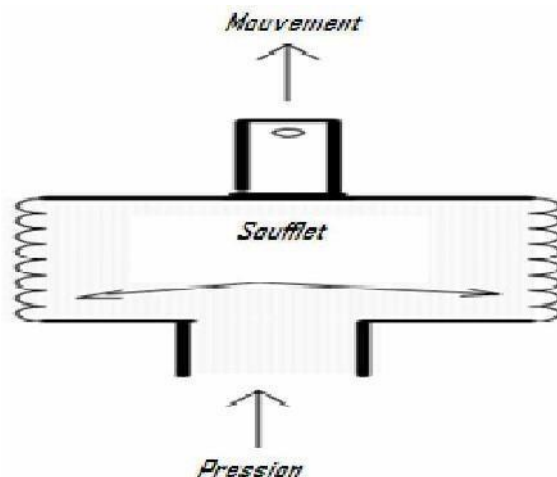


Figure VI.14 : Manomètre à soufflet [5]

VI.4. Conclusion:

Ce chapitre a passé en revue les divers composants essentiels à notre réseau planifié, notamment : Les robinets vannes, les ventouses, les clapets, les instruments de mesure (pour la pression et le débit). L'installation méticuleuse de ces éléments est cruciale pour garantir l'efficacité optimale du réseau. Étant donné que le terrain de la zone de ZABANA est classé comme ordinaire, il est conseillé de suivre les procédures standard de pose de canalisations adaptées à ce type de sol.

Chapitre VII : Organisation de chantier

Chapitre VII : Organisation de chantier

VII.1. Introduction :

L'organisation de chantier englobe toutes les activités et travaux effectués sur site selon des protocoles et réglementations spécifiques. Son but est d'assurer un suivi efficace et d'optimiser la gestion du chantier.

Dans ce chapitre, nous visons à identifier les phases et l'ampleur des travaux de notre projet, ainsi que les ressources (notamment les équipements) nécessaires pour garantir des conditions de travail optimales et dans les meilleurs délais. Cette période est gérée par le maître d'œuvre, sous la surveillance du maître d'ouvrage.

VII.2. Étapes des travaux pour un projet d'approvisionnement en eau potable :

VII.2.1. Installation des canalisations :

A. Tracé des tranchées : [5]

- Matérialisation : Marquage de l'axe de la tranchée avec des jalons tous les 50 m, en se basant sur le plan et des repères fixes.
- Nivellement : Mesure des différences d'altitude entre les points, avec adaptation en cas d'obstacles.

B. Excavation des tranchées : [5]

Enlèvement de la couche végétale : Pour effectuer l'enlèvement de la couche végétale, nous avons choisi d'utiliser un bulldozer.

Réalisation des fouilles : La réalisation de la tranchée et du remblaiement dépend des paramètres suivants : la nature du terrain, les caractéristiques de la conduite, comme son diamètre par exemple.

- ❖ **Largeur de la tranchée** : Minimum 0,60 m, calculée selon la formule :

$$B = D + (2 \times 0,30) \text{ [m] (VII-1)}$$

Où : **B** : largeur de la tranchée (m) et **D** : diamètre de la conduite (m)

- ❖ **Profondeur de la tranchée** : Entre 0,60 m et 1,20 m, calculée selon la formule :

$$H = D + H1 + H2 \text{ [m] (VII-2)}$$

Où :

H : profondeur de la tranchée (m)

D : diamètre de la conduite (m)

H1 : profondeur du lit de pose (0,2 m)

H2 : distance entre la génératrice supérieure de la conduite et la surface du sol (m).

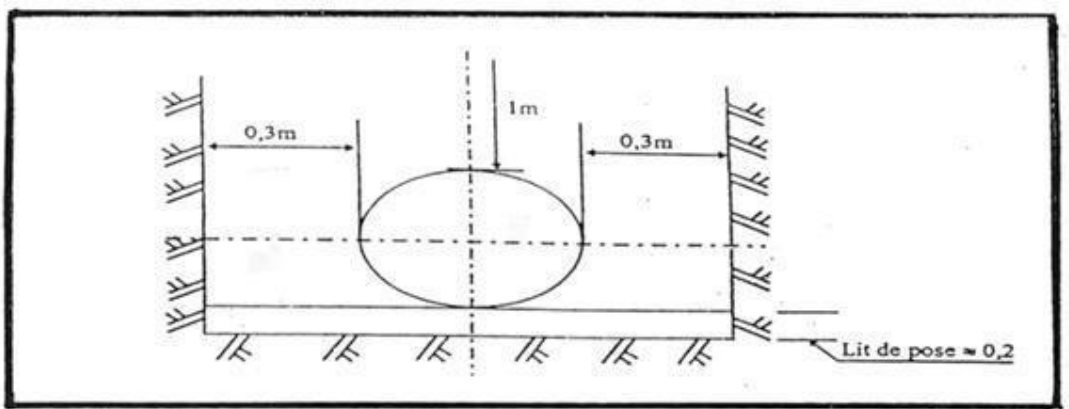


Figure VII-1 : Pose en tranchée [5]

- ❖ **Lit de pose** : Préalablement à l'installation de la conduite, on prépare une couche de sable d'une épaisseur comprise entre 0,15 m et 0,2 m. Cette couche est nivelée conformément aux côtes indiquées sur le profil en long.

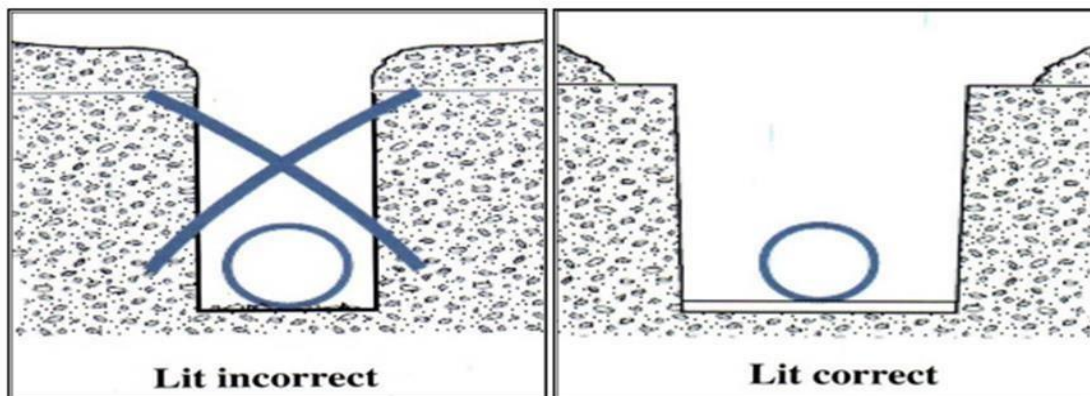


Figure VII-2 : Lit de pose [5]

- ❖ **La zone de support** : Entre le lit de pose et le niveau de l'axe du tuyau, le remblai est comprimé sous les côtés de la canalisation. Ce compactage vise à empêcher tout déplacement du tuyau et à former le support prévu. Le lit de pose combiné à cette zone de support constitue ensemble la base d'appui de la canalisation.

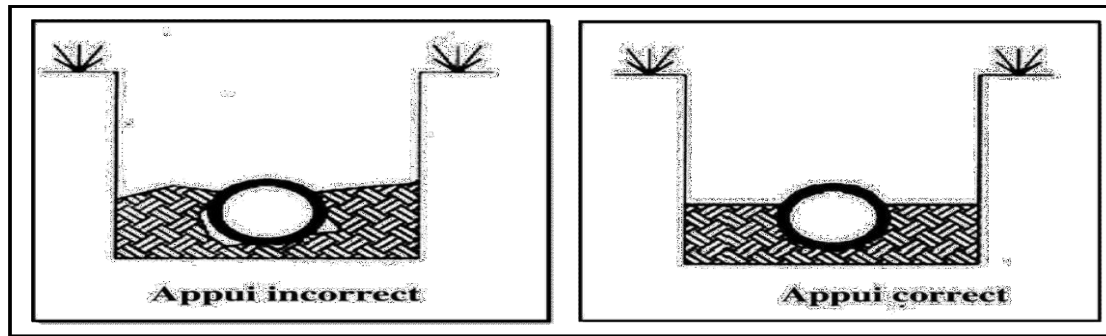


Figure VII-3 : Appui des conduites [5]

C. Pose des conduites :

1. **Mise en place des tuyaux** : La descente des tuyaux doit être effectuée avec précaution, soit manuellement, soit mécaniquement à l'aide d'un pose-tube, en les déposant doucement au fond de l'excavation.
2. **Alignement** : Chaque élément doit être placé dans l'axe du précédent. L'alignement des tuyaux doit être vérifié régulièrement pendant l'installation.
3. **Nettoyage** : Les résidus liés à l'installation doivent être éliminés de l'intérieur du tuyau avant ou juste après l'emboîtement. Cette opération peut être réalisée à la main ou à l'aide d'un goupillon, selon le diamètre du tuyau.
4. **Protection temporaire** : À chaque interruption de travail, l'extrémité ouverte de la canalisation doit être obturée solidement avec un bouchon temporaire pour empêcher l'intrusion de corps étrangers.

D. Test d'étanchéité : Avant le remblayage, un test de pression est effectué sur les tuyaux et les joints. Une pompe d'essai remplit la conduite d'eau sous une pression 1,5 fois supérieure à la pression de service prévue. Le test dure environ 30 minutes, avec une variation de pression maximale autorisée de 0,2 bar.

E. Remblayage des tranchées : Après réussite des tests, le remblai est mis en place et compacté manuellement avec le sol excavé, par couches de 20 à 30 cm. Cette étape comporte deux phases principales :

- a) **Remblai d'enrobage** : Inclut le lit de pose, l'assise et le remblai de protection. La zone directement en contact avec la canalisation, jusqu'à 10 cm au-dessus de sa partie supérieure, doit être composée du même matériau que le lit de pose.
- b) **Remblai supérieur** : Peut être réalisé avec les déblais d'excavation si le maître d'ouvrage l'autorise.

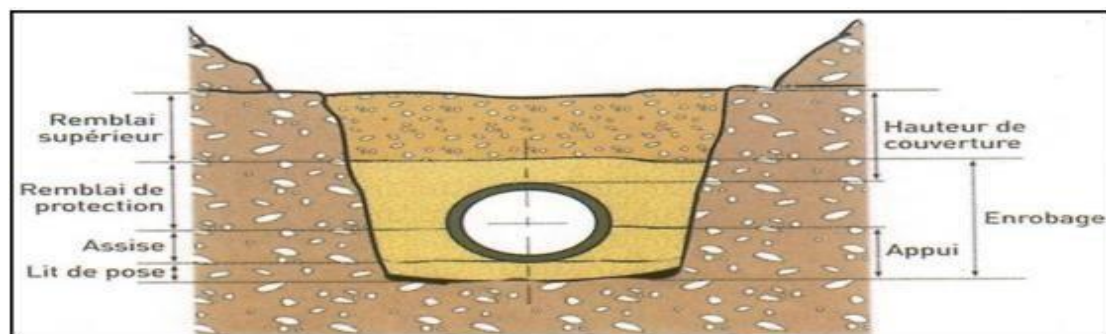


Figure VII-4 : Remblayage des tranchées [5]

- F. Nivellement et compactage :** Après le remblayage, on procède à l'étalement des terres (nivellement), puis au compactage pour augmenter la densité du sol.
- G. Désinfection du réseau :** Pour éliminer la terre ou la poussière qui auraient pu s'introduire dans les canalisations pendant l'installation, un nettoyage et un rinçage du réseau sont indispensables avant de mettre l'eau en distribution.

VII.2.2. Étapes de construction du réservoir projeté :

- Excavation du terrain
- Installation de la couche de tout-venant
- Application du béton de propreté
- Réalisation du radier en béton
- Construction des murs et poteaux de la chambre de manœuvre
- Mise en place de la coupole, de la dalle et du plafond de la chambre de manœuvre
- Construction en maçonnerie de la chambre de manœuvre

VII.3. Description des engins de terrassement :

Le chantier emploie divers engins hydrauliques, notamment :

VII.3.1 Bétonnière : Machine destinée au mélange des composants du mortier ou du béton. [7]



Figure VII-5 : Une bétonnière [7]

VII.3.2 Pelle hydraulique : Engin polyvalent pour l'extraction et le chargement des matériaux, ainsi que la mise en place du lit de sable et du remblai. Comme représenté dans la figure ci-dessous :



Figure VII-6 : La pelle hydraulique [7]

VII.3.3 Bulldozer : Utilisé pour le décapage de la couche superficielle du sol. Comme représenté dans la figure ci-dessous :



Figure VII-7 : Bulldozer [7]

VII.3.4 Chargeur : Véhicule sur pneus employé pour le remblayage des excavations et des tranchées. Comme représenté dans la figure ci-dessous :



Figure VII-8 : Chargeur [7]

VII.3.4 Compacteur : Appareil servant à tasser les remblais dans les espaces restreints comme les fondations et les tranchées. Comme représenté dans la figure ci-dessous :



Figure VII-9 : Compacteur [7]

VII.4. Calcul des volumes pour les travaux de distribution et d'adduction :

Cette section se concentre sur la détermination des différents volumes de travaux nécessaires pour ce projet.

VII.4.1. Détermination du volume d'excavation :

Le volume d'excavation est calculé selon la formule suivante :

$$V_D = S_D \times L = (B \times H_{tr}) \times L \text{ [m}^3\text{]} \dots\dots\dots(\text{VII-3})$$

Où :

- **VD** : représente le volume de déblais entre deux sections consécutives ;
- **SD** : correspond à la surface de déblais pour chaque section (m²) ;
- **L** : indique la distance séparant deux sections consécutives (m) ;
- **B** : désigne la largeur de la tranchée (m) ;
- **H_{tr}** : exprime la profondeur de la tranchée (m).

Tableau VII-1 : Calcul du volume de déblai du réseau de distribution et d'adduction

	Diamètre	L (m)	B (m)	H _{tr} (m)	S _D (m ²)	V _D (m ³)
Distribution	250	1329	0,85	1,6	1,36	1807,44
	160	1111	0,76	1,36	1,0336	1148,3296
	90	1219	0,69	1,29	0,8901	1085,0319
	63	705	0,65	1,25	0,8125	572,8125
Adduction	315	2200	0,95	1,8	1,71	3762
Total						8375,614

VII.4.2. Calcul du volume de lit de sable :

Le volume de sable peut être déterminé à l'aide de l'équation ci-dessous :

$$V_L = B \times e \times L \text{ [m}^3\text{]} \dots\dots\dots(\text{VII-4})$$

Où :

- **VL** : représente le volume du lit de sable, exprimé en (m³) ;
- **B** : correspond à la largeur de la tranchée, mesurée en (m) ;
- **e** : désigne l'épaisseur du lit de sable, fixée à 20 cm ;
- **L** : indique la longueur de la tranchée, exprimée en (m).

Tableau VII-2 : Calcul du volume de lit de sable

	Diamètre	L (m)	B (m)	e (m)	V_L (m³)
Distribution	250	1329	0,85	0,2	225,93
	160	1111	0,76	0,2	168,872
	90	1219	0,69	0,2	168,222
	63	705	0,65	0,2	91,65
Adduction	315	2200	0,95	0,2	418
Total					1072,674

VII.4.3. Calcul du volume occupé par la conduite :

Après l'excavation de la tranchée et la mise en place du lit de sable, vient l'installation des conduites. La connaissance de leur section est cruciale pour déterminer le volume des remblais. Le volume de la conduite est calculé selon l'équation suivante :

$$VC = SC \times L \text{ [m3]}. \dots\dots\dots \text{(VII-5)}$$

Où :

- **VC** : représente le volume de la conduite (m3) ;
- **L** : indique la longueur de la conduite (m) ;
- **SC** : correspond à la section de la conduite.

La section de la conduite est définie par :

$$SC = (\pi \times D^2) / 4 \dots\dots\dots \text{(VII-6)}$$

Avec : **D** : diamètre extérieure de la conduite (m).

Tableau VII-3 : Calcul du volume des conduites

	Diamètre	L (m)	Sc (m²)	Vc (m³)
Distribution	0,25	1329	0,0490625	65,204063
	0,16	1111	0,020096	22,326656
	0,09	1219	0,0063585	7,7510115
	0,063	705	0,0031157	2,1965438
Adduction	0,315	2200	0,0778916	171,36158
Total				268,83985

VII.4.4. Détermination du volume des remblais compactés :

Le volume de remblai est calculé en soustrayant du volume total des déblais le volume occupé par la canalisation et celui du lit de sable. En tenant compte du foisonnement des matériaux excavés.

La formule pour calculer le volume des remblais est la suivante :

$$V_R = (V_D \times F) - V_C - V_L \text{ [m}^3\text{]} \dots\dots\dots(\text{VII-7})$$

Où :

- **VR** : représente le volume du remblai (m3) ;
- **VD** : correspond au volume des déblais (m3) ;
- **VC** : désigne le volume occupé par la conduite (m3) ;
- **F** : est le coefficient de foisonnement (sans unité) ;
- **VL** : indique le volume du lit de sable (m3).

Avec : **F = 1,3** selon notre type de sol (calcaire, argile, marnes), le tableau ci-dessous représente le volume des remblais compactés :

Tableau VII-4 : Détermination du volume des remblais compactés

	Diamètre	L (m)	VD (m³)	Vc (m³)	VL (m³)	VR(m³)
Distribution	250	1329	1807,44	65,204063	225,93	2058,53
	160	1111	1148,3296	22,326656	168,872	1301,64
	90	1219	1085,0319	7,7510115	168,222	1234,57
	63	705	572,8125	2,1965438	91,65	650,80
Adduction	315	2200	3762	171,36158	418	4301,24
Total						9546,78

VII.5. Estimation des volumes pour les travaux du réservoir projeté :

Le système d'alimentation en eau potable de la zone d'étude prévoit la construction d'un unique réservoir d'une capacité de 1000 m3.

VII.5.1. Évaluation du volume des déblais :

Le volume total des déblais comprend le déblai du réservoir projeté et celui des chambres de manœuvres. Il est calculé selon la formule suivante :

$$V_{\text{Déb}} = [(\pi \times D_{\text{exc}}^2) / 4 + (L \times l)] \times h_{\text{exc}} \dots \dots \dots (\text{VII-8})$$

Où :

- VD représente le volume total des déblais (m³) ;
- D_{exc} : est le diamètre d'excavation (m), calculé comme

$$D_{\text{exc}} = D_{\text{ext}} + 2$$
D_{ext} : correspond au diamètre extérieur du radier du réservoir (m), obtenu par

$$D_{\text{ext}} = D_{\text{int}} + (2 \times 0,3)$$
- D_{int} : désigne le diamètre intérieur du réservoir (m) ;
- L : indique la longueur de la chambre de manœuvre (m) ;
- l : représente la largeur de la chambre de manœuvre (m) ;
- h_{exc} : est la profondeur d'excavation (m), fixée à 1 m.

Tableau VII-5 : Calcul des volumes des déblais pour le réservoir projeté et la chambre de manœuvre.

Réservoirs	D _{INT} (m)	D _{EXT} (m)	D _{EXC} (m)	L (m)	l (m)	V _{Déb} (m ³)
R _{projeté}	16	16,6	18,6	5	4	271,716

VII.5.2. Calcul du volume de tout-venant :

Le volume de tout-venant est calculé par la formule suivante :

$$V_{\text{tv}} = \frac{\pi \times D_{\text{exc}}^2}{4} \times e_{\text{tv}} \dots \dots \dots (\text{VII-9})$$

Avec :

- V_{tv} : Volume de tout-venant (m³) ;
- e_{tv} : Epaisseur de la couche du tout-venant (m), e_{tv} = 0,3 m.

Tableau VII-6 : Calcul du volume tout-venant pour le réservoir.

Réservoir	D _{INT} (m)	D _{EXT} (m)	D _{EXC} (m)	e _{tv}	V _{tv} (m ³)
R _{projeté}	16	16,6	18,6	0,3	81,515

VII.5.3. Détermination du volume de béton de propreté :

Le béton de propreté s'étendra sur 0,6 m au-delà des parois extérieures du réservoir. Son volume sera calculé selon l'équation suivante :

$$V_{bp} = (\pi \times D_{bp}^2 \times e_{bp}) / 4 \dots\dots\dots (VII-10)$$

Où :

- V_{bp} représente le volume du béton de propreté (m^3)
- D_{bp} est le diamètre de la couche de béton de propreté (m), égal à $D_{ext} + 1,2$
- e_{bp} correspond à l'épaisseur de la couche de béton de propreté (m), fixée à 0,15 m

Tableau VII-7 : Calcul du volume de béton de propreté pour le réservoir.

Réservoir	D_{INT} (m)	D_{EXT} (m)	D_{bp} (m)	e_{bp}	V_{bp} (m^3)
$R_{projeté}$	16	16,6	17,8	0,15	37,327

VII.5.4. Calcul du volume de béton armé :

Le béton armé est utilisé dans la construction des éléments suivants du réservoir projeté :

- Radier du réservoir projeté
- Voile du réservoir
- Voile de la chambre de manœuvre
- Ceinture supérieure du réservoir
- Coupole du réservoir
- Poteaux de la chambre de manœuvre
- Ceintures de la chambre de manœuvre
- Chape de la chambre de manœuvre
- Dalle de la chambre de manœuvre
- Maçonnerie de la chambre de manœuvre

Les éléments du réservoir de forme circulaires, le volume de béton armé est calculé comme suit :

$$V_{BA} = (\pi \times (D_{ext}^2 - D_{int}^2) \times H) / 4 \dots\dots\dots (VII-11)$$

Où :

- V_{BA} : est le volume de béton armé (m^3)
- D_{ext} : représente le diamètre extérieur de l'élément (m)
- D_{int} : est le diamètre intérieur de l'élément (m)
- H : correspond à la hauteur de l'élément (m)

Comme indiqué dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII-8 : Calcul du volume de béton armé pour le réservoir.

Réservoir	Élément	D _{EXT} (m)	D _{INT} (m)	H (m)	V _{BA} (m ³)
R_{projeté}	Radier	16,6	--	0,45	97,390
	Voile	16,7	16	4	71,911
	Ceinture supérieure	17	16	0,5	12,959
	Acrotère	17	16,64	0,3	2,853
Total					185,113

Ensuite, on détermine le volume de béton armé pour la coupole selon la formule suivante :

$$V_{Cpl} = 2 \times \pi \times R \times f \times ec \dots \dots \dots (VII-12)$$

Où :

- **V_C** : le volume de béton armé de la coupole ;
- **f** : la flèche de la coupole (m), égale à 1,5 m ;
- **ec** : l'épaisseur de la coupole (m), fixée à 0,1 m ;
- **R** : le rayon de la coupole (m).

Le rayon R est calculé comme suit :

$$R = (f^2 + (D/2)^2) / (2 \times f) \dots \dots \dots (VII-13)$$

Avec :

- **D** : représentant le diamètre du réservoir (m)

Le tableau ci-dessous représente le volume du béton armé de la coupole :

Tableau VII-9 : Calcul du volume du béton armé pour la coupole du réservoir.

Réservoir	D (m)	R (m)	V _{Cpl} (m ³)
R_{projeté}	16	22,0833	20,813

Le volume total de béton armé du réservoir est : **185,113 + 20,813 = 205,962 m³**.

Pour calculer le volume de béton armé de la chambre de manœuvre, on utilise la formule suivante :

$$V = L \times l \times h \times N \dots\dots\dots (VII-14)$$

Où :

- **V** : volume de béton armé pour chaque élément (m³) ;
- **L** : longueur de chaque élément (m) ;
- **l** : largeur de chaque élément (m) ;
- **h** : hauteur de chaque élément (m) ;
- **N** : nombre d'éléments.

Tableau VII-10 : calcul le volume de béton armé de la chambre de manœuvre

Eléments	L(m)	l (m)	h (m)	N	V (m ³)
Voiles	5	0,2	0,5	3	1,5
Poteaux	0,3	0,3	3	4	1,08
Ceintures inf. long	5	0,3	0,3	3	1,35
Ceintures inf. larg.	4	0,3	0,3	3	1,08
Ceintures sup. long	5	0,3	0,3	3	1,35
Ceintures sup. larg.	4	0,3	0,45	3	1,62
Dalle supérieure	5	4	0,07	1	1,4
Chape inférieure	5	4	0,07	1	1,4
Total					10.78

Le volume total de béton armé du réservoir et de la chambre de manœuvre est :
205,962 + 10.78 = 216,742 m³.

VII.5.5. Calcul du volume de remblai compacté :

Le volume de remblai compacté correspond à l'espace restant entre les voiles en béton armé et les limites d'excavation. Il est calculé comme suit :

$$V_{rem} = (\pi \times (D_{exc}^2 - D_{ext}^2) \times h) / 4 \dots\dots\dots (VII-15)$$

Où :

- **V_{rem}** : volume de remblai compacté (m³)
- **D_{exc}** : diamètre d'excavation (m), égal à D_{ext} + 2
- **D_{ext}** : diamètre extérieur du réservoir (m)
- **h** : profondeur d'excavation (m), fixée à 1 m

A.N :

$$V_{\text{rem}} = (3,14 \times ((18,6)^2 - (16,6)^2) \times 1) / 4$$

$$V_{\text{rem}} = 55,264 \text{ m}^3$$

VII.5.6. Calcul du volume de maçonnerie :

- Les parois de la chambre de manœuvre seront construites avec des briques de $(30 \times 20) = 600 \text{ cm}^2$ (soit $0,06 \text{ m}^2$).
- La surface totale de maçonnerie de la chambre de manœuvre est de : $[(5 \times 2) + 4] \times 3 = 42 \text{ m}^2$
- Avec une superficie unitaire de brique de $0,06 \text{ m}^2$, le volume de briques nécessaire est de 700 briques.
- En prévision des dommages, le nombre de briques prévu est de 720.

VII.6. Calcul des coûts des travaux :

Les coûts des travaux d'adduction, du réservoir projeté et du réseau de distribution seront présentés dans les tableaux suivants.

Tableau VII-11 : Cout des travaux du réseau de distribution et d'adduction.

Désignation		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblais		m ³	8375,614	300	2512684,2
Lit de sable		m ³	1072,674	800	858139,2
Distribution	Conduite Ø 250	m	286,27	3 050	873123,5
	Conduite Ø 160	m	957,31	1 260	1206210,6
	Conduite Ø 90	m	900,55	422	380032,1
	Conduite Ø 63	m	334	210	70140
Adduction	Conduite Ø 315	m	1755	4 000	7020000
Remblais		m ³	9546,78	400	3818712
Total					16739041,64

Tableau VII-12 : Coût des travaux du réservoir projeté.

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblais	m3	271,716	300	81514,8
Tout venant	m3	81,515	600	48909
Béton de propreté	m3	37,327	8 000,00	298616
Béton armé	m3	216,742	25 000,00	5418550
Remblais compactés	m3	55,264	4000	221056
Maçonnerie	Brique	720	40	28800
Total				6097445,8

Tableau VII-13 : Bilan des coûts.

Désignation	Montant (DA)
Réseau de distribution et d'adduction	16739041,64
Réservoir projeté.	6097445,8
Total	22836487,44

Le coût global du projet est estimé à : **22836487,44 DA.**

En ajoutant la TVA qui est de l'ordre (**19%**), le coût soit: **27175420,05 DA.**

VII.7. Planification des travaux :

La planification vise à garantir une exécution optimale du projet en :

- Respectant l'ordre logique des opérations ;
- Évitant les retards ;
- Optimisant les coûts (économique que possible).

Pour ce faire, nous utiliserons la méthode du chemin critique (CPM), également connue sous le nom de PERT (Program Evaluation and Review Technique). Développée aux États-Unis en 1958, cette approche représente les tâches par des nœuds ou des flèches, reliés par un flux temporel. Chaque sommet symbolise une étape ou un événement clé du projet.

Les principales phases du projet comprennent :

- La réalisation de l'adduction ;
- La réalisation du réservoir projeté ;
- La réalisation du réseau de distribution.

Les détails concernant la durée et l'exécution de ces tâches seront présentés dans les tableaux suivants :

Tableau VII-14 : Durée de réalisation des opérations de l'adduction.

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Excavation de la tranchée	28
B	Lit de sable	9
C	Pose de conduite	37
D	Remblais	5
E	Compactage	5

Tableau VII-15 : Durée de réalisation des opérations du réservoir.

Notation	Opération	Durée (jours)
F	Excavation	5
G	Pose du tout-venant	3
H	Coulage du béton de propreté	2
I	Coulage du béton armé du radier et de la chape de la chambre de manœuvre	30
J	Coulage béton armé du voile du réservoir et de la chambre	30
K	Coulage du béton armé de la ceinture supérieur du réservoir et des poteaux de la chambre de manœuvre	40
L	Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre	50
M	Remblayage et compactage	3
N	Maçonnerie et finition générale	20
O	Evaluation des débris et nettoyage	2

Tableau VII-16 : Durée de réalisation des opérations de la distribution.

Notation	Opération	Durée (jour)
AA	Excavation de la tranchée	93
BB	Lit de sable	31
CC	Pose de conduite	123
DD	Remblais	16
EE	Compactage	16

Les tableaux précédents vont être représentés par des réseaux à nœuds :

Avec :

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

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Réseau à nœuds de l'adduction :

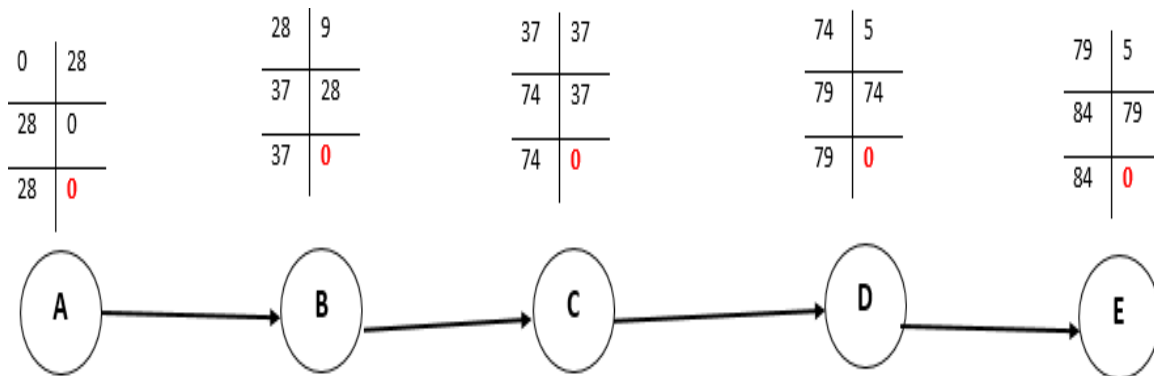


Figure VII-10 : réseau de planification des taches pour l'adduction.

Réseau à nœuds du réservoir :

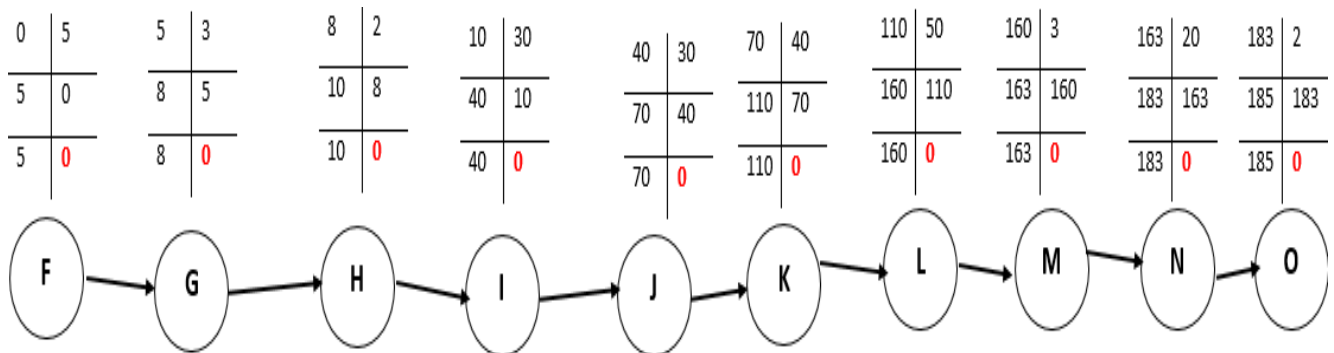


Figure VII-11 : réseau de planification des tâches du réservoir.

Réseau à nœuds de la distribution :

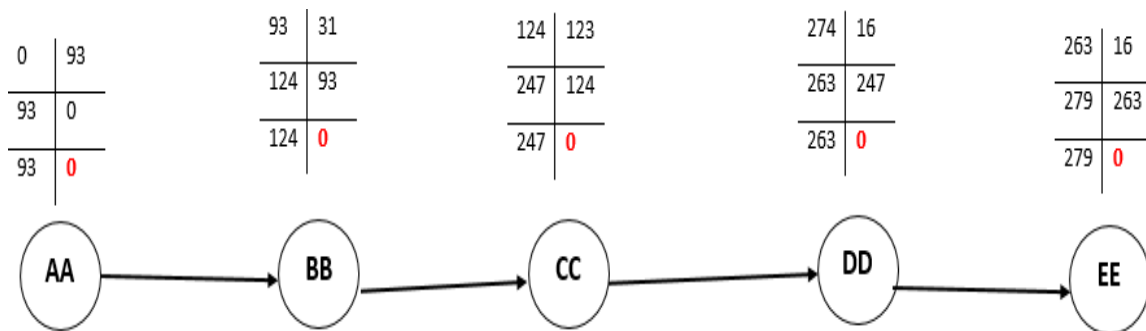


Figure VII-12 : réseau de planification des tâches pour la distribution.

VII.8. Conclusion :

Ce chapitre a permis d'établir les étapes essentielles pour l'installation des canalisations d'eau potable et d'identifier les engins nécessaires à ces travaux. Notre analyse a abouti à deux résultats importants : le coût total du projet est estimé à 25979384,4 DA, et sa durée de réalisation prévue est de 279 jours. Ces informations constituent une base solide pour la mise en œuvre efficace de ce projet d'approvisionnement en eau.

CONCLUSION GENERALE

Notre étude d'alimentation en eau potable de la zone de Zabana repose sur une étude détaillée de la demande totale des besoins en eau, permettant le choix de toutes les composantes du réseau et le bon dimensionnement des ouvrages.

En commençant par la récolte des données nécessaires, qui nous mène à une simple description de la zone d'étude et à une estimation des différents besoins en eau pour l'horizon 2054, dont la population atteindra 11998 habitants.

L'estimation des besoins maximums en eau de consommation a montré que la construction d'un réservoir à l'amont de la ville suffira à satisfaire ces besoins sans nécessiter d'autres ressources.

Ce réservoir va être alimenté par une adduction gravitaire de longueur de 2200 m et de diamètre de 200 mm (PN10) avec une vitesse acceptable, son emplacement est choisi de telle sorte à assurer une alimentation gravitaire de l'agglomération. Le long du réseau d'adduction en place des ventouses à chaque point haut pour s'échapper les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieure de la conduite, et des vidanges au niveau des points bas.

Lors de l'étude du réseau de distribution, nous avons opté pour un réseau mixte comme mode de distribution avec des conduites en PEHD PN 10 bars, Le réseau en question a été simulé à l'aide de logiciel EPANET pour les deux cas (pointe ; pointe+incendie).

On a achevé le travail par la citation des moyens de pose et protection de canalisation et on a calculé le devis estimatif et quantitatif du projet qui est de **27175420,05 DA**.

Cette étude nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances que nous avons acquises durant notre cycle de formation de l'hydraulique. Et enfin, je souhaite que mon modeste travail puisse servir de guide pour les promotions à venir.

Références Bibliographiques

- [1]- Données de la direction des ressources en eau d'Oran.
- [2]- Catalogue technique du groupe CHIALI.
- [3]- Données d'ANRH d'Oran.
- [4]- B. SALAH, 2014. Alimentation en eau potable des agglomérations", polycopié ENSH, Blida.
- [5]- KADI, L. (2024). Cours d'AEP.
- [6]- BABACI, M. (2021). Dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la zone boukerroucha (w.boumerdes). Mémoire d'ingénieur d'état, ENSH.
- [7]- Sites web (internet).
- [8]- MALEK, C. (2017). Diagnostic et réhabilitation du système d'alimentation en eau potable de la commune de Boudouaou el Bahri (w.Boumerdes). Mémoire d'ingénieur d'état, ENSH.
- [9]- KEDDADRA, N. (2023). Etude du système d'approvisionnement en eau potable de la zone de marechou 'commune mila' (w.mila). Mémoire d'ingénieur d'état, ENSH.
- [10]- MAJID, F. (2015). Réservoirs de stockage : Méthodologie de calcul et analyse sécuritaire. In : Congrès français de mécanique. AFM, Association Française de Mécanique.

ANNEXE

Annexe (I) : Répartition des débits horaires en fonction de nombre d'habitants

Heures	Nombre d'habitants				
(h)	Moins de 10000	10001à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

Annexe (II) : Les Diamètres normalisés du PEHD

Dext	Dint PN6	Dint PN10	Dint PN16	Dint PN20
20	16	16	15,4	
25	21	21	19	
32	28	27,2	24,8	
40	36	34	31	
50	45,2	44	38,8	
63	57	55,4	48,8	
75	67,8	63,8	58,2	
90	83	79,2	73,6	69,8
110	101,6	96,8	90	85,4
125	115,4	110,2	102,2	97
160	147,6	141	130,8	124,2
200	184,6	176,2	163,6	155,2
250	230,8	220,4	204,6	194,2
315	290,8	277,6	257,8	244,6
400	369,4	352,6	327,4	310,6
500	461,8	440,6	409,2	388,4
630	581,8	555,2	515,6	