

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR
HYDRAULICS

"The Mujahid Abdellah ARBAOUI"



المدرسة الوطنية العليا للري

"المجاهد عبد الله عرابوي"

ⴰⵎⴰⵔⴰⵏ ⴰⵏⵉⵎ ⴰⵏⵉⵎ ⴰⵏⵉⵎ ⴰⵏⵉⵎ ⴰⵏⵉⵎ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME

**ETUDE DU SYSTEME D'AEP DU POS N° 2 DE LA
LOCALITE HALLOULA SAHILIA COMMUNE
D'ATTATBA W.TIPAZA**

Présenté par :

OUARI Faiza

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
HACHEMI Abdelkader	M.C.A	Président
HADJ SADOK Nabila	M.A.A	Examineur
AMIRI Djamel	M.A.A	Examineur
DERNOUNI Fouzia	M.A.A	Examineur
SALAH Boualem	M.C.A	Promoteur

Session juillet 2024

Remerciements

Tout d'abord, je remercie le bon dieu le tout puissant de m'avoir prêté foi, courage, santé et volonté d'entamer et de terminer ce mémoire.

Mener un mémoire de fin d'étude jusqu'à son terme est un exercice long, solitaire, rythmé d'imprévus dans son déroulement et ses résultats qui n'auraient pas été possible sans l'entourage de mon promoteur, qui m'a montré le chemin à prendre.

Je tiens à remercier sincèrement Monsieur SALAH Boualem, mon promoteur, à qui j'adresse l'expression de ma gratitude et respect pour m'avoir encadré, pour ses louables contributions inlassables et pour ses précieux conseils et son perpétuel dévouement.

Je remercie tout le corps enseignant et personnel de département hydraulique qui a contribué de près ou de loin à ma formation.

Mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.

Par ailleurs, je voudrais témoigner ma gratitude à:

Monsieur OULEBSIR Rafik gérant ingénieur bureau d'ingénierie en hydraulique pour m'avoir accueillie chaleureusement au sein de son bureau durant tout mon stage.

Un grand remerciement à l'équipe du centre d'Etudes & de Réalisations en Urbanisme de Blida

Mes remerciements vont aussi à toutes les personnes qui m'ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce mémoire

Dédicaces

C'est avec profonde gratitude, que je dédie ce travail à :

Mes chers parents, pour l'éducation qu'ils m'ont prodigué avec tous les moyens et au prix de toutes les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard, pour le sens du devoir qu'ils m'ont enseigné depuis mon enfance.

Mes chers frères Fares et Loucif pour leurs soutien, affection et amour, leurs confiance et patiences et pour leurs sacrifices infinis.

Mon adorable sœur Yasmina pour toute l'affection et le soutien inconditionnel que j'ai trouvé auprès d'elle, son mari Zohir et leur petit cher Lyam Syphax.

Ma petite tante Samia et mon oncle Merzouk.

A mon amie Dady pour les liens solides qui nous unissent et son accompagnement précieux durant mon chemin d'étude supérieur.

A mon amie Malak, témoignage de l'amitié qui nous uni et des moments que nous avons passé ensemble je te souhaite beaucoup de courage.

A mes chères amies Fatima, Dihia et Rahima

A tout ceux à qui je compte et comptent pour moi.

ملخص:

يتمتع التجمع السكاني في حلولى، الذي يعد جزءاً من ولاية تيبازة، حالياً بنظام تزويد بالمياه الصالحة للشرب مع شبكة توزيع من نوع مختلط لا تلبي احتياجات المنازل من حيث الضغط والتدفق، وهو في حالة متدهورة تتميز بتسربات المياه والانكسارات. هدفنا هو تجديد هذا النظام مع تصميم هيدروليكي مناسب لتلبية احتياجات مختلف أنواع المستهلكين المتوقعة في المستقبل من حيث المياه والضغط.

الكلمات المفتاحية:

الضغط - التدفق - الشبكة - التسربات - الانكسارات.

Résumé :

L'agglomération de Haloula faisant partie de la wilaya de Tipaza est dotée actuellement d'un système d'AEP avec un réseau de distribution de type combiné ne répondant pas aux besoins des habitations en matière de pressions et débits d'une part , est dans un état vétuste caractérisé par des fuites d'eau et cassures d'autre part . Notre objectif consiste à rénover ce système avec un dimensionnement hydraulique adéquat de façon à satisfaire les différents types de consommateurs prévus à l'horizon futur en matière des besoins en eau et pression .

Mots clés :

pression- débit - réseau - fuites-cassures.

Abstract :

The agglomeration of Haloula, part of the Tipaza province, currently has a potable water supply system (AEP) with a combined type distribution network that does not meet the needs of households in terms of pressure and flow, and it is in a deteriorated state characterized by water leaks and breaks. Our objective is to renovate this system with an adequate hydraulic design to meet the various types of consumers' future needs in terms of water and pressure.

Keywords:

pressure - flow - network - leaks - breaks.

Table des matières

Introduction générale	1
------------------------------------	---

Chapitre I : Présentation de l'agglomération

Introduction

I.1. Présentation de la commune d'attatba :.....	3
I.1.2.Composition de la commune :.....	3
I.1.3.Situation géographique :.....	3
I.1.4.Situation topographique :	4
I.1.5.Situation climatique.....	5
▪ Climat :	5
▪ Pluviométrie :	5
▪ Température :.....	6
▪ Humidité :.....	6
▪ Vent :	6
I.1.6.Séismicité :	7
I.1.7.Situation hydraulique :	8
I.1.7.1. Distribution :.....	8
I.1.7.2.Ouvrages de stockage :	9
I.1.7.3.Ressources en eaux mobilisés :.....	10

Conclusion

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Introduction

II.1 .Estimation de la population future :.....	12
II.2. Estimation des besoins en eau :	13
II2.1. Consommation moyenne journalière :	13
II.2.1.1. Calcul des besoins en eau :.....	13
II.2.3. Besoins totaux de l'agglomération :.....	16
II.3.1. Consommation maximale journalière :	16

II.3.2. Consommation minimale journalière :	17
II.3.3. Variation de la consommation horaire	17
II.3.3.1. Consommation moyenne horaire :	17
II.3.3.2. Consommation maximale horaire :	17
II.3.3.3. Consommation minimale horaire :	18
II.4. Régime de consommation de l'agglomération :	18
II.5. Bilan comparatif des ressources et les besoins de l'agglomération	20
II.6. Analyse de la capacité de stockage :	21
II.6.1. Principe de calcul :	21
Conclusion	

Chapitre III : Dimensionnement du réseau de distribution

Introduction

III.1 Type des réseaux de distribution :	25
III.1.1 Réseau ramifié :	25
III.1.2 Réseau maillé :	25
III.1.3 Réseau mixte :	25
III.1.4 Réseau étagé :	25
III.2 Tracé du réseau de distribution :	26
III.2.1 Principe du tracé du réseau de distribution :	26
III.3 Choix du type de tuyaux:	27
III.4 Type de matériaux :	27
III.5 Calcul hydraulique du réseau de distribution :	28
III.5.1 Détermination des débits de dimensionnement :	28
III.5.2 Calcul du réseau ramifié :	29
III.5.3 Calcul du réseau maillé :	34
III.5.4 Interprétation des résultats :	40

Conclusion

Chapitre IV :Etude des réservoirs

Introduction

IV.1	Le rôle des réservoirs :	43
IV.2	Classification des réservoirs :.....	43
IV.3	Choix du type du réservoir :	44
IV.4	Emplacement des réservoirs :.....	44
IV.5	Equipements du réservoir :.....	45
IV.6	Principe de fonctionnement :.....	46
IV.7	Calcul de la capacité des réservoirs :.....	46
IV.7.1	Le cas d'un réservoir tampon :	46
IV.7.2	Le cas d'un réservoir d'alimentation :.....	47

Conclusion

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'adduction

Introduction

V.1	Généralité sur les adductions :	53
V.1.1	Classification des adductions :	53
V.1.2	Tracé de l'adduction :.....	53
V.1.3	Choix des matériaux de canalisation :.....	53
V.2	Etude de l'adduction :	54
V.2.1	Les ressources en eau :	54
V.2.2	Schéma du réseau d'adductions :	55
V.2.3	Calcul du diamètre économique :.....	56
V.3	Etude de pompage :	60

Conclusion

Chapitre VI : Protection du réseau d'adduction ramifié contre le coup de bélier

Introduction

VI.1	Généralités sur le coup de bélier :	63
VI.2	Moyens de protection contre le coup de bélier :	63

VI.3 Présentation du système d'adductions projeté :	64
VI.4 Calcul de la célérité d'onde :	66
VI.5 Calcul de la surpression et la dépression :	67
VI.6 Calcul du volume du réservoir anti bélier par la méthode de vibert	68
Conclusion	

Chapitre VII : Organisation de chantier

Introduction	
VII.1 Réalisation du réseau d'aep :	73
VII.1.1 Implantation des tracés des tranchées sur le terrain :	73
VII.1.1.1 Matérialisation :	73
VII.1.1.1 Extraction de la tranchée :	73
VII.1.1.3.1. Déblai d'excavation :	75
VII.1.1.2 Volume de remblais	77
VII.1.1.2.1 Volume du lit de sable :	77
VII.1.1.2.3 Volume de la conduite :	77
VII.1.1.3 Calcul des volumes des travaux du réservoir projeté :	79
VII.2 Devis estimatif d'établissent du projet :	82
VII.3 Planification des travaux :	83
Conclusion	
Conclusion générale.....	74

Liste des figures

Chapitre I : présentation de l'agglomération

Figure I-1 situation géographique de la commune d'Attatba.....	4
Figure I-2 vue aérienne de la zone d'étude	5
Figure I-3: carte des zones sismiques d'Algérie.....	8
Figure I-4 Répartition linéaire du réseau existant selon les matériaux.	9

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Figure II-1 répartition de la population sur différents horizons	13
Figure II-2 graphique de la consommation journalière à l'horizon 2053.....	20
Figure II-3 courbe de consommation cumulée à l'horizon 2054	20

Chapitre III : dimensionnement du réseau de distribution

Figure III-1 schéma du réseau projet.....	27
Figure III-2 résultat de simulation du réseau ramifié en cas de pointe	32
Figure III-3 résultats de simulation en cas de pointe + incendie.....	34
Figure III-4 résultat de simulation du réseau maillé en cas de pointe	37
Figure III-5 resultat de simulation du réseau maillé en cas de pointe+ incendie	40

Chapitre IV : Etude des réservoirs

Figure IV-1 Equipement du réservoir	Erreur ! Signet non défini.
---	------------------------------------

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'adduction

Figure V-1 schéma explicatif du réseau d'adduction projeté	56
Figure V-2 courbe caractéristique de la pompe.....	61

Chapitre VI : Protection de l'adduction ramifiée contre le coup de bélier

Figure VI-1 Schéma du système d'adduction en refoulement.....	64
Figure VI-2 Comportement des ondes du coup de bélier au nœud N1	65

Chapitre VII: Organisation de chantier

Figure VII-1 réseau a nœud et calcul du temps de réalisation du réseau d'adduction et de distribution	87
Figure VII-2 réseau a nœud et calcul du temps de réalisation du réservoir semi enterr	87

Chapitre I : présentation de l'agglomération

Tableau I-1 pluviométrie moyenne mensuelle	5
Tableau I-2 valeurs moyennes mensuelles des températures	6
Tableau I-3 humidité relative en pourcentage	6
Tableau I-4 Les moyennes mensuelles des vitesses du vent de l'année 2016/2017	7
Tableau I-5 composition du réseau existant	9
Tableau I-6 les caractéristiques des réservoirs existants	10
Tableau I-7 caractéristique du forage alimentant l'agglomération	10

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II-1 estimation de la population.....	12
Tableau II-2 besoins domestiques	14
Tableau II-3 Besoins administratifs	14
Tableau II-4 Besoins scolaires	14
Tableau II-5 Besoins sanitaires	15
Tableau II-6 Besoins socioculturels	15
Tableau II-7 Besoins d'arrosage.....	15
Tableau II-8 Débit de fuite	16
Tableau II-9 Besoins totaux de l'agglomération	16
Tableau II-10 récapitulatif des consommations maximale et minimale journalière	17
Tableau II-11 variation de β_{max} en fonction du nombre d'habitants	17
Tableau II-12 variation de la consommation horaire maximale.....	18
Tableau II-13 variation de β_{max} en fonction du nombre d'habitants	18
Tableau II-14 variation de la consommation horaire minimale	18
Tableau II-15 variation de la consommation horaire de l'agglomération à l'horizon 2054.....	19
Tableau II-16 Bilan de ressources en eau et les besoins à différents horizons.	20
Tableau II-17 détermination de la capacité de stockage	22
Tableau II-18 bilan de capacité de stockage	23

Chapitre III : dimensionnement du réseau de distribution

Tableau III-1 calcul des débits de tronçons en cas de pointe	30
Tableau III-2 calcul des pertes de charges	31
Tableau III-3 calcul des pressions	31
Tableau III-4 caractéristiques hydraulique des tronçons du réseau ramifié en cas de pointe ..	32
Tableau III-5 Etat des nœuds du réseau ramifié en cas de pointe	32
Tableau III-6 calcul des débits en cas de pointe + incendie	33
Tableau III-7 caractéristiques hydraulique des tronçons du réseau ramifié en cas de pointe + incendie	33
Tableau III-8 Etat des nœuds du réseau ramifié en cas de pointe + incendie	34
Tableau III-9 calcul des débits de tronçons du réseau maillé en cas de pointe	35
Tableau III-10 caractéristique hydraulique des tronçons du réseau maillé en cas de pointe ...	36
Tableau III-11 Etat des nœuds du réseau maillé en cas de pointe	37
Tableau III-12 calcul des débits de tronçons du réseau maillé en cas de pointe + incendie ...	38
Tableau III-13 caractéristique hydraulique des tronçons du réseau maillé en cas de pointe+ incendie	39
Tableau III-14 Etat des nœuds du réseau maillé en cas de pointe+ incendie	39

Chapitre IV : Etude des réservoirs

Tableau IV-1 détermination de la capacité de stockage	48
Tableau IV-2 Résultat du calcul du volume total du réservoir d'alimentation.	49
Tableau IV-3 caractéristiques du réservoir projeté	50

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'adduction

Tableau V-1 caractéristiques des forages	55
Tableau V-2 récapitulatif des diamètres normalisés des conduites provenant des forages.....	57
Tableau V-3 récapitulatif des diamètres normalisés du réseau ramifié en refoulement	58
Tableau V-4 récapitulatif des pertes de charge du réseau ramifié en refoulement	59
Tableau V-5 différentes variantes de pompes	60

Chapitre VI : Protection de l'adduction ramifiée contre le coup de bélier

Tableau VI-1 célérités d'onde dans les conduites du réseau de refoulement enterré.....	67
--	----

Chapitre VII: Organisation de chantier

Tableau VII-1 volume de décapage	74
Tableau VII-2 volume de déblai.....	76
Tableau VII-3 calcul du volume de remblai.....	78
Tableau VII-4 calcul du volume des déblais	79
Tableau VII-5 Volume de tout-venant	80
Tableau VII-6 Volume de béton de propreté.....	80
Tableau VII-7 volume de béton armé du réservoir	81
Tableau VII-8 Calcul du volume armé de la coupole	81
Tableau VII-9 volume de remblai compacté.....	82
Tableau VII-10 Devis quantitatif et estimatif	82
Tableau VII-11 Devis quantitatif et estimatif (suite)	83
Tableau VII-12 temps de réalisation des réseaux de distribution et d'adduction	84
Tableau VII-13 temps de réalisation du réservoir de stockage	85
Tableau VII-14 Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier	85
Tableau VII-15 Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier de réalisation du réservoir.....	86
Tableau VII-15 Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier deréalisation du réservoir	86

Introduction générale

Introduction générale :

L'accès à l'eau potable est un enjeu crucial pour le développement et le bien-être des populations. La fonction principale d'un réseau de distribution d'eau est de répondre aux besoins des usagers en fournissant une eau de qualité, conforme aux normes de potabilité, et en quantité et pression adéquates.

L'eau potable est transportée à travers des canalisations, généralement enterrées. Avec le temps, ces canalisations vieillissent, ce qui entraîne une diminution des performances hydrauliques du système de transport et une dégradation de la qualité de l'eau. Les pertes d'eau et les cassures des canalisations deviennent plus fréquentes. Ces cassures peuvent causer des dégâts importants. Leur augmentation est un indicateur du vieillissement des canalisations suite à un régime engendré.

Le vieillissement des réseaux urbains d'eau potable est depuis plusieurs années une préoccupation majeure pour les gestionnaires.

Notre étude va porter sur le système d'AEP de L'agglomération de Halloula situé à la wilaya de Tipaza qui rencontre actuellement un problème crucial en matière d'alimentation en eau potable. Face à cette situation, il est impératif de concevoir des systèmes efficaces d'adductions, de stockage et de distribution afin de satisfaire la demande en eau.

C'est dans ce contexte que s'inscrit le thème de notre mémoire intitulé « Etude du système d'AEP du pos N°2 de la localité Halloula Sahilia commune d'Attatba (W.TIPAZA) »
L'objectif de ce travail est de projeter un système capable d'assurer la desserte en eau pour l'agglomération à horizon d'étude 2054.

Pour cela nous divisons notre travail en sept chapitres principaux, à savoir :

- Présentation de l'agglomération
- Estimation des besoins en eau
- Dimensionnement du réseau de distribution
- Etudes des réservoirs
- Dimensionnement du réseau d'adduction
- Protection du réseau d'adduction ramifié contre le coup de bélier
- Organisation de chantier

Chapitre I

Présentation de l'agglomération

Chapitre I : présentation de l'agglomération

Introduction :

L'agglomération de Halloula située dans la commune d'Attatba nécessite un projet d'un système d'AEP afin de satisfaire les différentes catégories de consommateurs d'eau potable qui la constituent. Afin d'élaborer ce projet à l'horizon de 2054, notre objectif consiste à collecter des données et des informations qui seront nécessairement utiles telle que la situation géographique, topographique, et notamment hydrauliques.

I.1. Présentation de la commune d'attatba :

La commune d'Attatba faisant partie de la daïra de kolea, wilaya de Tipaza s'étend sur une superficie de 63 Km² dans le bassin versant de mazafran.

I.1.2.Composition de la commune :

La commune d'Attatba est composée d'un centre urbain qui est le chef-lieu et de six agglomérations secondaires à savoir

- Halloula Sahilia situé au centre de la commune
- Kendouri situé au centre de la commune
- Djoughlali situé à l'est de la commune
- Rahmane situé à l'ouest de la commune
- Yafoufi situé à l'ouest de la commune
- Chenoui1 situé au sud de la commune

Notre étude concerne le **POS 2** de halloula, ce dernier est constitué d'habitats individuels, habitats collectifs ainsi d'équipement à titre éducatifs, sanitaires, administratifs et culturels. Il s'étend sur une superficie d'environ **56 hectares**.

I.1.3.Situation géographique :

- La commune d'Attatba dépend de la daïra de kolea suite à un découpage administratif survenu en février 1984, elle est limitée comme suit comme l'indique la figure 1 :
 - Au nord par les communes d'Ain Tagourait, Bouharoune et Khemisti
 - A l'Est par la commune de Chaïba
 - Au Sud par les communes de Mouzaïa et El Afroune
 - A l'Ouest par les communes d'Ahmer El Ain et Sidi Rached
 - Elle est traversée d'Est en Ouest par la route nationale N° 67, située à la limite de jonction des deux entités géographiques qui constituent cette commune
- La commune d'Attatba a pour coordonnées géographiques

Chapitre I : présentation de l'agglomération

- Latitude : 36° 34' 24" Nord,
- Longitude : 2° 40' 31" Est

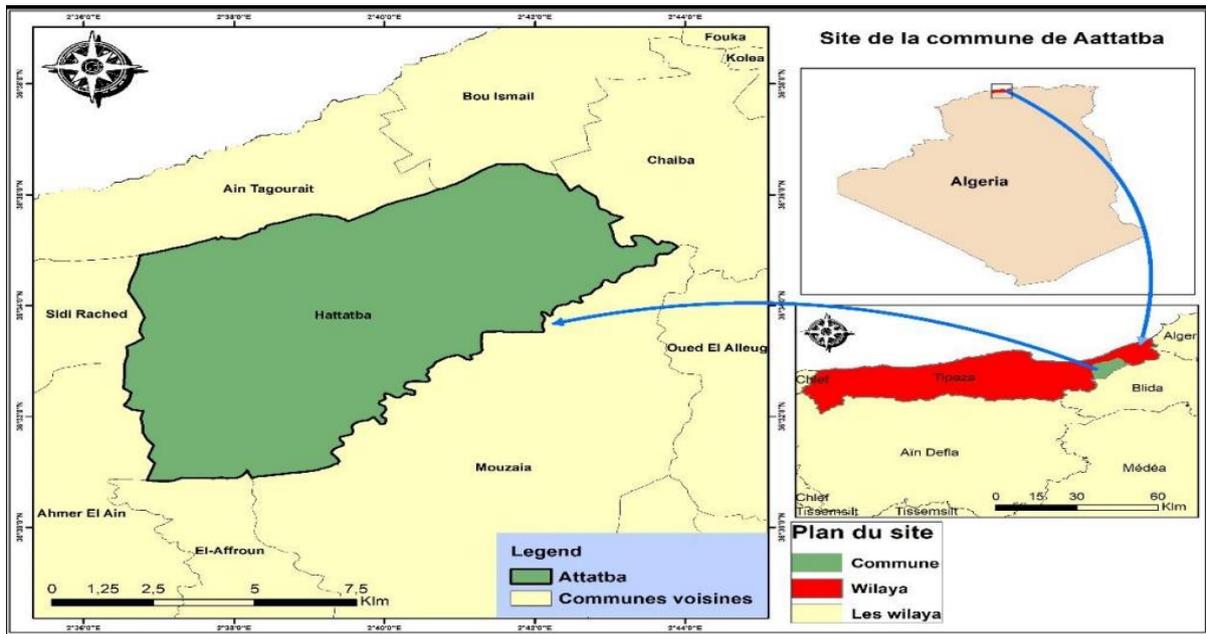


Figure I-1 situation géographique de la commune d'Attatba

I.1.4. Situation topographique :

Le levé topographique est essentiel pour réaliser le projet, car il vise à déterminer les profils en long, à choisir les tracés et les emplacements idéaux pour les réservoirs. La région d'Attatba est établie sur un versant de colline raide. Les pentes varient entre 5 et 20%. Elles sont principalement orientées du nord au sud, descendant de la crête vers la plaine. Les lignes de crête des bassins versants atteignent plus de 200 mètres d'altitude, avec des altitudes oscillant entre 45 mètres à la limite de la plaine et 220 mètres au sommet de la colline. La localité de halloula se situe au pied de la montagne dans une zone agricole. (figure 2)

Chapitre I : présentation de l'agglomération



Figure I-2 vue aérienne de la zone d'étude

I.1.5. Situation climatique

▪ Climat :

L'ensemble de la commune est composé par deux étages qui sont :

- ❖ L'étage subhumide caractérisé par un hiver doux dans la partie nord de la commune.
- ❖ L'étage subhumide caractérisé par un hiver chaud dans la partie sud de la commune.

▪ Pluviométrie :

Les coordonnées de la station pluviométrique Attatba Cave sont :

- X : 495.45
- Y : 363.15
- Z : 60

Les pluies moyennes mensuelles de la période (1992-2018) sont représentées dans le Tableau I-1

Tableau I-1 pluviométrie moyenne mensuelle

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	P _{MOY} annuelle
P _{mens} (mm)	21.5	37.5	59	60.3	54.3	54.4	41.6	39.1	30.1	8.4	2.1	6.1	34.5

Source (DRE Tipaza)

Interprétation

- Le mois le plus pluvieux est celui de décembre avec une pluviométrie moyenne de 60 mm.
- Le mois le plus sec est celui de juillet avec une pluviométrie moyenne de 2.1 mm

Chapitre I : présentation de l'agglomération

- La période pluvieuse de l'année dure 9,2 mois, du 1 septembre au 8 juin, avec une chute de pluie d'au moins 13 millimètres sur une période glissante de 31 jours.
- La période sèche de l'année dure 2,8 mois, du 8 juin au 1 septembre

▪ **Température :**

Les températures moyennes sur une période d'observation de 10 ans (2008-2018) sont résumées dans le Tableau I-2:

Tableau I-2 valeurs moyennes mensuelles des températures

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout
T(°C)	24.8	19.1	15.1	11.4	10.4	12.8	15.5	19.3	19.9	25.7	29.6	30.4

Source (DRE Tipaza)

Interpretation :

- La saison très chaude dure 3,0 mois, du 20 juin au 20 septembre, avec une température quotidienne moyenne maximale supérieure à 28 °C.
- Le mois d'aout est le plus chaud de l'année, avec une température moyenne maximale de 30 °C et minimale de 21 °C
- La saison fraîche dure 4,0 mois, du 22 novembre au 22 mars, avec une température quotidienne moyenne maximale inférieure à 19 °C.
- Le mois de janvier est le plus froid de l'année, avec une température moyenne de 10 °C.

▪ **Humidité :**

L'humidité de la région est assez considérable

Le Tableau I-3 présente les valeurs de l'humidité durant la période (1978-2018).

Tableau I-3 humidité relative en pourcentage

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
Humidité relative%	69	68	75	63	66	71	76	71	65	62	64	64

Source (DRE Tipaza)

▪ **Vent :**

Les vents ont des fréquences différentes durant l'année les plus dominants sont de direction sud et ouest, quant au sirocco il est rarement enregistré au cas de l'hiver par contre les gelées sont fortement influencées par l'altitude

Chapitre I : présentation de l'agglomération

Tableau I-4 Les moyennes mensuelles des vitesses du vent de l'année 2016/2017

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
Vitesses moyennes (km/h)	2.88	2.36	4.2	3.5	3.42	3.55	3.54	3.32	4.24	2.91	2.33	2.4

Source (DRE Tipaza)

I.1.6.Séismicité :

Après avoir consulté le document réglementaire DTR-BC.248 donnant les règles parasismiques algériennes R.P.A (édition 99) élaboré par CGS (centre national de recherche appliquée en génie parasismique), le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante, (figure 3) c'est-à-dire :

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

Un zoning sismique a été établi suite au séisme du 21 mai 2003 qui a touché la région de Boumerdes et ses environs. Notre zone d'étude est classée dans la zone sismique III (Sismicité élevée).

Chapitre I : présentation de l'agglomération

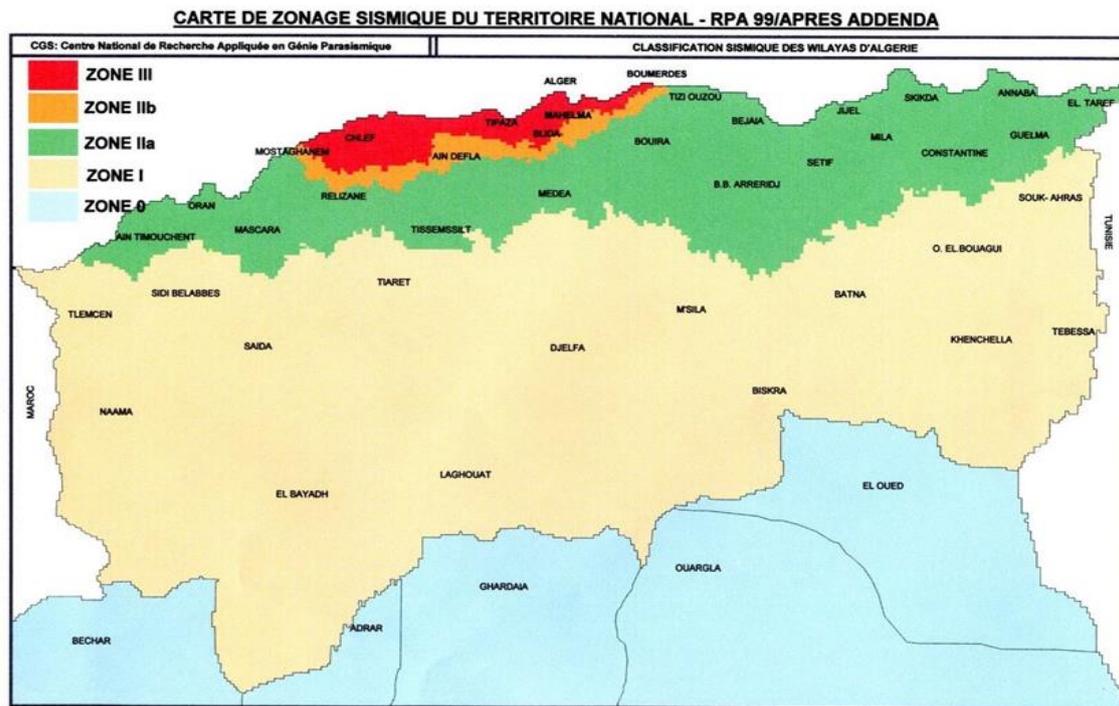


Figure I-3: carte des zones sismiques d'Algérie

source RPA 99)

I.1.7. Situation hydraulique :

- L'alimentation en eau potable de la localité de halloula se fait à partir du forage existant de halloula qui se trouve au sud-est de notre zone d'étude et donne un débit de 10 l/s vers le réservoir de halloula de volume 500 m³ et de cote de radier de 88 m.
- Une conduite en PEHD de diamètre 400mm provenant du réservoir de Saidia de cote de radier de 230 m sur laquelle un piquage est pratiqué .La conduite de diamètre de 250 mm issue de ce piquage alimente le réservoir de halloula.Un tronçon issu de cette conduite alimente la partie haute de l'agglomération par une injection directe (réseau ramifié)
- La partie sud de la localité est dépourvue de réseau d'alimentation en eau potable.

I.1.7.1. Distribution :

Le réseau de distribution de la localité de Halloula est de type mixte. La longueur totale du réseau primaire et secondaire existant est de 3636 ml. Ce réseau d'un état vétuste datant de l'époque coloniale est composé de conduites de matériaux différents (voir tableau I-5)

Chapitre I : présentation de l'agglomération

Tableau I-5 composition du réseau existant

Matériau		Diamètre (mm)	Longueur (m)
Acier	Acier	250	112
		40	317
	Acier galvanisé	100	411
		50	1052
Fonte ductile		160	415
		100	(vers un autre village)
Amiante ciment		250	364
		200	648
Plastique noir		80	317

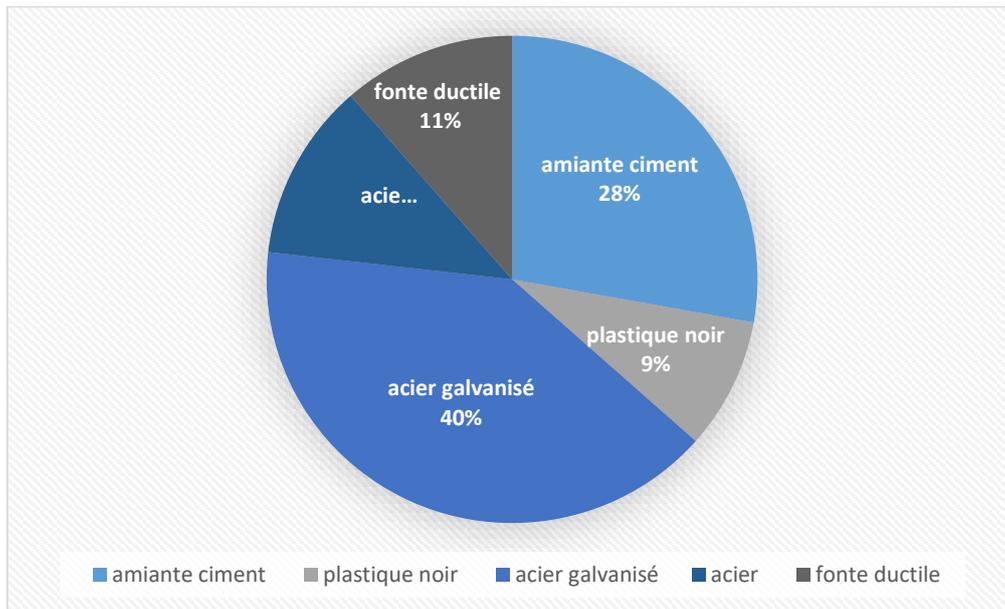


Figure I-4 Répartition linéaire du réseau existant selon les matériaux.

I.1.7.2. Ouvrages de stockage :

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

- Le réservoir existant de halloula qui est alimenté par le forage de halloula et le réservoir de saidia
- Le réservoir de saidia qui alimente la partie haute de la localité et le réservoir de halloula

Chapitre I : présentation de l'agglomération

Tableau I-6 les caractéristiques des réservoirs existants

Réservoir	Capacité (m ³)	Type	Cote du radier (m)
Halloula	500	Semi enterré	88
Saidia	1000	Au sol	230

I.1.7.3.Ressources en eaux mobilisés :

Les caractéristiques de la source mobilisée sont représentées dans le tableau I-7

Tableau I-7caractéristique du forage alimentant l'agglomération

Forage	Coordonnées Lambert	Profondeur (m)	Débit théorique l/s	Débit d'exploitation l/s	Niveau statique (m)	Etat
Halloula	X = 467.77 km	120	15	10	42.5	Bon état
	Y=4047.38km					
	71 m					

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons identifié les données essentielles concernant la région étudiée. Du point de vue topographique, il est évident que la région présente un terrain légèrement accidenté. Sur le plan climatique, elle est caractérisée par un climat méditerranéen avec une activité sismique modérée. L'approvisionnement en eau potable provient d'un forage débitant en moyen 10 l/s et de deux réservoirs d'eau.

On peut conclure que le réseau existant n'est pas adapté pour répondre aux besoins en eau des habitants. Par conséquent, il est indispensable de renouveler entièrement le réseau de distribution et de le redimensionner afin de satisfaire les besoins en eau de l'agglomération concernée à l'horizon 2054

Chapitre II

Evaluation des besoins en eau à l'horizon de calcul

Chapitre II Estimation des besoins en eau de l'agglomération

Introduction :

Une étude de projet de qualité débute en premier lieu par une évaluation appropriée des divers besoins susceptibles d'être exigés par l'agglomération. Cette évaluation prend en compte non seulement la croissance démographique prévue dans le temps, mais également l'expansion des équipements dans la zone étudiée. L'objectif de ce chapitre est de fournir une estimation précise et fiable des besoins en eau potable de la localité de Halloula, afin de permettre une planification efficace de l'alimentation en eau pour répondre aux besoins présents et futurs de la population. Nous entamons par une évaluation de la population, puis nous procédons à la détermination des besoins en eau pour les différentes catégories de consommation (besoin domestiques besoins des équipements public)

II.1 .Estimation de la population future :

Les réseaux d'alimentation en eau potable sont conçus pour répondre aux besoins à long terme. C'est pourquoi il est essentiel d'estimer la population future. Pour ce faire, nous adopterons une période de projection de 30 ans et un taux de croissance annuel de 2.2 % (conformément à l'APC de Attatba), en nous basant sur la formule suivante :

$$P_n = P_0 (1 + \tau)^n$$

Avec :

P_n : Population à l'horizon futur

P_0 : population de référence (2024)

N : nombre d'années séparant l'horizon de calcul de l'année de référence.

τ : taux d'accroissement annuel en pourcentage (%) dépend de plusieurs facteurs

- Du niveau de vie de la population.
- Du développement socioculturel.

En 2008 la population de la localité de Halloula Sahilia est estimée à 4510 habitants (d'après l'APC)

L'estimation de la population se résume dans le tableau II-1

Tableau II-1 estimation de la population

Horizon	Dernier recensement	Actuel	Long terme
Année	2008	2024	2054
Taux d'accroissement	2.2	2.2	2.2
Population	4510	6389	12274

Chapitre II Estimation des besoins en eau de l'agglomération

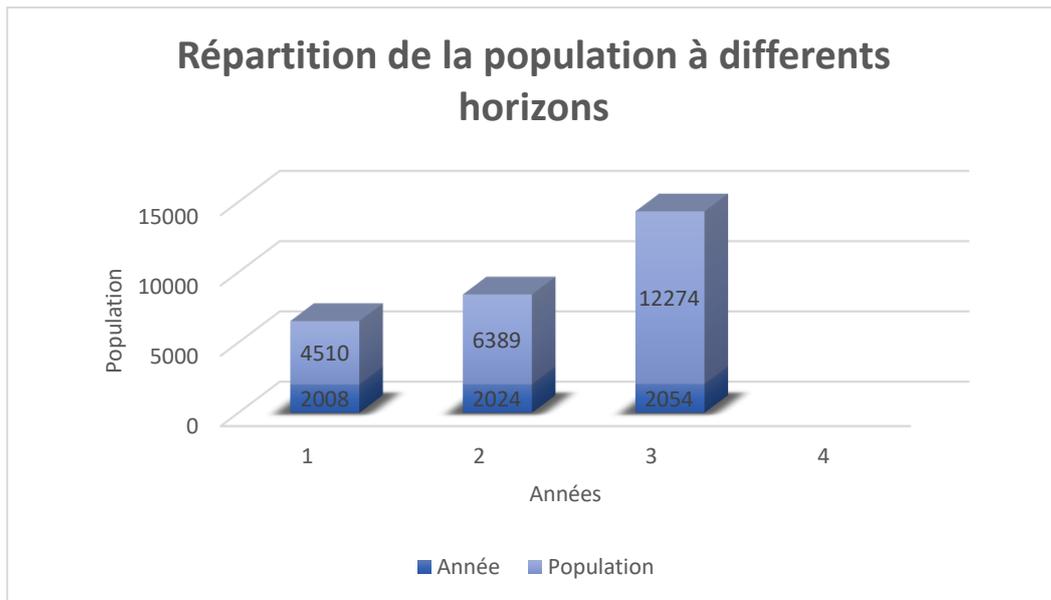


Figure II-1 répartition de la population sur différents horizons

II.2. Estimation des besoins en eau :

II.2.1. Consommation moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière Q_{moyj} , exprimée en mètre cube par jour (m^3/j), est le produit de la dotation attribuée par le nombre d'usagers formant la catégorie de

consommateurs. $Q_{moyj} = \frac{N_i \times dot}{1000}$ (m^3/j)

Avec Q_{moyj} : consommation moyenne journalière en m^3/j ;

Dot : dotation journalière en l/j/unité ;

N_i : nombre de consommateurs (Unités)

II.2.1.1. Calcul des besoins en eau :

La consommation d'eau varie selon le profil du consommateur. Avant d'entamer tout projet d'alimentation en eau potable, il est indispensable de recenser toutes les catégories de consommateurs présentes dans une agglomération. Pour étudier la localité de Halloula Sahilia il est primordial d'examiner les diverses catégories de besoins, notamment :

- Besoin domestiques
- Besoins scolaires
- Besoins sanitaires
- Besoins administratif

II.2.1.1.1. Besoins domestiques :

Selon les informations recueillies auprès de la DRE de Tipaza, La dotation en eau est prise comme suite :

Chapitre II Estimation des besoins en eau de l'agglomération

- Actuel 150 l/j/hab.
- À long terme 180 l/j/hab.

Les résultats sont récapitulés dans le Tableau II-2

Tableau II-2 besoins domestiques

Années	Population	Dotation (l/j/hab)	Cons moyenne journalière (m ³ /j)
2054	12 274	180	2209.32

II.2.1.1.2. Besoin des équipements publics

A- Besoins administratifs :

Tableau II-3 Besoins administratifs

Equipements	Unité	Nombre unité	Dotation (l/j/unité)	Consommation moy (m ³ /j)
Antenne APC	m ²	132	5	0.66
Siège PPT	m ²	133	5	0.67
Local d'emploi de jeunes	m ²	1420	5	7.1
Garde communale	Agent	25	10	0.25
Sureté urbaine	Agent	30	10	0.3

B- Besoins scolaires

Tableau II-4 Besoins scolaires

Désignation	Unité	Nombre unité	Dotation (l/j/unité)	Consommation moy (m ³ /j)
Ecole Driouche	Elèves	150	5	0.75
Ecole 6 classes	Elèves	180	5	0.9
Cem	Elèves	300	5	1.5
Lycée	Elèves	350	5	1.75

Chapitre II Estimation des besoins en eau de l'agglomération

C- Besoins sanitaires

Tableau II-5 Besoins sanitaires

Désignation	Unité	Nombre unité	Dotation (l/j/unité)	Consommation moy (m ³ /j)
Salle de soin	Malade	30	15	0.45
Polyclinique	Malade	80	15	1.2
Centre de santé	Malade	80	15	1.2

D- Besoins socioculturels

Tableau II-6 Besoins socioculturels

Désignation	Unité	Nombre unité	Dotation (l/j/unité)	Consommation moy (m ³ /j)
2 mosquées	Fidèle	1200	5	6
Ecole coranique	Elèves	80	5	0.4
stade	vestiaire	20	20	0.4
Espace récréatif	visiteur	150	5	0.75
Aire de jeux	joueurs	50	5	0.25
Auberge de jeunesse	jeune	80	10	0.8

E- Besoins d'arrosage

Tableau II-7 Besoins d'arrosage

Equipements	unité	superficie	Dotation (l/j/unité)	Consommation moy (m ³ /j)
7 placettes publiques	m ²	15333	5	76.66

2.1.1.3. Besoins des équipements éventuels et touristiques

La localité de halloula est en extension, plusieurs équipements éventuels sont projetés au niveau des parcelles vides s'étendant sur une superficie totale de 37039 m² de ce fait on majore le débit moyen journalier de 30% pour estimer la consommation moyenne des équipements éventuels par conséquent le débit moyen total sera 670.40 m³/j

Chapitre II Estimation des besoins en eau de l'agglomération

2.1.1.4. Besoins industriels

Il n'existe aucune activité industrielle dans la localité de halloula

2.2. Débit de fuite et de gaspillage :

Pour prendre en compte les fuites et les gaspillages dans le réseau d'alimentation en eau potable et pour prévenir tout risque d'insuffisance dans la consommation quotidienne, il est nécessaire d'appliquer une majoration de 20 % par rapport au débit moyen journalier. Ces fuites dépendent du type de conduites et des caractéristiques du terrain.

$$Q_{\text{fuite}} = 20\% Q_{\text{moy}}$$

Tableau II-8 Débit de fuite

Débit moy journalier	unité	Débit de fuite
2905.05	m ³ /j	581.01

II.2.3. Besoins totaux de l'agglomération :

Tableau II-9 Besoins totaux de l'agglomération

Désignation	Domestique	Administratif	Scolaire	sanitaire	Socioculturel	Arrosage	Eventuels	fuite	Total
Consommation moy (m ³ /j)	2209.32	8.98	4.9	2.85	8.6	76.66	670.4	581.01	3562.72

3. Variation de la consommation journalière :

Pendant la journée, la consommation d'eau n'est pas uniforme ; elle fluctue, montrant à la fois des pics et des creux. Ces fluctuations sont définies par des coefficients d'irrégularité, représentés par K_{max} et K_{min} .

Tel que :

$$K_{\text{max(min)}} = \frac{\text{consommation maximale(minimale) journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} = \frac{Q_{\text{max(min)}}}{Q_{\text{moy j}}}$$

II.3.1. Consommation maximale journalière :

Elle est définie par le coefficient d'irrégularité journalière maximum ($K_{\text{max j}}$) qui tient compte des variations journalières de la consommation. Il représente le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière.

$$K_{\text{max j}} = \frac{Q_{\text{max j}}}{Q_{\text{moy j}}}$$

Avec $K_{\text{max j}} \in \{1.1 \sim 1.3\}$.

Pour notre cas on prend $K_{\text{max j}} = 1.3$

Chapitre II Estimation des besoins en eau de l'agglomération

II.3.2. Consommation minimale journalière :

Elle est définie à partir du coefficient d'irrégularité journalière minimum ($K_{\min j}$) qui est déterminé comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière

$$K_{\min j} = \frac{Q_{\min j}}{Q_{\text{moy } j}}$$

Avec $K_{\min j} \in \{0.7 \sim 0.9\}$.

Pour notre cas on prend $K_{\min j} = 0.8$

Tableau II-10 récapitulatif des consommations maximale et minimale journalière

Horizon	$Q_{\text{moy } j}$ (m ³ /j)	$K_{\max j}$	$Q_{\max j}$ (m ³ /j)	$K_{\min j}$	$Q_{\min j}$ (m ³ /j)
2054	3562.7	1.2	4275.24	0.8	2850.16

II.3.3. Variation de la consommation horaire

II.3.3.1. Consommation moyenne horaire :

Le débit moyen horaire correspond à un débit de consommation moyenne pendant la journée la plus chargée .Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy } h} = \frac{Q_{\max j}}{24} \quad (\text{m}^3/\text{j})$$

II.3.3.2. Consommation maximale horaire :

Le débit maximal horaire est représentée par le coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{\max h}$) qui représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée la plus chargée dans l'année, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{\max} et β_{\max} Tel que :

$$K_{\max h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max}$$

Avec :

α_{\max} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local.

- Pour notre cas on prend $\alpha_{\max} = 1.3$

β_{\max} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Tableau II-11 variation de β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1.1

- Pour notre cas on prend $\beta_{\max} = 1.25$ pour l'horizon 2054

Chapitre II Estimation des besoins en eau de l'agglomération

Tableau II-12 variation de la consommation horaire maximale

Horizon	Q _{moy h} (m ³ /h)	K _{max h}	Q _{max h} (m ³ /h)
2054	178.14	1.625	289.48

II.3.3.3. Consommation minimale horaire :

C'est le débit correspondant à la consommation minimale de l'heure la plus chargée pendant la journée. Il est utilisé pour le dimensionnement du réseau de distribution à l'intérieur de l'agglomération, il est donné par la formule suivante :

$$Q_{\min, h} = K_{\min h} * Q_{moy h}$$

Avec

α_{\min} : coefficient tenant compte de l'importance de l'agglomération et les habitudes de la population, varie de 0.4 à 0.6

- pour notre cas on prend $\alpha_{\min}=0.4$

β_{\min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population

Tableau II-13 variation de β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0.7

- pour notre cas on prend $\beta_{\min} = 0.5$ pour l'horizon 2054

Tableau II-14 variation de la consommation horaire minimale

Horizon	Q _{moy h} (m ³ /h)	K _{min h}	Q _{min h} (m ³ /h)
2054	178.14	0.2	35.63

II.4. Régime de consommation de l'agglomération :

La consommation d'une agglomération varie d'une heure à l'autre en fonction du nombre d'habitants selon la formule :

$$Q_h = \frac{C_h}{100} * Q_{\max j} \quad (\text{m}^3/\text{h})$$

Avec :

Q_h : Débit horaire nécessaire.

C_h % : Pourcentage horaire

Chapitre II Estimation des besoins en eau de l'agglomération

Tableau II-15 variation de la consommation horaire de l'agglomération à l'horizon 2054

horaire	domestique $Q_{\max j} = 4182.55 \text{ m}^3/\text{j}$		Arrosage $Q = 76.66 \text{ m}^3/\text{j}$		Somme $Q'_{\max j}$
	%	m^3/h	%	m^3/h	m^3/h
0—1	1.5	62.74	8.33	6.39	69.13
1—2	1.5	62.74	8.33	6.39	138.26
2—3	1.5	62.74	8.33	6.39	207.39
3—4	1.5	62.74	8.33	6.39	276.52
4—5	2.5	104.56	8,33	6.39	387.47
5—6	3.5	146.39	8.33	6.39	540.25
6—7	4.5	188.21	8.33	6.39	734.85
7—8	5.5	230.04	0	0.00	964.39
8—9	6.25	261.41	0	0.00	1226.3
9--10	6.25	261.41	0	0.00	1487.71
10--11	6.25	261.41	0	0.00	1749.12
11--12	6.25	261.41	0	0.00	2010.53
12--13	5	209.13	0	0.00	2219.66
13--14	5	209.13	0	0.00	2428.79
14--15	5.5	230.04	0	0.00	2658.83
15--16	6	250.95	0	0.00	2909.78
16--17	6	250.95	0	0.00	3160.73
17--18	5.5	230.04	0	0.00	3390.77
18--19	5	209.13	0	0.00	3599.90
19--20	4.5	188.21	8.33	6.39	3794.5
20--21	4	167.30	8.33	6.39	3968.19
21--22	3	125.48	8.33	6.39	4100.06
22-23	2	83.65	8.33	6.39	4190.1
23--24	1.5	62.74	8.33	6.39	4259.23

Chapitre II Estimation des besoins en eau de l'agglomération

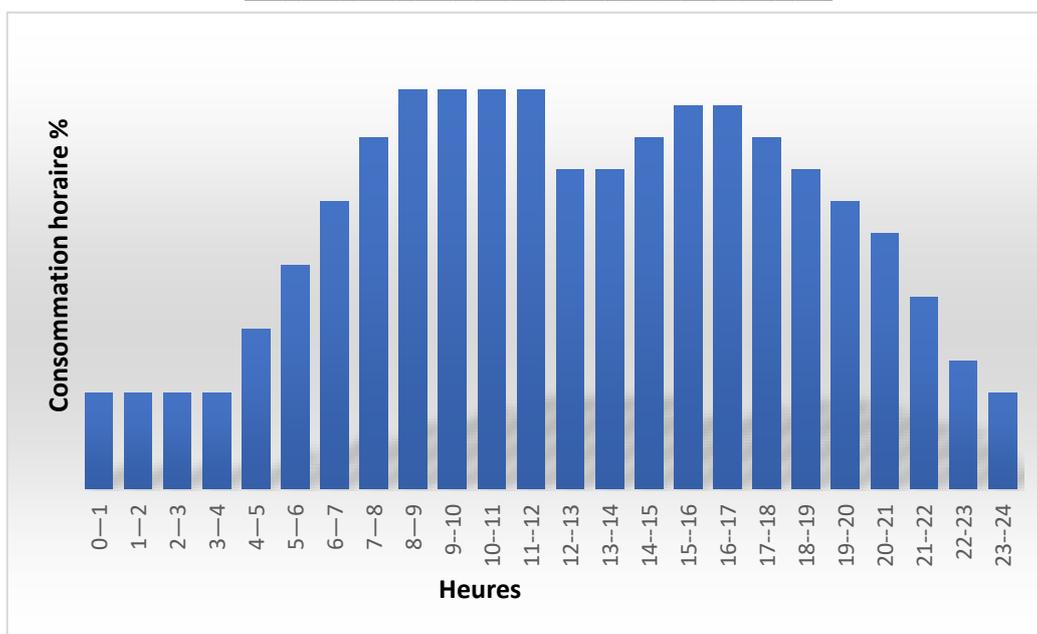


Figure II-2 graphique de la consommation journalière à l'horizon 2053

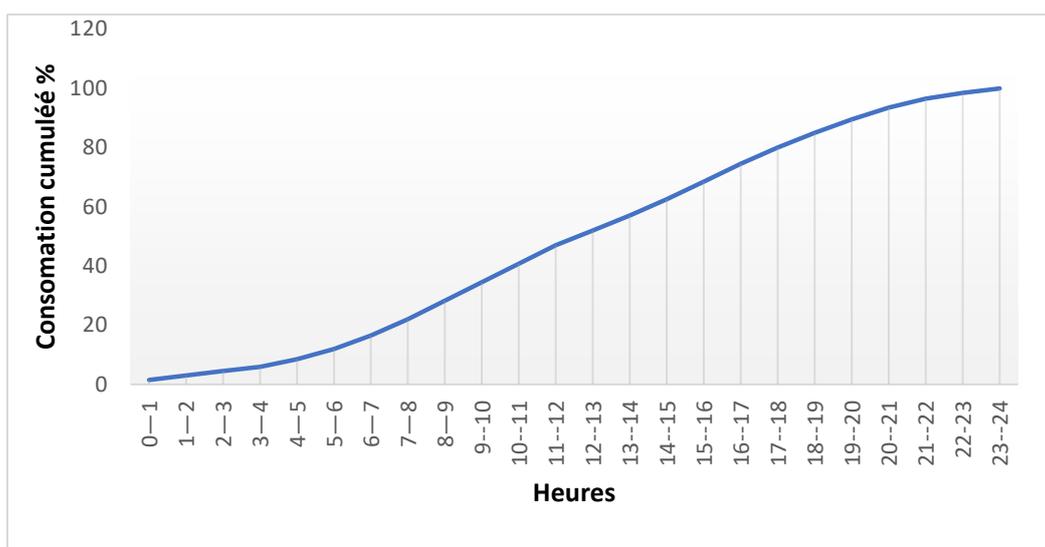


Figure II-3 courbe de consommation cumulée à l'horizon 2054

II.5. Bilan comparatif des ressources et les besoins de l'agglomération

Après avoir déterminé la consommation maximale journalière, nous examinons si les ressources disponibles dans l'agglomération sont suffisantes, en supposant que les débits des forages restent stables au fil du temps. Les résultats sont représentés dans le tableau II-18

Tableau II-16 Bilan de ressources en eau et les besoins à différents horizons.

Besoins journalier m³ /j	4259.23
Production m³ /j	1080
Bilan m³ /j	-3179.23
Bilan l/s	-36.79

Chapitre II Estimation des besoins en eau de l'agglomération

Interprétation :

On constate qu'il y a un déficit dans la production ce qui nous exige a projeter d'autres forages pour satisfaire les besoins de l'agglomération à l'horizon 2054.

Si on suppose que tout forage implanté dans le champ de captage de Halloula donne un débit de 15l/s. nous serons amenés à projeter 3+1 forages de débit de 15 l/s chacun

II.6.Analyse de la capacité de stockage :

Un réservoir est un ouvrage conçu dans le but de stocker de l'eau et de réguler les débits et pressions hydrauliques. L'estimation de sa capacité nécessite de prendre en considération les fluctuations des débits à l'entrée et à la sortie. Cette capacité est calculée pour répondre aux besoins quotidiens en eau, en tenant compte du pic de consommation journalier ainsi que des réserves nécessaires pour les situations d'urgence telles que les incendies.

II.6.1.Principe de calcul :

Pour évaluer la capacité d'un réservoir, deux approches sont souvent utilisées : la méthode graphique ou la méthode analytique. Dans ce cas, on opte pour la méthode analytique, qui implique de calculer le volume du réservoir pour chaque heure de la journée en déterminant le résidu dans le réservoir.

$$V_r = \frac{a(\%)*Q_{maxj}}{100} \quad (m^3)$$

Avec :

V_r : capacité résiduelle

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

Q_{maxj} : la consommation maximale journalière (m^3/j)

Le volume global est calculé en additionnant le volume résiduel au volume d'incendie.

$$V_t = V_r + V_{inc}$$

Avec

V_t : capacité totale du réservoir (m^3)

V_r : capacité résiduelle (m^3).

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

Chapitre II Estimation des besoins en eau de l'agglomération

Tableau II-17 détermination de la capacité de stockage

Heure	Consommation %	Refoulement %	Arrivée d'eau	Départ d'eau	Reste dans le réservoir
0—1	1,5	0		1.5	8.5
1—2	1,5	0		1.5	7
2—3	1,5	0		1.5	5.5
3—4	1,5	0		1.5	4
4—5	2,5	5	2.5		6.5
5—6	3,5	5	1.5		8
6—7	4,5	5	0.5		8.5
7—8	5,5	5		0.5	8
8—9	6,25	5		1.25	6.75
9--10	6,25	5		1.25	5.5
10--11	6,25	5		1.25	4.25
11--12	6,25	5		1.25	3
12--13	5	5	0		3
13--14	5	5	0		3
14--15	5,5	5		0.5	2.5
15--16	6	5		1	1.5
16--17	6	5		1	0.5
17--18	5,5	5		0.5	0
18--19	5	5	0		0
19--20	4,5	5	0.5		0.5
20--21	4	5	1		1.5
21--22	3	5	2		3.5
22-23	2	5	3		6.5
23--24	1,5	5	3.5		10
Total	100	100	21.5	21.5	/

Alors le maximum des restes dans le réservoir : a(%)= 10.

Chapitre II Estimation des besoins en eau de l'agglomération

Les résultats de comparaison entre les volumes de consommation et le stockage disponible de l'agglomération sont représentés dans le tableau I-18

Tableau II-18 bilan de capacité de stockage

Le maximum des restes dans le réservoir (%)	10
Le débit maximum journalier (m³/j)	4259.23
Capacité résiduelle (m³)	425.92
Reserve d'incendie (m³)	120
Capacité totale nécessaire (m³)	545.92
Capacité disponible (m³)	500
Déficit (m³)	45.92

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de procéder à l'évaluation des débits nécessaires pour la poursuite de notre étude. Nous avons effectué le calcul de tous les débits journaliers, à la fois les maximums et les minimums, pour l'horizon d'étude 2054. Cela nous a permis de déterminer les débits horaires moyens, maximums et minimums requis.

Chapitre III

Dimensionnement du réseau de distribution

Chapitre III dimensionnement du réseau de distribution

Introduction :

Le réseau de distribution consiste en un ensemble de conduites interconnectées permettant la distribution de l'eau aux consommateurs. Il doit être conçu de manière à garantir un débit et une pression suffisante pour chaque utilisateur. Le réseau de distribution de la localité de Halloula doit être entièrement renouvelé pour répondre aux besoins croissants de l'agglomération à l'horizon 2054. Vu la topographie de la zone urbaine de l'agglomération et la densité éparses des habitations nous avons conclu que la zone haute sera alimentée par un réseau de type ramifié par contre la zone basse sera équipée d'un réseau de type maillé.

III.1 Type des réseaux de distribution :

Les réseaux de distribution d'eau visent à acheminer l'eau aux consommateurs depuis les ouvrages de stockage en assurant un débit maximal et une pression minimale au sol qui convient à la hauteur des bâtiments. Il existe trois catégories de réseaux, qui varient en fonction du relief et de la configuration urbaine :

III.1.1 Réseau ramifié :

Le flux d'eau se déplace unidirectionnellement à travers les tronçons du réseau, allant des conduites principales vers les conduites secondaires.

III.1.2 Réseau maillé :

Les réseaux maillés offrent la possibilité d'une alimentation de retour. En cas d'incident, il suffit de manœuvrer les vannes pour isoler les tronçons affectés et maintenir l'alimentation des abonnés en aval.

III.1.3 Réseau mixte :

Il représente une combinaison entre le réseau maillé et le réseau ramifié dans le cas des mailles importantes

III.1.4 Réseau étagé :

Dans les régions accidentées, Lorsque la topographie implique des variations importantes d'altitude sur la zone à desservir, une alimentation provenant d'un unique réservoir peut entraîner des pressions excessives en bas du réseau. Pour remédier à cela, il est nécessaire d'installer des réservoirs intermédiaires, permettant ainsi de subdiviser le réseau en sous-réseaux présentant des variations d'altitude plus modérées. Ces réservoirs peuvent être alimentés par la même source que le réservoir principal, bénéficier d'une alimentation dédiée ou même être connectés entre eux.

Chapitre III dimensionnement du réseau de distribution

III.2 Tracé du réseau de distribution :

La superficie de notre agglomération est caractérisée par un relief accidenté avec une différence de cote de 110m. la densité d'habitation est très hétérogène. La densité éparsée d'habitation est localisée vers la partie haute par rapport au réservoir existant qui se trouve plus bas par rapport à cette partie haute. Nous constatons à travers le plan de masse que la densité d'habitation est bien structurée dans la partie basse. Nous avons déduit la projection de deux types de réseau à savoir : affecter un réseau ramifié pour la zone haute et un réseau maillé pour la partie basse. Le réservoir existant à une cote de 88m sera destiné à alimenter la partie basse. Quant à la zone haute se trouvant à une cote dépassant 88m sera alimenté par un réservoir projeté. Nous concluons qu'il s'agit d'une distribution étagée.

III.2.1 Principe du tracé du réseau de distribution :

III.2.1.1 Zone basse :

Cette zone se trouve localisée entre des cotes 88m et 24m de vu la structure de l'agglomération présentée par le plan de masse nous devons :

- Repérer le quartier ayant une densité de population importante.
- Déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer les distributions à ses consommateurs.
- Suivant ce sens tracer des conduites principales en parallèle.
- Ces conduites principales doivent être bien réparties pour avoir une bonne distribution d'eau
- Pour alimenter l'intérieur des quartiers, ces conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles)

Selon ce principe de ce tracé nous avons conclu 3 mailles alimentant la zone basse.(voir figure)

III.2.1.2 Zone haute :

Cette zone se trouve localisée entre des cotes de 134m et 88m vu la densité éparsée des habitations au niveau de cette zone, un réseau ramifié s'impose et sera tracé comme suit :

- Il faut repérer les habitations les plus éloignées.
- Tracer la conduite principale jusqu'à ces habitations.
- Tracer des conduites secondaires issues de la conduite maitresse vers les quartiers situés de part et d'autre de la conduite maitresse. (voir figure III 1)

Chapitre III dimensionnement du réseau de distribution

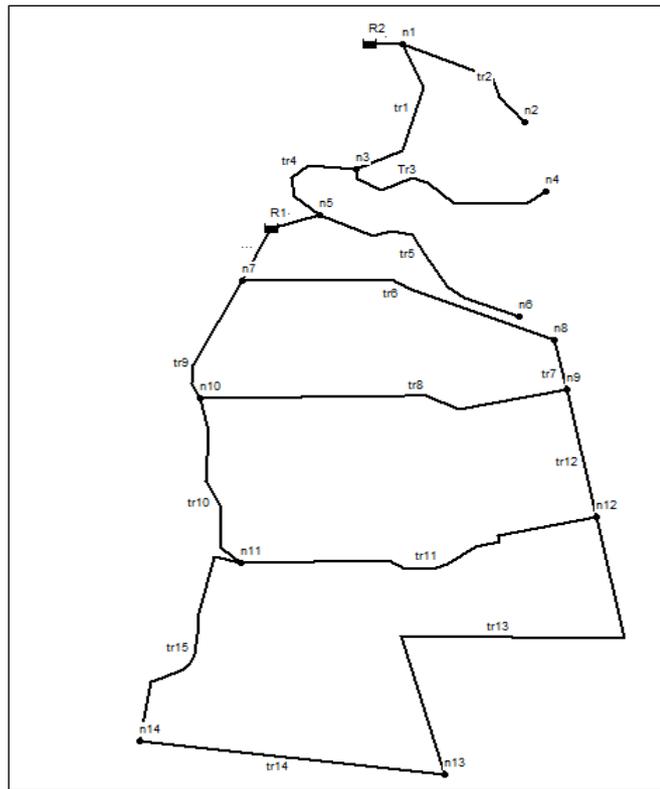


Figure III-1 schéma du réseau projet

III.3 Choix du type de tuyaux:

Pour choisir judicieusement le matériau approprié, plusieurs paramètres sont pris en considération :

- Conformité aux normes sanitaires en vigueur.
- Diamètre requis.
- Capacité du matériau à supporter la pression de service nécessaire.
- Durabilité du matériau dans le temps.
- Les conditions de pose.
- La disponibilité du matériau sur le marché.
- Le prix de la conduite.

III.4 Type de matériaux :

Différents matériaux sont utilisés pour la fabrication des conduits de distribution, chacun avec ses propres caractéristiques et paramètres distincts. Parmi eux, on trouve :

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

Chapitre III dimensionnement du réseau de distribution

Actuellement les conduites en PEHD sont les plus utilisées car elles présentent des avantages tels que :

- Excellente résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartrage grâce à la nature chimiquement inerte du matériau, ce qui prévient la dissolution et l'abrasion des métaux, même en cas de déséquilibre dans l'eau.
- Disponibilité sur le marché.
- Facilité d'installation grâce à leur bonne flexibilité.
- Fiabilité des raccordements, réduisant ainsi les risques de fuite et améliorant l'étanchéité du réseau.
- Bonne performance hydraulique avec un coefficient de rugosité très faible.
- Durabilité éprouvée

III.5 Calcul hydraulique du réseau de distribution :

Le dimensionnement des conduites doit prendre en compte le transit de débits de pointe et la résistance à une forte pression, même pendant les périodes de consommation minimale. Les étapes pour dimensionner et déterminer les débits dans un réseau sont les suivantes :

- Évaluer la longueur de chaque tronçon du réseau.
- Calculer le débit spécifique et les débits de distribution dans chaque tronçon.
- Estimer les débits supposés concentrés aux nœuds du réseau.

III.5.1 Détermination des débits de dimensionnement :

III.5.1.1 Débit spécifique :

Puisque nous ne disposons pas d'informations sur les habitudes de consommation d'eau des habitants, nous considérons l'hypothèse que la distribution de l'eau aux habitants se fait par mètre linéaire de conduite avec un débit spécifique défini de la manière suivante :

$$q_{sp} = \frac{Q_p}{\sum l_i} \quad (l/s/m)$$

Avec :

Q_p : débit de pointe demandé par l'agglomération (l/s).

$\sum l_i$: Somme des longueurs des tronçons du réseau assurant uniquement le service en route (m).

Chapitre III dimensionnement du réseau de distribution

III.5.1.2 Débit en route :

Le débit en route indique le débit de consommation supposée répartie le long de la longueur de la conduite .ce débit est obtenu en multipliant le débit spécifique par la longueur de la conduite formant le tronçon.

$$Q_r = q_{sp} * l_i \quad (l/s)$$

III.5.1.3 Débit de dimensionnement :

Ce débit est la somme du débit en route du tronçon concerné affecté du coefficient 0.55 et tous les débits des tronçons d'aval

$$Q = 0.55 * q_{sp} * l_i + Q_{ex} \quad (l/s)$$

III.5.1.4 Débit au nœud :

Les débits nodaux représentent les débits concentrés à chaque nœud, destinés à alimenter la population répartie autour de la moitié des tronçons de conduites adjacents aux nœuds concernés. Ils sont calculés selon la relation suivante :

$$Q_{ni} = 0.5 * \sum Q_{ri} + \sum Q_{con} \quad (l/s)$$

Avec :

Q_{ni} : : débit du nœud concerné (l/s)

$\sum Q_{ri}$: somme des débits en route des tronçons qui entourent le nœud (i) en (l/s)

$\sum Q_{con}$: débit concentré au nœud (i) en (l/s)

Pour notre cas $Q_{con} = 0$

III.5.2 Calcul du réseau ramifié :

Le réseau de distribution partie haute de la localité de halloula est de type ramifié, le nombre d'habitants dans cette partie est estimé à environ 1 habitants, pour déterminer le débit maximum horaire consommé par ces habitants on applique une règle de trois tel que

$$12274 \text{ habitants} \rightarrow Q_{maxh} = 72.61 \text{ l/s}$$

$$1970 \text{ habitants} \rightarrow Q_{maxh (ramifié)} = 11.65 \text{ l/s}$$

$$\text{Pour notre cas : } q_{sp} = \frac{11.65}{1242.85} = 0.00941 \text{ l/s/m.}$$

Chapitre III dimensionnement du réseau de distribution

III.5.2.1 Calcul des débits des tronçons :

A. cas de pointe :

Tableau III-1 calcul des débits de tronçons en cas de pointe

Nœud	Tronçon	Longueur du tronçon (m)	Débit en route (l/s)	Débits nodaux soutirés	Débit nodaux totaux (l/s)
1	Tr1	239.71	8.67	4.34	5.05
	Tr2	212.29	1.1	0.55	
2	Tr2	212.29	1.1	0.55	0.71
3	Tr3	292.89	1.51	0.76	2.91
	Tr4	166.8	3.98	1.99	
4	Tr3	292.89	1.51	0.76	0.92
5	Tr5	331.16	1.71	0.86	1.02
6	Tr5	331.16	1.71	0.86	1.0
				Total	11.65

III.5.2.2 Calcul des paramètres hydrauliques du réseau :

i. Calcul des pertes de charges :

La cote du radier du réservoir projeté étant inconnu, nous allons calculer les pertes de charges en se basant sur le concept des vitesses limites et des débits limites avec la formule suivante :

$$\Delta h = \frac{KlQ^\beta}{D^m} \quad (\text{m})$$

Avec

K : Coefficient de frottement

L : longueur du tronçon en (m)

Q : le débit de dimensionnement du tronçon en (m³/s).

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement

D : diamètre du tronçon en (m).

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Chapitre III dimensionnement du réseau de distribution

ii. Détermination de la cote du radier du réservoir projeté :

L'agglomération de halloula présente un relief fortement accidenté, le point n2 ayant la cote la plus élevée est considéré comme nœud défavorable, auquel on impose une pression de 0.8bars.

La cote du radier du réservoir sera égale à la cote piézométrique du nœud 2 plus le cumul des pertes de charge Δh_{1-2}

$$C_R = C_{p2} + \Delta h_{1-2}$$

$$A.N : C_{p2} = C_{t2} + 8m = 123+8 = 131 \text{ m}$$

$$\Delta h_{1-2} = 3.53 \text{ m}$$

D'où $C_R = 131+3.15 = 134.53 \text{ m}$ qui est considérée comme cote piézométrique dans les conditions défavorables.

Les tableaux III-2 et III-3 représentent les pertes de charges et les pressions aux nœuds du réseau ramifié

Le choix des diamètres est fait par le tableau des vitesses limites débit limites.

Tableau III-2 calcul des pertes de charges

Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Tronçon	Débit (l/s)	Diamètre (mm)	Perte de charge (m)
N5	N6	Tr5	1.71	50	12.07
N3	N5	Tr4	3.94	75	3.91
N1	N3	Tr1	8.67	110	5.66
N3	N4	Tr3	1.51	50	8.55
N1	N2	Tr2	1.1	50	3.53

Tableau III-3 calcul des pressions

Nœud	Cote de terrain (m)	Cote piézométrique(m)	Pression (m)
N2	123	131	8(exigée)
N3	107.92	128.87	20.95
N4	105.21	120.32	15.11
N5	93.82	124.96	31.14
N6	75.60	112.89	37.29

- Les tableaux III-4 et III-5 représentent les résultats de simulation hydraulique avec le logiciel Epanet

Chapitre III dimensionnement du réseau de distribution

Tableau III-4 caractéristiques hydraulique des tronçons du réseau ramifié en cas de pointe

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m)
Tr1	239.71	110	5.96	0.63	4.19
Tr2	292.89	50	-0.81	0.41	5.25
Tr3	212.29	50	-0.61	0.31	3.13
Tr4	166.80	75	2.13	0.48	4.13
Tr5	331.16	50	0.91	0.46	6.44

Tableau III-5 Etat des nœuds du réseau ramifié en cas de pointe

Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
N2	123	0.61	133.87	10.87
N3	107.910	3.02	133.53	25.61
N4	105.21	0.81	131.99	26.78
N5	93.822	1.22	132.84	39.01
N6	75.60351	0.91	130.70	55.10
R2	134.53	-6.57	134.53	0.00

➤ La figure III-2 représente les résultats de simulation du réseau ramifié en cas de pointe

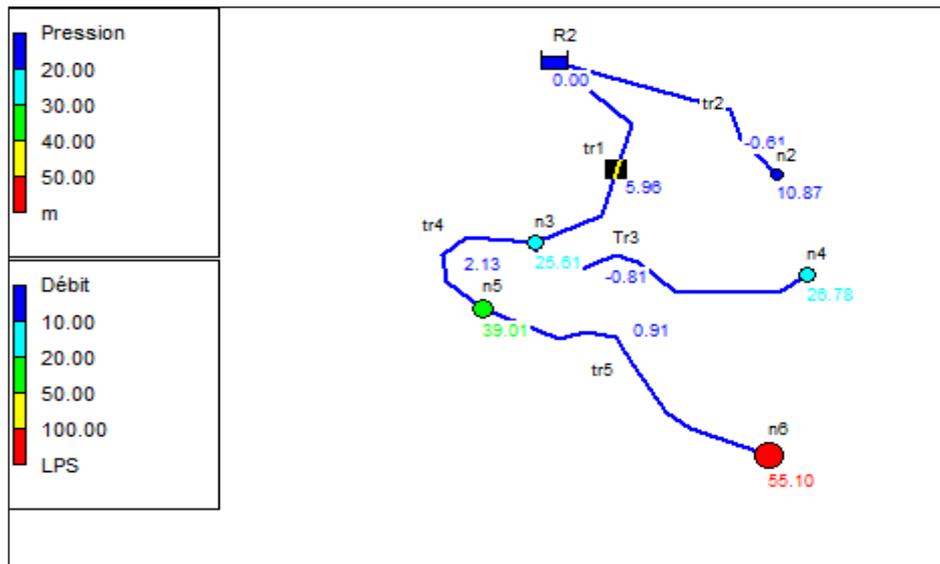


Figure III-2 résultat de simulation du réseau ramifié en cas de pointe

Chapitre III dimensionnement du réseau de distribution

Remarque : le réseau ramifié a été dimensionné dans le cas où le robinet- vanne qui relie le nœud 5 avec le réservoir existant est fermé.

B. Cas de pointe +incendie :

En cas de pointe incendie, il est nécessaire d'assurer un débit supplémentaire d'incendie de 17 l/s au nœud le plus défavorable, dans notre cas c'est le nœud le plus élevé (n2).

Le tableau III-6 représente le calcul des débits en cas de pointe + incendie

Tableau III-6 calcul des débits en cas de pointe + incendie

Nœud	Tronçon	Longueur du tronçon	Débit en route (l/s)	Débits nodaux soutirés	Débit nodaux totaux (l/s)
1	Tr1	239.71	8.67	4.34	14.1
	Tr2	212.29	18.1	9.05	
2	Tr2	212.29	18.1	9.05	9.05
3	Tr3	292.89	1.51	0.76	2.91
	Tr4	166.8	3.98	1.99	
4	Tr3	292.89	1.51	0.76	0.92
5	Tr5	331.16	1.71	0.86	1.02
6	Tr5	331.16	1.71	0.86	1.0

La cote du réservoir projeté étant déterminée avec le cas de pointe, les résultats de simulation hydraulique en cas de pointe+ incendie sont représenté dans les tableaux III-7 et III-8

Tableau III-7caractéristiques hydraulique des tronçons du réseau ramifié en cas de pointe + incendie

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge(m)
Tr1	239.71	110	5.96	0.63	4.19
Tr2	212.29	90	-9.05	1.42	25.54
Tr3	292.89	50	-0.81	0.41	5.25
Tr4	166.80	75	2.13	0.48	4.13
Tr5	331.16	50	0.91	0.46	6.44

Chapitre III dimensionnement du réseau de distribution

Tableau III-8 Etat des nœuds du réseau ramifié en cas de pointe + incendie

Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
N1	132	14.10	132.50	0.50
N2	123	9.05	127.07	4.07
N3	107.910	3.02	131.49	23.58
N4	105.21	0.81	129.96	24.75
N5	93.822	1.22	130.80	36.98
N6	75.60351	0.91	128.67	53.07
R2	134.53	-29.11	134.53	0.00

La Figure III-3 représente le résultat de simulation en cas de pointe + incendie

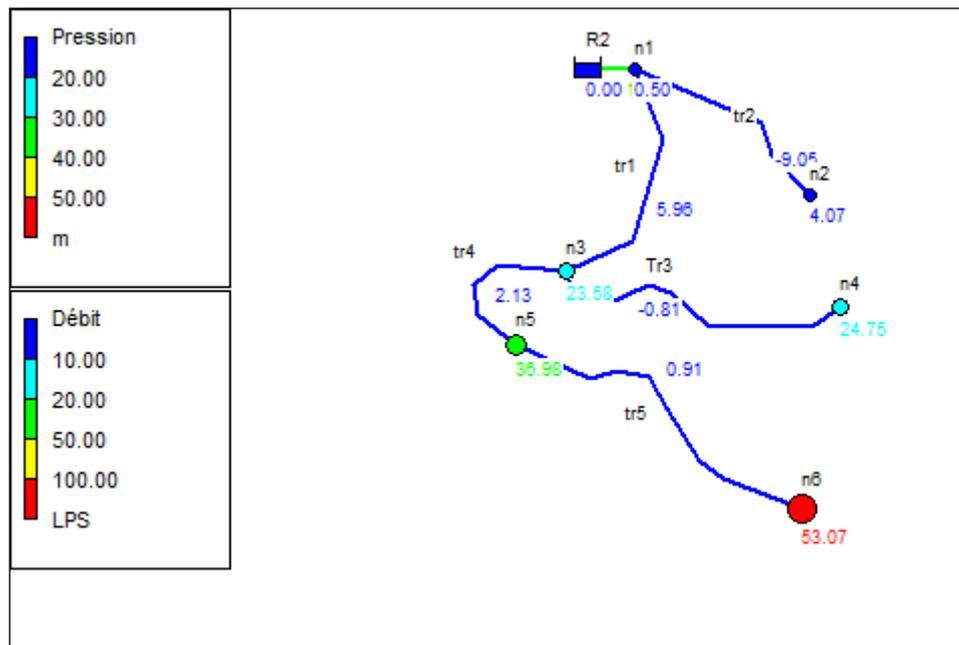


Figure III-3 résultats de simulation en cas de pointe + incendie

III.5.3 Calcul du réseau maillé :

Le réseau de distribution partie basse de la localité de halloula est de type maillé, d'où le débit maximum horaire consommé par les habitants de cette partie est :

$$Q_{\text{maxh}}(\text{maillé}) = Q_{\text{max}}(\text{total}) - Q_{\text{maxh}}(\text{ramifié})$$

Chapitre III dimensionnement du réseau de distribution

D'où $Q_{\max(\text{maillé})} = 60.96 \text{ l/s}$

Pour ce cas $q_{sp} = \frac{60.96}{3641.23} = 0.0167 \text{ l/s/m}$.

III.5.3.1 Calcul des débits des tronçons :

A. Cas de pointe :

Tableau III-9 calcul des débits de tronçons du réseau maillé en cas de pointe

Nœud	Tronçon	Longueur du tronçon (m)	Débit en route (l/s)	Débits nodaux soutirés (l/s)	Débit nodaux totaux (l/s)
7	Tr7	437.31	3.65	7.30	5.32
	Tr9	197.39	1.65	3.30	
8	Tr6	437.31	3.65	7.30	4.31
	Tr7	76.91	0.64	1.28	
9	Tr7	76.91	0.64	1.28	6.45
	Tr8	496.1	4.14	8.28	
	Tr12	197.44	1.65	3.30	
10	Tr8	496.1	4.14	8.28	8.04
	Tr9	197.39	1.65	3.30	
	Tr10	276.17	2.23	4.46	
11	Tr10	276.17	2.23	4.46	9.41
	Tr11	503.11	4.20	8.40	
	Tr15	354.69	2.96	5.92	
12	Tr11	503.11	4.20	8.40	11.73
	Tr12	197.44	1.65	3.30	
	Tr13	701.76	5.86	11.72	
13	Tr13	701.76	5.86	11.72	9.30
	Tr14	409.5	3.42	6.84	
14	Tr14	409.35	3.42	6.84	6.40
	Tr15	354.69	2.96	5.92	

Chapitre III dimensionnement du réseau de distribution

III.5.3.2 Répartition arbitraire des débits :

Après avoir calculé les débits aux nœuds, nous pouvons effectuer des répartitions arbitraires des débits pour déterminer les diamètres dans chaque tronçon. Cette répartition est effectuée selon les principes de la méthode de Hardy Cross, qui repose sur deux lois :

- 1ère loi (loi des nœuds): Pour un nœud quelconque d'un réseau, la somme des débits entrants est égale à la somme des débits sortants (équation de continuité $\sum Q = 0$).
- 2ème loi (loi des mailles) : Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme algébrique des pertes de charge doit être nulle ($\sum \Delta H = 0$). Pratiquement elle doit être inférieure à 0.5m

En connaissant le débit arbitraire, nous pouvons déterminer les diamètres de chaque tronçon du réseau.

III.5.3.3 Dimensionnement du réseau :

Le logiciel de calcul utilisé pour la simulation hydraulique est Epanet. Ce logiciel utilise des équations de conservation de la masse et de l'énergie pour déterminer les débits dans les conduites et les pressions aux nœuds :

Les résultats de calculs sont représentés dans le tableau III-10 et III-11

Tableau III-10 caractéristique hydraulique des tronçons du réseau maillé en cas de pointe

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de Charge (m)
Tr6	437.31	160	23.73	1.18	8.73
Tr7	76.91	160	19.42	0.97	5.95
Tr8	496.10	75	2.74	0.62	6.64
Tr9	197.39	200	31.91	1.02	4.98
Tr10	267.17	160	21.13	1.05	6.99
Tr11	503.11	75	2.20	0.50	4.40
Tr12	197.44	160	15.71	0.78	3.98
Tr13	701.76	110	6.18	0.65	4.48
Tr14	409.35	75	3.12	0.71	8.47
Tr15	354.69	125	9.52	0.78	5.33

Chapitre III dimensionnement du réseau de distribution

Tableau III-11Etat des nœuds du réseau maillé en cas de pointe

Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
N7	71.113	5.32	87.51	16.40
N8	67.016	4.31	83.69	16.68
N9	63.139	6.45	83.24	20.10
N10	58.810	8.04	86.53	27.72
N11	44.271	9.41	84.66	40.39
N12	49.749	11.73	82.45	32.70
N13	29.538	9.30	79.30	49.77
N14	35.824	6.40	82.77	46.95

➤ La figure III-4 représente les résultat de simulation du réseau maillé

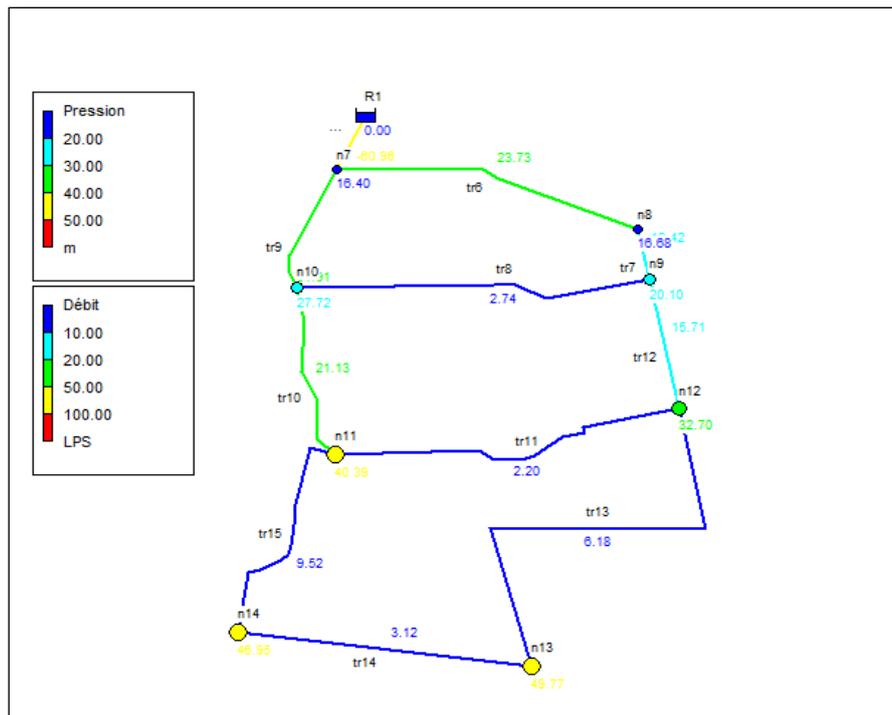


Figure III-4 résultat de simulation du réseau maillé en cas de pointe

B. Cas de pointe + incendie

En cas de pointe incendie, il est nécessaire d'assurer un débit supplémentaire d'incendie de 17 l/s au nœud le plus défavorable, dans notre cas c'est le nœud le plus élevé (n7).

Le tableau III- 12 représente le calcul des débits en cas de pointe + incendie.

Chapitre III dimensionnement du réseau de distribution

Tableau III-12 calcul des débits de tronçons du réseau maillé en cas de pointe + incendie

Nœud	Tronçon	Longueur du tronçon	Débit en route (l/s)	Débits nodaux soutirés	Débit nodaux totaux (l/s)
7	Tr6	437.31	3.65	7.30	22.32
	Tr9	197.39	1.65	3.30	
8	Tr6	437.31	3.65	7.30	4.31
	Tr7	76.91	0.64	1.28	
9	Tr7	76.91	0.64	1.28	6.45
	Tr8	496.1	4.14	8.28	
	Tr12	197.44	1.65	3.30	
10	Tr8	496.1	4.14	8.28	8.04
	Tr9	197.39	1.65	3.30	
	Tr10	276.17	2.23	4.46	
11	Tr10	276.17	2.23	4.46	9.41
	Tr11	503.11	4.20	8.40	
	Tr15	354.69	2.96	5.92	
12	Tr11	503.11	4.20	8.40	11.73
	Tr12	197.44	1.65	3.30	
	Tr13	701.76	5.86	11.72	
13	Tr13	701.76	5.86	11.72	9.30
	Tr14	409.5	3.42	6.84	
14	Tr14	409.35	3.42	6.84	6.40
	Tr15	354.69	2.96	5.92	

- Les résultats de simulation hydraulique en cas de pointe + incendie sont représentés dans les tableaux III-13 et III-14.

Chapitre III dimensionnement du réseau de distribution

Tableau III-13 caractéristique hydraulique des tronçons du réseau maillé en cas de pointe+ incendie

Tronçon	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Perte de Charge Unit.
Tr6	437.31	160	23.73	1.18	8.73
Tr7	76.91	160	19.42	0.97	5.95
Tr9	197.39	200	31.91	1.02	4.98
Tr8	496.10	75	2.74	0.62	6.64
Tr10	267.17	160	21.13	1.05	6.99
Tr11	503.11	75	2.20	0.50	4.40
Tr12	197.44	160	15.71	0.78	3.98
Tr13	701.76	110	6.18	0.65	4.48
Tr15	354.69	125	9.52	0.78	5.33
Tr14	409.35	75	3.12	0.71	8.47
Tr R1-n7	87.28	250	-77.96	1.59	8.94

Tableau III-14 Etat des nœuds du réseau maillé en cas de pointe+ incendie

Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge	Pression
N7	71.113	22.32	87.22	16.11
N8	67.016	4.31	83.40	16.38
N9	63.139	6.45	82.94	19.80
N10	58.810	8.04	86.24	27.43
N11	44.271	9.41	84.37	40.10
N12	49.749	11.73	82.16	32.41
N13	29.538	9.30	79.01	49.47
N14	35.824	6.40	82.48	46.65

La figure III- 5 représente les résultats de simulation en cas de pointe + incendie

Chapitre III dimensionnement du réseau de distribution

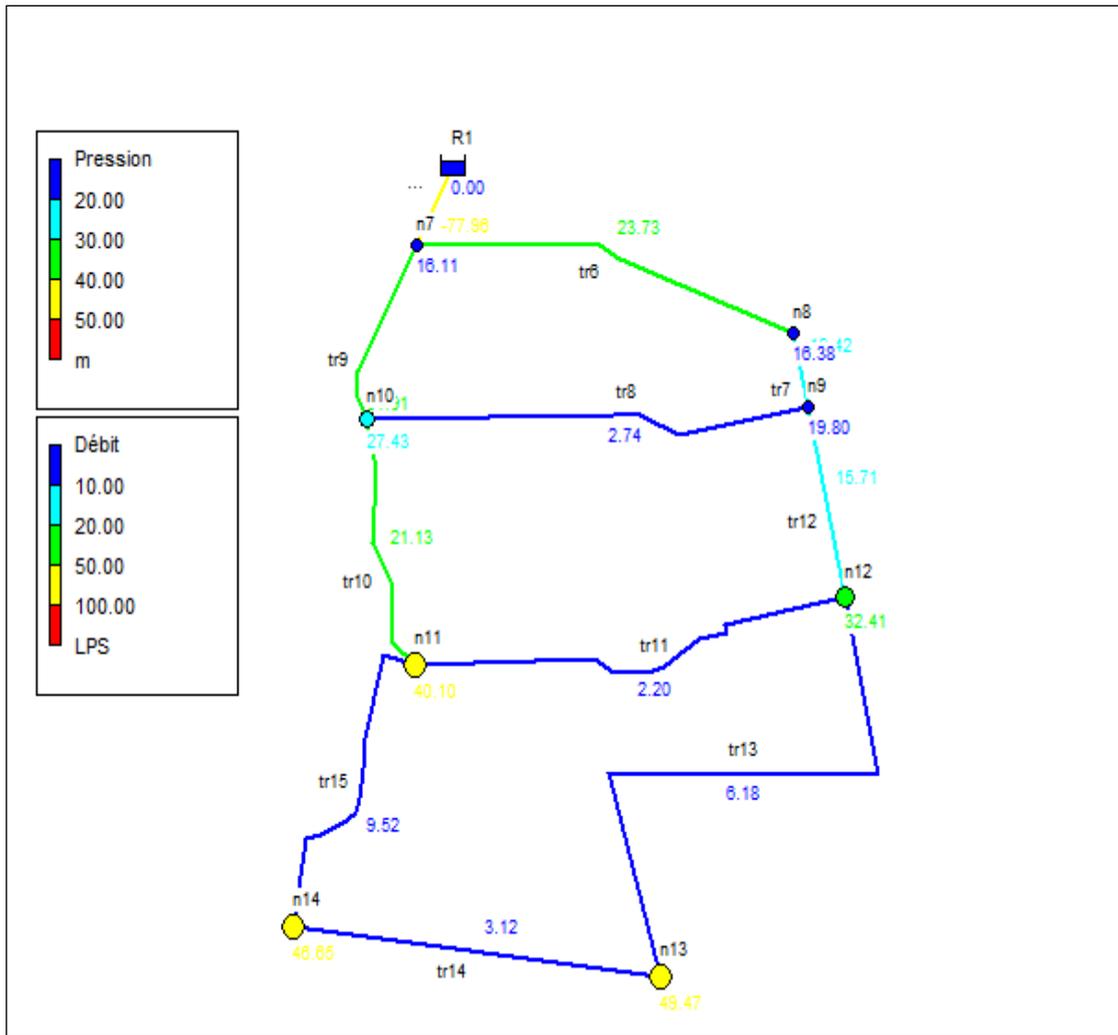


Figure III-5 resultat de simulation du réseau maillé en cas de pointe+ incendie

III.5.4 Interprétation des résultats :

Le calcul a été fait à partir du cas de pointe vu le risque très faible d'incendie dans notre agglomération qui est de type rural. Afin de déterminer la cote du radier du réservoir nous avons imposé une pression de 0.8bars au point le plus élevé qui est pour nous le point défavorable. à partir de ce point nous avons déterminé la cote piézométrique qui nous a permis de donner la cote de radier du réservoir suite au cumul des pertes de charge

Et nous avons abouti aux résultats suivant :

A. Réseau ramifié :

Les diamètres normalisés du réseau ramifié varient entre 50 et 110 donnant ainsi des vitesses comprises entre 0.31 et 0.63 en cas de pointe, ce sont des vitesses acceptables supérieures à 0.3 m/s.

Quant aux pressions aux nœuds, elles varient entre 1 bar et 5 bars

Chapitre III dimensionnement du réseau de distribution

B. Réseau maillé

Les diamètres du réseau maillé varient entre 200 mm et 75mm donnant des vitesses respectivement comprises entre 0.5m/s et 1.24m/s.

Quant aux pressions aux nœuds, elles varient entre 1.6 bars et 4 bars.

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de dimensionner le réseau de distribution de la commune de halloula.vu son relief accidenté caractérisé par une forte dénivelée nous avons conclu qu'il nous faut deux réseaux distincts :

- Pour la zone haute caractérisée par une densité éparse d'habitation nous avons opté à un réseau type ramifié qui est alimenté par le nouveau réservoir projeté à une cote de radier de 134.53m.
- Pour la zone basse caractérisée par une urbanisation homogène nous avons opté pour un réseau de type maillé alimenté par un réservoir déjà existant.

Pour sécuriser et assurer la distribution au long de notre agglomération ces deux systèmes de distribution seront reliés entre eux

Chapitre IV
Etude des réservoirs

Chapitre IV Etude des réservoirs

Introduction:

Un réservoir, par nature, est un contenant hermétique essentiel pour fournir adéquatement de l'eau potable à une agglomération. L'étude des réservoirs revêt une importance à la fois économique et technique, car ils représentent entre 40 et 50 % du coût total de l'installation d'un système de distribution d'eau potable. Après avoir analysé les besoins en eau de la population en termes de débit, ce chapitre se concentre sur l'évaluation des besoins en stockage pour répondre aux exigences d'alimentation en eau de la localité en question.

IV.1 Le rôle des réservoirs :

Un réservoir constitue un élément clé du système d'approvisionnement en eau potable, offrant une sécurité face aux risques tels que les incendies, les demandes d'eau exceptionnelles ou les interruptions temporaires de l'approvisionnement. Il joue également un rôle économique en équilibrant le flux entre l'adduction et la distribution. Les fonctions principales d'un réservoir sont les suivantes :

1. Réguler le débit pour répondre aux variations de la demande et l'apport du consommateur
2. Stocker l'eau provenant de l'adduction pour garantir un approvisionnement constant.
3. Équilibrer les flux d'adduction et de distribution, permettant le stockage d'eau pendant les périodes de faible consommation.
4. Assurer l'alimentation en cas de panne de courant et maintenir une réserve pour les incendies.
5. Répondre aux besoins de débit pendant les périodes de forte demande.
6. Fournir une pression adéquate aux abonnés.
7. Protéger l'eau contre les risques de contamination et de pollution.
8. Préserver la température de l'eau contre les fluctuations extrêmes.

IV.2 Classification des réservoirs :

Les réservoirs sont placés selon :

1. Leur position par rapport au sol :

- Réservoir souterrain ou semi enterré : Ce type de réservoir est habituellement utilisé lorsqu'il est construit directement sur le site de traitement de l'eau ou lorsque

Chapitre IV Etude des réservoirs

l'endroit est situé à une altitude suffisante pour garantir une pression adéquate par gravité pour l'alimentation en eau du réseau.

- Réservoir surélevé : quand aucun emplacement ne présente une altitude suffisante pour fournir une pression adéquate dans le réseau de distribution à partir d'un réservoir souterrain, il peut être nécessaire d'utiliser un réservoir élevé.

2. Leur forme :

- Circulaire
- Rectangulaire
- Carrée

3. Les matériaux de construction utilisés :

- Maçonnerie
- Béton armé
- Béton précontraint
- Métallique

IV.3 Choix du type du réservoir :

Le choix de réservoir est influencé par divers facteurs, notamment :

- La topographie de la zone desservie.
- Les exigences hydrauliques telles que le volume du réservoir et la pression nécessaire.
- Des considérations économiques.
- La sécurité et la facilité d'exploitation.
- La capacité d'intégration au réseau existant.

IV.4 Emplacement des réservoirs :

Le choix de l'emplacement du réservoir est influencé par le relief, visant à minimiser à la fois les coûts d'investissement et d'exploitation. Ainsi, plusieurs facteurs sont pris en compte :

- La distance maximale à desservir.
- La hauteur maximale des bâtiments à approvisionner.
- Les pertes de charge depuis le réservoir jusqu'au point le plus éloigné de l'agglomération.
- La topographie de la zone étudiée, qui peut favoriser la construction d'un réservoir au sol en raison de ses avantages techniques et économiques

Chapitre IV Etude des réservoirs

IV.5 Equipements du réservoir :

- Conduite d'adduction : L'arrivée de la conduite d'adduction du réservoir peut être placée soit au fond de celui-ci, soit à la partie supérieure. Idéalement, l'arrivée d'eau se fait de préférence en siphon noyé ou par le bas, toujours située à l'opposé de la conduite de départ pour favoriser le brassage. Cette disposition favorise le renouvellement de l'eau dans le réservoir.
- Conduite de départ : La conduite est positionnée à l'opposé de la conduite d'arrivée, à environ 15 ou 20 centimètres au-dessus du radier afin d'éviter l'entrée de matières en suspension. Son extrémité est équipée d'une crépine courbée pour prévenir la formation de vortex, c'est-à-dire l'entrée d'air dans la conduite. De plus, elle est équipée d'une vanne à survitesse.
- Conduite de trop plein : Cette conduite est conçue pour évacuer tout excès d'eau qui pourrait arriver au réservoir, notamment dans le cas où une pompe ne s'arrête pas. En cas de compartimentation du réservoir, chaque cuve doit être pourvue d'une conduite de trop-plein.
- Conduite de vidange : Cette conduite facilite la vidange du réservoir lorsqu'il est nécessaire de le nettoyer ou de le réparer. Elle est équipée d'un robinet vanne et est généralement connectée à la conduite de trop-plein. Il est essentiel de nettoyer le robinet vanne après chaque vidange afin d'éviter l'accumulation de dépôts de sable.
- Conduite by-pass : Cette conduite relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir. Elle est essentielle pour maintenir l'alimentation du réseau lorsque le réservoir est isolé pour son entretien.
- Matérialisation de la réserve d'incendie : nous proposons un système de matérialisation de réserve d'incendie à distance comme indiqué dans la figure

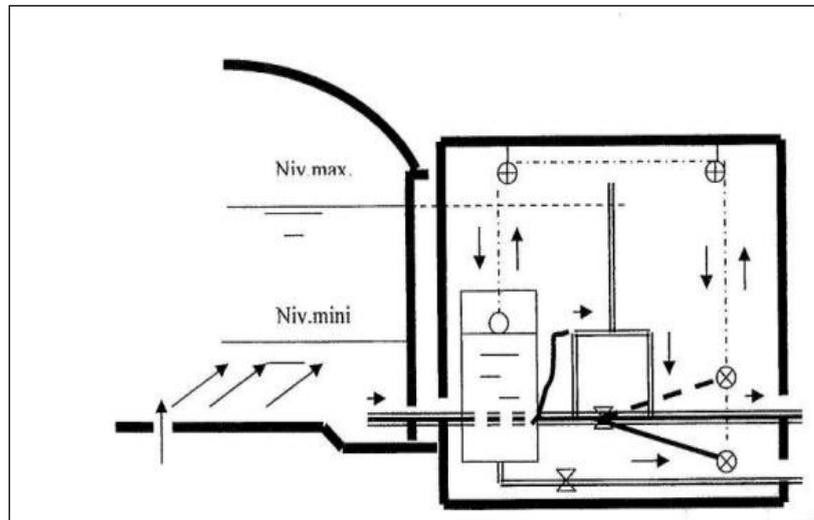


Figure IV-1 matérialisation de la réserve d'incendie

IV.6 Principe de fonctionnement :

Les fonctions principales des réservoirs sont les suivantes :

1. Régulation du débit : assurant la transition entre le régime d'adduction (déterminé par le pompage et le traitement) et le régime de distribution (déterminé par la consommation).
2. Régulation de la pression : maintien d'une pression adéquate et relativement stable à tous les points du réseau, garantissant aux abonnés une pression suffisante. La variation de pression issue des stations de pompage peut se produire lors du démarrage et de l'arrêt des pompes.
3. La sécurité : Les réservoirs assurent également la sécurité du système en protégeant contre les risques d'incendie et les demandes en eau exceptionnelles. Ils agissent comme une réserve pour faire face aux imprévus tels que les ruptures, les pannes des pompes, les réparations ou l'extension du réseau.

IV.7 Calcul de la capacité des réservoirs :

Le dimensionnement d'un réservoir doit être réalisé de manière à ce qu'il puisse répondre aux fonctions qui lui sont demandées dans les conditions les plus exigeantes, telles que la demande de pointe.

IV.7.1 Le cas d'un réservoir tampon :

Le réservoir tampon joue le rôle de réservoir de régulation. Son objectif principal est de faciliter la transition entre l'écoulement provenant du refoulement de la station de pompage et l'écoulement gravitaire en direction du réservoir d'alimentation. De plus, il assure la

Chapitre IV Etude des réservoirs

disponibilité d'un volume ou d'une réserve de sécurité pour la mise en charge de la conduite gravitaire.

$$V = \frac{Q_{tr}}{2} \times t$$

Avec :

V : volume du réservoir en m³

Q_{tr} : débit transit

t : c'est le temps de vannage du robinet placé à l'extrémité de la conduite gravitaire.

IV.7.2 Le cas d'un réservoir d'alimentation :

La détermination de la capacité du réservoir doit prendre en considération les fluctuations du débit à l'entrée et à la sortie. Cependant, généralement, elle est calculée en fonction des variations quotidiennes du débit de consommation, en tenant compte spécifiquement du jour de consommation maximale ainsi que de la réserve d'eau allouée à la lutte contre les incendies. Deux approches sont souvent utilisées pour évaluer le volume nécessaire du réservoir :

IV.7.2.1 La méthode analytique :

La méthode analytique consiste à calculer pour chaque heure de la journée le résidu dans le réservoir, afin de déterminer son volume qui sera donné par la formule suivante

$$V_r = \frac{a(\%)*Q_{maxj}}{100} \quad (m^3)$$

Avec :

V_r : capacité résiduelle

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

Q_{maxj} : la consommation maximale journalière (m³/j)

Le volume global est calculé en additionnant le volume résiduel au volume d'incendie.

$$V_t = V_r + V_{inc}$$

Chapitre IV Etude des réservoirs

Avec

V_t : capacité totale du réservoir (m^3)

V_r : capacité résiduelle (m^3).

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

Tableau IV-1 détermination de la capacité de stockage

Heure	Consommation %	Refolement %	Arrivée d'eau	Départ d'eau	Reste dans le réservoir
0—1	1,5	0		1.5	8.5
1—2	1,5	0		1.5	7
2—3	1,5	0		1.5	5.5
3—4	1,5	0		1.5	4
4—5	2,5	5	2.5		6.5
5—6	3,5	5	1.5		8
6—7	4,5	5	0.5		8.5
7—8	5,5	5		0.5	8
8—9	6,25	5		1.25	6.75
9--10	6,25	5		1.25	5.5
10--11	6,25	5		1.25	4.25
11--12	6,25	5		1.25	3
12--13	5	5	0		3
13--14	5	5	0		3
14--15	5,5	5		0.5	2.5
15--16	6	5		1	1.5
16--17	6	5		1	0.5
17--18	5,5	5		0.5	0
18--19	5	5	0		0
19--20	4,5	5	0.5		0.5
20--21	4	5	1		1.5
21--22	3	5	2		3.5
22-23	2	5	3		6.5
23--24	1,5	5	3.5		10
Total	100	100	21.5	21.5	/

Chapitre IV Etude des réservoirs

Tableau IV-2 Résultat du calcul du volume total du réservoir d'alimentation.

Paramètre	Qmaxj	A	Vu	Vinc	Vt
Unité	m ³ /j	%	m ³	m ³	m ³ /j
Résultat	4259.23	10	425.923	120	545.92

Interprétation :

Le volume totale de stockage nécessaire pour satisfaire les besoins en eau de la localité de halloula est 549.92 m³, on constate que le réservoir existant de 500 m³ est insuffisant de ce fait il est recommandé de projeter un nouveau réservoir de 200 m³ pour assurer les besoins de notre agglomération.

IV.7.2.2 Dimensions du réservoir projeté :

Le réservoir projeté doit être de type enterré ou semi-enterré vu la topographie de l'agglomération. Ce réservoir doit alimenter la partie haute de la localité et sera raccordé avec le réservoir existant pour servir de secours en cas de forte consommation

- La cote du réservoir projeté a été déterminée dans le chapitre-III tel que Cr= 134.53 m.

i. Calcul du diamètre de la cuve :

Le diamètre de la cuve est donné par la formule suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4V_n}{\pi H}}$$

Avec :

V_n : volume normalisé du réservoir

H : la hauteur de la cuve

Remarque : généralement on opte pour des sections circulaires, avec une hauteur qui varie entre 3 et 6 m, avec $\frac{H}{D} \approx 0.7$

Pour notre cas on prend H = 4m.

A.N : $D = \sqrt{\frac{4 \cdot 200}{4 \cdot \pi}} = 7.97 \text{ m} \implies$ on opte pour un diamètre normalisé $D_N = 8\text{m}$.

Chapitre IV Etude des réservoirs

ii. Elévation de la hauteur d'eau :

L'élévation de la hauteur d'eau est donnée par la formule suivante

$$H_{\text{eau}} = \frac{4 V n}{\pi D^2}$$

$$\text{A.N : } H_{\text{eau}} = \frac{4 \cdot 200}{\pi \cdot 8^2} = 4 \text{ m}$$

iii. Section de la cuve :

La section de la cuve est donnée par la relation suivante

$$S = \frac{V n}{H}$$

$$\text{A.N : } S = \frac{200}{4} = 50 \text{ m}^2$$

iv. La hauteur totale de la cuve :

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche d'une épaisseur qui varie de 0.25 à 1 m, au-dessus du plan d'eau. La hauteur totale de la cuve sera donc

$$H_{\text{cuve}} = H + h_{\text{inc}} + R$$

Avec :

R : revanche (m), On prend : R = 0.25.

$$\text{AN: } H_{\text{cuve}} = 6.65 \text{ m}$$

➤ Les caractéristiques du réservoir projeté sont récapitulées dans le tableau

Tableau IV-3 caractéristiques du réservoir projeté

type	Cote du radier (m)	Diamètre (m)	Hauteur (m)
Semi-enterré	134.53	8	4.25

Chapitre IV Etude des réservoirs

Conclusion :

À la fin de ce chapitre, nous avons vérifié la capacité du réservoir existant de 500m³ pour alimenter notre agglomération en utilisant la méthode analytique. Nous avons conclu qu'il est nécessaire de projeter un autre réservoir pour assurer l'alimentation en eau potable de la partie haute de la localité de halloula et répondre aux besoins des habitations à l'horizon de calcul. à cause du volume réduit du réservoir projeté et le risque faible d'incendier dans la localité de halloula nous avons prévu le projection de bâches dans les endroits où le risque d'incendie est plus élevé pour assurer la réserve d'incendie.

Chapitre V

Dimensionnement du réseau d'adduction

Chapitre V dimensionnement du réseau d'adduction

Introduction :

A travers ce chapitre nous allons étudier les moyens de transport de l'eau de la source qui est composée de 4+1 forages situés à une cote de 43m vers les ouvrages de stockage se trouvant au niveau de l'agglomération de Haloula .

Vu notre relief qui est accidenté, le système de pompage s'impose ; il s'agit donc d'une adduction par refoulement. Avant d'entamer le dimensionnement hydraulique de cette adduction nous allons présenter théoriquement quelques généralités sur les adductions

V.1 Généralité sur les adductions :

V.1.1 Classification des adductions :

Selon leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois types :

- Adduction à écoulement gravitaire.
- Adduction à écoulement par refoulement.
- Adduction mixte.

V.1.2 Tracé de l'adduction :

Après avoir analysé le terrain entre le point de départ représentant la source (forages) et le point d'arrivée (ouvrages de stockages), le tracé de notre conduite d'adduction doit respecter certaines conditions :

- Suivre un itinéraire aussi direct que possible.
- Dans le cas d'un relief horizontal le tracé doit comporter un profil en dents de scie pour l'accumulation et échappement de l'air aux points hauts.
- Éviter autant que possible les contrepentes, qui peuvent entraîner des accumulations d'air et provoquer des cavitations.
- Éviter la traversée des massifs boisés.
- suivre les accotements des routes pour faciliter les travaux, l'acheminement des matériaux et l'accès aux regards contenant les appareils de robinetterie.

V.1.3 Choix des matériaux de canalisation :

Le choix du type de matériau des conduites dépend essentiellement de leurs aspects techniques et économiques.

Chapitre V dimensionnement du réseau d'adduction

A. Conditions techniques :

- Les pressions supportées.
- Les conditions d'installation et adaptation aux terrains de pose.
- Bonne étanchéité.
- Facilité d'entretien.

B. Conditions économiques :

- La disponibilité sur le marché
- Les coûts de fourniture et de mise en œuvre
- Le prix unitaire

Nous distinguons différents types de conduites selon le matériau constitutif tel que

- Les conduites en acier
- Les conduites en béton
- Les conduites en thermoplastique

Pour notre projet nous optons pour le PEHD vu les avantages qu'il présente :

- Bonne flexibilité
- Résistants aux chocs
- S'adapte bien au terrain
- Faible rugosité
- Possibilité d'assemblage des tuyaux

V.2 Etude de l'adduction :

V.2.1 Les ressources en eau :

En se basant sur le bilan ressource-production effectué dans le chapitre II, nous avons constaté que les ressources en eau disponibles ne répondent pas aux besoins de la localité de halloula à l'horizon 2054.

Pour remédier à cette insuffisance, nous proposons de projeter d'autres forages. Nous allons déterminer le nombre de forages dans l'hypothèse que le forage pris comme référence est un forage avec un débit de 12.5 l/s à l'horizon futur et qui demeure avec une pérennité

Ainsi le nombre de forages se calcule de la manière suivante :

$$N_{\text{forages}} = \frac{Q_{\text{max}j}}{qf}$$

Avec :

qf le débit que peut produire un seul forage

$Q_{\text{max}j}$: le débit à exploiter

Chapitre V dimensionnement du réseau d'adduction

Pour notre cas nous avons : $Q_{\max j} = 4259.23 \text{ m}^3 / \text{j}$

$Q_f = 12.5 \text{ l/s}$ pour une durée de pompage supposée de 20h

C'est-à-dire le débit que donne un forage pendant la journée est égal à $1080 \text{ m}^3 / \text{j}$.

D'où le nombre de forages nécessaires est $N_{\text{forages}} = \frac{4259.23}{1080} = 4$

Cela veut dire que l'agglomération de halloula a besoin de 4 forages produisant chacun 12.5 l/s en ajoutant un en plus pour qu'il y'ait un fonctionnement cyclique.

V.2.1.1 Les caractéristiques des nouveaux forages :

Ces nouveaux forages seront issus de la même nappe que le forage de halloula, ce qui laisse supposer qu'ils auront des caractéristiques similaires. Les caractéristiques des forages sont présentées dans le tableau V-1.

Tableau V-1 caractéristiques des forages

Forage	Unité	Halloula	F1	F2	F3	F4
Débit	l/s	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5
Cote de terrain	m	43.70	43.44	43.15	42.89	42.77
Niveau statique	m	15.5	15.5	15.5	15.5	15.5
Niveau dynamique	m	17	17	17	17	17

V.2.2 Schéma du réseau d'adductions :

Les forages seront reliés entre eux par des conduites (collecteurs) de longueur non négligeable et refoulent avec une conduite commune vers les deux réservoirs

La figure V-1 représente le schéma du réseau d'adductions projeté.

Chapitre V dimensionnement du réseau d'adduction

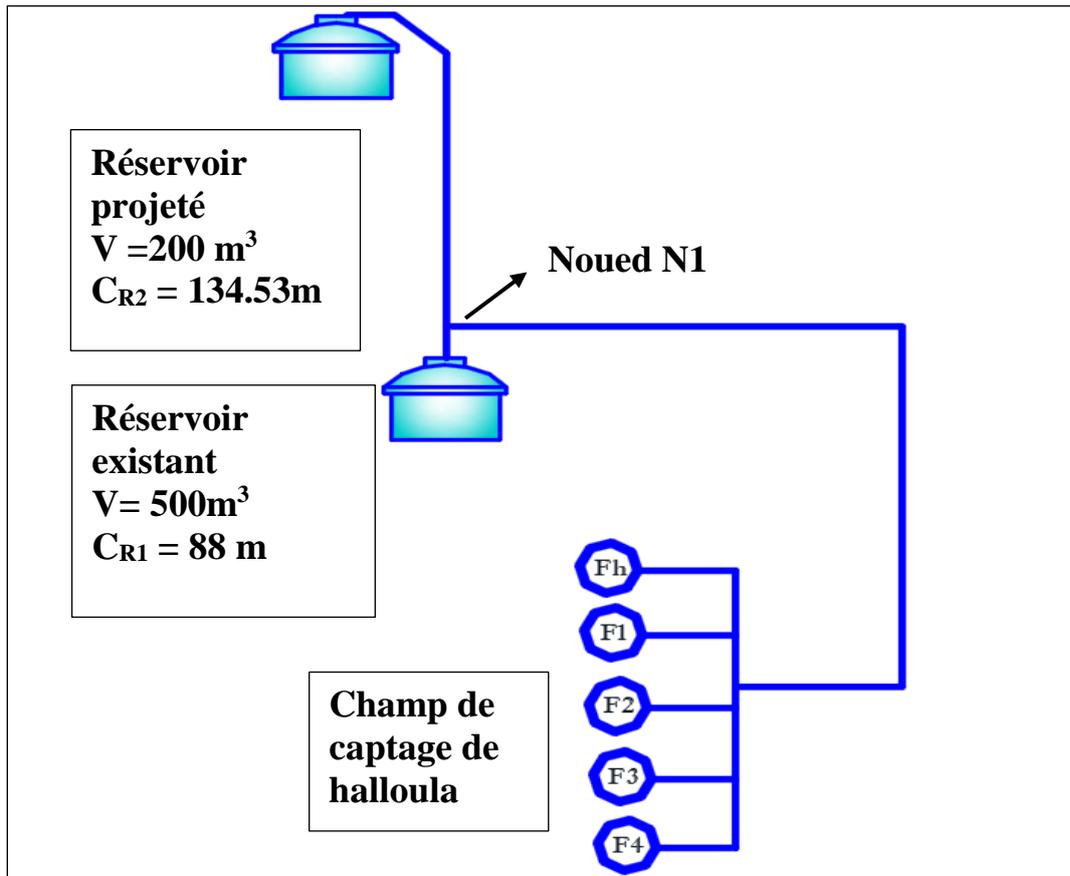


Figure V-1schéma explicatif du réseau d'adduction projeté

V.2.3 Calcul du diamètre économique :

V.2.3.1 Dimensionnement des conduites provenant des forages :

Afin d'éviter les dépôts de sable et d'argile dans les conduites causés par les arrêts et redémarrages, nous recommandons d'utiliser la formule de Bonnin pour déterminer le diamètre économique. Cette formule donne une vitesse théorique égale à 1.25 m/s.

$$D_{ec} = \sqrt{Q}$$

Le tableau V-2 représente les diamètres normalisés des conduites provenant des forages

Chapitre V dimensionnement du réseau d'adduction

Tableau V-2 récapitulatif des diamètres normalisés des conduites provenant des forages

Tronçon	Longueur (m)	Débit (l/s)	Diamètre calculé (mm)	Diamètre normalisé (mm)	Vitesse (m/s)
C1	37.52	12.5	112	125	1.02
C2	36.91	12.5	112	125	1.02
C3	36.89	12.5	112	125	1.02
C4	36.82	12.5	112	125	1.02
C5	38.83	12.5	112	125	1.02

V.2.3.2 Dimensionnement de la conduite de refoulement :

Pour notre cas il s'agit d'un réseau ramifié en refoulement, le diamètre économique pour chaque tronçon formant le réseau se calcule selon la formule suivante :

$$D_{éc} = E^{\frac{1}{\alpha+m}} C_j^{\frac{\beta}{\alpha+m}} Q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}}$$

Avec :

C_j : coefficient exprimant le rapport du débit du tronçon considéré sur le débit du tronçon de tête

E : facteur économique donné par la relation $E = 10M\sigma\gamma$

σ : prix du Kwh

γ : Coefficient de variation journalière de la consommation et du régime de travail de station de pompage, donné par la relation suivante : $\gamma = 1 + k.kj.kh$

K : coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau, variant de 1,03 à 1,04 ;

K_j : coefficient de variation de la consommation journalière, variant de 1,1 à 1,

K_h : coefficient de variation horaire de consommation qui dépend du régime de consommation

α : coefficient tenant compte du lien : investissement – diamètre.

Le débit pompé pendant 20h est $Q = \frac{Q_{maxj}}{t \cdot 3600} = 59.15$ l/s.

La capacité totale de stockage est 700 m^3

Le débit qui arrive au réservoir R2 de capacité 200m est déterminée par une règle de trois comme suit :

Chapitre V dimensionnement du réseau d'adduction

$$Q = 59.15 \text{ l/s} \implies 700 \text{ m}^3$$

$$Q_{R1} \implies 200 \text{ m}^3$$

On trouve $Q_{R2} = 16.9 \text{ l/s}$ et $Q_{R1} = 42.25 \text{ l/s}$.

Le tableau V-3 représente diamètres normalisés du réseau ramifié en refoulement

Tableau V-3 récapitulatif des diamètres normalisés du réseau ramifié en refoulement

Tronçon	Longueur (m)	Débit (l/s)	E	cj	Diamètre calculé (mm)	Diamètre normalisé (mm)	Vitesse (m/s)
Pompes-N1	907.1	59.15	1.59	1	334.01	355	0.59
N1-R1	100	42.25	1.59	0.714	253.57	280	0.79
N1-R2	280	16.9	1.59	0.286	101.43	110	1.77

V.2.3.3. Calcul des pertes de charge :

Nous procédons au calcul des pertes de charge totales en considérant que les pertes de charge singulière représentent 10% des pertes de charge linéaires. Nous avons donc :

$$\Delta h_t = \Delta h_{\text{linéaires}} + \Delta h_{\text{singulière}}$$

Tél que la perte de charge linéaire est déterminé avec la formule de **Darcy Weisbach**

$$\Delta H_{\text{linéaires}} = \frac{8 L \lambda Q^2}{\pi^2 g D^5}$$

Et par conséquent nous avons :

$$\Delta H_{\text{totale}} = 1.1 \times \Delta H_{\text{linéaire}}$$

Avec

λ : coefficient de frottement déterminé par la formule de **Nikuradsé** $\lambda = (1.14 - 0.86 \ln(\frac{\varepsilon}{D}))^{-2}$.

Avec ε : rugosité de la conduite égale 0.1mm dans les cas défavorables

- Le tableau V-4 représente les pertes de charges dans chaque tronçon

Chapitre V dimensionnement du réseau d'adduction

Tableau V-4 récapitulatif des pertes de charge du réseau ramifié en refoulement

Tronçon	Longueur (m)	Débit (l/s)	Diamètre (mm)	coefficient de frottement	Perte de charge (m)
Pompes-N1	907.1	59.15	355	0.015	0.698
N1-R2	280	16.9	110	0.019	8.57
N1-R1	100	42.25	280	0.016	0.073
Total					12.14

- Calcul de la cote piézométrique économique au point commun N1 :

Le diamètre du tronçon N1-R2 est un diamètre économique, à partir de ce diamètre on peut déterminer la cote piézométrique du point N1 tel que :

$$\Delta h_{N1-R2} = C_{pN1} - C_{pR2}$$

$$D'où C_{pN1} = C_{pR2} + \Delta h_{N1-R2}$$

$$A.N : C_{pN1} = 139 + 8.57 = 147.96m$$

$$PN1 = C_{pN1} - C_{tN1} = 150.917 - 94.39 = 56.527 m$$

- Calcul de la charge disponible entre R1 et N1

$$\Delta h_{dN1-R1} = C_{pN1} - C_{pR1}$$

$$A.N : \Delta h_{dN1-R1} = 147.57 - 92.5 = 55.07m.$$

- Calcul du diamètre du tronçon N1-R1

$$On a D_{cal} = \frac{4.77 \sqrt{0.00179 L Q^{1.77}}}{\sqrt{\Delta h_{dN1-R1}}} = 92.99mm.$$

Ce diamètre sera normalisé

$$D_N = 110mm$$

$$V = 4.44 m/s$$

V.2.3.3 Calcul de la hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale est la somme des pertes de charges et la hauteur géométrique

$$HMT = H_g + \sum \Delta h$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique. $H_g = C_{tp} - C_{tn} + N_d$

Avec C_{tn} : cote de terrain du forage le plus bas

N_d : niveau dynamique du forage le plus bas

C_{tp} : cote du trop-plein du réservoir le plus élevé (R2)

Chapitre V dimensionnement du réseau d'adduction

A.N : Hg =113.23m

$$H_{mt} = C_{p_{n1}} - (C_{tnf} - N_d) + \Delta h_{p-N1}$$

$$H_{mt} = 121.89m$$

V.3 Etude de pompage :

L'étude de pompage nous aide à sélectionner la pompe la plus appropriée pour notre système d'adduction, assurant ainsi le débit requis et la hauteur manométrique souhaitée.

Dans notre cas chaque forage sera équipé d'une pompe immergée, nous allons se servir du logiciel Caprari pour faire le choix de la pompe et ceci en se respectant les critères suivantes :

- Assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale.
- Meilleur rendement
- Puissance absorbée minimale
- Vitesse de rotation la plus élevée
- NPSH requis minimal

Le tableau les différentes variantes de pompes possibles

Tableau V-5 différentes variantes de pompes

Type de pompe	Débit (l/s)	HMT (m)	H	Rendement (%)	Vitesse (tr/min)	Puissance absorbée	NPSH requis (m)
E8S55-6/6A + MCH640	21.97	132	95.2	75.9	2900	26.9	3.08
E6S64/11A + MCH630	13	153	113	75	2900	19.1	4
E6S55/10A + MCH630	12.2	154	114	73.9	2900	18.3	4.17
E8S50/7A + MCH630	14.1	152	111	73.8	2900	20.7	2.65

En fonction des critères de sélection, nous optons pour la pompe **E6S64/11A + MCH630** pour chaque forage. Cette pompe répond non seulement aux besoins de l'agglomération et à la hauteur manométrique totale requise, mais elle offre également un rendement optimal avec un NPSH requis minimal et une puissance absorbée réduite.

La figure VI.6 illustre les courbes caractéristiques de cette pompe.

Chapitre V dimensionnement du réseau d'adduction

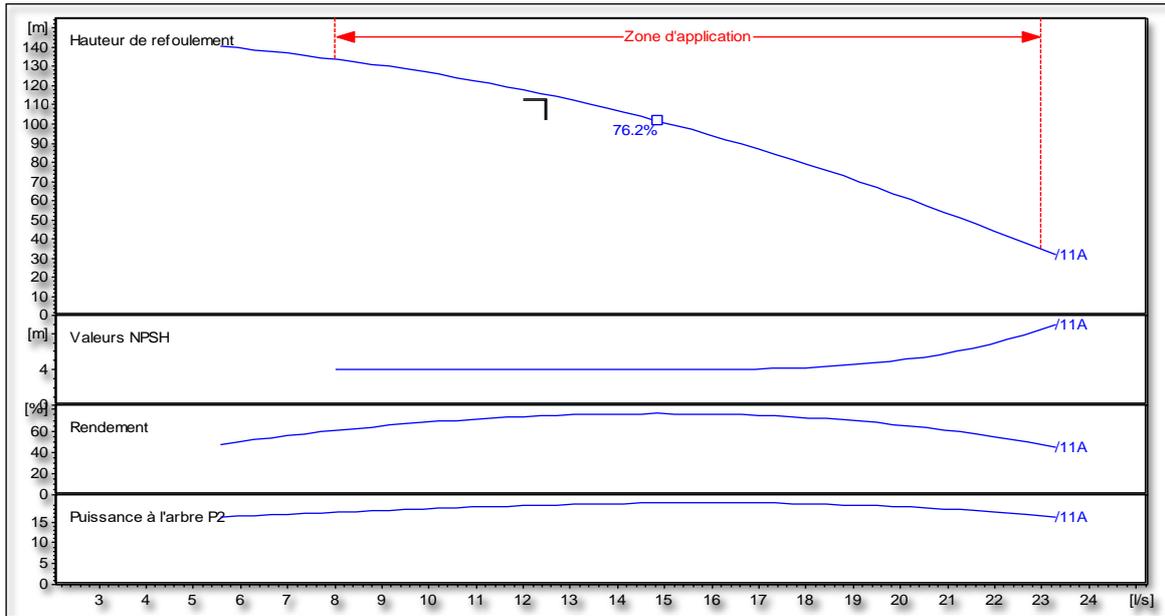


Figure V-2 courbe caractéristique de la pompe

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous sommes arrivés à définir quatre forages supplémentaires pour assurer les besoins de l'agglomération. et nous avons opté pour un réseau d'adduction par refoulement ramifié pour alimenter les deux réservoirs de stockage, nous avons ainsi dimensionné économiquement nos réseaux d'adduction afin de transporter le débit nécessaire à l'alimentation en eau potable de notre agglomération et nous avons, vers la fin, choisi les pompes pour les forages, capables de satisfaire les exigences de ce transport.

Chapitre VI

Protection du réseau d'adductions ramifié contre le coup de bélier

Chapitre VI : Protection de l'adduction ramifiée contre le coup de bélier

Introduction :

Selon notre étude du projet, l'alimentation en eau potable de notre commune est assurée par un réseau de distribution alimenté par deux réservoirs sur sol R1 et R2 de côtes de terrain différentes. Ces derniers sont alimentés par refoulement au moyen d'une conduite en charge ayant un point de ramification, à partir d'une seule station de pompage. Le but de ce chapitre consiste à présenter une méthode d'étude du coup de bélier dans ce cas d'adduction en vue de sa protection contre ce phénomène.

VI.1 Généralités sur le coup de bélier :

C'est un phénomène oscillatoire transitoire qui se manifeste dans les conduites en charge soit gravitaire soit en refoulement.

Ce phénomène est causé par :

- Arrêt brutal d'un ou plusieurs groupes électropompe
- Démarrage d'un ou plusieurs groupes électropompes
- Fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement

Les risques dus au coup de bélier sont :

- Fortes pressions : Les surpressions se manifestent par des niveaux de pression qui excèdent de plusieurs fois la pression de service, ce qui peut entraîner des fissures et des ruptures des conduites. Ces surpressions se produisent plus fréquemment aux points bas des conduites.
- Pressions négatives : elles surviennent soit après une forte pression, soit suite à un arrêt brusque de la pompe. Si la pression est inférieure à -10 m.c.e., cela peut entraîner l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit interne.
- Fatigue de la conduite : suite à l'alternance entre la surpression et la dépression.

Pour remédier à ce phénomène nous pouvons :

- Tenir compte de la valeur majorante du coup de bélier lors du dimensionnement de la conduite.
- Etudier et dimensionner le moyen anti-bélier pour atténuer les surpressions et les dépressions

VI.2 Moyens de protection contre le coup de bélier :

A. Les ventouses :Leurs rôle principal est l'évacuation de l'air contenu dans la conduite et permettent aussi l'admission de l'air dans ces conduites lorsqu'on procède à leur vidange, ou généralement lorsqu'il y a apparition de la cavitation en un point haut. Les ventouses atténuent le coup de bélier d'environ 1/10.

Chapitre VI : Protection de l'adduction ramifiée contre le coup de bélier

- B. Les volants d'inertie :** ils constituent un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Au moment de la disjonction, Le volant permet d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.
- C. Les réservoirs d'air :** Leurs rôles c'est d'atténuer les surpressions et les dépressions pour réduire la fatigue de la conduite, et alimenter la veine liquide après l'arrêt de la pompe.

VI.3 Présentation du système d'adductions projeté :

Notre système d'adductions d'eau repose sur une adduction en refoulement ramifiée caractérisée par une conduite en PEHD ayant un diamètre de 355mm et une longueur de 907m cette conduite est reliée, au point de ramification N_1 , a deux conduites N_1-R_1 et N_1-R_2 de longueurs 100m et 280m et véhiculant respectivement des débits de $Q_1 = 42.25l/s$ et $Q_2 = 16.9l/s$. Les réservoirs R_1 et R_2 , de type semi enterré, sont implantés respectivement à des cotes de terrain de 88m et 134 m. Le point de ramification N_1 se trouve à une cote de terrain de 94 m. Le débit $Q_p = Q_1 + Q_2$ est refoulé par une station de pompage (P) dont le plan d'eau dans le forage se trouve à une cote de 42 m. (figure VI.1)

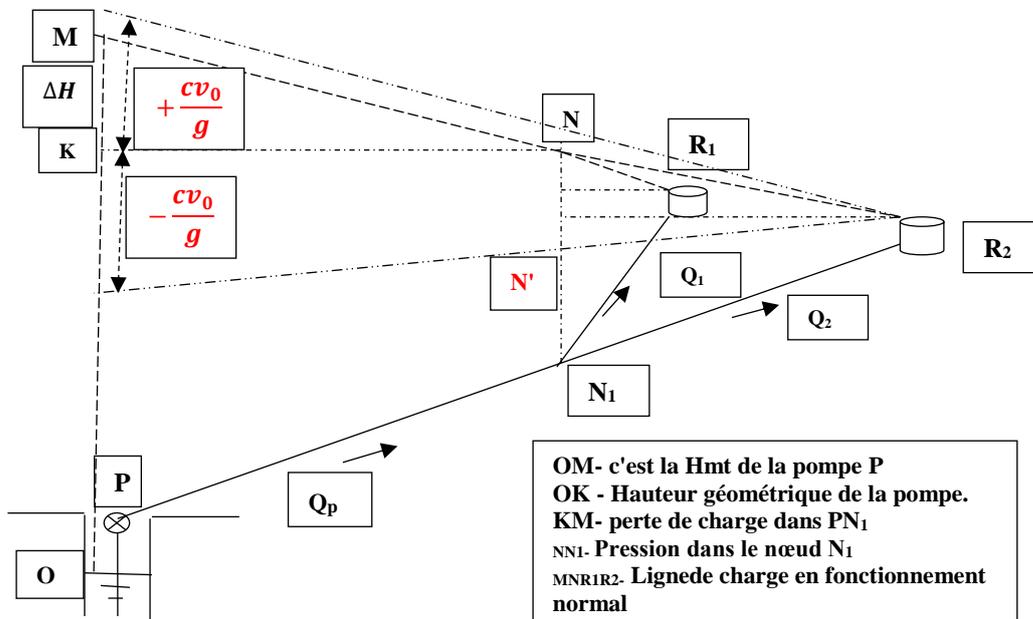


Figure VI-1 Schéma du système d'adduction en refoulement

VII.3.1 Comportement du phénomène transitoire au niveau du nœud N₁ :

Le nœud N₁, comme point de ramification, montre une cote piézométrique (C_{pN}) commune aux deux conduites N₁-R₁ et N₁-R₂. Suite à l'arrêt inopiné de la pompe "P", une onde de dépression "F₁" se propage du point "P" vers le point N₁ avec une célérité "c". Arrivée au point "N₁", cette onde "F₁" donne naissance à trois ondes filles (F) à savoir : F₂ → R₁ ; F₃ → R₂ et f₁ → P. L'onde réfléchie "f₁" arrive au niveau de la pompe avec une intensité réduite sous l'influence du nœud N₁.

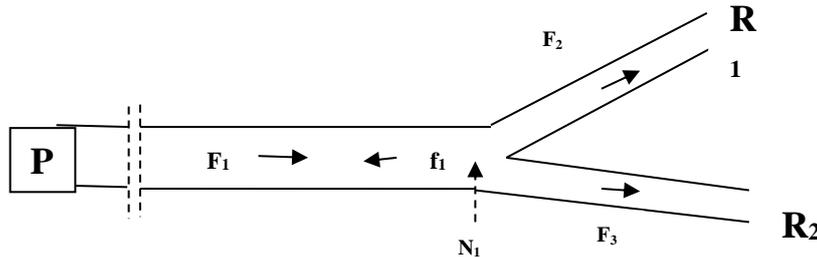


Figure VI-2 Comportement des ondes du coup de bélier au nœud N1

Avant que l'onde F₁ n'atteigne le point N₁ de ramification, la pression d'arrivée est P_{arr}. Au niveau de ce point, cette pression transmet des pressions dans les trois directions, à la suite d'une variation double de débit (2ΔQ) au point ouvert qui est le point de ramification.

Or cette pression à l'arrivée n'est autre que le coup de bélier engendré :

$$P_{arr} = \frac{c_1 \cdot 2\Delta Q}{g S_i} = \frac{c_1 v_{01}}{g}$$

Chaque pression ne pourra être engendrée que par une variation de débit, en s'inspirant de l'équation de continuité on peut écrire

$$\frac{2gs_1}{c_1} P_{arr} = \frac{gs_2}{c_2} P_2 + \frac{gs_3}{c_3} P_3 + \frac{gs_1}{c_1} P_1$$

P₁, P₂, P₃ représentent pour P_{arr} des pressions transmises par cette dernière. On peut considérer en premier lieu que P₁=P₂=P₃=P_t uniquement au point de ramification, juste avant la modification de l'onde, on peut écrire :

$$2g \frac{s_1}{c_1} P_{arr} = \left(\frac{gs_2}{c_2} + \frac{gs_3}{c_3} + \frac{gs_1}{c_1} \right) P_t$$

$$2g \frac{s_1}{c_1} P_{arr} = \left[\frac{s_2}{c_2} + \frac{s_3}{c_3} + \frac{s_1}{c_1} \right] P_t$$

$$P_t = \left[\frac{2 \frac{s_1}{c_1}}{\frac{s_1}{c_1} + \frac{s_2}{c_2} + \frac{s_3}{c_3}} \right] P_{arr}$$

Chapitre VI : Protection de l'adduction ramifiée contre le coup de bélier

D'une façon générale au point de ramification (signe arbitraire)

$$P_t = P_{arr} + P_r$$

$$P_r = P_t - P_{arr}$$

$$P_r = \left[\frac{2 \frac{s_1}{c_1}}{\frac{s_2}{c_2} + \frac{s_3}{c_3} + \frac{s_1}{c_1}} - 1 \right] P_{arr}$$

$$P_r = \left[\frac{2 \frac{s_1}{c_1} - \left(\frac{s_1}{c_1} + \frac{s_2}{c_2} + \frac{s_3}{c_3} \right)}{\frac{s_1}{c_1} + \frac{s_2}{c_2} + \frac{s_3}{c_3}} \right] P_{arr}$$

En conclusion, nous pouvons dire qu'à la suite de l'arrêt de la pompe l'onde F_1 engendre une dépression P_{arr} qui donne naissance à des pressions transmises P_{t2} et P_{t3} caractérisées respectivement par des ondes F_2 et F_3 et une pression P_r caractérisée par une onde réfléchie f_1 qui revient vers le point "P" en donnant une surpression affaiblie "Pr" par le noeud N_1 . En conséquence, la conduite à protéger est celle reliant la pompe "P" au noeud N_1 qui sera soumise à une dépression P_{arr} et une surpression réfléchie P_r . Nous pouvons écrire en négligeant les p.d.c :

$$H_{min} = H_g + 10 - P_{arr}$$

$$H_{max} = H_g + 10 + P_r$$

ou bien :

$$H_{min} = H_g + 10 - P_{arr} = H_g + 10 - \frac{cv_{01}}{g}$$

$$H_{max} = H_g + 10 + \left[\frac{2 \frac{s_1}{c_1}}{\frac{s_2}{c_2} + \frac{s_3}{c_3} + \frac{s_1}{c_1}} - 1 \right] P_{arr}$$

VI.4 Calcul de la célérité d'onde :

Afin de tenir compte de l'effet du sol sur la conduite enterrée, nous proposons la relation suivante donnant la célérité d'onde de coups de bélier améliorée par B.Salah lors de ses travaux de recherche :

$$c = \frac{\sqrt{\frac{k}{\rho}}}{\sqrt{1 + k \frac{2a(1 - v_m^2)(1 - v_s)}{(1 - v_m^2)aE_s + E_m e_m (1 - v_s)}}$$

Chapitre VI : Protection de l'adduction ramifiée contre le coup de bélier

Avec :

c : célérité d'onde en (m/s)

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

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

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 1.2 \cdot 10^9$ Pa pour PEHD.

E_s : module de Young du sol ; $E_s = 2 \cdot 10^7$ Pascal.

ν_m : coefficient de poisson du matériau. $\nu_m=0,3$ (acier), $\nu_m=0,46$ (PVC), $\nu_m=0,3$ (fonte)

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $\nu_s=0.33$

e_m : Epaisseur de la conduite (m)

a : rayon intérieur de la conduite (m).

Les résultats de calcul des célérités pour les trois conduites constituant le réseau de refoulement sont représentés dans le tableau

Tableau VI-1 célérités d'onde dans les conduites du réseau de refoulement enterré

Tronçon	Diamètre normalisé (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Epaisseur de la conduite (mm)	Célérité d'onde sans effet du sol (m/s)	Célérité d'onde avec effet du sol (m/s)
Pompe-N1	355	312.8	21.1	279.11	329.90
N1-R1	110	96.8	6.5	278.49	323.33
N1-R2	110	96.8	6.5	278.49	323.33

VI.5 Calcul du volume du réservoir anti bélier par la méthode de Vibert :

VIBERT a donné un abaque permettant d'avoir U_0 , et ceci en utilisant l'expression suivante :

$$U_0 = \frac{v_0^2}{2 \cdot g \cdot Z_0} \cdot \frac{L \cdot S}{f\left(\frac{Z}{Z_0}\right)}$$

Avec

U_0 : volume d'air (m³) ;

V_0 : vitesse initiale de l'écoulement (m/s) ;

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

S : section de la conduite de refoulement (m²) ;

Z_0 : hauteur de pression absolue dans le réservoir en régime normal (permanent) (m) ;

Z : hauteur de pression dans le réservoir après fonctionnement du phénomène transitoire (m)

Chapitre VI : Protection de l'adduction ramifiée contre le coup de bélier

A- Avec effet du sol

▪ Calcul de la surpression et la dépression :

Nous allons s'intéresser au tronçon pompe-N1

▪ Calcul de la pression d'arrivée :

La pression d'arrivée représente le coup de bélier engendré, elle est donnée par la formule :

$$P_{arr} = \frac{c_1 \Delta Q}{g S_i} = \frac{c_1 v_{01}}{g}$$

Avec

c : La célérité de l'onde pour le cas enterré (m/s).

V_0 : Vitesse d'écoulement (m/s) en régime permanent.

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

A.N :

$$P_{arr} = 25.89 \text{ m}$$

▪ Calcul de la pression réfléchie :

Cette pression est donnée par la formule :

$$P_r = \left[\frac{2 \frac{s_1}{c_1} - \left(\frac{s_1}{c_1} + \frac{s_2}{c_2} + \frac{s_3}{c_3} \right)}{\frac{s_1}{c_1} + \frac{s_2}{c_2} + \frac{s_3}{c_3}} \right] P_{arr}$$

A.N :

$$P_r = 0.59 P_{arr}$$

$$P_r = 15.27 \text{ m}$$

▪ Calcul de la charge statique absolue :

$$H_0 = H_g + 10$$

Avec H_g : hauteur géométrique

$$\text{A.N : } H_0 = 113.23 + 10 = 123.23 \text{ m}$$

▪ Calcul de la charge minimale absolue

$$H_{min} = H_0 - P_{arr} = 97.34 \text{ m}$$

▪ Calcul de la charge maximale absolue

$$H_{max} = H_0 + P_r = 138.5 \text{ m}$$

Donc nous aurons :

$$\frac{z_{max}}{z_0} = \frac{138.5}{123.23} = 1.12$$

et

$$\frac{h_0}{z_0} = 2.43 * 10^{-4}$$

Chapitre VI : Protection de l'adduction ramifiée contre le coup de bélier

D'après l'abaque $\frac{u_0}{Ls} = 2.25 * 10^{-2}$

D'où $U_0 = 3.1 * 10^{-2} * L * S$

$$U_0 = 2.16 \text{ m}^3$$

L'air étant considéré comme fluide parfait nous aurons :

$$U_0 Z_0 = U_{\max} Z_{\max}$$

D'après l'abaque nous avons :

$$\frac{z_{\min}}{z_0} = 0.85 \quad \longrightarrow \quad z_{\min} = 104.74 \text{ m}$$

Donc :

$$U_{\max} = \frac{U_0 Z_0}{z_{\min}} = 2.5 \text{ m}^3$$

B- Sans effet du sol

▪ Calcul de la pression d'arrivée :

La pression d'arrivée représente le coup de bélier engendré, elle est donnée par la formule :

$$P_{\text{arr}} = \frac{c_1 \Delta Q}{g S_i} = \frac{c_1 v_{01}}{g}$$

Avec

c : La célérité de l'onde pour le cas enterré (m/s).

V_0 : Vitesse d'écoulement (m/s) en régime permanent.

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

A.N :

$$P_{\text{arr}} = 21.91 \text{ m}$$

▪ Calcul de la pression réfléchie :

Cette pression est donnée par la formule :

$$P_r = \left[\frac{2 \frac{s_1}{c_1} - \left(\frac{s_1}{c_1} + \frac{s_2}{c_2} + \frac{s_3}{c_3} \right)}{\frac{s_1}{c_1} + \frac{s_2}{c_2} + \frac{s_3}{c_3}} \right] P_{\text{arr}}$$

A.N :

$$P_r = 0.32 P_{\text{arr}}$$

$$P_r = 7.01 \text{ m}$$

Chapitre VI : Protection de l'adduction ramifiée contre le coup de bélier

- **Calcul de la charge statique absolue :**

$$H_0 = H_g + 10$$

Avec H_g : hauteur géométrique

$$A.N : H_0 = 113.23 + 10 = 123.23 \text{ m}$$

- **Calcul de la charge minimale absolue**

$$H_{\min} = H_0 - P_{\text{arr}} = 101.32 \text{ m}$$

- **Calcul de la charge maximale absolue**

$$H_{\max} = H_0 + P_r = 130.24$$

Dans ce cas nous aurons :

$$\frac{z_{\max}}{z_0} = \frac{138.03}{123.23} = 1.12$$

et

$$\frac{h_0}{z_0} = 2.45 \cdot 10^{-4} \quad \text{tq} \quad H_0 = \frac{v_0^2}{2g} = 0.030$$

$$\text{D'après l'abaque } \frac{u_0}{Ls} = 2.6 \cdot 10^{-2}$$

$$\text{D'où } U_0 = 4 \cdot 10^{-2} \cdot L \cdot S$$

$$U_0 = 2.79 \text{ m}^3$$

L'air étant considéré comme fluide parfait nous aurons :

$$U_0 Z_0 = U_{\max} Z_{\max}$$

D'après l'abaque nous avons :

$$\frac{z_{\min}}{z_0} = 0.89 \quad \longrightarrow \quad z_{\min} = 109.67 \text{ m}$$

Donc :

$$U_{\max} = \frac{U_0 Z_0}{Z_{\min}} = 3 \text{ m}^3$$

Chapitre VI : Protection de l'adduction ramifiée contre le coup de bélier

Conclusion :

Il s'agit d'un système d'adductions ramifié de rang deux .l'étude du coup de bélier s'avère compliquée pour la détermination de la surpression et la dépression à la sortie de la pompe notamment si les ramifications ont des diamètres différents par rapport à la conduite principale. Nous avons déduit la détermination de ces deux paramètres en utilisant la méthode dite «onde par onde » qui nous a montré l'atténuation de ces deux paramètres sous l'influence du nœud. e moyen anti-bélier a été déterminé en utilisant la méthode de Vibert qui néglige les pertes de charge par hypothèse. La célérité d'onde a été déterminé avec et sans effet du sol .nous avons constaté que le volume du moyen anti-bélier sous l'effet du sol est nettement inférieur à celui déterminé par la méthode habituelle .il en résulte une économie du volume anti-bélier.

Chapitre VII

Organisation de chantier

Chapitre VII : Organisation de chantier

Introduction :

La planification d'un chantier est une technique précise et précieuse visant à garantir l'exécution des travaux dans les meilleurs délais et au moindre coût. Ainsi, pour organiser efficacement un projet, l'objectif est de le rendre plus économique, de haute qualité et de réduire au maximum les délais de réalisation.

VII.1 Réalisation du réseau d'aep :

La réalisation des travaux sur les chantiers de construction des réseaux d'AEP nécessite diverses opérations, notamment :

- L'implantation des tracés des tranchées.
- L'excavation des tranchées.
- L'aménagement du lit de pose des conduites (sable).
- La pose des conduites.
- L'épreuve des joints et des canalisations (tests de pression et d'étanchéité).
- Le recouvrement des conduites (sable).
- Le remblayage de la tranchée.

VII.1.1 Implantation des tracés des tranchées sur le terrain :

VII.1.1.1 Matérialisation :

L'axe de la tranchée est matérialisé sur le terrain à l'aide de jalons alignés en ligne droite, espacés de 50 mètres. Ce travail est effectué en mesurant les distances sur le plan à partir de repères ou de bornes fixées. De cette manière, la direction des axes et leurs extrémités sont bien déterminées.

VII.1.1.2 Nivellement :

Le nivellement consiste à mesurer les différences d'altitude entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. En présence d'obstacles sur le terrain, on effectue le nivellement par cheminement. Grâce à un simple calcul, on peut ainsi déterminer la hauteur de chaque point et la profondeur de la tranchée à chaque emplacement.

VII.1.1.1 Extraction de la tranchée :

Elle se fait en deux parties

1. Enlèvement de la terre végétale

Avant de commencer l'excavation des tranchées, il est nécessaire de procéder au décapage des terres végétales sur de faibles profondeurs. Le volume de la couche à décapier est calculé à l'aide de la formule suivante :

Chapitre VII : Organisation de chantier

$$V_{ev} = L.b.e$$

Avec :

V_{ev} : volume de la terre décapée en (m³)

L : longueur totale des tranchées en (m)

b : largeur de la couche végétale en (m)

e : épaisseur de la couche en (m), e = 10 cm

Tableau VII-1 volume de décapage

Réseau	Tronçon	Diamètre (mm)	Longueur (m)	B (m)	e (m)	Vdéc (m ³)
Distribution	Tr1	239.71	110	0.71	0.1	7.81
	Tr2	292.89	50	0.65	0.1	3.25
	Tr3	212.29	50	0.65	0.1	3.25
	Tr4	166.8	75	0.675	0.1	5.0625
	Tr5	331.16	50	0.65	0.1	3.25
	Tr6	437.31	160	0.76	0.1	12.16
	Tr7	76.91	160	0.76	0.1	12.16
	Tr8	496.1	75	0.675	0.1	5.0625
	Tr9	197.39	200	0.8	0.1	16
	Tr10	267.17	160	0.76	0.1	12.16
	Tr11	503.11	75	0.675	0.1	5.0625
	Tr12	197.44	160	0.76	0.1	12.16
	Tr13	701.76	110	0.71	0.1	7.81
	Tr14	409.35	75	0.675	0.1	5.0625
	Tr15	354.69	125	0.725	0.1	9.0625
Adduction	C1	37.52	125	0.725	0.1	9.0625
	C2	36.91	125	0.725	0.1	9.0625
	C3	36.89	125	0.725	0.1	9.0625
	C4	36.82	125	0.725	0.1	9.0625
	C5	37.52	125	0.725	0.1	9.0625
	Pompe-N1	907.1	355	0.955	0.1	33.9025
	N1-R1	100	110	0.71	0.1	7.81
	N1-R2	280	110	0.71	0.1	7.81

Chapitre VII : Organisation de chantier

2. Réalisation des fouilles :

Selon les caractéristiques du terrain, l'excavation sera réalisée soit mécaniquement, soit manuellement. La profondeur minimale de la tranchée à excaver est d'au moins 1 mètre pour :

- Maintenir la fraîcheur de l'eau pendant les périodes de forte chaleur.
- Ne pas gêner les travaux agricoles.
- Protéger la canalisation contre le gel.

L'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres, tels que :

- La profondeur de la tranchée (H_{tr})
- La largeur de la tranchée (b)

a. Profondeur H_{tr} :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite, des charges roulantes (extérieures) et de la température. Elle est déterminée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1$$

Avec :

H_{tr} : profondeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite elle est entre 80 et 120cm ;

h_1 : épaisseur du lit de pose

b. Largeur de la tranchée b :

La largeur de la tranchée sera déterminée en fonction du diamètre de la canalisation, avec une marge de 30 cm de chaque côté. La formule est la suivante :

$$b = D + 0.6$$

Avec

b : Largeur de la tranchée en (m).

D : Diamètre de la conduite en (m).

VII.1.1.3.1. Déblai d'excavation :

C'est le volume de déblai extrait lors de creusement de tranchée, el est donné par la formule suivante :

$$V_{\text{Déblais}} = H_{tr} \times b \times L$$

Avec :

Chapitre VII : Organisation de chantier

V Déblais : Le volume de déblais (m³).

Htr : la hauteur de la tranchée (m).

b : la largeur de la tranchée (m).

L : la longueur de la tranchée (m).

Le tableau représente le volume de déblai pour les réseaux de distribution et d'adduction

Tableau VII-2 volume de déblai

Réseau	Tronçon	Diamètre (mm)	Longueur (m)	B (m)	Htr (m)	V _{déblai} (m ³)
Distribution	Tr1	239.71	110	0.71	1.11	188.915
	Tr2	292.89	50	0.65	1.05	199.897
	Tr3	212.29	50	0.65	1.05	144.888
	Tr4	166.80	75	0.675	1.075	121.034
	Tr5	331.16	50	0.65	1.05	226.017
	Tr6	437.31	160	0.76	1.16	385.532
	Tr7	76.91	160	0.76	1.16	67.804
	Tr8	496.10	75	0.675	1.075	359.983
	Tr9	197.39	200	0.8	1.2	189.494
	Tr10	267.17	160	0.76	1.16	235.537
	Tr11	503.11	75	0.675	1.075	365.069
	Tr12	197.44	160	0.76	1.16	174.063
	Tr13	701.76	110	0.71	1.11	553.057
	Tr14	409.35	75	0.675	1.075	297.035
	Tr15	354.69	125	0.725	1.125	289.294
Adduction	C1	37.52	125	0.725	1.125	30.602
	C2	36.91	125	0.725	1.125	30.105
	C3	36.89	125	0.725	1.125	30.088
	C4	36.82	125	0.725	1.125	30.031
	C5	37.52	125	0.725	1.125	30.602
	Pompe-N1	907.1	355	0.955	1.355	1173.810
	N1-R1	100	110	0.71	1.11	78.810
	N1-R2	280	110	0.71	1.11	220.668

Donc le volume total de déblai est 5422.337 m³

Chapitre VII : Organisation de chantier

VII.1.1.2 Volume de remblais

Le volume de remblai est égal à la différence entre le volume des déblais, diminué du volume occupé par la conduite, du volume du lit de sable, et du volume d'enrobage calculé de la manière suivante :

$$V_{\text{remblais}} = V_{\text{déblais}} - V_s - V_e - V_c$$

Avec :

$V_{\text{déblais}}$: Volume de déblais (m^3).

V_s : volume du lit du sable (m^3).

V_e : volume de l'enrobage (m^3).

V_c : Volume de la conduite (m^3)

VII.1.1.2.1 Volume du lit de sable :

Le lit de sable, ayant une épaisseur de 20 cm le long de la tranchée, aura un volume qui peut être calculé comme suit :

$$V_s = e_s \times b \times L$$

Avec :

V_s : Volume de lit de sable (m^3).

e_s : épaisseur de sable (m). $e_s = 20$ cm

b : largeur de la tranchée (m).

L : longueur de tranchée (m).

VII.1.1.2.2 Volume de l'enrobage :

Le volume de sable ajouté sous les canalisations, avec une épaisseur de 20 cm le long de la tranchée, peut être calculé comme suit :

$$V_e = e_n \cdot b \cdot L$$

Avec :

V_e : Volume d'enrobage (m^3) .

e_s : épaisseur de l'enrobage (m).

b : largeur de la tranchée (m).

L : longueur de tranchée (m).

VII.1.1.2.3 Volume de la conduite :

Une fois les déblais de la tranchée réalisés et le lit de sable mis en place, la conduite doit être posée. La connaissance de sa section est cruciale pour déterminer le volume des remblais, ce qui peut être calculé à l'aide de la relation suivante :

Chapitre VII : Organisation de chantier

$$V_c = \frac{L\pi D^2}{4}$$

Avec :

V_c : Volume de la conduite (m³).

L : longueur de tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

Le tableau VII-4 récapitule les résultats de calcul

Tableau VII-3 calcul du volume de remblai

Réseau	Tronçon	Diamètre (mm)	Longueur (m)	V _{déblai} (m ³)	V _s (m ³)	V _n (m ³)	V _c (m ³)	V _{remblai} (m ³)
Distribution	Tr1	239.71	110	188.915	34.039	34.039	2.277	118.561
	Tr2	292.89	50	199.897	38.076	38.076	0.575	123.171
	Tr3	212.29	50	144.888	27.598	27.598	0.417	89.276
	Tr4	166.80	75	121.034	22.518	22.518	0.737	75.262
	Tr5	331.16	50	226.017	43.051	43.051	0.650	139.265
	Tr6	437.31	160	385.532	66.471	66.471	8.788	243.802
	Tr7	76.91	160	67.804	11.690	11.690	1.546	42.878
	Tr8	496.10	75	359.983	66.974	66.974	2.191	223.845
	Tr9	197.39	200	189.494	31.582	31.582	6.198	120.132
	Tr10	267.17	160	235.537	40.610	40.610	5.369	148.948
	Tr11	503.11	75	365.069	67.920	67.920	2.222	227.008
	Tr12	197.44	160	174.063	30.011	30.011	3.968	110.074
	Tr13	701.76	110	553.057	99.650	99.650	6.666	347.092
	Tr14	409.35	75	297.035	55.262	55.262	1.808	184.703
	Tr15	354.69	125	289.294	51.430	51.430	4.350	182.083
Adduction	C1	37.52	125	30.602	5.440	5.440	0.460	19.261
	C2	36.91	125	30.105	5.352	5.352	0.453	18.948
	C3	36.89	125	30.088	5.349	5.349	0.452	18.938
	C4	36.82	125	30.031	5.339	5.339	0.452	18.902
	C5	37.52	125	30.602	5.440	5.440	0.460	19.261

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII.3 calcul du volume de remblai (suite)

	P-N1	907.1	355	1173.810	173.256	173.25	89.739	737.559
	N1-R1	100	110	78.810	14.200	14.200	0.950	49.460
	N1-R2	280	110	220.668	39.760	39.760	2.660	138.488
	Total							3396.916

Le volume total de déblais est 3396.916 m³

VII.1.1.3 Calcul des volumes des travaux du réservoir projeté :

Pour un réservoir d'une capacité de 200 m³, avec un diamètre intérieur de 8 m et une hauteur de 4.25 m, il est recommandé de prendre en compte les points suivants :

- Le diamètre d'excavation doit être supérieur de 2 m à celui du réservoir.
- L'épaisseur du lit de tout-venant doit être de 0,3 m.
- L'épaisseur du béton de propreté doit être de 0,15 m.
- La ceinture supérieure doit avoir une section carrée de 0,5 m x 0,5 m.
- L'épaisseur de la coupole est de 0,1 m.
- L'acrotère à 0,5 m de hauteur

A. Calcul du volume des déblais :

Le volume total des déblais est donné par la formule :

$$V_{\text{déblais}} = \frac{\pi \cdot D_{\text{exc}}^2}{4} \cdot H_{\text{exc}}$$

Avec :

$V_{\text{déblais}}$: Volume total des déblais(m³)

D_{exc} : Diamètre d'excavation, $D_{\text{exc}} = D_{\text{ext}} + 2$

D_{ext} : Diamètre extérieur du réservoir(m), $D_{\text{ext}} = D_{\text{int}} + (2 * 0,5)$

H_{exc} : Profondeur d'excavation (m), $H_{\text{exc}} = 2$ m.

Tableau VII-4 calcul du volume des déblais

D _{int} (m)	D _{ext} (m)	D _{exc} (m)	H _{exc} (m)	V _{déblai} (m ³)
8	9	11	2	190.066

B. Calcul du volume de tout-venant :

Le volume du tout-venant est donné par la formule :

Chapitre VII : Organisation de chantier

$$V_{\text{tout-venant}} = \frac{\pi \cdot D_{\text{exc}}^2}{4} \cdot e_{\text{tv}}$$

Avec :

e_{tv} : Epaisseur de la couche du tout-venant en m.

On prend une épaisseur de 0.3 m

Tableau VII-5 Volume de tout-venant

D_{int} (m)	D_{ext} (m)	D_{exc} (m)	e_{tv} (m)	$V_{\text{tout-venant}}$ (m ³)
8	9	11	0.3	28.509

C. Calcul du volume de béton propreté :

Le béton de propreté s'étendra de 0,5 m au-delà des parois extérieures du réservoir. Pour déterminer le volume de ce béton, on utilisera la formule suivante :

$$V_{\text{bp}} = \frac{\pi \cdot D_{\text{bp}}^2}{4} \cdot e_{\text{bp}}$$

Avec :

D_{bp} : Diamètre de la couche du béton de propreté en m. Donc, $D_{\text{bp}} = D_{\text{ext}} + 1$.

e_{bp} : Epaisseur de la couche du béton de propreté en m. on prend une épaisseur de 0.15 m.

Tableau VII-6 Volume de béton de propreté

D_{int} (m)	D_{ext} (m)	D_{bp} (m)	e_{bp} (m)	V_{bp} (m ³)
8	9	10	0.15	11.781

D. Calcul du volume de béton armé :

Les composants des réservoirs construits en béton armé comprennent :

- Le radier
- Les voiles
- Les ceintures supérieures
- La coupole
- La maçonnerie des chicanes des réservoirs

Le volume de béton armé des éléments ayant une forme circulaire est donné par la formule :

$$V_{\text{ba}} = \pi \cdot \frac{D_{\text{ext}}^2 - D_{\text{int}}^2}{4} \cdot H$$

Chapitre VII : Organisation de chantier

Avec :

D_{ext} : Diamètre extérieur de l'élément du réservoir en m.

D_{int} : Diamètre intérieur de l'élément du réservoir en m.

H : Hauteur de l'élément du réservoir en m.

Tableau VII-7 volume de béton armé du réservoir

Elément	D _{int} (m)	D _{ext} (m)	H (m)	V _{ba} (m ³)
Radier	-	9	0.5	31.810
Voile	8	8.5	4	25.918
Ceinture	8	8.5	0.5	3.239
Acrotère	8	8.5	0.5	3.239
total				64.208

▪ **Calcul du volume de béton armé de la coupole :**

La coupole est de forme sphérique de rayon :

$$R = \pi \frac{f^2 + \left(\frac{D}{2}\right)^2}{2.f}$$

Avec :

R : Rayon de la coupole (m).

D : Diamètre du réservoir (m).

f : Flèche de la coupole (m).

Ainsi, le volume de béton armé de la coupole est donné par la formule :

$$V_c = 2 * \pi * R * f * e_c$$

Avec :

V_c : Volume du béton armé de la coupole (m³).

e_c : Epaisseur de la coupole (m).

Tableau VII-8 Calcul du volume armé de la coupole

D _{int} (m)	R(m)	V _c (m ³)
8	7.2	7.23

Chapitre VII : Organisation de chantier

E. Calcul du volume de remblai compacté :

Le volume de remblai compacté est donné par la formule :

$$V_{\text{remblai}} = \pi \cdot \frac{D_{\text{exc}}^2 - D_{\text{ext}}^2}{4} \cdot h$$

Avec

D_{exc} : diamètre d'excavation

D_{ext} : diamètre extérieur du réservoir en m.

h : Profondeur d'excavation en m

Tableau VII-9 volume de remblai compacté

D _{int} (m)	D _{ext} (m)	D _{exc} (m)	H(m)	Vremblai (m ³)
8	9	11	2	62.80

VII.2 Devis estimatif d'établissement du projet :

Cette évaluation vise à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet. Ensuite, ces quantités seront multipliées par le prix unitaire correspondant afin de calculer le coût total du projet.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau VII-10

Tableau VII-10 Devis quantitatif et estimatif

Désignation	unité	Quantité	Prix unitaire (da)	Montant total (da)
Terrassement				
Décapage	m ³	214.158	250.000	53539.375
Déblais	m ³	5422.337	450.000	2440051.709
Pose de lit de sable	m ³	3396.916	400.000	1358766.530
Remblais		941.018	1500.000	1411526.925
Evacuation des déblais excédentaires	m ³	214.158	350.000	74955.125
Conduite Pehd PN10				
Ø50	mm	836.340	100.600	84135.804
Ø63		1575.360	273.000	430073.280

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII-11 Devis quantitatif et estimatif (suite)

Ø75		941.470	520.800	490317.576
Ø110		354.690	706.610	250627.501
Ø125		978.830	1157.700	1133191.491
Ø160		197.390	970.000	191468.300
Ø200		836.340	100.600	84135.804
Conduite Pehd PN16				
Ø110	mm	380.000	806.060	306302.800
Ø125		185.660	1422.000	264008.520
Ø355		907.100	22649.330	20545207.243
Réservoir				
Déblais	m ³	190.066	500.000	95033.000
Remblais		62.80	1200.000	75360.000
Béton de propreté		11.781	8000.000	94248.000
Béton armé		64.208	45000.000	2889360.000
Somme				32188173.179
TVA17%				5471989.440
Total				37660162.619

Devis en chiffre :

Le cout total de réalisation du projet d'alimentation en eau potable de notre agglomération est trente-sept millions six-cent soixante mille cent soixante-deux dinars algérien

VII.3 Planification des travaux :

Avant de commencer les travaux sur le chantier, il est nécessaire d'établir une planification. Cette planification consiste en une étude théorique visant à déterminer la meilleure façon

Chapitre VII : Organisation de chantier

d'utiliser la main-d'œuvre et les autres ressources. Il existe plusieurs méthodes de planification, notamment :

- **Méthode du réseau CPM** : La méthode du réseau est une approche où les nœuds et les flèches représentent les tâches, et ces éléments sont parcourus par un flux qui symbolise le temps. L'objectif principal de la planification est de garantir que toutes les tâches seront exécutées :

- Dans un ordre correct ;
- Sans retard, en respectant les échéances fixées ;
- En définissant clairement les tâches et leurs durées respectives ;
- De la manière la plus économique possible, en optimisant l'utilisation des ressources disponibles.

- **Méthode graphique**

VII.4 Définition des tâches et leurs durées :

VII.4.1 Réseau de distribution et d'adduction :

Les tâches de réalisation de réseau de d'adduction et distribution, et leurs durées sont mentionnées dans le tableau VII-12

Tableau VII-12 temps de réalisation des réseaux de distribution et d'adduction

Notation	Opération	Durée
A	Décapage de la couche de goudron	16
B	Exécution des tranchées du réseau et des fouilles pour les regards	40
D	Pose des conduites	30
E	Montage et raccordement des conduites	35
F	Remblayage des tranchées	25
G	Nivellement et compactage	20

VII.5 Réservoir de stockage :

Les tâches de réalisation de réseau de d'adduction et distribution, et leurs durées sont mentionnées dans le tableau :VII.13

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII-13 temps de réalisation du réservoir de stockage

Notation	Opération	Durée
A	Installation du chantier	20
B	Excavation	10
C	Pose de béton de propreté	3
D	Construction du radier	30
E	Construction du voile (fut)	50
F	Construction des parois (cuve)	30
G	Construction du la ceinture supérieure	15
H	Construction de la coupole supérieure / la dalle	20
I	Pose de l'étanchéité	5
J	Emplacement d'échelle et passerelles	5
K	Equipements hydromécaniques	5
L	Travaux de finitions	5

Tableau VII-14 Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier

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

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII-15 Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier de réalisation du réservoir

Opérations	Précède	Succède
A	/	B
B	A	C
C	B	D
D	C	E
E	D	F
F	E	G
G	F	H
H	G	I, J
I	H	K
J	H	K
K	I, J	L
L	K	/

VII.3.2 Détermination du chemin critique :

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

DCP	TR
DFP	DC
	PP
DFPP	MT

Avec

TR : temps de réalisation

DCP : date de commencement au plus tôt

DCPP : date de commencement au plus tard DCPP =

Chapitre VII : Organisation de chantier

DFPP – TR DFP : date de finition au plus tôt DFP =

DCP + TR

DFPP : date de finition

au plus tard MT : marge

totale

Chemin critique : C'est le chemin qui donne la durée totale du projet

(DTP) reliant les opérations possédant la marge totale nulle.

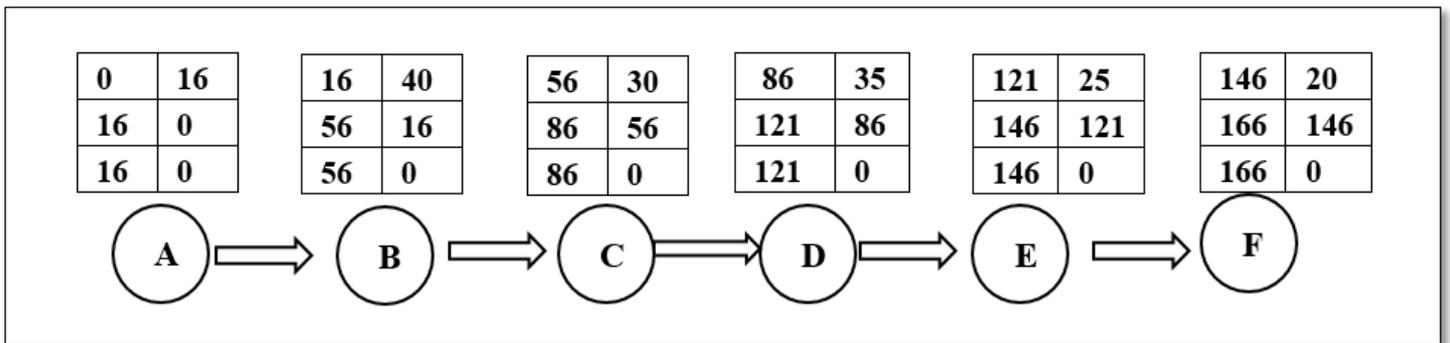


Figure VII-1 réseau à nœud et calcul du temps de réalisation du réseau d'adduction et de distribution

Nous trouvons que DTP = 166 jours et le chemin critique est A-B-C-D-E-F

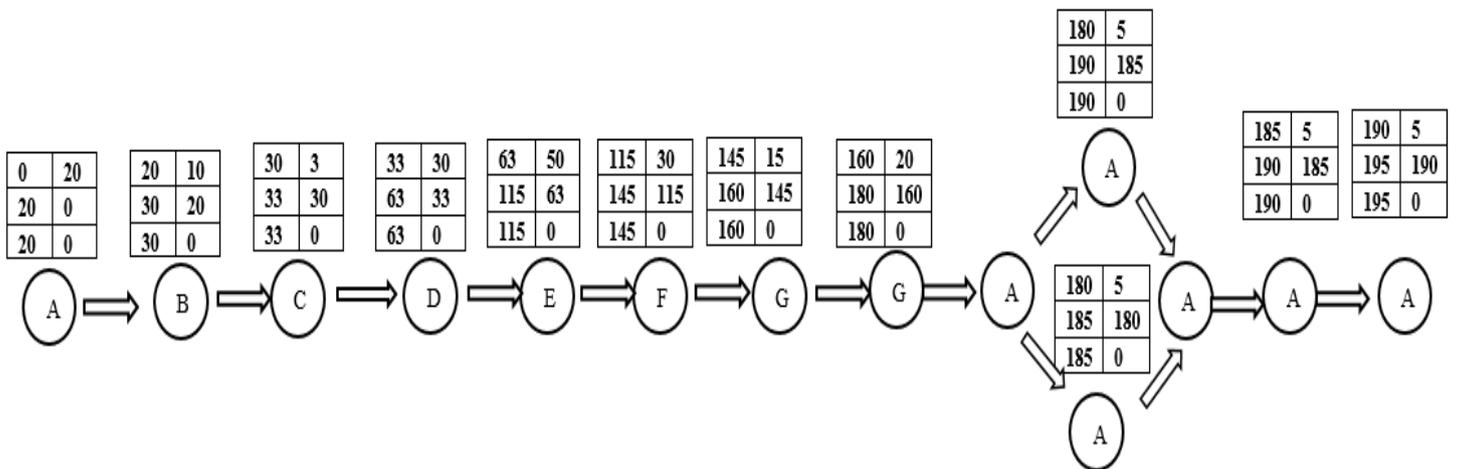


Figure VII-2 réseau à nœud et calcul du temps de réalisation du réservoir semi enterré

Nous trouvons DTP = 195 jours et le chemin critique est A-B-C-D-E-F-G-H-I-J-K-L

Chapitre VII : Organisation de chantier

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons évalué les volumes des travaux nécessaires pour estimer le coût total du projet, qui s'élève à environ 37660162.619 DA. Nous avons également élaboré une planification détaillée des travaux, indiquant ainsi un temps de réalisation d'environ 361 jours .

Conclusion générale

Conclusion générale :

A travers l'étude que nous avons présentée, un aperçu général a été donné sur les problèmes au niveau du système d'alimentation en eau potable de la localité de Halloula. Ce dernier ne répondant pas aux besoins des habitations en matière de débit et de pressions se trouve dans un état vétuste et dégradé.

L'analyse des ressources disponibles et de la capacité de stockage nous a permis de constater l'incapacité d'assurer l'alimentation en eau potable de la localité à l'horizon 2054

Pour remédier à ces problèmes, nous avons proposé :

- La projection d'un nouveau réseau de distribution de type combiné suivant un schéma de distribution étagé de telle manière à équilibrer les deux paramètres de vitesse et de pression
- La projection de quatre nouveaux forages et le choix des pompes afin de combler le déficit en eau
- La projection d'un nouveau réservoir afin d'assurer l'alimentation en eau de la partie haute de l'agglomération.
- Le dimensionnement du réseau d'adduction ramifié afin d'assurer le remplissage des deux réservoirs de stockage
- La protection du réseau d'adduction ramifié contre le phénomène du coup de bélier

En conclusion, ce projet d'alimentation en eau potable pour la localité de Halloula représente une initiative cruciale pour répondre aux besoins fondamentaux de la population en matière d'accès à une eau de qualité. Et une étape essentielle vers l'amélioration des conditions de vie des habitants et le développement socio-économique de la région.

Références bibliographiques

- 1 -Dupont A. , « Hydraulique urbaine »,tome 1 et 2, édition Eyrolles, Paris, 1979.
- 2- Lencastre A., « Manuel d'Hydraulique générale »,édition Eyrolles, Paris 5^{ème} 1979.
- 3-M. Meunier , « Les coups de bélier et la protection des réseaux d'eau sous pression »,Décembre 1980.
- 4-J. Parmakian , « Waterhammer Analysis », New York,1955.
- 5-S.Boualem , « Etude du régime transitoire dans un réseau d'eau sous pression enterée »,septembre 2002
- 6-Layadi Racha (2023) diagnostic et rehabilitation du systeme d'aep de la commune de ksar el abtal (w.setif)
- 7- Catalogue Chiali Adduction & Distribution Eau Potable Tubes PEHD PE 10

Annexe

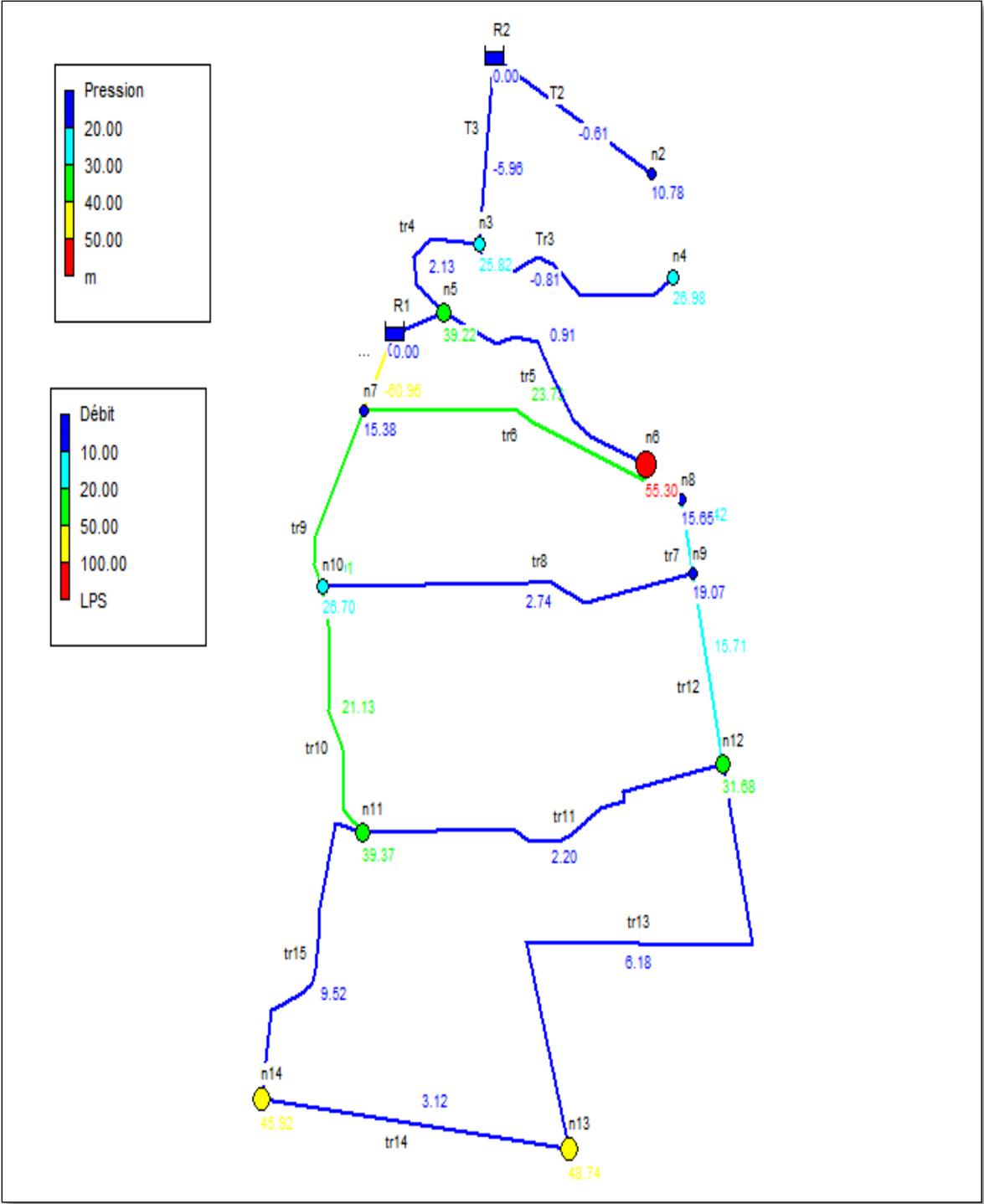
Annexe N°1 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

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

Annexe N° 2 :Gradient de perte de charge "j" pour les conduites en acier dans le concept de vitesses limites et de débits limites (Extrait du livre d'Abramov Ed. 1982).

Q (l/s)	0,4	0,7	1,0	1,5	2,0	2,2	2,2	2,5	3,0	3,5
D(mm)	50	50	50	50	50	50	75	75	75	75
1000j	1,43	3,97	7,61	16,0	27,3	32,6	4,51	5,77	7,97	10,7
Q(l/s)	4,0	4,5	5,0	5,2	5,2	5,5	6,00	7,00	8,0	9,1
D(mm)	75	75	75	75	100	100	100	100	100	100
1000j	13,6	16,9	20,5	22,0	5,40	6,00	7,3	12,0	12,0	15,2
Q(l/s)	9,1	10	11	12	13	13,8	13,8	16	18	20
D(mm)	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5	150	150	150	150
1000j	6,49	7,72	9,21	10,8	12,6	14,0	6,02	8,05	10	12,2
Q(l/s)	22	23,6	23,6	25	30	35	40	44	44	50
D(mm)	150	150	200	200	200	200	200	250	250	250
1000j	14,5	16,5	3,94	4,38	6,14	8,18	10,5	12,5	4,29	5,45
Q(l/s)	55	60	65	71	71	80	90	100	103	103
D(mm)	250	250	250	250	300	300	300	300	300	350
1000j	6,50	7,64	8,88	10,5	4,50	5,61	7,00	8,53	9,01	4,29
Q(l/s)	110	120	130	140	144	144	150	160	170	180
D(mm)	350	350	350	350	350	400	400	400	400	400
1000j	5,03	5,92	6,87	7,89	8,31	4,31	4,65	5,24	5,87	6,53
Q(l/s)	190	200	217	217	220	240	260	280	300	320
D(mm)	400	400	400	500	500	500	500	500	500	500
1000j	7,23	7,96	9,20	3,20	3,30	3,89	4,52	5,19	5,93	6,66
Q(l/s)	340	360	380	400	420	440	460	480	500	505
D(mm)	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
1000j	7,47	8,31	9,21	9,21	11,1	12,1	13,2	14,3	15,5	15,8

Annexe N° 3 : résultat de simulation du réseau de distribution en cas de pointe



Annexe N° 4 : Abaque de Vibert

ABAQUE
DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

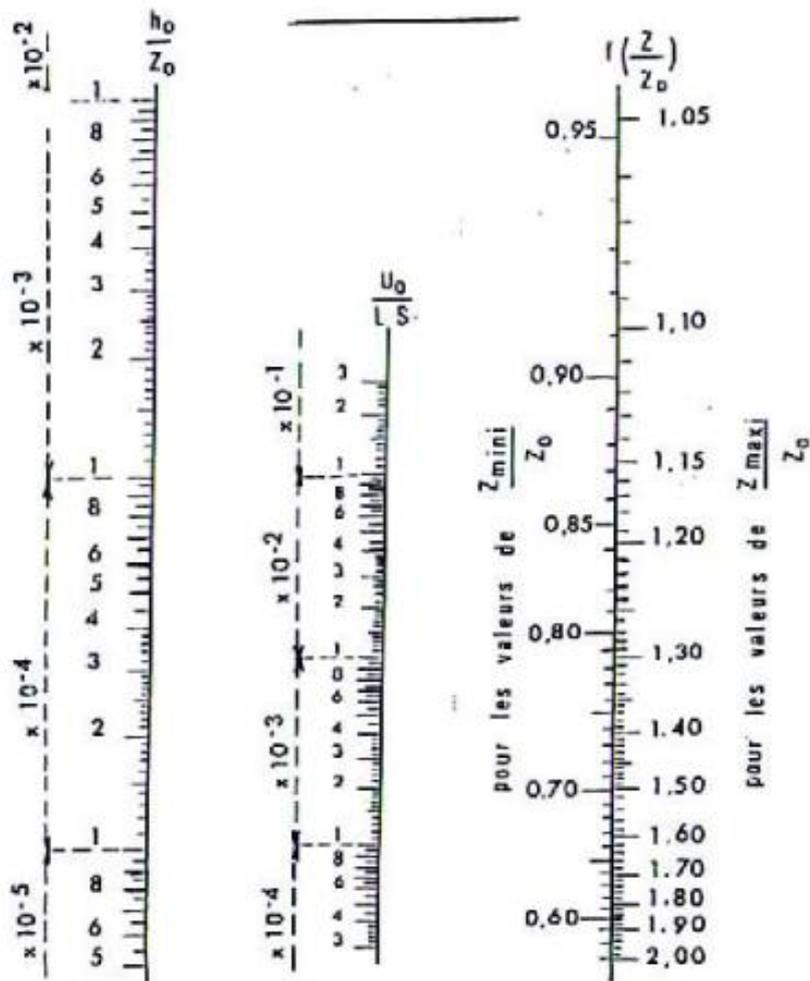


PLANCHE XXVII

Annexe N° 5: diamètres intérieurs ; extérieure ; épaisseur et pression nominal

Nominal Diameter (mm)	SDR26	SDR21	SDR17	SDR13.6	SDR11	SDR9	SDR7.4
	PN 6	PN 8	PN 10	PN 12.5	PN 16	PN 20	PN 25
	en (mm)						
20	-	-	-	-	2.0	2.3	3.0
25	-	-	-	2.0	2.3	3.0	3.5
32	-	-	2.0	2.4	3.0	3.6	4.4
40	-	2.0	2.4	3.0	3.7	4.5	5.5
50	2.0	2.4	3.0	3.7	4.6	5.6	6.9
63	2.5	3.0	3.8	4.7	5.8	7.1	8.6
75	2.9	3.6	4.5	5.6	6.8	8.4	10.3
90	-	4.3	5.4	6.7	8.2	10.1	12.3
110	4.2	5.3	6.6	8.1	10.0	12.3	15.1
125	4.8	6.0	7.4	9.2	11.4	14.0	17.1
140	5.4	6.7	8.3	10.3	12.7	15.7	19.2
160	6.2	7.7	9.5	11.8	14.6	17.9	21.9
180	6.9	8.6	10.7	13.3	16.4	20.1	24.6
200	7.7	9.6	11.9	14.7	18.2	22.4	27.4
225	8.6	10.8	13.4	16.6	20.5	25.2	30.8
250	9.6	11.9	14.8	18.4	22.7	27.9	34.2
280	10.7	13.4	16.6	20.6	25.4	31.3	38.3
315	12.1	15.0	18.7	23.2	28.6	35.2	43.1
355	13.6	16.9	21.1	26.1	32.2	-	-
400	15.3	19.1	23.7	29.4	36.3	-	-
450	17.2	21.5	26.7	33.1	40.9	-	-
500	19.1	23.9	29.7	36.8	45.4	-	-
560	21.4	26.7	33.2	41.2	50.8	-	-
630	24.1	30.0	37.4	46.3	57.2	-	-
710	27.2	33.9	42.1	52.2	64.6	-	-
800	30.6	38.1	47.4	58.8	72.8	-	-
900	34.4	42.9	53.3	66.2	81.8	-	-
1000	38.2	47.7	59.3	73.6	91.0	-	-
1100	42.3	52.4	64.7	80.9	100.0	-	-
1200	45.9	57.2	70.6	88.3	109.0	-	-
1400	53.9	66.7	82.4	103.0	127.3		
1600	61.6	76.2	94.2	117.6	145.5		
1800	69.2	85.7	105.9	132.4	163.6		

Annexe N° 6 : prix des conduites en PEHD

DN	PN 10 HT	PN 10 TTC	PN 16 HT	PN 16 TTC
20	28,60	34,03	39,00	46,41
25	39,00	46,41	54,60	64,97
32	57,20	68,07	84,50	100,56
40	80,60	95,91	110,50	131,50
50	118,30	140,78	172,12	204,82
63	192,40	228,96	273,00	324,87
75	273,00	324,87	380,38	452,65
90	379,60	451,72	554,06	659,33
110	553,86	659,09	806,06	959,21
125	706,61	840,86	1 045,76	1 244,45
160	1 157,70	1 377,66	1 710,80	2 035,85
200	1 807,44	2 150,85	2 666,79	3 173,48
250	2 812,65	3 347,05	4 151,40	4 940,17
315	4 485,20	5 337,38	6 613,68	7 870,28
400	7 215,74	8 586,72	10 658,75	12 683,91
500	11 295,74	13 441,92	16 654,31	19 818,62
630	17 922,93	21 328,29	26 435,09	31 457,75
710	22 695,00	27 007,05	33 405,00	39 751,95