

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de La Recherche Scientifique



Université de Ghardaïa

N° d'ordre :
N° de série :

Faculté des Sciences et Technologies

Département des Sciences et Technologie

Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de

MASTER

Domaine : Sciences et Technologies.

Filière : Hydraulique.

Spécialité : Hydraulique urbain.

Par :

- M^r. HADJ MESSAOUD Ayoub.
- M^r. MEBARKI Mohammed Salah.

Thème

**ETUDE D'ALIMENTAION EN EAU POTABLE DU
NEVEAU LOTISSEMENT 1000 LOTS SOCIALE
D'EL-HAMRAYATE**

Soutenu publiquement le : 17/09/2017

Devant le jury :

M ^r . AKERMI.F	Maitre-assistant A	Univ. Ghardaïa	Président
M ^r . MECHRI. B	Maitre-assistant B	Univ. Ghardaïa	Examineur
M ^{me} . AZZOUZ. F	Maitre-assistant A	Univ. Ghardaïa	Examineur
M ^r . BOULMAIZ. T	Maitre-assistant B	Univ. Ghardaïa	Encadreur

Année universitaire 2016/2017

Remerciements

Nous remercions Allah de nous avoir prêté vie et volonté pour achever ce travail. Nous tenant tout d'abord à exprimer nos remerciements les plus sincères à monsieur (Boulmaiz Tayeb), qui a encadré ce travail de fin d'étude, pour ses efforts fournis afin de mener à bien ce projet. Nous témoignons notre immense gratitude et nous remercions la direction de ressources en eau (DRE) et l'Agence National des Ressources Hydrauliques (ANRH) de la wilaya de Ghardaïa et la société Algérienne Des Eaux (ADE) et la station de météorologie de la wilaya de Ghardaïa (ONM) et l'université de Ghardaïa . Nous tenant à remercier aussi (les Professeurs) et l'ingénieur Mohammed CHIHANI pour son grand efforts ainsi que pour nombreux conseils elles présentaient, *nous remercions également le président et les membres de jury d'avoir accepté d'examiner mon travail.* et nous ne saurions oublier tous nos amis qui ont su nous encourager et nous soutenir.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

- *À mon père qui m'a tant aidé et encourager.*
- *À ma mère qui n'a pas cessé de me prodiguer des conseils.*
- *À tous mes frères et sœurs.*
- *À tous mes amis en particulier (Ayoub. Sena. Chamesseddine. Noura. Khadidja).*

Mohammed Salah MEBARKI.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

- *À ma chère mère et mon cher père qui m'a tant aide et encourage.*
- *À tous mes frères et sœurs.*
- *À mon collègue Mohammed Salah MEBARKI.*
- *À tous mes amis.*
- *À ma fiancée.*
- *À toute personne qui a contribué de près ou de loin à ma réussite.*

Ayoub HADJMESSAOUD.

الملخص :

تركز أبحاثنا في هذه المذكرة على دراسة توفير مياه الشرب ل ١٠٠٠ وحدة سكنية في منطقة الحمراية (بلدية العطف)، ولاية غرداية. ويتم ذلك باستخدام دراسة وهي الخطة الوطنية للمياه (PNE) لتقدير الاحتياجات المائية. بعد تقدير المتطلبات اليومية والساعة، لاحظنا أن المصدر الحالي للمياه لم يكن كافيا، لذلك قمنا بدراسة حفر بئرين جديدين. بالتبع أيضا خزان بحجم ١٣٠٠ م^٣ للتزويد المستمر فضلا عن قناة الجر باستخدام معدل تدفق الذروة. وأخيرا، تم التخطيط لشبكة التوزيع والتحقق منها باستخدام برنامج يدعى بـ EPANET بحيث تكون المتغيرات الهيدروليكية (السرعات، والضغوط، وما إلى ذلك) وفق المعايير.

كلمات مفتاحية: توفير مياه الشرب، شبكة التوزيع، الخطة الوطنية للمياه، بئر، تدفق الذروة، السرعات، الضغوط.

Abstract:

Our research in this paper focuses on the supply of drinking water for the 1,000 housing units in the El-Hamrayate region (El Atteuf commune), States of Ghardaïa. This is done using a method of study which is the National Water Plan (NWP) for the estimation of water requirements. After estimating the daily and hourly requirements, we noticed that the existing source was not sufficient and therefore we projected the two wells a new drilling. Subsequently, a 1300 m³ tank supplying the continuous supply as well as the intake pipe was sized using the peak flow rate. Finally, a distribution network was planned and verified using an informative program called EPANET so that the hydraulic variables (speeds, pressures, etc.) are within the standards

Key words: Supply of drinking water, distribution network, national water plan, wells, peak flow, speeds, pressures.

Résumé

Notre recherche dans ce mémoire se concentre sur l'approvisionnement de l'eau potable pour les 1000 logements de la région d'El-Hamrayate (commune El Atteuf), Willaya de Ghardaïa. Ceci en utilisant une méthode d'étude qui est le Plan National de l'Eau (PNE) pour l'estimation des besoins en eau. Après estimation des besoins journaliers et horaires, nous avons remarqué que la source existante n'était pas suffisante et donc on a du projeté les Forage deux puits un nouveaux. Par la suite, un réservoir de 1300 m³ assurant l'approvisionnement en continue ainsi que la conduite d'adduction ont été dimensionné en utilisant le débit max. Enfin, un réseau de distribution a été projeté et vérifié en utilisant un

programme informatif appelé EPANET afin que les variables hydraulique (vitesses, pressions...etc.) soient dans les normes.

Mots clés : L'approvisionnement de l'eau potable, réseau de distribution, plan national de l'eau, forage, débit max, vitesses, pressions.

Liste des tableaux

Tableau I.1: Précipitation moyenne mensuelle et annuelle (2000-2016) (ONM).....	7
Tableau I.2 : Températures moyenne mensuelles et annuelle. (2000-2016) (ONM).....	8
Tableau I.3 : L'humidité relative moyenne mensuelle. (2000-2016) (ONM).....	8
Tableau I.4 : Evaporation moyenne mensuelle et annuelle (2000-2016) (ONM)	8
Tableau II.1 : Évolution de la population à horizon 2047.....	12
Tableau II.2 : Besoins domestique moyens journaliers à l'horizon 2047.....	13
Tableau II.3 : Évolution de la consommation autre usage à l'horizon 2047.....	14
Tableau II.4 : les besoins globales moyenne journalier à l'horizon 2047.....	15
Tableau II.5 : Besoins domestique moyens journaliers hypothèse volontariste à l'horizon 2047.....	16
Tableau II.6 : Les besoins globales moyenne journalier à l'horizon 2047.....	18
Tableau II.7 : Comparaison entre méthode tendancielle et volontariste.....	19
Tableau III.1 : Les caractéristiques du forage d'El-Hamrayate.....	23
Tableau III.2 : Déficits globaux enregistrés pour différents horizons (approvisionnement de localité d'El-Hamrayate par le forage existant).....	24
Tableau III.3 : Calcul des débits des deux forages projetés.....	25
Tableau IV.1 : Les heurs de pompage à région d'El-Hamrayate (ADE Bounoura).....	34
Tableau IV.2 : Capacité de réservoir selon la méthode approximatif.....	34
Tableau V.1 : Les caractéristiques des Forages.....	44
Tableau V.2 : Les caractéristiques de réservoir.....	45
Tableau VI.1 : Les besoins d'autres usages.....	53
Tableau VI.2 : Les besoins domestiques.....	55
Tableau VI.3: Les besoins domestiques et autre usage pointe et débit aux nœuds.....	56
Tableau VI.4 : Le débit au nœud (cas de point + incendie).....	59
Tableau VI.5 : Les résultats des paramètres des conduites de réseau de distribution cas de pointe (Epanet2).....	66
Tableau VI.6: Caractéristiques des nœuds de réseau de distribution cas de pointe (Epanet2)...	69
Tableau VI.7 : Caractéristiques des conduites de réseau de distribution cas de pointe + incendie (Epanet 2).....	71
Tableau VI.8: Les caractéristiques des nœuds de réseau de distribution cas de pointe + incendie (Epanet2).....	75

Liste des figures

Figure 1 : Situation de la Wilaya de Ghardaïa (ANRH).....	5
Figure 2 : Situation de la zone d'étude – lotissement 1000 logements sociale – (Google Earth 2017).	6
Figure 3: Le site du nouveau lotissement d'El-Hamrayate (Google Earth 2017).	6
Figure 4: Coupe géologique schématique de la région du M'zab (ANRH, 2011).	10
Figure 5: Coupe géologique schématique de la région du M'zab (ANRH, 2011).	27
Figure 6 : Le château d'eau à benrahmoune (boumerdes) (boukais, 2012) (Nassima. M, 2014).	31
Figure 7: Différents types des châteaux d'eau selon le matériau de fabrication.	32
Figure 8 : Réservoir circulaire posé au sol en béton armé (hammoum 2012) (Nassima .M, 2014).	32
Figure 9: Conduite d'arrivée.....	38
Figure 10 : Conduite de distribution.	39
Figure 11: Conduite de trop plein et de vidange.....	39
Figure 12: Conduite de by-pass.	40
Figure 13: matérialisations de la réserve d'incendie.....	40
Figure 14 : Situation des deux forages (1et 2) et réservoir.	45
Figure 15 : Les pressions et les vitesses aux réseaux de distribution cas de pointe.	69
Figure 16 : Les pressions et les vitesses aux réseaux de distribution cas de pointe + incendie.	75

Liste des abréviations

- ADE : Algérienne De l'eau ;
- AEI : Alimentation en Eau Industrielle ;
- AEP : Alimentation en Eau Potable ;
- ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydriques ;
- d : la dotation moyenne journalier ;
- DRE : Direction des Ressources en Eau ;
- H : Humidité ;
- IRR : Irrigation ;
- $K_j p$: Coefficient de majoration climatique ;
- Moy : Moyenne ;
- MRE : Ministère des Ressources en Eau ;
- ONM : Office National de la Météorologie ;
- P_n : nombre de la population ;
- P : Précipitation ;
- PNE : Plan Nationale en Eau ;
- $Q_j \max$: débit journalier maximal ;
- $Q_j \text{ moy } g$: débit moyenne journalier globales ;
- T : Température ;
- Tol : Taux d'occupation par logement.

LISTE DES METIERS

Remerciements	I
Dédicace	II
Résumé	III
Liste des tableaux	V
Liste des abréviations	VI
Liste des métiers.....	VIII

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA REGION D'ETUDE

I.1 Introduction.....	4
I.2 Présentation de la région de Ghardaïa	4
I.3 Présentation du nouveau lotissement	5
I.4 Etude Climatique	7
I.4.1 Précipitations	7
I.4.2 Températures	7
I.4.3 L'humidité	8
I.4.4 Evaporation	8
I.4.5 Aspect géologique et hydrogéologique	9
I.5 Conclusion	10

CHAPITRE II : LES BESOIN EN EAU DE L'AGGLOMERATION

II.1 Introduction.....	12
II.2 Bilan de la demande en eau	12
II.3 Evaluation des populations de la zone d'étude	12
II.3.1 Calculer la démographie.....	12
II.3.2 Choix de strate de population.....	13
II.4 Évolution de la demande en eau potable de la zone d'étude à l'horizon 2047	13
II.4.1 Étude Besoins domestiques et autres usages.....	13

II.5 Conclusion.....	20
-----------------------------	-----------

CHAPITRE III : LES RESSOURCES HYDRIQUES

III.1 Introduction	23
III.2 Les ressources hydriques	23
III.2.1 Les eaux souterraines	23
III.2.2 Les eaux de surface ou superficielles	23
III.3 Mobilisation de la ressource	24
III.3.1 Situation actuelle de la région d'étude	24
III.4 Adéquation Besoins – Ressources	24
III.4.1 Bilan demande globale des localités d'El-Hamrayate	24
III.5 Situation future de la région d'étude.....	25
III.5.1 Projection de forages	25
III.5.2 La méthode de calcul des deux forages projetés.....	26
III.6 Conclusion	28

CHAAPITRE IV : PROJECTION D'UN RESERVOIR DE STOCKAGE

IV.1 Introduction	30
IV.2 Rôle des réservoirs.	30
IV.3 Type de réservoirs.....	30
IV.3.1 Le château d'eau (surélevé).....	30
IV.3.2 Réservoirs au sol.....	32
IV.4 Choix du type du réservoir.....	33
IV.5 Emplacement de réservoir	33
IV.6 Principe de fonctionnement.....	33
IV.7 Principe de calcul.....	34
IV.8 Détermination de la capacité du réservoir d'alimentation.....	34
IV.8.1 Méthodologie de calcul de la méthode approximatif	34
IV.8.2 Calcul de la capacité du réservoir	35

IV.9 Dimensionnement du réservoir.....	36
IV.9.1 Capacité du réservoir.....	36
IV.9.2 Section du réservoir	37
IV.9.3 Hauteur de la réserve d'incendie	37
IV.10 Equipements hydrauliques du réservoir	38
IV.10.1 Conduite d'arrivée.....	38
IV.10.2 Conduite de départ (distribution).....	38
IV.10.3 Conduite de trop plein	39
IV.10.4 Conduite de vidange	39
IV.10.5 Conduite by-pass.....	40
IV.10.6 Matérialisation d'une réserve d'incendie.....	40
IV.11 Conclusion	41

CHAPITRE V : RESEAU D'ADDUCTION

V.1. Introduction	43
V.2. Types des canalisations	43
V.3 Type d'adduction.....	43
V.3.1 Adduction gravitaire.....	43
V.3.2 Adduction par refoulement.....	43
V.4 Tracé de l'adduction	43
V.5 Types des conduites	44
V.6 Adductions projetés du nouveau lotissement.....	44
V.7 Caractéristiques des forages projetés	45
V.8 Le Caractéristique De réservoir projeté	45
V.9 Calcul de la HMT.....	46
V.9.1 Hauteur manométrique total HMT.....	46
V.10 Diamètre de la conduite d'adduction	49
V.11 Caractéristiques de la pompe	50

V.12 Conclusion.....	50
----------------------	----

CHAPITRE VI : RESEAU DE DISTRIBUTION

VI.1 Introduction.....	52
VI.2 Typologie de distribution.....	52
VI.2.1 Le réseau ramifié.....	52
VI.2.2 Le réseau maillé.....	52
VI.2.3 Le réseau étage.....	52
VI.2.4 Le réseau combiné (mixte).....	53
VI.3 Conception d'un réseau.....	53
VI.4 Principe du tracé du réseau.....	53
VI.5 Détermination des débits du réseau maillé.....	54
VI.5.1 Calcul des débits aux nœuds.....	54
VI.6 Dimensionnement du réseau.....	61
VI.6.1 Les pertes de charges.....	61
VI.7 Simulation du réseau.....	63
VI.7.1 Présentation du logiciel EPANET.....	63
VI.7.2 Méthode de calcul.....	63
VI.7.3 Paramètres d'entrée du réseau.....	64
VI.7.4 Conclusion.....	78
CONCLUSION GENERALE.....	83
ANNEXE.....	81
BIBLIOGRAPHI.....	92

INTRODUCTION

Dans le contexte que l'eau c'est la source de la vie, l'homme conscient, depuis de millénaires n'a cessé de s'organiser pour maîtriser la science relative à l'eau, et pour pouvoir transporter, garder et gérer en se basant sur des méthodes empiriques.

Certes, actuellement l'évolution de la science a rendu l'homme à connaître des complexes systèmes de captage, d'adduction et de distribution de l'eau à des degrés de potabilité améliorés qui lui a facilité sa gestion.

Les pays en voie de développement qui n'ont pas des ressources en eau considérables dont l'Algérie fait partie, souffrent d'un déficit notable qui est dû en général aux causes suivantes

- Une pluviométrie annuelle faible selon les périodes.
- Risque de sécheresse s'étendant sur plusieurs années.
- Une baisse des taux de régénération de la nappe phréatique.

Cadrant avec des nouveaux systèmes basés sur la bonne politique de gestion, nous élaborons ce mémoire de thème : Etude d'alimentation en eau potable du lotissement 1000 logements sociale dans la ville d'El-Hamrayate, dans le but de satisfaire quantitativement et qualitativement, les besoins en eau des consommateurs, conformément au plan de développement national et ceci, en dimensionnant tous les ouvrages nécessaires, de la source jusqu'au robinet afin d'assurer, un débit suffisant et une pression minimale pour tous les consommateurs du lotissement.

Dans le premier chapitre on doit présenter le site de zone d'étude et faire une étude climatique que la précipitation, la température, l'humidité, l'évaporation et aussi aspect géologique hydrogéologique.

Dans le deuxième chapitre on doit étudier les besoins en eau de l'agglomération pour estimer l'évaluation de la population de la zone d'étude à long terme. Et de la demande en eau potable future des agglomérations.

Dans le troisième chapitre on doit identifier l'état actuel des ressources en eau existants à la région d'étude et comparé cet ressource avec les besoins de l'agglomération au future.

Dans le quatrième chapitre on doit calculer le volume de réservoir et nous choisirons le type de réservoir et la forme et leur équipement.

Dans le cinquième chapitre nous définirons le réseau d'adduction et la projection des forages et les caractéristiques des pompes et le réservoir de stockage et leur emplacement

Dans le sixième chapitre on doit identifier le réseau de distribution et calculer les caractéristiques des nœuds et des conduites et analyse des résultats de la simulation de cet réseau.

CHAPITRE I :
PRESENTATION DE LA
REGION D'ETUDE

I.1 Introduction

Avant le début de l'étude nous présentant dans ce chapitre la wilaya de Ghardaïa ainsi que la situation de la zone d'étude « 1000 logements sociale d'El-Hamrayate ». On déterminera par la suite les différents paramètres climatiques et aussi aspect géologique et hydrogéologique de la région.

I.2 Présentation de la région de Ghardaïa

La wilaya de Ghardaïa se situe au centre de la partie Nord de Sahara Septentrional.

Elle est issue du découpage administratif du territoire de 1984. L'ensemble de la nouvelle wilaya dépendait de l'ancienne Wilaya de Laghouat. Il est composé des anciennes dairate de Ghardaïa.

La wilaya de Ghardaïa est limitée :

- Au Nord par la wilaya de Laghouat;
- Au Nord Est par la wilaya de Djelfa ;
- A l'Est par la wilaya d'Ouargla;
- Au Sud par la wilaya de Tamanrasset;
- Au Sud- Ouest par la wilaya d'Adrar ;
- A l'Ouest par la wilaya d'El-Bayadh;

La population de la wilaya est estimée de 430 057 habitants en 2015, soit une densité de peuplement de 4,97 habitants au km². Pour une superficie de 86 560 km², la wilaya est constituée de 13 communes regroupées dans 9 daïras (P.N.E., 2010).

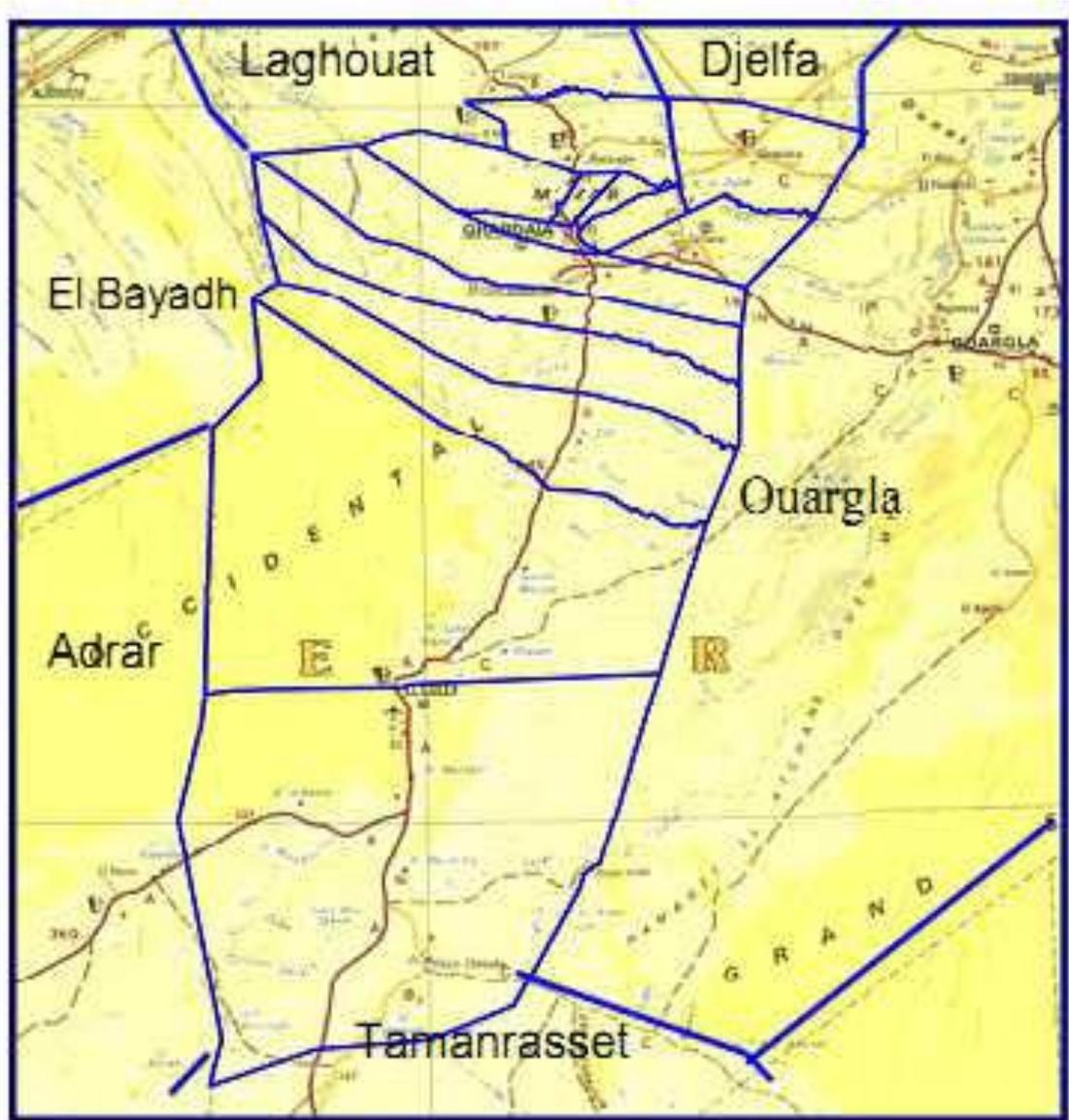


Figure 1 : Situation de la Wilaya de Ghardaïa (ANRH).

I.3 Présentation du nouveau lotissement

Le nouveau lotissement d'El-Hamrayate se situe au nord-est de la ville El-Atteuf, elle appartient à la daïra de Bounoura dans la wilaya de Ghardaïa. il se trouve à environ de 3 km au centre-ville d'El-Atteuf.



Figure 2 : Situation de la zone d'étude – lotissement 1000 logements sociale – (Google Earth 2017).

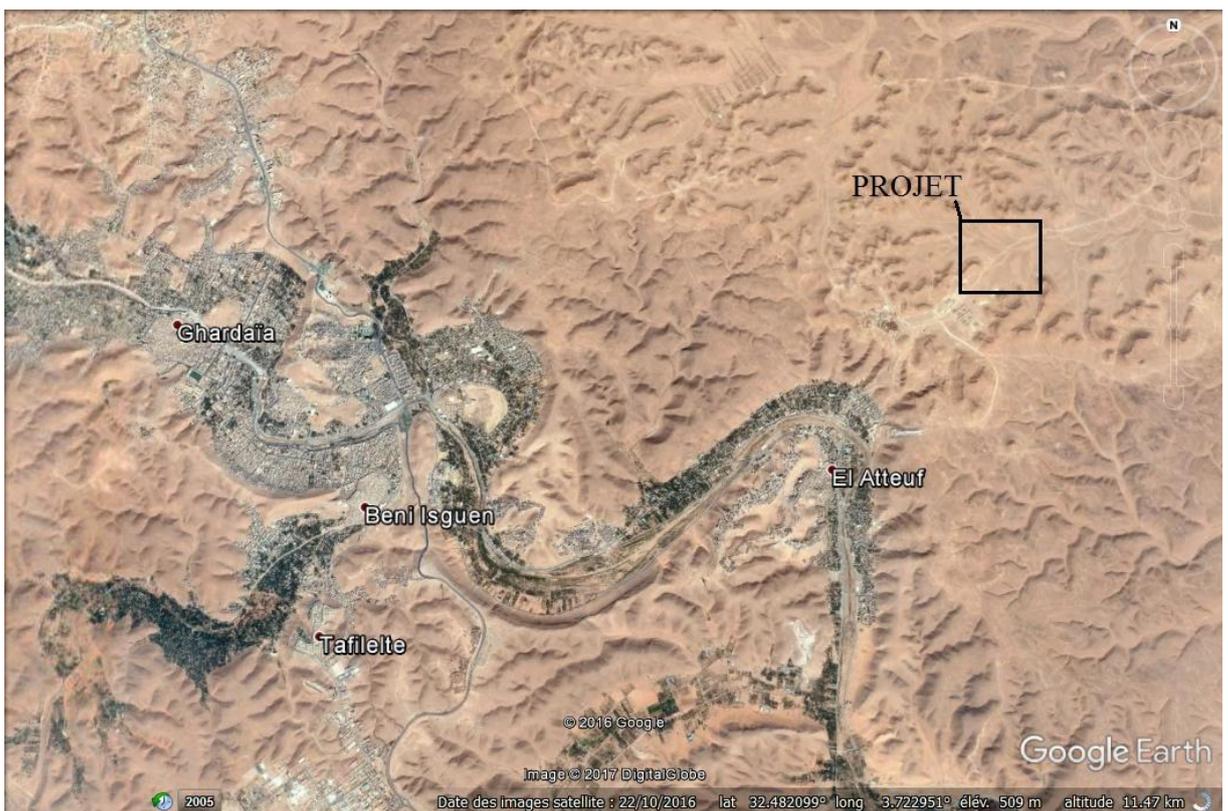


Figure 3: Le site du nouveau lotissement d'El-Hamrayate (Google Earth 2017).

I.4 Etude Climatique

L'étude a pour but de déterminer les différents paramètres climatiques qui conditionnent l'écoulement superficiel et souterrain. Les paramètres étudiés sont: Les précipitations, la température, le vent, l'humidité et l'évaporation.

La région de Ghardaïa se situe dans le Sahara septentrional ce qui lui confère un climat saharien, caractérisé par deux saisons:

Une saison chaude et sèche (d'avril à septembre) et une autre tempérée (d'octobre à mars) et une grande différence entre les températures de l'été et de l'hiver (ANRH, 2011).

Pour cette étude, nous avons récoltés les données climatiques de l'office national de la météorologie au Ghardaïa (ONM), sur une série allant du (2000-2016).

I.4.1 Précipitations

La pluviométrie observée à la station de Ghardaïa (2000-2016) met en évidence l'importance des variations d'amplitude de la pluviométrie d'une année à l'autre.

La variation des précipitations annuelles durant la période d'observation montre l'écart important entre les valeurs extrême, signe d'une irrégularité.

La pluviométrie moyenne annuelle interannuelle 2000-2016 a été évaluée à 69.14 mm dans le tableau I.1 les principales caractéristiques des précipitations moyennes mensuelle et annuelle :

Tableau I.1: Précipitation moyenne mensuelle et annuelle (2000/2016) (ONM).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	Annuelle
P moy (mm)	26.4	6.96	6.82	3.12	2.7	4.76	5.42	1.58	5.58	4.86	0.94	0.00	69.14

I.4.2 Températures

La valeur moyenne annuelle enregistrées pour la période considérée est de 21.40 C°.

Le tableau ci-dessous récapitule les températures moyennes mensuelles et annuelles de la station météorologique de Ghardaïa.

Tableau I.2 : Températures moyenne mensuelles et annuelle. (2000/2016) (ONM).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	Annuelle
T Moy(C°)	28.1	21.9	15.6	11.8	10.1	12.6	15.5	18.8	25.3	30.2	33.4	33.5	21.40

I.4.3 L'humidité

L'humidité relative de l'air est le rapport, exprimé en pourcentage, de la tension de vapeur d'eau à la tension de vapeur d'eau saturante. C'est un élément atmosphérique très important puisqu'il donne le taux de condensation dans l'atmosphère.

Les données de la station météorologique de Ghardaïa donnent une moyenne annuelle de l'ordre de 44.17%.

Tableau I.3 : L'humidité relative moyenne mensuelle. (2000-2016) (ONM).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou
H Moy(%)	36	50	64	65	59	54	52	39	31	29	27	24

1.4.4 Evaporation

L'évaporation est un élément climatique important à considérer, compte tenu de son rôle dans des divers processus hydro-climatique, notamment son influence sur les précipitations. Elle est exprimée en millimètres d'eau évaporée.

Dans le tableau ci-dessous, sont figurées les valeurs moyennes mensuelles de la station de météorologique de Ghardaïa pour la période de (2000-2016).

Tableau I.4: Evaporation moyenne Mensuelle et annuelle (2000-2016) (ONM).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aoû
Evaporation (mm)	257.2	295.2	343.1	297.9	223.4	139.9	83.9	60.7	63.8	86.2	141.4	192.5

I.4.5 Aspect géologique et hydrogéologique

Du point de vue géologique, la wilaya de Ghardaïa est située aux bordures occidentales du bassin sédimentaire secondaire du Sahara, sur un grand plateau subhorizontal de massifs calcaires d'âge Turonien appelé couramment " la dorsale du M'Zab". L'épaisseur de ses massifs calcaires recoupés par les sondages est de l'ordre de 110 mètres.

Sous les calcaires turoniens on recoupe une couche imperméable de 220 mètres formée d'argile verte et de marne riche en gypse et en anhydrite; elle est attribuée au Cénomaniens. L'étage de l'Albien est représenté par une masse importante de sables fins à grès et d'argiles vertes. Elle abrite des ressources hydrauliques considérables, l'épaisseur est de l'ordre de 300 mètres.

Les alluvions quaternaires formées de sables, galets et argiles tapissent le fond des vallées des oueds de la dorsale, d'une épaisseur de 20 à 35 mètres. Ces alluvions abritent des nappes superficielles d'Inféro-flux (nappes phréatiques).

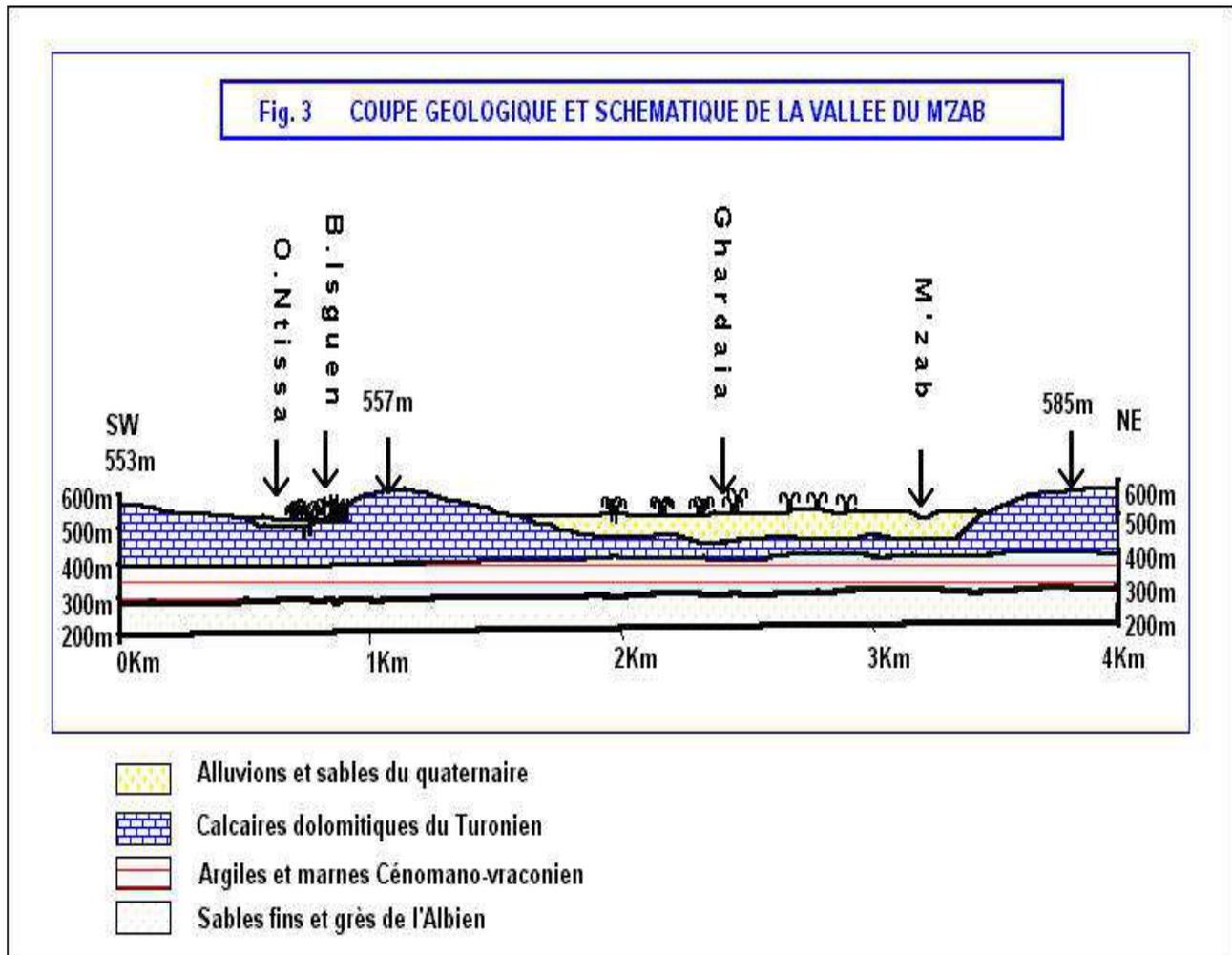


Figure 4: Coupe géologique schématique de la région du M'zab (ANRH, 2011).

I.5 Conclusion:

Ghar daïa est une région parsemée sud qui a un climat désertique avec deux saisons:

Saison sèche chaude (Avril-Septembre) et une autre tempérée (Octobre-Mars) et une grande différence entre les températures en été et en hiver.

Grâce à cette étude, le climat nous a aidés à classer le type de climat de la région de Ghar daïa, un désert du sud et le type de coefficient climatique que nous avons utilisé dans les dimensions d'un réseau par type de province:

Cette étude la géologie de la région de Ghar daïa nous a permis de connaître les composants des poches d'eau et de déterminer les dimensions de la nappe que nous utilisons dans l'étude des forages, etc.

CHAPITRE II :
LES BESOIN EN EAU DE
L'AGGLOMERATION

II.1 Introduction

Au sein d'une agglomération, l'eau appelée à la consommation varie dans le temps. Cette variation peut être journalière, hebdomadaire mensuelle ou annuelle et dépend du mode de vie de la population. Par ailleurs, il faut noter que l'existence des fuites et de gaspillage, occasionnées au niveau du réseau en fonction de l'état de ce dernier, est liée à tous ces facteurs. Pour tenir compte de l'irrégularité de la consommation, nous devons prendre en considération un certain nombre de coefficients d'irrégularité, qui étant défini comme le rapport entre la consommation maximale journalier [Q max j] et la consommation moyenne journalière [Q moy j].

II.2 Bilan de la demande en eau

L'objet de ce chapitre est d'estimer :

- ✓ L'évolution de la population de la zone d'étude dans les différents horizons.
- ✓ L'évolution de la demande en eau potable actuelle et future des agglomérations de 1000 logements sociale.

II.3 Evaluation des populations de la zone d'étude

L'estimation des populations futures dans la région d'étude suivre pour commune El Atteuf concernées par l'étude suivant:

II.3.1 Calculer la démographie

Il existe une méthode pour calculer le nombre des populations appelle la relation des intérêts composés

$$P_n = N \times Tol$$

Avec :

P_n : Population à l'horizon considéré de l'année 2047;

N : Nombre de logements;

Tol : Taux d'occupation par logement (7 habitants par logement pour la région de Ghardaïa).

Application numérique

$$P_n = 7 * 1000 = 7000 \text{ hab}$$

II.3.2 Choix de strate de population

Après le calcul de la démographie on a choisis la strate de population par rapport le tableau qui utilisé dans l'étude d'actualisation du plan nationale de l'eau à annexe 1. (PNE 2010)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Évolution de la population à l'horizon 2047.

Commune	Région	Agglomération	2047
El Atteuf	El-Hamrayate	Semi rurale	7000 (hab)

II.4 Évolution de la demande en eau potable de la zone d'étude à l'horizon 2047

II.4.1 Étude Besoins domestiques et autres usages

II.4.1.1 Étude Besoins domestiques

Le PNE définit la dotation comme étant la quantité d'eau moyenne effective consommée par un habitant et par jour.

Connaissance les déférant dotation et choix de dotation par rapport PNE à l'annexe 1.

Elle correspond à la dotation nette, et est définie comme étant la quantité d'eau potable, par jour, que doit recevoir effectivement un habitant « au niveau de son robinet » pour couvrir ses besoins domestiques journaliers. En couplant population et dotation unitaire, on peut évaluer la consommation domestique annuelle.

Pour la détermination de la dotation des besoins domestiques, le PNE propose deux hypothèses d'évolution des besoins :

A- Hypothèse tendancielle

Qui est d'augmenter le per capita systématiquement au motif que les années antérieures n'ont pas permis une desserte satisfaisante ; dans cette optique on envisagerait un accroissement modéré mais régulier de la dotation sur l'ensemble du territoire ,

La valeur de débit unitaire pour les besoins domestique, on choisit (134 l/j/hab.) et ça selon la configuration semi rural (nombre des habitants limite $5000 < \text{pop} < 10.000$). (PNE 2010).

Donc :

Le débit moyen journalier des habitants est calculé par la relation suivant:

$$Q_{\text{moy j}} = N_i \cdot d / 1000$$

Avec:

$Q_{\text{moy j}}$: consommation journalière (m^3/j) ;

N_i : Nombre de consommation dans chaque groupe (hab) ;

d : la dotation moyenne journalière (l/j/hab).

Application numérique

$$Q_{\text{moy j}} = 7000 \cdot 134 / 1000 = 938 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les résultats de calcul des besoins moyens toute l'année sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.2 : Besoins domestique moyens journaliers à l'horizon 2047.

Commune	Région	Besoin domestiques	2047
El Atteuf	El-Hamrayate	$Q_{\text{j moy}} (\text{domestique})$	938
		population	7000

Autres usages

Désignent conventionnellement la consommation des administrations, des commerces et des zones d'artisanat + petite industrie. On verra ci-après qu'elle est calculée comme une fraction de la consommation domestique.

Les besoins administratifs, des commerces et de l'artisanat/petite industrie sont considérés comme étroitement liés à la typologie de l'agglomération et sont estimés par application directe aux dotations unitaires domestiques, de coefficients de majoration spécifiques à chaque catégorie d'usagers. (PNE2010) (Tableau Annexe 1).

Calcul de débit moyenne d'autres usagers en 2047 :

$$Q_{\text{moy}} (\text{autres usages}) = 25\% \times Q_{\text{j moy}} (\text{domestique})$$

25%: coefficients de majoration spécifiques à unité semi rural

Application numérique

$$Q_{\text{moy autres usages}} = 0.25 * 938 = 234.5 \text{ m}^3/\text{j}$$

Tableau II.3 : Évolution de la consommation autre usage.

Horizon	2047
Consommation autre usage (m ³ /j)	234.5

La consommation touristique

À un statut particulier : elle rend compte de l'activité touristique d'une agglomération et en plus est définie sur une base saisonnière.

La zone de Hamrayate est une zone reculée par rapport à la ville de Ghardaïa. Elle n'est pas connue pour accueillir les touristes et c'est à cet effet qu'on a négligé cette majoration. (PNE 2010).

Rendements distribution

Ce facteur rendement des infrastructures hydrauliques représente la perte entre la ressource brute mobilisée en amont et le consommateur « au robinet », et doit prendre en compte les pertes sur le réseau de distribution mais également les pertes au niveau des ouvrages de traitements et d'adductions.

Qui prend en compte un effort limité mais régulier de maîtrise des fuites jusqu'à l'horizon de 2047 pour tendre vers un rendement moyen de 70 –75% (PNE 2010) (Annexe 1).

Besoin globale pour consommation moyenne journalier

Calculer les besoins globales jusqu'à 2047 selon la relation suivante :

$$Q_{j \text{ moy } g} = \frac{Q_{j \text{ moy}}}{\text{Rendement distribution}}$$

$Q_{j \text{ moy } g}$ = Débit journalier moyenne globale

$Q_{j \text{ moy}}$ = Débit journalier moyenne (m³/j)

Rendement réseau = 75%

Application numérique :

$$Q_{j \text{ moy } g} = \frac{1172.5}{0.75} = 1563.33 \text{ m}^3/\text{j}$$

Donc les besoins globales moyens journaliers à 2047 sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.4 : les besoins globales moyenne journalier à l'horizon 2047.

Années	qualité de besoin	Q j moy	$\Sigma Q j$ moy	Rendement distribution %	Q j moy g
2047	Domestique	938	1172.5	0.75	1563.33
	autre usage	234.5			
	Touristique	0			

Besoins à mobilisés (demandes en eau)

Rendement d'adduction

Concernant le rendement d'adduction et de traitement, le PNE propose de retenir un rendement moyen global de 90%. (PNE 2010)

Calcul des besoins à mobilisés journalier jusqu'à l'année (2047) selon la relation suivante :

$$Q_{j(mob)} = \frac{Q_{j moy g}}{\text{Rendement d'adduction}}$$

$Q_{j(mob)}$ = besoin à mobilisés maximal journalier ;

$Q_{j max}$ = besoin maximal journalier ;

Rendement d'adduction = 90%.

Application numérique: (ex : pour l'année 2047)

$$Q_{j(mob)} = \frac{1563.33}{0.9} = 1737.03 \text{ m}^3/\text{j}$$

Besoin en eau maximal

Majoration climatique

Les coefficients de majoration climatique prennent en compte les variations de standard dans l'usage de l'eau entre respectivement, le Nord, les Hauts Plateaux et le Sud. (PNE 2010) (Annexe 1).

Les besoins en eau maximal ont été calculés selon la relation suivante :

$$Q_{j max} = Q_{j(mob)} * K_{JP}$$

$Q_{j max}$ = Les besoins en eau maximal

$Q_{j(mob)}$ = Le besoin en eau moyenne globale

K_{jp} = Coefficient de majoration climatique.

Remarque:

Nous choisis la valeur 15% par ce que wilaya de Ghardaïa se situe au région sud.

Application numérique

$$Q_{jmax} = 1737.03 \times 1.15 = 1997.59 \text{m}^3/\text{j}$$

B- Hypothèse volontariste

Qui prendrait en compte la mise en œuvre d'une politique de l'eau efficace de résorption des « gaspillages » assurant une maîtrise de l'évolution de la dotation sur l'ensemble du territoire. (PNE 2010) (Annexe 1).

La valeur de débit unitaire pour besoins domestique, on choisit (70 l/j/hab.) et ça selon la configuration semi rural (nombre des habitants limite $5000 < \text{pop} < 10.000$). (PNE 2010).

Donc :

Le débit moyen journalier des habitants est calculé par la relation suivant:

$$Q_{moyj} = N_i d / 1000$$

Avec:

Q_{moyj} : consommation journalière (m^3/j).

N_i : Nombre de consommation dans chaque groupe (hab).

d : la dotation moyenne journalière (l/j/hab).

Application numérique

$$Q_{moyj} = 7000 * 70 / 1000 = 490 \text{m}^3/\text{j}$$

Les résultats de calcul des besoins moyens toute l'année sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.5 : Besoins domestique moyens journaliers hypothèse volontariste à l'horizon 2047

Commune	Région	Besoin domestiques	2047
El Atteuf	Hamrayate	$Q_{j moy (domestique)}$	490

Autres usages

Calcul de débit moyenne d'autres usagers en années 2047 :

$$Q_{\text{moy (autres usages)}} = 25\% \times Q_{\text{j moy (domestique)}}$$

25%: coefficients de majoration spécifiques à unité semi rural

Application numérique

$$Q_{\text{moy (autres usages)}} = 0.25 \times 490 = 122.5 \text{ m}^3/\text{j}$$

La consommation touristique

À un statut particulier : elle rend compte de l'activité touristique d'une agglomération et en plus est définie sur une base saisonnière.

La zone de Hamrayate est une zone reculée par rapport à la ville de Ghardaïa. Elle n'est pas connue pour accueillir les touristes et c'est à cet effet qu'on a négligé cette majoration. (PNE 2010)

Rendements distribution

L'hypothèse volontariste prend en compte un effort limité mais régulier de maîtrise des fuites jusqu'à l'horizon 2030 pour tendre vers un rendement moyen de 80 %. (PNE 2010).

Besoin globale pour consommation moyenne journalier

Calculer les besoins globales pour années 2047 selon la relation suivante :

$$Q_{\text{j moy g}} = \frac{Q_{\text{j moy}}}{\text{Rendement distribution}}$$

$Q_{\text{j moy g}}$ = besoin globales pour consommation moyenne journalier

$Q_{\text{j moy}}$ = besoin pour consommation (m^3/j)

Rendement réseau=75%

Application numérique

$$Q_{\text{j moy g}} = \frac{612.5}{0.87} = 704.02 \text{ m}^3/\text{j}$$

Donc les besoins moyens journaliers à partir de l'année 2017 jusqu'à 2047 sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.6 : Les besoins globales moyenne journalier à l'horizon 2047.

Horizon	qualité de besoins	Q j moy	∑Q j moy	Rd %	Q j moy g
2047	Domestique	490	612.5	0.87	704.02
	autre usage	122.5			
	Touristique	0			

Besoins à mobilisés (demandes en eau)

Rendement d'adduction

Concernant le rendement d'adduction et de traitement, le PNE propose de retenir un rendement moyen global de 90%. (PNE 2010).

Calcul des besoins à mobilisés maximal journalier à l'année (2047)

Les demandes en eau ont été calculées selon la relation suivante :

$$Q_{j(mob)} = \frac{Q_j \text{ moy g}}{\text{Rendement d'adduction}}$$

$Q_{j(mob)}$ = besoin à mobilisés maximal journalier.

$Q_j \text{ moy g}$ = besoin globales pour consommation moyenne journalier.

Rendement d'adduction=90%

Application numérique:

$$Q_{j(mob)} = \frac{704.02}{0.9} = 782.24 \text{ m}^3/\text{j}$$

Besoin en eau maximal

Majoration climatique

Les coefficients de majoration climatique prennent en compte les variations de standard dans l'usage de l'eau entre respectivement, le Nord, les Hauts Plateaux et le Sud. (Annexe 1) (PNE 2010).

Calcul besoin en eau maximal

Les besoins en eau maximal ont été calculés selon la relation suivante :

$$Q_{j \text{ max}} = Q_{j(mob)} \times K_{JP}$$

$Q_{j \text{ max}}$ = Les besoin en eau maximal ;

$Q_{j(mob)}$ = besoin à mobilisés maximal journalier ;

K_{jp} = Coefficient de majoration.

Nous choisirons la valeur 15% par ce que la wilaya de Ghardaïa se situe au région sud.

Application numérique :

$$Q_{jmax} = 782.24 * 1.15 = 899.58m^3/j$$

Comparaison entre les hypothèses tendancielle et volontariste

Tableau II.7 : Comparaison entre les deux méthodes tendancielle et volontariste à l'horizon 2047.

	Hypothèse tendancielle	Hypothèse volontariste
Evolution dotations unitaires domestiques (en l/j/hab)	134	70
Evolution dotations domestiques nette pour 7000 hab (en m ³ /j)	938	490
Majoration autre usage (m ³ /j)	0.25	
Consommation autre usage (m ³ /j)	234.5	122.5
Dotation domestique et autre usage (m ³ /j)	1172.5	612.5
Rendement distribution %	0.75	0.87
Consommation moy (rendement distribution) (m ³ /j)	1563.33	704.02
Rendement adduction %	0.9	
Consommation moy (rendement adduction) (m ³ /j)	1737.04	782.25
Majoration climatique	1.15	
Consommation max (m ³ /j)	1997.59	899.58

Les déférences entre les deux hypothèses sont la dotation unitaire domestique et le rendement de distribution parce que l'hypothèse volontariste dépendant au développement de réseau de distribution et la résorption des gaspillages, alors après la comparaison on remarque que grand déférent entre les deux hypothèses tendancielle et volontariste.

II.5 Conclusion

Ce chapitre est consacré à l'estimation des besoins de la population suivant deux hypothèses, l'une volontariste et l'autre tendancielle. L'étude des différentes catégories des besoins que nous avons effectués est basée sur les dotations qui sont fixées selon le plan national de l'eau (PNE). Ceci nous permet par la suite de calculer le débit maximal journalier.

Le débit journalier maximal qui sera consommé à l'horizon 2047 pour l'hypothèse tendancielle est de $1997.59 \text{ m}^3/\text{j}$ et celui de l'hypothèse volontariste est de $899.58 \text{ m}^3/\text{j}$. Pour la suite de l'étude, nous avons retenu l'hypothèse tendancielle qui donne des résultats maximum en termes de volume d'eau, donc plus sécuritaire.

Le débit de $1997.59 \text{ m}^3/\text{j}$ servira par la suite pour le dimensionnement du réservoir, de la conduite d'adduction ainsi que le réseau de distribution. Mais avant d'entamer ce dimensionnement, il convient d'évaluer la ressource existante dans la région pour pouvoir répondre à la question : Est-ce que les ressources disponibles peuvent couvrir cette consommation de $1997.59 \text{ m}^3/\text{j}$?

CHAPITRE III :
LES RESSOURCES HYDRIQUES

III.1 Introduction

L'objectif de ce chapitre est tout d'abord identifier l'état actuel des ressources en eau de l'ancienne région d'El-Hamrayate et de révéler le déficit ou l'excédent de production d'eau pour la population future du nouveau lotissement. Par la suite, trouver des solutions futures dans le cas du déficit des ressources en eau.

III.2 Les ressources hydriques

L'eau potable est produite à partir d'eaux brutes prélevées dans le milieu naturel.

On distingue deux types des ressources :

- Les eaux souterraines ;
- Les de surface ou superficielles.

III.2.1 Les eaux souterraines

Elles proviennent de l'infiltration des eaux de pluie dans un terrain perméable. Lorsqu'elles rencontrent une couche imperméable, elles forment une nappe aquifère.

La première nappe rencontrée sous le sol est la nappe phréatique.

Il peut exister des nappes plus profondes, généralement captives (sous pression).

Pour capter ces eaux on utilise :

- Des puits ou des forages pour les eaux issues de nappes plus ou moins profondes,
- Des ouvrages de captage pour les eaux qui affleurent naturellement.

Ces ouvrages sont en général équipés de pompes qui relèvent l'eau vers le site de traitement, un réservoir ou le réseau de distribution.

III.2.2 Les eaux de surface ou superficielles

Il s'agit des cours d'eau (rivières ou fleuves) et des retenues naturelles ou artificielles.

Ces eaux de surface ont une qualité plus ou moins régulière selon les rejets qui s'y déversent ou encore selon le ruissellement des pluies.

Les prises d'eau sont généralement placées en amont des villes pour éviter les rejets des eaux usées.

Elles sont équipées de pompes pour transporter l'eau jusqu'au site de traitement.

III.3 Mobilisation de la ressource

III.3.1 Situation actuelle de la région d'étude

Dans la zone d'El-Hamrayate nous trouvons un seul type de ressource hydrique qui est les eaux souterraines, et les caractéristiques de ce forage d'après les informations fournies par la direction des ressources en eau de Ghardaïa (DRE) et l'aide d'ANRH (Ahour. M, 2011) à (Annexe 1) sont données dans le tableau III.1 suivant :

Tableau III.1 : les caractéristiques du forage d'El-Hamrayate.

De forage	Coordonne	Niveau		Débit (l/s)		Profondeur (m)
		Statique	Dynamique	mobilise	Exploitait	
Région Hamrayate	X : 03° 45' 03" Y : 32° 29' 29"	170	180	35	23	500

III.4 Adéquation Besoins – Ressources

L'établissement des équilibres Besoins / Ressources permet de contrôler l'adéquation entre les besoins d'une part, et les capacités de mobilisation des ressources de l'autre et permettra ainsi de définir les actions à mettre en place et le schéma de fonctionnement adéquat. Il est ainsi vérifié la bonne répartition des ressources et des réserves sur les systèmes d'approvisionnement en jour de consommation moyenne comme en jour de pointe.

Les demandes en eau étant calculées en tête du réseau d'alimentation, les volumes associés aux « Ressources » correspondent à la « capacité utilisable ». Il s'agit donc en toute rigueur de bilans « demande en tête de réseau de desserte / ressources mobilisables en tête de réseau de desserte ». (PNE 2010).

III.4.1 Bilan demande globale des localités d'El-Hamrayate

Le bilan en situation actuelle et future, entre les demandes estimées et la production totale prévue (tout le forage en service) est illustré ci-après:

Le forage existant n'est pas exploité à son maximum, on essaye donc d'évaluer la ressource que nous pouvons tirer de ce forage.

$$\text{La ressource} = \text{débit mobilisé} - \text{débit exploité}$$

Application numérique :

$$\text{La ressource} = 35 - 23 = 12 \text{ l/s}$$

$$= 1036.8 \text{ m}^3/\text{j}$$

L'examen du bilan demande globale en AEP de localité d'El-Hamrayate et de la production de forage existant après réhabilitation fait apparaître les déficits consignés au tableau III.2 ci-après:

Tableau III.2 : Déficits globaux enregistrés à l'horizon 2047 (approvisionnement de localité d'El-Hamrayate par le forage existant).

Besoins	Bilan
	2047
Besoin jour point en m ³ /j	-960.79

A partir du tableau III.2 nous remarquons que concernant la production de forage existant, l'insuffisance de l'apport est enregistré pour les besoins journaliers maximaux à l'année 2047.

III.5 Situation future de la région d'étude.

Après avoir mis en évidence l'existence d'un déficit, on a dû projeter deux nouveaux forages

III.5.1 Projection de forages

Le forage est un système de captage qui permet l'exploitation de l'eau d'une source souterraine. L'eau peut être contenue dans les fissures, les interstices d'une roche ou bien dans le sous-sol qu'on appelle aquifère ou encore nappe phréatique. Le forage consiste à creuser le sol soit manuellement à l'aide d'outils légers, soit mécaniquement avec des moyens plus lourds.

III.5.2 La méthode de calcul des deux forages projetés

Au cours d'étude des ressources hydriques nous projeté que faire deux puits produisent un débit égal à 18 l/s et les heures de pompage est 16 heures qui le maximal d'heures de pompage par jour. Qui sont Vous nous obtenez par l'Unité algérienne de l'eau ADE (Daïra Bounoura).

Alors nous calculons le début produisant par les deux forages

Les ressources future = 2 * la ressource d'un forage actuelle

Les ressources future=2073.6 m³/j

La ressource actuelle = 1036.8m³/j

Nous comparaison entre les ressources futures en eau et les besoins d'eaux maximal journalier de la nouvelle lotissement sachant que Il faut trouver les ressources future égale ou supérieure à besoins d'eaux maximal journalieux.

Cette comparaison elle montre que les ressources future du nouveau lotissement sont supérieure a les besoins d'eaux maximal journalieux (2073.6 m³/j> 1997.59m³/j).

Tableau III.3: Calcul des débits des deux forages projetés.

Nombre d'heure	16 h
Débit de forage	18 l/s
Nombre de forage	2
Débit des deux forages	2073.6 m ³ /j
Besoins d'eau maximale journalieux	1997.59 m ³ /j

La figure III.2 montre le type de forage existant dans la commune El Atteuf (wilaya de Ghardaïa) (ANRH,juin2010).

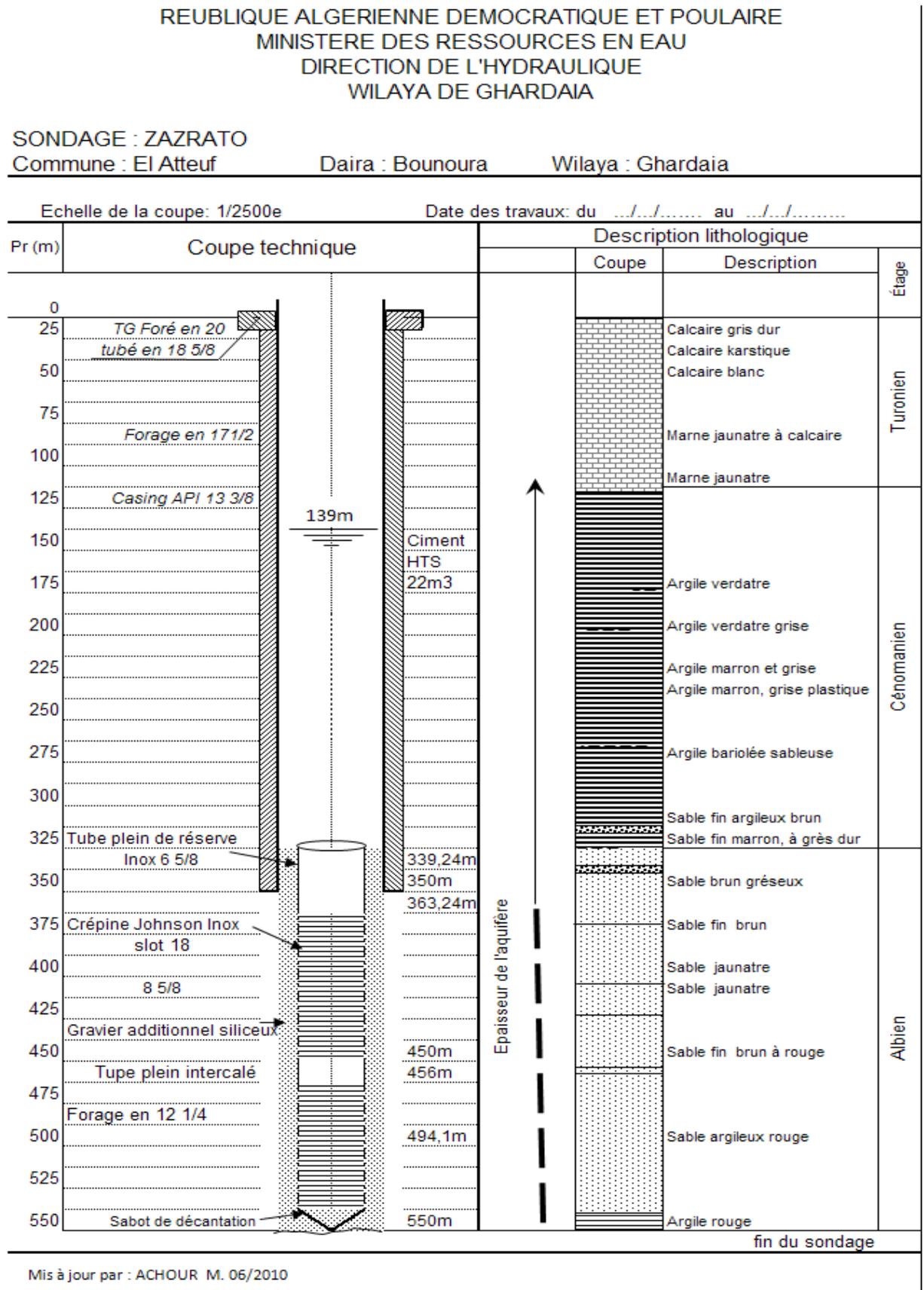


Figure 5: Coupe géologique schématique de la région du M'zab (ANRH, 2011).
 (ANRH Ghardaïa).

III.6 Conclusion

La confrontation des besoins actuels et futurs avec la ressource actuelle (**Forage Hamrayate**) a mis en évidence l'existence d'un déficit. Pour combler ce déficit, on a dû projeter deux nouveaux forages avec des débits d'exploitation de (18 l/s).

Pour les champs captant, il sera nécessaire de faire des études de synthèse de fonctionnement, pour gérer l'avenir: surexploitation, pollution, périodes de sécheresse, augmentation de la minéralisation des eaux. Ces études pourront être :

- Recensement des ouvrages (agricoles et industriels), des débits exploités et de leur évolution
- Réalisation de cartes piézométriques, suivi de l'évolution des niveaux sur une année
- Réalisation de cartes sur la qualité des eaux complètes, par analyses complètes, prélèvements sur différents niveaux captés
- Modélisation de l'aquifère pour une gestion de l'exploitation et des périodes de sécheresse.

CHAAPITRE IV :

**PROJECTION D'UN
RESERVOIR DE STOCKAGE**

IV.1 Introduction

Un réservoir est une enveloppe, qui contient un liquide qui peut être généralement de l'eau, soit potable (réservoir d'eau des distributions publiques), soit usée (eau d'égouts) parmi les liquides autres que l'eau, les plus courants sont : le lait, les hydrocarbures, etc.

Dans le cas des réseaux d'eau, le réservoir est un ouvrage intermédiaire entre les réseaux d'adductions et les réseaux de distributions. Ces derniers possèdent des débits non uniformes durant la journée ; d'où le rôle du réservoir qui permet de gérer les débits selon la demande.

IV.2 Rôle des réservoirs:

Les réservoirs constituent une réserve qui permet d'assurer des débits aux heures de pointe, ils permettent de combattre efficacement les incendies les réservoirs offrent les avantages suivants :

- Régularisation le fonctionnement de la station de pompage.
- Simplification l'exploitation.
- Assurer les pressions nécessaires en tout point du réseau.
- Coordination du régime d'adduction d'eau au régime de distribution.
- Maintenir l'eau d'une température constante et préserver des contaminations.

IV.3 Type de réservoirs

Il existe deux types de réservoirs :

- Le château d'eau (surélevé) ;
- Réservoirs au sol ;

IV.3.1 Le château d'eau (surélevé):

Construction généralement impressionnante, a pour mission de stocker l'eau. Lien indispensable entre le débit demandé par les abonnés et le débit fourni par la station de pompage, il permet de diminuer l'utilisation des pompes électriques. Sans que l'on s'en rende compte, cette «réserve» fait partie intégrante du réseau de distribution d'eau.

L'eau stockée permet de couvrir une consommation moyenne d'une demi-journée. C'est donc idéal pour ne pas couper l'eau courante lors d'une réparation de canalisation.



Figure 6 : Le château d'eau à benrahmoune (boumerdes) (boukais, 2012) (Nassima. M, 2014).

En termes de matériaux, on distingue trois types de château d'eau :

- Châteaux en béton armé ;
- Châteaux en résine de polyester ;
- Châteaux en métal;

En ce qui concerne la structure, la forme peut être de différents types :

On peut avoir des châteaux cubiques, cylindriques ou coniques. Généralement, on opte pour des châteaux de formes cylindriques mais leur construction est difficile de par le fait qu'elle requiert de nombreuses exigences en termes de qualité. C'est pour cette raison que de nos jours, les petites localités privilégient les autres formes. Néanmoins, dans notre projet, nous avons choisi de mettre en place des réservoirs au sol de forme cylindrique.



A

B

C

D

Figure 7: Différents types des châteaux d'eau selon le matériau de fabrication.

IV.3.2 Réservoirs au sol

Ces réservoirs peuvent être posés au sol (figure IV.3) entièrement enterrés.

Pour les réservoirs posés au sol (ou très peu enterré) le radier est toujours placé au contact du sol sur un béton maigre de 5 à 10 cm d'épaisseur.



Figure 8: Réservoir circulaire posé au sol en béton armé (hammoum 2012) (Nassima .M, 2014).

IV.4 Choix du type du réservoir

Nous plusieurs types de réservoirs tel que :

Réservoirs enterrés, semi enterrés ou surélevés appelés aussi châteaux d'eaux. Notre étude consiste à maintenir un ouvrage de stockage d'eau pour satisfaire quantitativement les consommateurs de la région dans l'avenir. Le choix du type est basé sur les avantages suivants:

- Economie sur les frais de construction ;
- Etude architecturale très simplifiée ;
- Etanchéité plus facile à réaliser ;
- Conservation de la température constante de l'eau emmagasinée.

IV.5 Emplacement de réservoir :

L'emplacement du réservoir tient compte du relief permettant d'obtenir des dépenses minimales des frais d'investissement et l'exploitation. Donc on est amené à prendre en considération les facteurs suivants :

- Le point le plus défavorable à alimenter.
- La hauteur maximale des immeubles (bâtiment).
- Les pertes de charge à partir du réservoir jusqu'au point le plus défavorable de la ville en question.
- L'état du relief de la ville qui pourra favoriser la construction d'un réservoir au sol qu'aux propriétés technico-économique suivant :
- Simplicité de réalisation du coffrage ;
- Etanchéité plus facile à réaliser.

IV.6 Principe de fonctionnement :

La régularisation des débits (demande et apport), est posée sur les points suivants :

- Les installations et accessoires d'adduction permettent d'amener l'eau avec une régularisation importante.
- Le réservoir permet de stoker pendant les heures de faible consommation les différences entre les débits (adduction distribution) ce pendant lors des heures de

consommation maximum (heure de pointe) le déficit transitera du réservoir vers le réseau de distribution.

IV.7 Principe de calcul:

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous avons recours soit à la méthode graphique qui tient compte de la consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport de débit pompé.

La capacité est déduite à partir des extremums cumule de la consommation vis à vis de celle des apports.

IV.8 Détermination de la capacité du réservoir d'alimentation :

IV.8.1 Méthodologie de calcul de la méthode approximatif

La capacité des réservoirs est toujours déterminée à partir des courbes de variation des débits d'alimentation et des débits distribués avec des simplifications concernant principalement une approximation par paliers de la courbe consommation.

Il faut choisir un régime de variation de l'alimentation des réservoirs $[Qu(t)]$

- soit une adduction continue de débit horaire constant égal à $(a=Q_{\max j}/24)$.
- soit un pompage de nuit (par exemple de durée 10h seulement de 20h à 6h) de débit.
- soit un pompage variable durant les 24 heures de la journée.

La variation horaire de la consommation dépend de l'importance de l'agglomération le coefficient de point horaire augmente quand la ville devient plus petite les valeurs adaptées sont généralement (1.5 pour une très grande ville), (entre 2 et 2.5 pour une ville moyenne) et pouvant atteindre (3.5 pour une petite ville).

Selon l'importance de l'agglomération, il faut alors choisir un régime de variation de l'alimentation et en déduire le volume des réservoirs.

Nous présentons ci-après quelques exemples de calcul du volume des réservoirs pour quelques variantes d'adduction. (Mounir .B, 2004).

IV.8.2 Calcul de la capacité du réservoir

Nous sommes allés à l'unité d'eau algérienne Bounoura appartenant à la ville d'El-Atteuf pour obtenir des informations sur les durées de pompage habituelles dans la région (tableau IV.1)

Tableau IV.1: Les heurs de pompage a région d'El-Hamrayate (ADE Bounoura).

Pompe	Heures	La durée
Hiver	16h	21 h -12 h

- Soit à le débit horaire moyen de la journée de pointe ($a = Q_{j \max} / 16$).
- Pour une petite ville (coefficient de pointe horaire=3.5).

La capacité de stockage est déterminée à partir des tableaux suivants :

Tableau IV.2 : Capacité de réservoir selon la méthode approximatif.

Heurs	%	Consommation	Arrive	q(a)-q(c)
			q(a)	Cumulé
00 - 01	0.125	10.4	124.85	114.45
01 - 02	0.125	10.4	124.85	228.89
02 - 03	0.125	10.4	124.85	343.34
03 - 04	0.125	10.4	124.85	457.78
04 - 05	0.125	10.4	124.85	572.23
05 - 06	0.125	10.4	124.85	686.67
06 - 07	1	83.23	124.85	728.29
07 - 08	3.5	291.32	124.85	561.82
08 - 09	3.5	291.32	124.85	395.36
09 - 10	3.5	291.32	124.85	228.89
10 - 11	3.5	291.32	124.85	62.42
11 - 12	0.4	33.29	124.85	153.98
12 - 13	0.4	33.29	-	120.69
13 - 14	0.4	33.29	-	87.39
14 - 15	0.4	33.29	-	54.1
15 - 16	0.4	33.29	-	20.81

16 - 17	2	166.47	-	-145.66
17 - 18	2	166.47	-	-312.12
18 - 19	0.5	41.62	-	-353.74
19 - 20	0.5	41.62	-	-395.36
20 - 21	0.5	41.62	124.85	-312.12
21 - 22	0.5	41.62	124.85	-228.89
22 - 23	0.125	10.4	124.85	-114.44
23 - 24	0.125	10.4	124.85	0
Total	100 %			

Selon ce projet, et nous avons une petite ville donc nous avons choisi le coefficient de pointe horaire= 3.5).

IV.9 Dimensionnement du réservoir :

IV.9 1 Capacité du réservoir

- Volume utile

$$V_u = (\Delta V^+) + (\Delta V^-)$$

V_u = Le volume utile m^3 ;

ΔV^+ = sur plus maximum en m^3 ;

ΔV^- =déficit maximum en m^3 ;

- Volume de réservoir

$$V_R = V_u + V_{\text{incendie}}$$

V_{incendie} =volume incendie $120 m^3$.

Application numérique :

- Calcule le volume utile :

$$V_u = 728.289 + 395.357 = 1123.65 m^3.$$

Calcul volume réservoir :

$$V_R = 1123.65 + 120 = 1243.65 m^3.$$

Le volume normalisé : $1300 m^3$

On prendra un réservoir circulaire, les dimensions principales seront déterminées à partir de la relation suivante :

$$V = (\pi D^2 / 4) \cdot H$$

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

V : volume du réservoir (m³) ;

D : diamètre du réservoir (m) ;

H : hauteur d'eau dans le réservoir (hauteur de la cuve en m) Pour la hauteur « H » peut être variée entre (3 et 6) m cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans les grands ouvrage.

Dans notre cas on prend H = 5m

Application numérique :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 1300}{\pi \times 5}} = 18.19 \text{ m}$$

IV.9.2 Section du réservoir

Pour une colonne d'eau de 5 m, on détermine la section qui est :

$$V = S \cdot H$$

Donc

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

Où :

S: section du réservoir ;

V : Volume total du réservoir ;

H : Hauteur d'eau dans le réservoir ;

Application numérique :

$$S = \frac{1300}{5} = 260 \text{ m}^2$$

IV.9.3 Hauteur de la réserve d'incendie

$$H_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{S}$$

V_{inc} : volume incendié 120 m³ ;

S : section du réservoir ;

Application numérique :

$$H_{inc} = \frac{120}{260} = 0.46 \text{ m}$$

IV.10 Equipements hydrauliques du réservoir

Les équipements du réservoir seront disposés avantageusement, dans une chambre de manœuvre accolée au réservoir, qui leurs permet de remplir les différentes fonctions que nous l'attendons d'eux : réception de l'adduction et départ de l'eau vers la distribution.

IV.10.1 Conduite d'arrivée

L'arrivée de la conduite d'adduction gravitaire dans le réservoir, peut être placée soit au font du réservoir, soit à la partie supérieure ou même déverser au-dessus de la surface libre dans celui-ci, nous avons opté pour une arrivée de la conduite par la partie supérieure du radier, qui s'oppose à la conduite de départ et par conséquent il y aura un brassage des eaux dans le réservoir. Pour notre cas gravitaire; nous pouvons assurer l'obturation par un robinet vanne flotteur.

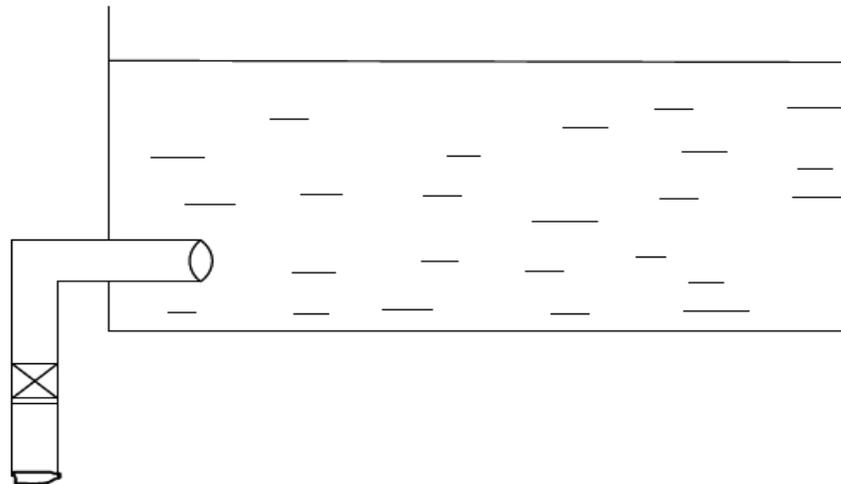


Figure 9: Conduite d'arrivée.

IV.10.2 Conduite de départ (distribution)

Cette conduite de départ doit être placée autant que possible, à l'opposé de l'arrivée pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir. Son extrémité est munie d'une crépine courbée (pour éviter le phénomène de vortex). Elle doit se situer aussi à 20 centimètres, au-dessus du radier pour éviter l'entrée des matières en suspension. La conduite est équipée d'une vanne à survitesses permettant la fermeture rapide, en cas de rupture au niveau aval de ce conduit.

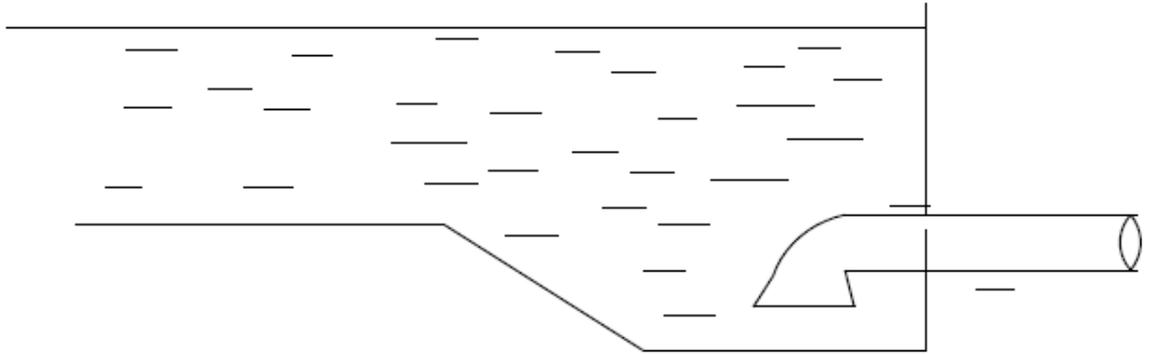


Figure 10 : Conduite de distribution.

IV.10.3 Conduite de trop plein

Le trop plein a pour but d'assurer l'évacuation de débit sans déversement du réservoir, dans le cas où l'alimentation de ce dernier ne se serait pas arrêtée. Dans certain cas, lorsque le débit d'approche est important, nous avons intérêt à transformer l'extrémité supérieure de la conduite en forme d'entonnoir dimensionné par ce débit.

IV.10.4 Conduite de vidange

La conduite de vidange se trouve au point le plus bas du réservoir, nous pouvons le vidanger au moyen de cette conduite, qui est raccordée à celle de trop plein surtout au cas d'une inspection, nettoyage ou éventuellement de certaines réparations. Cette conduite de vidange est munie d'un robinet vanne se trouvant dans la chambre de manœuvre.

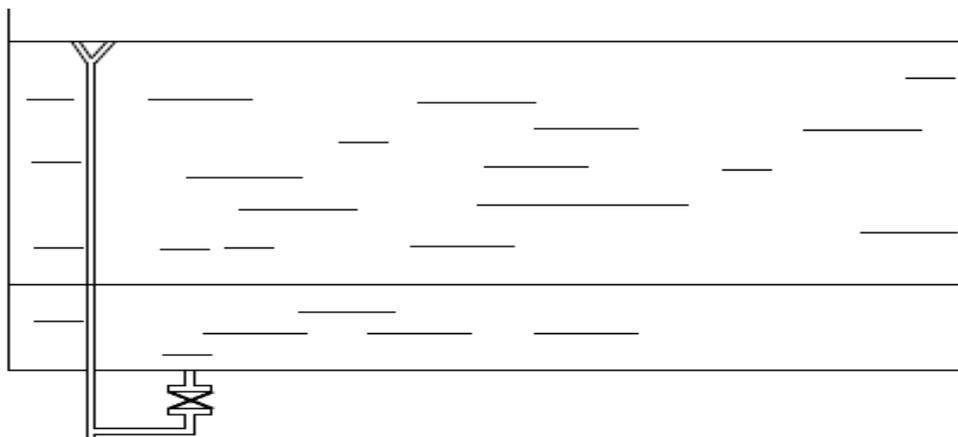


Figure 11: Conduite de trop plein et de vidange.

IV.10.5 Conduite by-pass

Elle relie la conduite d'arrivée à la conduite de départ, dans le cas d'un réservoir non compartimenté. Elle assure la distribution quand le réservoir est isolé pour son entretien.

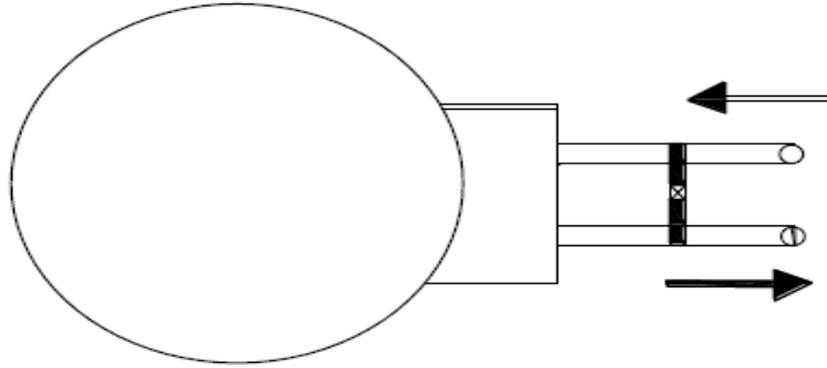


Figure 12: Conduite de by-pass.

IV.10.6 Matérialisation d'une réserve d'incendie

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint, pour cela ; nous avons intérêt à équiper notre ouvrage, d'un système à siphon permettant de transiter l'eau du réservoir tout en préservant la quantité destinée pour l'incendie. Cette interdiction sera bien entendu, levée par une manœuvre manuelle, effectué sur place ou à distance en cas d'incendie. Autrement dit, un évent d'un siphon interdit l'utilisation de l'eau au-dessus d'un niveau défini au préalable.

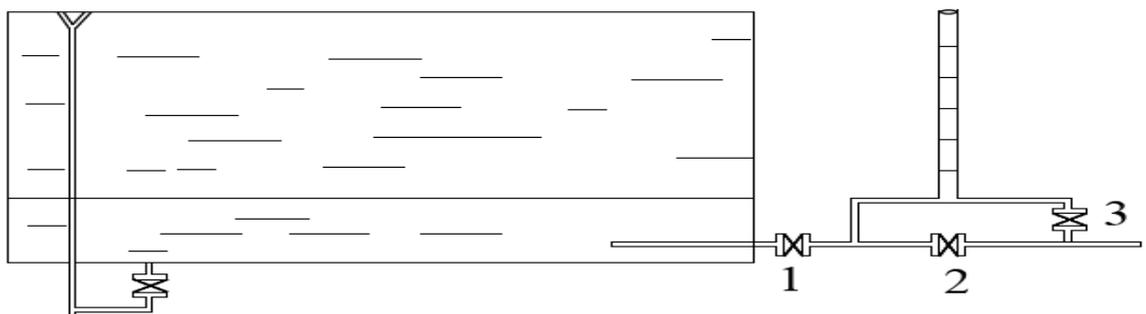


Figure 13: matérialisations de la réserve d'incendie.

Le système de fonctionnement est le suivant:

- Fonctionnement normal :
 - 1 et 3 : ouverts.

- 2 : fermé.
- Cas d'incendie :
 - Il suffit d'ouvrir 2

IV.11 Conclusion

Après le calcul du débit de consommation pour notre lotissement dans le chapitre II nous avons choisis un réservoir enterré d'une forme circulaire et a une capacité de stockage de 1300 m^3 qui satisfera les besoins pour une alimentation en continue et nous.

CHAPITRE V :

RESEAU D'ADDUCTION

V.1. Introduction

L'adduction étant définie, comme le transport des eaux de zone de captage aux zones d'utilisation.

Le but de ce chapitre est de parvenir; à la mise en place un système d'adduction qui a deux aspects dépendants l'un de l'autre ; l'un technique et l'autre économique.

Dans une adduction par refoulement les eaux de captage sont relevées par une station de pompage.

V.2. Types des canalisations :

Les canalisations peuvent être des conduites en charge, des canaux ouverts et des tunnels ou des galeries. Le choix entre ces diverses solutions est essentiellement économique.

Il s'agit de déterminer la configuration la plus rentable à l'égard des éléments suivants :

- La topographie du terrain.
- La nature du terrain.
- La charge hydraulique disponible.
- La méthode de construction.

V.3 Type d'adduction:

V.3.1 Adduction gravitaire :

Où l'écoulement de l'eau à des pressions importantes est causé par la différence des niveaux hydrauliques : l'altitude de la source est supérieure à l'altitude du point de consommation, et se déplace donc grâce à la force de gravitation d'où son nom. C'est le principe du château d'eau.

V.3.2 Adduction par refoulement :

Où la pression sur le réseau et l'acheminement de l'eau se fait à l'aide de pompes à l'intérieur de stations de pompage.

V.4 Tracé de l'adduction

Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible pour éliminer les contres pentes ;

- Dans le but d'économie du projet, le tracé doit être le plus court possible ;

- Éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibration de la canalisation ou cours des phases de surpression et de dépression ;
- Éviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, canaux, oueds,...).

V.5 Types des conduites

Les conduites plus utilisées sont celles qui peuvent supporter des pressions importantes lors du transport d'eau.

On rencontre des canalisations AEP en différentes matières :

- Ancien matériau : fonte grise, amiante ciment et plomb ;
- Fonte ductile ;
- Acier ;
- Béton armé à âme en tôle ;
- PVC/ Polymère orienté ;
- Polyéthylène haute densité. (PEHD) ;
- Polyester Renforcé en fibres de Verre. (PRV).

Le choix du type de tuyaux est basé sur des critères d'ordre technique à savoir le diamètre ; la pression, condition de pose et de critères d'ordre économique, qui reposent sur le prix de fourniture et le transport.

Pour notre étude, nous avons opté pour des conduites en fonte qui sont :

- Disponibles sur le marché ;
- Supportent des pressions importantes ;
- S'adaptent par élasticité aux reliefs plus ou moins accidentés;

V.6 Adductions projetés du nouveau lotissement

Après la conclusion dans le troisième chapitre que la situation actuelle de la mobilisation des ressources d'eau dans l'ancienne zone d'El Hamrayate n'est pas suffisante pour fournir de l'eau potable à 1000 logements pour la nouvelle zone d'El Hamrayate qui est situé à environ 2 km. Nous avons donc suggéré d'ajouter deux puits et un réservoir comme indiqué dans la Figure V.1

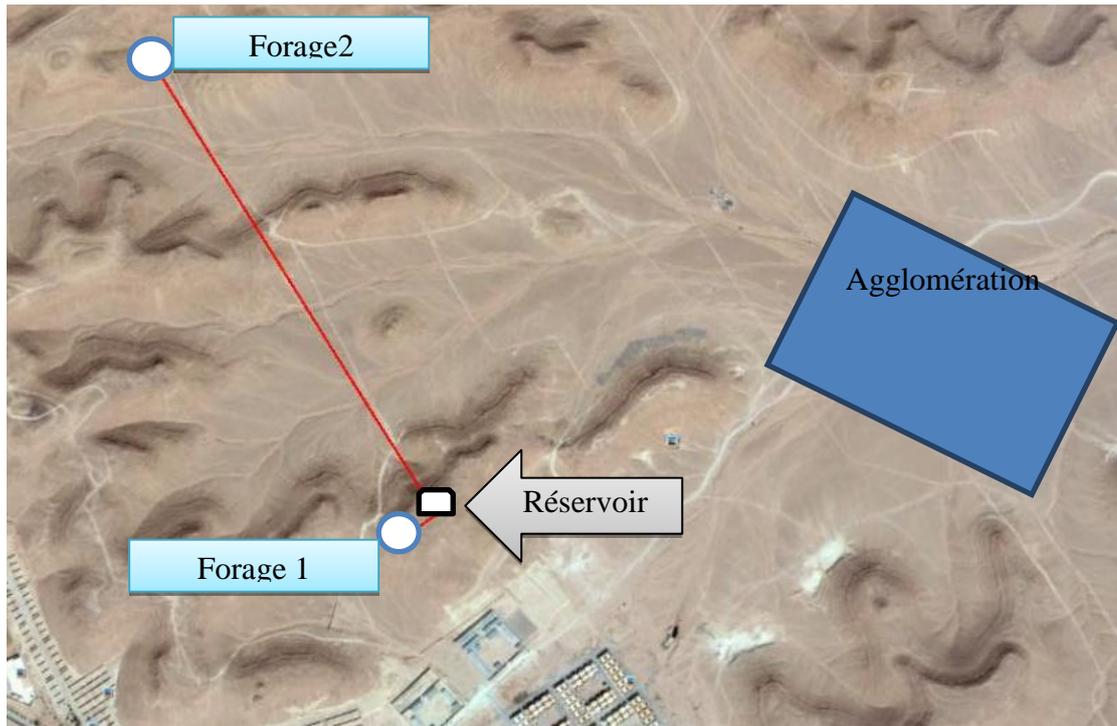


Figure 14 : Situation des deux forages (1et 2) et réservoir.

V.7 Caractéristiques des forages projetés

Les caractéristiques des deux forages projetés sont présentes dans le tableau suivant :

Tableau V.1: Les Caractéristiques des forages projeté.

	Cordonnées	Côté TN	Longueur (m)	profondeur De forage(m)	profondeur De pompe(m)	Matériau De la conduite	Débite de Forage exploitation (l/s)
Forage 1	X=28.03'.32°29 Y=01.20'.3°46	566m	$L_{R-F1}=32.9$	500	160	Acier	18
Forage 2	X=31.54'.32°29 Y=00.06'.3°46	557m	$L_{R-F2}=100$	500	160	Acier	18

Profondeur de pompe et de forage tiré par rapport de l'ANRH (2011);

V.8 Le Caractéristique De réservoir projeté

Les caractéristiques de réservoir projeté est présente dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Le Caractéristique de réservoir projeté.

	Coordonné	Côté NT	Hauteur d'eau	volume
Réservoir	X=28.03'.32°29 Y=01.20'.3°46	566 m	5 m	1243.65 m ³

V.9 Calcul de la HMT

V.9.1 Hauteur manométrique total HMT

Elle correspond à la hauteur géométrique d'une longueur équivalente aux pertes de charge linéaires et singulières au refoulement.

$$HMT = H_g + \Delta H_t$$

ΔH_t : Perte de charge totale.

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

H_g : Charge établie par les physiciens américains **Hazen-Williams** a pour Expression:

$$J = 10.69 * \frac{Q^{1.852}}{D^{4.87} + R^{1.852}}$$

J : pertes de charge unitaire en mètre par mètre CE.

Q: débit en mètre de tronçon.

C_{HW} : coefficient de Hazen-Williams.

R: dépendant de la rugosité (conduite acier=120) à l'aide d'un Tableau V.1 le coefficient de rugosité de Hazen-Williams à (annexe 3).

$$\Delta HL = 10.69 * \frac{Q^{1.852}}{D^{4.87} + R^{1.852}} * (L + h_p)$$

$$HMT = (CTN_R - CTN_F) + (h_p + h_e) + \Delta H_t$$

CTN_R : côté terrain naturel de réservoir (m).

CTN_F: côté terrain naturel de forage (m).

h_p: Profondeur de pompe(m).

h_e: Hauteur d'eau (m).

Δh_L: Les pertes de charge linéaire.

Δh_s: les pertes de charge singulières.

L : longueur entre réservoir et forage(1) et (2).

Application numérique :

Forage(1):

Calcule la hauteur géométrique H_g :

$$H_g = (566-565) + (160+5)$$

$$H_g = 166 \text{ m}$$

Calcule pertes des charges unitaires (J)

$$J = 10.69 * \frac{0.018^{1.852}}{0.15^{4.87} + 120^{1.852}}$$

$$J = 8.852 * 10^{-5} \text{ m}$$

Calcule pertes de charges linéaires (ΔH_L)

$$\Delta H_L = 8.852 * 10^{-5} * (32.98+160)$$

$$\Delta H_L = 1.708 * 10^{-4} \text{ m}$$

Calcule pertes les pertes de charge singulières (ΔH_s)

$$\Delta H_s = 0.15 * 1.708 * 10^{-4}$$

$$\Delta H_s = 2.562 * 10^{-4} \text{ m}$$

Calcule pertes de charges totales (ΔH_t)

$$\Delta H_t = 2.562 \cdot 10^{-4} + 1.708 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta H_t = 1.964 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

Calcule Hauteur manométrique total (HMT)

$$\text{HMT} = 166 + 1.964 \cdot 10^{-4}$$

$$\text{HMT} = 166 \text{ m}$$

Forage(2):

Calcule de la hauteur géométrique Hg

$$H_g = (557-566) + (160+5) = 174 \text{ m}$$

Calcule pertes des charges unitaires (j)

$$j = 10.69 \cdot \frac{0.018^{1.852}}{0.15^{4.87} + 120^{1.852}}$$

$$j = 8.852 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

Calcule pertes de charges linéaires (ΔH_L)

$$\Delta H_L = 8.852 \cdot 10^{-5} \cdot (100+160)$$

$$\Delta H_L = 2.301 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

Calcule pertes les pertes de charge singulières (Δh_s)

$$\Delta h_s = 0.15 \cdot 2.301 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta h_s = 3.45 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

Calcule pertes de charges totales (ΔH_t)

$$\Delta H_t = 2.301 \cdot 10^{-4} + 3.45 \cdot 10^{-5}$$

$$\Delta H_t = 2.646 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

Calcule Hauteur manométrique total (HMT)

$$HMT = 174 + 2.646 \cdot 10^{-5}$$

$$HMT = 174 \text{ m}$$

V.10 Diamètre de la conduite d'adduction

L'étude de dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal sur les frées d'exploitation et l'amortissement de la conduite qui augmente avec l'augmentation de diamètre

Méthode de calcul :

Dans le pratique le diamètre optimale est déterminé par apport une fourchette de vitesse a respecté ce diamètre et déterminer approximativement par la formule de BONIN et BRESSE.

La formule de BONIN :

$$D = \sqrt{Q}$$

La formule de BRESSE :

$$D = 1.5\sqrt{Q}$$

D : diamètre de conduite d'adduction (mm)

Q : le débit de forage m^3/s

Cour d'aep de l'année.

Application numérique

$$D = \sqrt{0.018} = 0.134 \text{ m} = 134 \text{ mm}$$

$$D = 1.5\sqrt{0.018} = 0.201 \text{ m} = 201 \text{ mm}$$

Nous choisirons le diamètre qui existant à l'intervalle $0.201 > D > 0.134$

Alors le diamètre de la conduite d'adduction est :

$$D = 160 \text{ m}$$

La vitesse de l'eau dans les conduites

Sur les conduites d'adduction mieux protégées et il est souvent économique de faire circuler l'eau à des vitesses plus élevées de l'ordre de 2 à 2.7 m/s. (**Gilles FLAMME-OBRY**)

V.11 Caractéristiques de la pompe

Pour trouver les caractéristiques de la pompe, nous avons utilisé un programme informatique "appelé grund fos wincaps"

Forage F1 :

L'eau est captée par un groupe électropompe d'un débit de 18 L/s et une hauteur manométrique totale de 166 m, l'eau est refoulée vers le château d'eau 1300 m³

Caractéristiques de la pompe choisie :

- Groupe électropompe immergé type : SP95-12.
- Puissance hydraulique d'utile : 30909.2 w.
- Puissance absorbée : 400.89 w.
- Rendement de la pompe:77.1 %

Forage F2 :

L'eau est captée par un groupe électropompe d'un débit de 18 L/s et une hauteur manométrique totale de 174 m, l'eau est refoulée vers le château d'eau 1300 m³

Caractéristiques de la pompe choisie :

- Groupe électropompe immergé type : SP77-14.
- Puissance hydraulique d'utile : 32398.8 w.
- Puissance absorbée : 484.62 w.
- Rendement de la pompe : 76.3 %

V.12 Conclusion

D'après notre étude nous avons abouti à une conduite de diamètre 160 mm qui permet de véhiculer le débit jusqu'au réservoir de stockage. Nous constatons qu'un réseau d'adduction d'un diamètre uniforme peut nous revenir économiquement et techniquement très rentable pour la gestion de ce réseau.

CHAPITRE VI :
RESEAU DE DISTRIBUTION

VI.1 Introduction

L'eau stockée dans le réservoir, doit être distribuée à l'aide des canalisations sur lesquelles des branchements seront piqués en vue de satisfaire les consommateurs. Toutefois, une étude préliminaire doit être faite à fin d'attribuer un diamètre adéquat à la canalisation, permettant d'assurer le débit maximal à tous les besoins domestiques, industriels ou agricoles.

VI.2 Typologie de distribution

Les réseaux de distribution sont repartis en quatre types :

- Le réseau ramifié ;
- Le réseau maillé ;
- Le réseau étage ;
- Le réseau combiné (mixte).

VI.2.1 Le réseau ramifié

Le réseau ramifié est constitué par une conduite principale et des conduites, secondaires branchées tout le long de la conduite principale. C'est un réseau arborescent qui n'assure aucune distribution du retour, il suffit qu'une panne se produit sur la conduite principale, toute la population à l'aval sera privée d'eau.

VI.2.2 Le réseau maillé

Un réseau maillé est constitué d'une série des tronçons, disposés de telle manière qu'il soit possible, de décrire une ou plusieurs boucles fermées, en suivant son tracé. Contrairement aux réseaux ramifiés ; le réseau maillé assure une distribution de retour en cas de panne d'un tronçon.

Ils sont utilisés généralement dans les zones urbanisées et tendent à se généraliser dans les agglomérations rurales, sous forme associées à des réseaux ramifiés (limitation de nombres de mailles en conservant certaines ramifications).

VI.2.3 Le réseau étage

Le réseau étagé est caractérisé par des différences de niveau très importantes, ce qui fait la distribution de l'eau par le réservoir donne des fortes pressions aux points les plus bas (normes de pressions ne sont pas respectées)

En effet, ce système nécessite l'installation d'un réservoir intermédiaire, alimenté par le premier qui permet de régulariser la pression dans le réseau.

VI.2.4 Le réseau combiné (mixte)

C'est un réseau intermédiaire comportant à la fois les deux types cités plus haut. Il offre globalement les mêmes avantages hydrauliques que le réseau maillé. Cependant grâce à la réduction des pièces spéciales utilisées au niveau des intersections telles que les croix et les tés, on aboutit généralement à des coûts de construction moins élevés que précédemment.

Remarque :

Pour une meilleure distribution, on adopte le réseau maillé, vu les avantages qu'il présente :

- L'alimentation de retour.
- Isoler le tronçon accidenté par un simple manœuvre robinet.

VI.3 Conception d'un réseau

Plusieurs facteurs ont une influence sur la conception du réseau :

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

VI.4 Principe du tracé du réseau

Tracé du réseau exige un certain nombre des conditions qu'il faut respecter.

- Tout d'abord, il faut repérer les endroits où les besoins sont importants, c'est-à-dire les quartiers ayant une forte densité de population.
- Déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution aux consommateurs.
- Tracer les conduites principales, parallèlement entre elles et doivent être situées sur les côtes géodésiques les plus élevées pour bien répartir l'eau.
- Les conduites principales doivent être reliées entre elles, par des conduites secondaires pour former des boucles à fin d'alimenter l'intérieur des quartiers.

VI.5 Détermination des débits du réseau maillé :

VI.5.1 Calcule des débits aux nœuds :

VI.5.1.1 Cas de pointe

Les débits aux nœuds sont obtenus comme suit :

$$Q_{nd} = Q_{autres\ usages} + Q_{domestique}$$

Q_{nd} = débit au nœud (l/s).

$B_{(autres\ usages)}$ = le besoin domestique (m³/h).

$B_{(domestique)}$ = les besoins autre usage (m³/h).

1) Calcul des besoins autre usage et le besoin domestique:

On calcule les consommations d'autre usage selon la relation suivant :

$$Con_{spécifique} = \frac{Q_{a\ u\ u}}{S_{total}}$$

Avec :

$Con_{spécifique}$: Consommation spécifique pour 1 m².

$Q_{a\ u\ u}$: Besoins autre usage unitaire

On doit calculer la surface de chaque équipement et on divise le besoin d'autre usage sur la surface total des équipements.

Ces résultats sont donnés sous forme de tableau VI.1 Ils présentent les besoins autre usage.

Tableau VI.1 : Les besoins autre usage.

Autre usage	Surface m ²	Cons m ³ /j	Cons m ³ /h	Nœud	cons cum m ³ /h
Terrain Promotionnelle	2191.910	10.986	0.458	N 02	0.809
C & Service	1680.087	8.421	0.351		
S. Lecteur	820.803	4.114	0.171	N 04	1.513
Polyclinique	1849.928	9.272	0.386		
Annexe Administrative	1552.165	7.780	0.324		
Mosquée2	3021.786	15.146	0.631		
S. Soins 2	1568.536	7.862	0.328	N 06	0.581
Crèche 2	1213.311	6.081	0.253		

CHAPITRE VI : RESEAU DE DISTRIBUTION

C & Service	2476.820	12.414	0.517	N 10	
E.F.P2	2901.241	14.542	0.606	N 15	0.752
Crèche1	698.386	3.500	0.146		
Terrain Promotionnelle	2586.875	12.966	0.540	N 17	1.329
Terrain Promotionnelle	3776.944	18.931	0.789		
C.E.M1	5359.247	26.862	1.119	N 18	1.593
C & Service	2269.441	11.375	0.474		
S. Sport	1721.707	8.630	0.360	N 19	0.885
Stade	2514.114	12.601	0.525		
Mosquée2	4617.970	23.146	0.964	N 22	1.279
EPF 3	1507.830	7.558	0.315		
S. Polyvalent	2968.187	14.877	0.620	N 23	
Equipement	4029.319	20.196	0.841	N 27	
S. Soins 2	853.014	4.276	0.178	N 28	
C & Service	1423.751	7.136	0.297	N 31	
C.E.M2	7347.411	36.827	1.534	N 34	1.919
S. Sport	1839.624	9.221	0.384		
Terrain Promotionnelle	4597.631	23.044	0.960	N 35	
E.F.P 1	1566.085	7.850	0.327	N 36	
C & Service	2964.060	14.857	0.619	N 38	
Terrain Promotionnelle	3154.871	15.813	0.659	N 39	
Moussallah	3056.734	15.321	0.638	N 42	
Terrain Promotionnelle	3770.161	18.897	0.787	N 48	
Terrain Promotionnelle	3034.618	15.210	0.634	N 49	3.704
Lycée	14700.871	73.684	3.070		
Total	99635.436	499.398	20.808		

On calcule les consommations du besoin domestique selon la relation suivante :

$$Q_{\text{domestique}} = 0.218 * \text{Nombre de logements}$$

Consommation unitaire du besoin domestique = 0.218 m³/h

Ces résultats sont donnés sous forme de tableau VI.2 Ils présentent des besoins domestiques.

TableauVI.2: les besoins domestique.

Nœud	Nombre de logements	Consommation unitaire (m3/h)	Besoins domestique pointe (m3/h)
N 1	-	0.218	-
N 2	16		3.488
N 3	-		-
N 4	0		0
N 5	-		-
N 6	0		0
N 7	38		8.284
N 8	18		3.924
N 9	24		5.232
N 10	37		8.066
N 11	24		5.232
N 12	40		8.72
N 13	9		1.962
N 14	48		10.464
N 15	24		5.232
N 16	23		5.014
N 17	21		4.578
N 18	0		0
N 19	24		5.232
N 20	24		5.232
N 21	32		6.976
N 22	12		2.616
N 23	48		10.464
N 24	32		6.976
N 25	16		3.488
N 26	-		-
N 27	16		3.488
N 28	24		5.232

N 29	13		2.834
N 30	-		-
N 31	16		3.488
N 32	16		3.488
N 33	24		5.232
N 34	24		5.232
N 35	24		5.232
N 36	17		3.706
N 37	17		3.706
N 38	24		5.232
N 39	24		5.232
N 40	24		5.232
N 41	28		6.104
N 42	18		3.924
N 43	32		6.976
N 44	16		3.488
N 45	24		5.232

▪ **Résultats débits aux nœuds**

Ces résultats sont donnés sous forme de tableau VI.3 globale. Ils présentent débite aux nœuds.

Tableau VI.3: Les besoins domestiques et autre usage pointe et débit aux nœuds.

Nœud	Nombre de logements	Equipements	Besoins domestique pointe (m3/h)	Besoins Autre Usage (m3/h)	cumule des besoins (m3/h)	débit de pointe (l/s)
N 1	-	-	-	-	-	-
N 2	16	Terraine promotionnelle+ C & Service	3.496	0.809	4.304	1.196
N 3	-	-	-	-	-	-

CHAPITRE VI : RESEAU DE DISTRIBUTION

N 4	0	Mosquée + S.de lecteur + Polyclinique + Annexe administrative	0	1.513	1.513	0.42
N 5	-	-	-	-	-	-
N 6	0	crèche + S.de soin	0	0.581	0.581	0.161
N 7	38	-	8.302		8.302	2.306
N 8	18	-	3.933		3.933	1.092
N 9	24	-	5.244		5.244	1.457
N 10	37	C & Service	8.084	0.517	8.601	2.389
N 11	24	-	5.244		5.244	1.457
N 12	40	-	8.739		8.739	2.428
N 13	9	-	1.966		1.966	0.546
N 14	48	-	10.487		10.487	2.913
N 15	24	Crèche + EPF 2	5.244	0.752	5.995	1.665
N 16	23	-	5.025		5.025	1.396
N 17	21	2 Terrain promotionnelle	4.588	1.329	5.917	1.644
N 18	0	CEM 1 + C & Service	0	1.593	1.593	0.443
N 19	24	S. de sport + Stade	5.244	0.885	6.128	1.702
N 20	24	-	5.244		5.244	1.457
N 21	32	-	6.992		6.992	1.942
N 22	12	EPF 3 + Mosquée2	2.622	1.279	3.901	1.084
N 23	48	S. Polyvalent	10.487	0.62	11.107	3.085
N 24	32	-	6.992		6.992	1.942
N 25	16	-	3.496		3.496	0.971
N 26	-	-	-	-	-	-
N 27	16	Equipement	3.496	0.841	4.337	1.205
N 28	24	S.de soin 2	5.244	0.178	5.422	1.506
N 29	13	-	2.84		2.84	0.789
N 30	-	-	-	-	-	-
N 31	16	C & Service	3.496	0.297	3.793	1.054

CHAPITRE VI : RESEAU DE DISTRIBUTION

N 32	16	-	3.496		3.496	0.971
N 33	24	-	5.244		5.244	1.457
N 34	24	S. de sport + CEM 2	5.244	1.919	7.162	1.99
N 35	24	Terrain Promotionnelle	5.244	0.96	6.204	1.723
N 36	17	EFP 1	3.714	0.327	4.041	1.123
N 37	17	-	3.714		3.714	1.032
N 38	24	C & Service	5.244	0.619	5.863	1.629
N 39	24	Terraine promotionnelle	5.244	0.659	5.903	1.64
N 40	24	-	5.244		5.244	1.457
N 41	28	-	6.118		6.118	1.699
N 42	18	Moussallah	3.933	0.638	4.571	1.27
N 43	32	-	6.992		6.992	1.942
N 44	16	-	3.496		3.496	0.971
N 45	24	-	5.244		5.244	1.457
N 46	42	-	9.176		9.176	2.549
N 47	19	-	4.151		4.151	1.153
N 48	24	Terraine promotionnelle	5.244	0.787	6.031	1.675
N 49	24	Terraine promotionnelle + Lycée	5.244	3.704	8.948	2.485
Total	1000		218.487	20.808	239.295	66.471

VI.5.1.2 Cas de pointe + incendie

Le cas de pointe +incendie est celui dans lequel on tient compte de l'incendie qui est susceptible de se déclencher, nous avons considéré que l'incendie aura lieu au nœud 29, un endroit où la population est très condensée. Le calcul des débits nodaux pour le cas de pointe + incendie est donné dans le tableau VI.4.

TableauVI.4: le débit au nœud (cas de pointe incendie).

Noud	débite pointe (l/s)	débite concentre (l/s)	débite pointe (l/s)
N1	-	0	
N2	1.196	0	1.196
N3	-	0	0
N4	0.42	0	0.42
N5	-	0	0
N6	0.161	0	0.161
N7	2.306	0	2.306
N8	1.092	0	1.092
N9	1.457	0	1.457
N10	2.389	0	2.389
N11	1.457	0	1.457
N12	2.428	0	2.428
N13	0.546	0	0.546
N14	2.913	0	2.913
N15	1.665	0	1.665
N16	1.396	0	1.396
N17	1.644	0	1.644
N18	0.443	0	0.443
N19	1.702	0	1.702
N20	1.457	0	1.457
N21	1.942	0	1.942
N22	1.084	0	1.084
N23	3.085	0	3.085
N24	1.949	0	1.949
N25	0.971	0	0.971
N26	-	0	0
N27	1.205	0	1.205
N28	1.506	0	1.506
N29	0.789	17	17.789
N30	-	0	0
N31	1.054	0	1.054
N32	0.971	0	0.971
N33	1.457	0	1.457

N34	1.99	0	1.99
N35	1.723	0	1.723
N36	1.123	0	1.123
N37	1.032	0	1.032
N38	1.629	0	1.629
N39	1.64	0	1.64
N40	1.457	0	1.457
N41	1.699	0	1.699
N42	1.27	0	1.27
N43	1.942	0	1.942
N44	0.971	0	0.971
N45	1.457	0	1.457
N46	2.549	0	2.549
N47	1.153	0	1.153
N48	1.675	0	1.675
N49	2.485	0	2.485
totale	66.48	/	83.48

VI.6 Dimensionnement du réseau

Pour une raison de complexité de notre réseau, nous avons utilisé un logiciel (EPANET) permettant de calculer les paramètres hydrauliques ainsi que les pressions sur tous les nœuds du réseau ; pour le cas de pointe et le cas de pointe +incendie.

VI.6.1 Les pertes de charges

On distingue deux types de pertes de charges dans un réseau de distribution. Les pertes de charges linéaires ou régulières et les pertes de charges singulières ou locales.

VI.6.1.1 Les pertes de charges linéaires

Elles sont dues aux frottements de l'eau contre les parois des conduites et les turbulences provoquées par ces effets. Elles dépendent en toute rigueur des caractéristiques de l'eau (viscosité, régime d'écoulement, température etc.), et des caractéristiques de la conduite (longueur, rugosité des parois, diamètre intérieur etc.).

Le calcul des pertes de charge linéaire dans EPANET utilise selon les caractéristiques du liquide l'une des trois formules suivantes:

➤ La formule de Hazen-Williams

Cette formule est la plus utilisée aux Etats-Unis

➤ La formule de Darcy - Weisbach

Elle est largement utilisée en Europe. Elle s'applique à tous les régimes d'écoulement et à tous les liquides. Cette formule est sélectionnée par défaut dans EPANET Elle est donnée par :

$$\Delta H_L = 0.0827 * f(s, d, q) * d^{-5} * L * q^2$$

e =coefficient de rugosité en m.

d = diamètre du tuyau en m.

q =débit en m³/s.

f =facteur de friction (dépend de e, d, et q).

L =longueur du tuyau en m.

➤ La formule de Chézy-Manning

Elle est généralement utilisée pour les écoulements dans les canaux découverts et pour les grands diamètres.

Les pertes de charges linéaires sont directement prises en compte dans la simulation à l'aide de la formule de Darcy - Weisbach.

VI.6.1.1 Les pertes de charges singulières

Elles sont dues aux modifications brusques de l'écoulement dans les pièces tels que:

- Changement de section: rétrécissement, élargissement.
- Changement de direction: coudes, Tés, etc.
- Au niveau des appareils de contrôle de suivi: vannes.

L'importance d'inclure ou non de telles pertes dans les calculs dépend de l'exactitude exigée.

$$\Delta H_s = K_i * \frac{Q^2}{2gS^2}$$

ΔH_s = pertes de charges singulières en [m].

K_i = coefficient de perte de charge singulière.

S = section la plus rétrécie des sections des deux conduites en [m²].

Q= débit correspondant à la section S en [m/s].

g = accélération de la pesanteur en [m/s].

La même formule est utilisée dans EPANET, cependant pour tenir compte de ces pertes il faut assigner à chaque tuyau un coefficient de perte de charge singulière K_i , i étant fonction de la singularité. Le coefficient de pertes de charges singulières est donc pris en charge directement par le logiciel dans le calcul.

Remarque

Pour les conduites de distribution d'eau les pertes de charges singulières représentent 10% à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\Delta H_s = 15\% \Delta H_L$$

VI.7 Simulation du réseau

Elle fait partie des étapes les plus importantes de la conception du réseau. C'est à ce niveau que l'on peut apprécier son comportement dans le temps. EPANET version 2.00.10 est le logiciel utilisé.

VI.7.1 Présentation du logiciel EPANET

EPANET version 2.00 est un logiciel de simulation du comportement des systèmes de distribution d'eau, d'un point de vue hydraulique mais également d'un point de vue qualité de l'eau. Il est distribué gratuitement par l'E.P.A. depuis le mois de septembre 1993. Depuis il est largement utilisé dans le monde.

VI.7.2 Méthode de calcul

La méthode utilisée par le logiciel pour calculer les équations de perte de charge et de conservation de masse qui caractérisent l'état hydraulique du réseau est décrite par l'approche de Todini ou encore la méthode du gradient.

Cette méthode commence par une estimation initiale des débits dans chaque tuyaux qui peut ou non répondre à l'équation de conservation de la masse. A chaque itération de la méthode, les nouvelles charges aux nœuds sont obtenues en résolvant l'équation matricielle suivante:

$$\mathbf{AH}=\mathbf{F}$$

A: est une matrice jacobienne ($\mathbf{N} \times \mathbf{N}$).

H: est un vecteur ($\mathbf{N} \times \mathbf{1}$) représentant les charges inconnues aux nœuds

F: est un vecteur ($\mathbf{N \times I}$) contenant les termes du côté droit, dus au déséquilibre de flux en un nœud et à un facteur de correction.

Ainsi Epanet calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes.

VI.7.3 Paramètres d'entrée du réseau

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs reliés à des nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande, des réservoirs et des bâches.

VI.7.3.1 Les nœuds de demande

Les nœuds de demande sont des points du réseau où les arcs se rejoignent. Ce sont des points d'entrée ou de sortie d'eau et peuvent également ne pas avoir de débit. Les données d'entrée minimales exigées pour les nœuds de demande sont:

- L'altitude du nœud.
- La demande en eau (qui peut varier dans le temps).

Les résultats calculés aux nœuds de demande, à chacun des intervalles de temps d'une simulation sont:

- La charge hydraulique (ou hauteur piézométrique).
- La pression au niveau du nœud.
- On peut aussi voir le graphique d'évolution de la pression au nœud de demande.

VI.7.3.2 Les réservoirs

Les réservoirs sont des nœuds avec une capacité de stockage, dont le volume d'eau stocké peut varier au cours du temps. Les données de base sont:

- L'altitude du radier
- Le diamètre
- Les niveaux initial, minimal et maximal de l'eau.

Les principaux éléments calculés dans la simulation sont:

- La charge hydraulique (altitude de l'eau)
- La pression (niveau de l'eau)
- Courbe d'évolution du niveau de l'eau.

Le niveau d'eau dans les réservoirs doit rester entre les niveaux minimal et maximal. EPANET arrête la sortie d'eau si le réservoir est à niveau minimal et arrête l'arrivée s'il est à son niveau maximal.

VI.7.3.3 Les bâches infinies

Ce sont des nœuds représentant une source externe de capacité infinie. Elles sont utilisées pour modéliser des éléments tels que les lacs, les couches aquifères souterraines ou les arrivées de réseaux extérieurs.

Les données de base pour une bâche sont la charge totale et la qualité initiale de l'eau.

Puisqu'une bâche est un élément de frontière d'un réseau ses données de base ne sont pas affectées par la simulation.

Par conséquent aucune propriété n'est calculée au cours de celle-ci.

VI.7.3.4 Les conduites

Les conduites sont des arcs qui transportent l'eau d'un point du réseau à un autre. EPANET suppose que tous les tuyaux sont pleins à tout instant. L'eau s'écoule de l'extrémité qui a la charge hydraulique la plus élevée à celle qui a la charge la plus faible.

Les données de base pour les conduites sont:

- Les nœuds initial et final
- Le diamètre
- La longueur
- Le coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge)
- L'état (ouvert, fermé ou avec un clapet anti-retour).

Les principales valeurs calculées dans la simulation sont:

- Le débit
- La vitesse d'écoulement
- La perte de charge

VI.7.3.5 Les vannes

Les vannes sont des arcs qui limitent la pression ou le débit en un point précis du réseau.

Leurs principaux paramètres d'entrée sont:

- Les nœuds d'entrée et de sortie
- Le diamètre
- La consigne de fonctionnement
- L'état de la vanne
- Coefficient de perte de charge singulière.

Les éléments calculés en sortie de simulation sont:

- Le débit
- La perte de charge hydraulique.

Dans notre réseau se sont les vannes de sectionnement qui sont prises en compte dans la simulation.

VI.7.3.6 Vérification de la vitesse dans le réseau :

On doit vérifier la vitesse au niveau de chaque tronçon à l'aide de l'équation de continuité.

Cette vitesse doit être comprise dans l'intervalle [0.5 : 1.5] m/s même jusqu'à 2 m/s et ce pour éviter :

- L'accumulation des dépôts solides.
- L'érosion des conduites.
- L'effet du régime transitoire.

VI.7.3.7 Les résultats de la simulation

A) Cas de pointe

Ces résultats sont donnés sous forme de tableau VI.5 et figure VI.1 Ils présentent l'état de conduites (cas de pointe).

Tableau VI.5 : Les résultats des paramètres des conduites de réseau de distribution cas de pointe (Epanet 2).

Numéro des conduites	Tronçon		Longueur (m)	Diamètre intérieur (mm)	Diamètre extérieur (mm)	Rugosité (D.W) (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert de Charge Unit. (m/km)
	De	Au							
Tuyau 1	N1	N2	98,5	273.6	315	0.0015	45.96	0.78	1.76
Tuyau 2	N2	N3	291	273.6	315	0.0015	44.76	0.76	1.68
Tuyau 3	N3	N4	113,5	173.6	200	0.0015	14.3	0.6	1.91
Tuyau 4	N4	N5	56	173.6	200	0.0015	13.88	0.59	1.81
Tuyau 5	N5	N6	51,5	77.8	90	0.0015	4.01	0.84	9.18
Tuyau 6	N6	N7	110,5	77.8	90	0.0015	3.85	0.81	8.53
Tuyau 7	N7	N8	122	62.4	75	0.0015	1.54	0.5	4.83
Tuyau 8	N8	N9	206,5	33	40	0.0015	0.45	0.52	11.44
Tuyau 9	N9	N10	95,5	41.6	50	0.0015	-1.01	0.74	15.83
Tuyau 10	N10	N11	223,5	77.8	90	0.0015	-3.4	0.71	6.84
Tuyau 11	N11	N12	97,5	95.2	110	0.0015	-4.85	0.68	4.92
Tuyau 12	N12	N13	95,5	108.4	125	0.0015	-7.28	0.79	5.45
Tuyau 13	N13	N14	102	108.4	125	0.0015	-7.83	0.85	6.2
Tuyau 14	N14	N15	101,5	138.8	160	0.0015	-10.74	0.71	3.34
Tuyau 15	N15	N16	102	173.6	200	0.0015	-12.41	0.52	1.48
Tuyau 16	N16	N1	101	173.6	200	0.0015	-13.8	0.58	1.79
Tuyau 17	N1	N17	65	108.4	125	0.0015	6.71	0.73	4.71
Tuyau 18	N17	N18	219	95.2	110	0.0015	5.07	0.71	5.32
Tuyau 19	N18	N19	222,5	95.2	110	0.0015	4.63	0.65	4.52
Tuyau 20	N19	N20	105	62.4	75	0.0015	2.92	0.96	15.07
Tuyau 21	N20	N21	109,5	52.4	63	0.0015	1.47	0.68	10.22
Tuyau 22	N21	N22	138,5	33	40	0.0015	-0.47	0.55	12.57
Tuyau 23	N22	N23	64	62.4	75	0.0015	-1.56	0.51	4.92
Tuyau 24	N23	N24	115	95.2	110	0.0015	-4.64	0.65	4.54
Tuyau 25	N24	N25	139,5	108.4	125	0.0015	-6.59	0.71	4.55

CHAPITRE VI : RESEAU DE DISTRIBUTION

Tuyau 26	N25	N26	31,5	108.4	125	0.0015	-7.56	0.82	5.82
Tuyau 27	N26	N27	65	173.6	200	0.0015	-18.06	0.76	2.9
Tuyau 28	N27	N28	45,5	173.6	200	0.0015	-19.27	0.81	3.26
Tuyau 29	N28	N3	209,5	173.6	200	0.0015	-20.77	0.88	3.74
Tuyau 30	N3	N29	204,5	138.8	160	0.0015	9.69	0.64	2.78
Tuyau 31	N29	N30	93,5	138.8	160	0.0015	8.9	0.59	2.39
Tuyau 32	N30	N31	453	77.8	90	0.0015	2.75	0.58	4.69
Tuyau 33	N31	N32	72	62.4	75	0.0015	1.69	0.55	5.71
Tuyau 34	N32	N33	208,5	41.6	50	0.0015	0.72	0.53	8.8
Tuyau 35	N33	N34	97,5	33	40	0.0015	-0.73	0.86	27.25
Tuyau 36	N34	N35	113	77.8	90	0.0015	-2.72	0.57	4.62
Tuyau 37	N35	N36	80	95.2	110	0.0015	-4.45	0.62	4.21
Tuyau 38	N36	N37	139	95.2	110	0.0015	-5.57	0.78	6.29
Tuyau 39	N37	N38	10	108.4	125	0.0015	-6.6	0.72	4.57
Tuyau 40	N38	N39	185	138.8	160	0.0015	-8.23	0.54	2.07
Tuyau 41	N39	N5	8,5	138.8	160	0.0015	-9.87	0.65	2.87
Tuyau 42	N26	N40	9	138.8	160	0.0015	10.51	0.69	3.21
Tuyau 43	N40	N41	146	108.8	125	0.0015	9.05	0.97	7.9
Tuyau 44	N41	N42	20	108.4	125	0.0015	7.35	0.8	5.54
Tuyau 45	N42	N43	45,5	108.4	125	0.0015	6.08	0.66	3.95
Tuyau 46	N43	N44	124	95.2	110	0.0015	4.14	0.58	3.7
Tuyau 47	N44	N45	162,5	77.8	90	0.0015	3.17	0.67	6.04
Tuyau 48	N45	N46	106	62.4	75	0.0015	1.71	0.56	5.81
Tuyau 49	N46	N47	97,5	41.6	50	0.0015	-0.84	0.62	11.43
Tuyau 50	N47	N48	273	62.4	75	0.0015	-1.99	0.65	7.61
Tuyau 51	N48	N49	109	95.2	110	0.0015	-3.67	0.52	2.98
Tuyau 52	N49	N30	84,5	108.4	125	0.0015	-6.15	0.67	4.03
Tuyau 53	Réservoir	N1	500	273.6	315	0.0015	-66.47	1.13	3.43

Remarque

Le signal négative (-) avant les valeurs des débits représente le sens d'écoulement.

VI.7.3.8 Calcule les paramètres aux nœuds :

▪ **La pression de service :**

Les conduites du réseau doivent être dimensionnées de façon à supporter les pressions exigées au niveau de réseau selon la hauteur des immeubles, on prévoit les pressions suivantes :

- 12 à 15 m pour R+1.
- 16 à 19 m pour R+2.
- 20 à 23 m pour R+3.
- 24 à 27 m pour R+4.
- 28 à 32 m pour R+5.
- 33 à 36 m pour R+6.
- 37 à 40 m pour R+7.

D'une façon générale on peut écrire : $H_{sol} = 10 + 4n$

N: désigne le nombre des étages.

Pour le cas de lotissement on prend $n = 3$, donc $H_{sol} = 10 + 4 \times 3 = 22m$

Aux nœuds on a montré les altitudes par logiciel 'Covadis' et les charge et pression c'est un résultat donne par logiciel (Epanet).

Les résultats sont présentés dans le tableau VI.6 (Cas de pointe).

Tableau VI.6: Caractéristiques des nœuds de réseau de distribution cas de pointe (Epanet2).

ID Nœud	Altitude (m)	Débit (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 1	91,93	0,00	132,55	40,62
Nœud 2	90,16	1,76	132,29	42,13
Nœud 3	86,53	0,00	131,58	45,05
Nœud 4	89,03	1,47	131,44	42,41
Nœud 5	91,49	0,00	131,27	39,78
Nœud 6	92	0,56	131,05	39,05
Nœud 7	93,87	2,31	130,08	36,21
Nœud 8	95,35	1,09	129,45	34,10
Nœud 9	95,49	1,46	126,52	31,03
Nœud 10	95,94	2,75	127,88	31,94

CHAPITRE VI : RESEAU DE DISTRIBUTION

Nœud 11	96,49	1,46	129,66	33,17
Nœud 12	98,87	2,43	130,20	31,33
Nœud 13	98,21	0,55	130,76	32,55
Nœud 14	99,22	2,91	131,43	32,21
Nœud 15	94,09	2,19	131,79	37,70
Nœud 16	93,74	1,40	131,96	38,22
Nœud 17	91,49	2,57	132,38	40,89
Nœud 18	95,66	1,55	130,44	34,78
Nœud 19	108	2,32	129,20	21,20
Nœud 20	101,21	1,46	127,66	26,45
Nœud 21	99,97	1,94	126,60	26,63
Nœud 22	98,27	1,97	128,62	30,35
Nœud 23	96,91	3,52	129,35	32,44
Nœud 24	94,78	1,94	129,79	35,01
Nœud 25	94,94	0,97	130,68	35,74
Nœud 26	93,24	0,00	130,76	37,52
Nœud 27	90,20	1,79	131,01	40,81
Nœud 28	89,28	1,63	131,21	41,93
Nœud 29	83,90	0,79	130,93	47,03
Nœud 30	82,48	0,00	130,67	48,19
Nœud 31	78,50	1,26	127,89	49,39
Nœud 32	79,87	0,97	126,88	47,01
Nœud 33	82,37	1,46	129,44	47,07
Nœud 34	85,23	3,32	130,14	44,91
Nœud 35	87,59	2,39	130,48	42,89
Nœud 36	90,08	1,35	130,63	40,55
Nœud 37	90,46	1,03	130,96	40,50
Nœud 38	90,49	2,06	130,99	40,50
Nœud 39	91,55	2,10	131,25	39,70
Nœud 40	93,49	1,46	130,72	37,23
Nœud 41	91,93	1,70	130,22	38,29
Nœud 42	91,60	1,71	130,05	38,45
Nœud 43	90,21	1,94	129,79	39,58

CHAPITRE VI : RESEAU DE DISTRIBUTION

Nœud 44	88,84	0,97	129,02	40,18
Nœud 45	85,36	1,46	127,14	41,78
Nœud 46	83,75	2,55	126,52	42,77
Nœud 47	79,92	1,15	124,87	44,95
Nœud 48	80,20	2,22	129,98	49,78
Nœud 49	81,99	5,06	130,51	48,52
Réservoir 50	135	-80,92	135,00	0,00

B) Cas de pointe + incendie

Ces résultats sont donnés sous forme de tableau VI.7 et figure VI.2 ils présentent l'état de conduites (cas de pointe + incendie).

Tableau VI.7 : Caractéristiques des conduites de réseau de distribution cas de pointe + incendie (Epanet 2).

Numéro des conduites	Tronçon		Longueur (m)	Diamètre intérieur (mm)	Diamètre extérieur (mm)	Rugosité (D.W) (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert de Charge Unit (m/km)
	De	Au							
Tuyau 1	N1	N2	98,5	273,6	315	0.0015	62.28	1.07	3.1
Tuyau 2	N2	N3	291	273,6	315	0.0015	61.68	1.05	2.99
Tuyau 3	N3	N4	113,5	173,6	200	0.0015	14.46	0.61	1.95
Tuyau 4	N4	N5	56	138,8	160	0.0015	14.04	0.59	1.85
Tuyau 5	N5	N6	51,5	95,2	110	0.0015	3.97	0.84	9.03
Tuyau 6	N6	N7	110,5	77,8	90	0.0015	3.81	0.8	8.39
Tuyau 7	N7	N8	122	62,4	75	0.0015	1.51	0.49	4.62
Tuyau 8	N8	N9	206,5	33	40	0.0015	0.41	0.48	9.86
Tuyau 9	N9	N10	95,5	41,6	50	0.0015	-1.04	0.77	16.86
Tuyau 10	N10	N11	223,5	77,8	90	0.0015	-3.43	0.72	6.98
Tuyau 11	N11	N12	97,5	95,2	110	0.0015	-4.89	0.69	4.99
Tuyau 12	N12	N13	95,5	108,4	125	0.0015	-7.32	0.79	5.5
Tuyau 13	N13	N14	102	108,4	125	0.0015	-7.86	0.85	6.26
Tuyau 14	N14	N15	101,5	138,8	160	0.0015	-10.78	0.71	3.36

CHAPITRE VI : RESEAU DE DISTRIBUTION

Tuyau 15	N15	N16	102	173,6	200	0.0015	-12.44	0.53	1.49
Tuyau 16	N16	N1	101	138,8	160	0.0015	-13.84	0.58	1.8
Tuyau 17	N1	N17	65	108,4	125	0.0015	6.76	0.73	4.78
Tuyau 18	N17	N18	219	95,2	110	0.0015	5.12	0.72	5.42
Tuyau 19	N18	N19	222,5	95,2	110	0.0015	4.67	0.66	4.61
Tuyau 20	N19	N20	105	62,4	75	0.0015	2.97	0.97	15.58
Tuyau 21	N20	N21	109,5	52,4	63	0.0015	1.51	0.7	10.9
Tuyau 22	N21	N22	138,5	33	40	0.0015	-0.43	0.5	10.11
Tuyau 23	N22	N23	64	62,4	75	0.0015	-1.51	0.49	4.62
Tuyau 24	N23	N24	115	108,4	125	0.0015	-4.6	0.65	4.44
Tuyau 25	N24	N25	139,5	108,4	125	0.0015	-6.54	0.71	4.48
Tuyau 26	N25	N26	31,5	138,4	125	0.0015	-7.51	0.81	5.78
Tuyau 27	N26	N27	65	173,6	200	0.0015	-18.51	0.78	3.03
Tuyau 28	N27	N28	45,5	173,6	200	0.0015	-19.71	0.83	3.4
Tuyau 29	N28	N3	209,5	173,6	200	0.0015	-21.22	0.9	3.88
Tuyau 30	N3	N29	204,5	217,2	250	0.0015	25.99	1.72	16.45
Tuyau 31	N29	N30	93,5	138,8	160	0.0015	8.21	0.54	4.1
Tuyau 32	N30	N31	453	77,8	90	0.0015	2.55	0.54	4.1
Tuyau 33	N31	N32	72	62,4	75	0.0015	1.49	0.49	4.56
Tuyau 34	N32	N33	208,5	41,6	50	0.0015	0.52	0.38	4.95
Tuyau 35	N33	N34	97,5	33	40	0.0015	-0.94	1.09	41.9
Tuyau 36	N34	N35	113	77,8	90	0.0015	-2.93	0.62	5.25
Tuyau 37	N35	N36	80	95,2	110	0.0015	-4.65	0.65	4.55
Tuyau 38	N36	N37	139	108,4	125	0.0015	-5.77	0.81	6.7
Tuyau 39	N37	N38	10	108,4	125	0.0015	-6.8	0.74	4.83
Tuyau 40	N38	N39	185	138,8	160	0.0015	-8.43	0.56	2.17
Tuyau 41	N39	N5	8,5	138,8	160	0.0015	-10.07	0.67	2.98
Tuyau 42	N26	N40	9	138,8	160	0.0015	11	0.73	3.49
Tuyau 43	N40	N41	146	138,8	160	0.0015	9.54	1.03	8.7
Tuyau 44	N41	N42	20	108,4	125	0.0015	7.84	0.85	6.23
Tuyau 45	N42	N43	45,5	108,4	125	0.0015	6.57	0.71	4.54
Tuyau 46	N43	N44	124	95,2	110	0.0015	4.63	0.65	4.52

CHAPITRE VI : RESEAU DE DISTRIBUTION

Tuyau 47	N44	N45	162,5	77,8	90	0.0015	3.66	0.77	7.82
Tuyau 48	N45	N46	106	62,4	75	0.0015	2.26	0.72	9.1
Tuyau 49	N46	N47	97,5	33	40	0.0015	-0.35	0.25	2.42
Tuyau 50	N47	N48	273	62,4	75	0.0015	-1.5	0.49	4.6
Tuyau 51	N48	N49	109	77,8	90	0.0015	-3.17	0.45	2.31
Tuyau 52	N49	N30	84,5	108,4	125	0.0015	-5.66	0.61	3.47
Tuyau 53	Réservoir	N1	500	273,6	315	0.0015	-83.47	1.42	3.19

Remarque

Le signal négative (-) avant les valeurs des débits représente le sens d'écoulement.

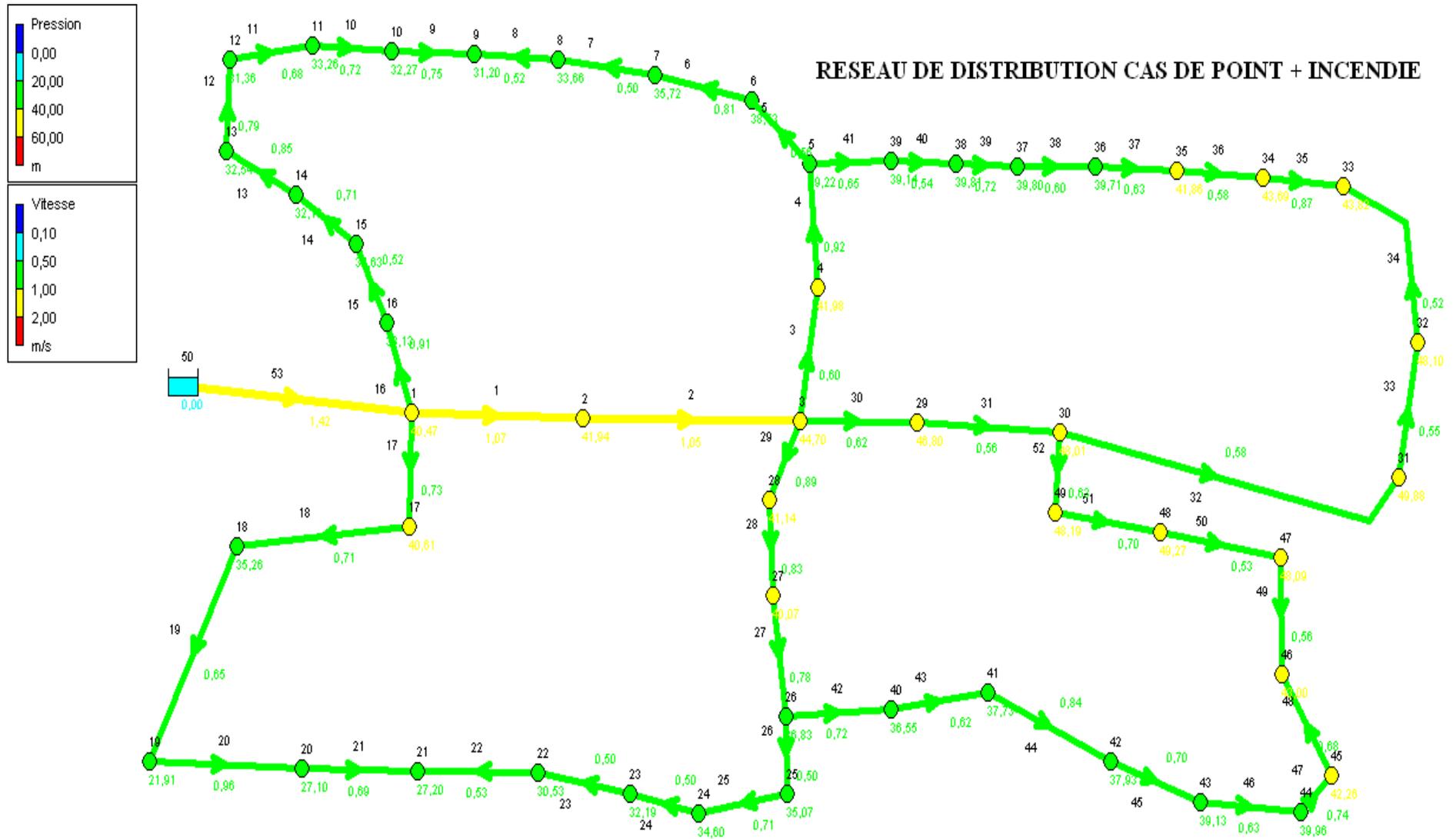


Figure 16 : Les pressions et les vitesses aux réseaux de distribution cas de pointe + incendie.

Les résultats des caractéristiques des nœuds (cas de pointe + incendie) de réseau de distribution sont présentés dans le tableau VI.8 et figure VI.2.

Tableau VI.8: Les caractéristiques des nœuds de réseau de distribution cas de pointe + incendie (Epanet2).

ID Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 1	91.93	0,00	132,40	40,47
Nœud 2	90.16	1,20	132,10	41,94
Nœud 3	86.53	0,00	131,23	44,70
Nœud 4	89.03	0,42	131,01	41,98
Nœud 5	91.49	0,00	130,71	39,22
Nœud 6	92	0,16	130,53	38,53
Nœud 7	93.87	2,31	129,59	35,72
Nœud 8	95.35	1,09	129,01	33,66
Nœud 9	95.49	1,46	126,69	31,20
Nœud 10	95.94	2,39	128,22	32,28
Nœud 11	96.49	1,46	129,75	33,26
Nœud 12	98.87	2,43	130,23	31,36
Nœud 13	98.21	0,55	130,75	32,54
Nœud 14	99.22	2,91	131,38	32,16
Nœud 15	94.09	1,66	131,72	37,63
Nœud 16	93.74	1,40	131,87	38,13
Nœud 17	91.49	1,64	132,10	40,61
Nœud 18	95.66	0,44	130,92	35,26
Nœud 19	108	1,70	129,91	21,91
Nœud 20	101.21	1,46	128,31	27,10
Nœud 21	99.97	1,94	127,17	27,20
Nœud 22	98.27	1,08	128,80	30,53
Nœud 23	96.91	3,09	129,11	32,20
Nœud 24	94.78	1,94	129,38	34,60
Nœud 25	94.94	0,97	130,02	35,08
Nœud 26	93.24	0,00	130,07	36,83

Nœud 27	90.2	1,21	130,27	40,07
Nœud 28	89.28	1,51	130,42	41,14
Nœud 29	83.9	17,79	130,83	46,93
Nœud 30	82.48	0,00	130,62	48,14
Nœud 31	78.5	1,05	128,50	50,00
Nœud 32	79.87	0,97	128,09	48,22
Nœud 33	82.37	1,46	126,26	43,89
Nœud 34	85.23	1,99	128,93	43,70
Nœud 35	87.59	1,72	129,45	41,86
Nœud 36	90.08	1,12	129,79	39,71
Nœud 37	90.46	1,03	130,26	39,80
Nœud 38	90.49	1,63	130,30	39,81
Nœud 39	91.55	1,64	130,69	39,14
Nœud 40	93.49	1,46	130,04	36,55
Nœud 41	91.93	1,70	129,66	37,73
Nœud 42	91.6	1,27	129,54	37,94
Nœud 43	90.21	1,94	129,34	39,13
Nœud 44	88.84	0,97	128,81	39,97
Nœud 45	85.36	1,46	127,63	42,27
Nœud 46	83.75	2,55	126,78	43,03
Nœud 47	79.92	1,15	128,11	48,19
Nœud 48	80.2	1,67	129,59	49,39
Nœud 49	81.99	2,48	130,31	48,32
réservoir 50	135	-83,47	135,00	0,00

VI.7.3.9 Analyse des résultats

- **Cas de pointe**

Les différents débits obtenus montrent une disponibilité de l'eau en volume dans toutes les conduites.

La simulation a été faite par itération en jouant sur les diamètres des conduites pour avoir une bonne pression au niveau de chaque nœud et des vitesses acceptables dans les canalisations.

L'objectif de base était d'avoir au moins une pression résiduelle de 1 bar au niveau de Chaque nœud de demande.

Quant aux vitesses, les résultats obtenus correspondent exactement à notre objectif de départ à savoir des vitesses comprises entre 0.5 et 1.5 m/s.

Ceci est dû au fait qu'on a privilégié la disponibilité en pression par rapport à la vitesse dans les conduites.

En effet, la charge hydraulique étant constante, une diminution du diamètre de la conduite entraîne une augmentation de la vitesse et par conséquent une diminution de la pression. Toutefois, malgré la faiblesse de la vitesse dans certaines conduites, la disponibilité en volume et en pression est assurée dans tout le réseau.

▪ **Cas de pointe + incendie**

Les différents débits obtenus montrent une disponibilité de l'eau en volume dans toutes les conduites. Quant aux vitesses, les résultats obtenus correspondent exactement à notre objectif de départ à savoir des vitesses comprises entre 0.5 et 1.5 m/s.

Bonne pression au niveau de chaque nœud et des vitesses acceptables dans les canalisations. Une pression minimale de 21.91 mètres est assurée pour le point le plus haut de l'agglomération pour ce cas de pointe + incendie.

VI.7.4 Conclusion

Dans ce chapitre on a calculé les caractéristiques de réseau de distribution par le logiciel Epanet en cas de pointe et de pointe + incendie, aux points des nœuds on calcule le débit et la charge et aux points des conduites la pression et la vitesse d'écoulement que dans le cas de pointe la pression maximale est 50.67 m et la pression minimale 23.02 m est et la vitesse maximale est 1.13m/s et la vitesse minimale est 0.5 m/s; et dans le cas de pointe + incendie la pression maximum est 49.27 m et minimale 21.91 m et la vitesse maximale 1.42 m/s est et minimale est 0.5m/s.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

La planification d'un réseau d'alimentation en eau potable repose sur une analyse concise et très détaillée de la demande totale de la ville. En effet, cette analyse permet un choix optimal de toutes les composantes du réseau et un bon dimensionnement des ouvrages.

Pour ce qui est du travail effectué, on a présenté la zone d'étude 'lotissement 1000 lots sociaux' qui est classée comme région avec un climat désertique.

Selon le plan nationale en eau (PNE) et d'après l'évaluation de la population de la zone d'étude à l'horizon de l'année 2047 (7000 habitant) nous avons choisis la strate de population 'semi rural'. Par la suite, nous avons choisis l'hypothèse tendancielle et calculer les besoins en eau. L'analyse globale de la demande en eau a permis d'estimer le volume journalier de 1997.59 m³ et qui serait nécessaire pour une alimentation correcte du nouveau lotissement, mais aussi pour faire face à d'éventuels incendies qui pourraient s'y déclarer.

La disponibilité de ce volume sera assurée par un réservoir enterre projeté d'une capacité de 1300 m³.

Ce réservoir est alimenté par des pompes à partir de deux forages projetés, la distance minimum entre les forages est 1 km et un débit de 18 l/s de chacun.

A partir de ce réservoir on a dimensionné notre réseau de distribution et ce dernier est devisé en quatre mailles.

Enfin, on espère que ce modeste travail servira comme référence pour l'étude du système d'alimentation en eau potable à partir d'une source souterraine.

ANNEXE

ANNEXE

Annexe 1

Tableau 1 : Nomenclature des strates de population.

Strates	Classe de population		Agglomération
S7	100,000	<Population	
S6	50,000	≤ pop <	100,000
S5	20,000	≤ pop <	50,000
S4	10,000	≤ pop <	20,000
S3	5000	≤ pop <	10,000
S2	2000	≤ pop <	5000
S1	Population <		2000

Hypothèse tendancielle

II.2 Evolution dotations unitaires domestiques aux différents horizons

Tableau 2: Proposition de dotations de l'atelier MRE du 26 avril 2009.

EVOLUTION DOTATIONS UNITAIRES DOMESTIQUES (en l/j/hab)	HYPOTHESE TENDANCIELLE				
	Gestion par l'offre			Gestion par la demande	
HORIZON	2010	2015	2020	2025	2030
Métropoles à statut particulier de délégation (SPE)	100	105	110	115	120
Métropoles	90	95	100	110	120
Urbain supérieur	85	85	90	100	110
Urbain	80	85	90	100	110
Semi urbain	80	80	85	90	100
Semi rural	75	80	85	90	100
Rural aggloméré	70	75	80	85	90
DOTATION MOYENNE PONDEREE de la population agglomérée	82	85	90	98	107
Eparse	60	60	60	60	60

Majoration climatique

Tableau 3 : Table de coefficient de majoration géo-climatique.

Unité : %	MAJORATION GEOCLIMATIQUE
REGION SNAT	TAUX DE MAJORATION
Région Nord	0
Région Haut Plateaux	5
Région Sud	15

ANNEXE

Majorations autres usages

Tableau 4 : Coefficient de majorations autres usages.

Unité : %	TAUX DE MAJORATION AUTRES USAGES			
	Taux Administration	Taux commerce	Taux artisanat et petite industrie	Taux total
Métropoles à statut particulier de délégation (SPE)	35	17,5	17,5	70
Métropoles	30	15	15	60
Urbain supérieur	25	12,5	12,5	50
Urbain	20	10	10	40
Semi urbain	15	10	10	35
Semi rural	10	7,5	7,5	25
Rural aggloméré	5	5	5	15
Eparses	0	0	0	0

Rendement de distribution

Tableau 5 : Hypothèse Tendancielle d'évolution des rendements de distribution.

EVOLUTION RENDEMENT (en %)	HYPOTHESE TENDANCIELLE				
	Gestion par l'offre		Gestion par la demande		
HORIZON	2010	2015	2020	2025	2030
Métropoles	55	60	65	70	75
Urbain supérieur	55	60	65	70	75
Urbain	55	55	60	65	70
Semi urbain	55	55	60	65	70
Semi rural	55	55	60	65	70
Rural aggloméré	50	55	60	65	70
Agglomérations chef lieu de Wilaya	55	70	80	85	85

ANNEXE

Hypothèse volontariste:

Tableau 6: Table d'évolution des dotations unitaires domestiques - Hypothèse Volontariste.

EVOLUTION DOTATIONS UNITAIRES DOMESTIQUES (en l/j/hab)	HYPOTHESE VOLONTARISTE				
	Gestion par l'offre		Gestion par la demande		
HORIZON	2010	2015	2020	2025	2030
Métropoles à statut particulier de délégation (SPE)	100	100	95	90	85
Métropoles	90	90	85	85	80
Urbain supérieur	85	85	80	80	80
Urbain	80	80	75	70	70
Semi urbain	80	80	75	70	70
Semi rural	75	75	70	70	70
Rural aggloméré	70	70	70	70	70
DOTATION MOYENNE PONDEREE de la population agglomérée	82	82	78	75	74
Eparse	60	60	60	60	60

Tableau 7 : Hypothèse Volontariste d'évolution des rendements de distribution.

EVOLUTION RENDEMENT (en %)	HYPOTHESE VOLONTARISTE				
	Gestion par l'offre		Gestion par la demande		
HORIZON	2010	2015	2020	2025	2030
Métropoles	55	65	75	80	85
Urbain supérieur	55	65	75	80	85
Urbain	55	60	70	75	80
Semi urbain	55	60	70	75	80
Semi rural	55	60	65	70	75
Rural aggloméré	50	60	65	70	75
Agglomérations chef lieu de Wilaya	55	70	80	85	85

Annexe 2

Nombre de forages et volumes d'exploitation

Le Tableau suivant récapitule l'exploitation de la nappe du C.I dans les localités principales de la région de Ghardaïa.

ANNEXE

Tableau 1 : Nombre des forages et volumes d'exploitation par commune. (ANRH 2011).

Communes	Nombre de forages			Débit moyen (l/s)	Volume soutiré hm3/an	Prof moyen (m)	Destination
	Total	Exploités	No Exploités				
Bounoura	18	13	3	30p	7.73	500	AEP+IRR+AEI
El Atteuf	21	16	3	25p	6.7	500	AEP+IRR
Ghardaïa	41	27	7	30p	14.9	500	AEP+IRR+AEI
Daya bendahoua	20	9	8	20p	2.48	500	AEP+IRR
Berriane	22	12	6	30p	7.59	500	AEP+IRR+AEI
Metlili	39	25	12	80a	13.42	500	AEP+IRR
Sebseb	14	10	4	60p	4	500	AEP+IRR
Mansourah	21	16	5	45p	13.23	450	AEP+IRR
Hassi F'hel	40	33	6	20-70a+p	59.47	450	AEP+IRR+AEI
El Meniaa - Hi Gara	262	209	34	30p	178.07	250	AEP+IRR+AEI
Guerrara	43	36	4	35p	49.06	1000	AEP+IRR
Zelfana	24	20	0	80a	31.22	1000	AEP+IRR+AEI
Totaux	565	426	92	-	387.86	-	-

P : par pompage.

AEP : Alimentation en eau potable

IRR : Irrigation

AEI : Alimentation en eau industrielle

ANNEXE

Annexe 3

Le coefficient de rugosité de Hazen-Williams du matériau constituant la conduite sont données dans le tableau suivant :

Tableau : le coefficient de rugosité de Hazen-Williams

Coefficient de rugosité	Valeur
Acier	120
Béton, brique	100
Bois	120
Cuivre	150
Étain	130
Fonte	100
Matière plastique, PVC	150
Plomb	130
Verre	140

BIBLIOGRAPHI

Bibliographie

1. **Achour. MENSOUR 2011** : Inventaire des Forages d'eau et Enquête sur Les Débits Extraits de La Wilaya de Ghardaïa **A.N.R.H**; Ghardaïa, Algérie.
2. **ADE, 2017**: l'Unité algérienne de l'eau (Daïra Bounoura).
3. **ANRH, juin2010** ; Rapport de fin de sondage forage d'eau potable de Zazrato commune d'el-Atteuf rapport de SHAOLIN, Ghardaïa.
4. **Mounir BOUSLIMI. Octobre 2004** : Note de cours alimentation en eau potable.
5. **Nassima MILOUDI. memoir2014**: Etude de la vulnérabilité des réservoirs en béton par analyse des composantes principales.
6. **ONM, 2016** : Office national de météo station de Ghardaïa.
7. **Site web**:
 - **Gilles FLAMME-OBRY, 02/2007** : Conception et calcul des réseaux distribution d'eau Potable AEP. <https://www.scribd.com>
 - [https:// Google earth.com/](https://Google earth.com/)
8. **Yves Reumaux. Avril 2010** : Réalisation de l'étude d'actualisation du plan national de l'eau (PNE).