

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Alimentation en eau potable de la commune de Khemisti (w. Tipaza) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0018-15

APA Citation (APA توثيق):

Berkani, Amina (2015). Alimentation en eau potable de la commune de Khemisti (w. Tipaza)[Mem Ing, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics.

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات، بيداغوجية، مقالات الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE -ARBAOUI
ABDELLAH-**

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT EN
HYDRAULIQUE

Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**ALIMENTATION EN EAU POTABLE
DE LA COMMUNE DE KHEMISTI**

Présenté par :

Melle BERKANI Amina

Devant le jury composé de :

Nom et Prénom	Grade	Qualité
Mr T. KHETTAL	M.C.A	Président
Mr A.HEBBOUCHE	M.A.A	Membre
Mme L.KADI	M.A.B	Membre
Mme L.TAFAT	M.A.A	Membre
Mr B.SALAH	Professeur	Promoteur

Septembre 2015

Dédicaces

Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect et de reconnaissance envers :

- ❖ Ma mère : Salima, pour tous les sacrifices et le soutien moral et matériel dont elle a fait preuve pour que je réussisse.

Je le dédie également à :

- ❖ Mon frère :Malek
- ❖ Mon frère :Salim et sa femme Wissam .
- ❖ Ma sœur :Lylia .

A tous mes amis en particulier à : Sara et Mounia.

Je dédie également ce travail à tous les enseignants de l'EPSTA et l'ENSH qui m'ont accompagné durant mes études .

Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'établissement de mon mémoire.

Remerciements

A l'issue de cette étude, Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail.

Ma reconnaissance va plus particulièrement à :

Mon promoteur monsieur SALAH.B pour sa contribution à l'élaboration de ce mémoire.

L'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude et particulièrement Les enseignants de L'ENSH.

Mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail.

ملخص

من خلال مذكرة نهاية الدراسة قمنا بدراسة مشروع يهدف لتحديد كيفية توصيل المياه الصالحة للشرب لبلدية خميستي الواقعة في ولاية تيبازة غرب بلدية بوسماعيل هذه المنطقة التي تعاني من مشاكل تحويل المياه فيما يتعلق بعملية الضغط و التدفق .

إن الهدف من هذه الدراسة هو إيجاد الحلول عن طريق معاينة شبكة المياه الحالية بغرض التعرف على اختلالات الشبكة لإعادة تأهيلها في أفق 2040.

. هذه الدراسة تمكنا من سد حاجيات سكان المنطقة المذكورة بالمياه الصالحة للشرب

Résumé

Ce présent projet traite l'alimentation en eau potable de la commune de Khemisti située à Tipaza, à l'ouest de Bousmail. Cette commune rencontre des problèmes, d'un point de vue pression, débits et existence de piquages illicites. Le but de notre projet est de trouver des solutions à ces problèmes majeurs en passant par une étude diagnostique de l'état actuel afin d'identifier les anomalies et les dysfonctionnements de ce système de distribution d'eau potable et de proposer les solutions nécessaires en faisant une réhabilitation du réseau à l'horizon 2040.

Abstract

This present work treats the supply of drinking water for the town Khemisti which is located in Tipaza, in the west of Bousmail. This town meets problems of pressure and flow. The aim of our project is to find solutions to these major problems through a diagnostic study of the current state in order to identify the anomalies and the dysfunctions of this system of distribution of drinking water and propose the necessary solutions by doing rehabilitation until 2040.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE .

Chapitre 1 : PRESENTATION DE LA COMMUNE

1.1.Introduction :	1
1.2.Situation géographique :	1
1.3.Accessibilité :	1
1.4.Occupation du sol :	2
Trois principales entités urbaines constituent la commune :	2
□ L'agglomération chef-lieu Khemisti ex. Tefeshoun : Ville située sur des crêtes de collines.	2
□ L'agglomération Secondaire Khemisti port ex. Chiffalo : située dans la zone	2
1.4.1. Agglomération chef lieu Khemisti ville ex Tefeshoun :	2
1.4.2. L'agglomération Secondaire Khemisti port ex. Chiffalo :	3
Chiffalo était un village de pêcheur italien, il fut construit par ses propres habitants et s'y est fort bien adapté en se pliant naturellement aux exigences du site.	3
1.4.3. L'agglomération Secondaire Atmane Tolba :	3
1.4.4.Zone littorale :	4
1.4.5. Zone agricole :	4
1.5 .Caractéristiques Physiques et naturels :	4
1.5.1.la géomorphologie :	4
1.5.2.le climat :	4
1.5.3.hydrogéologie :	4
1.5.4.Géologie :	4
1.5.5.Les pentes :	5
1.6.Urbanisme et Démographie :	5
1.7.Situation hydraulique :	5
1.7.1.Le réservoir ATHMANE TOLBA :	6
1.7.3.Le réservoir Khemisti Port :	6
1.8.Etat du réseau de distribution de la commune de Khemisti :	6
1.9.conclusion :	7

Chapitre 2 : ESTIMATION DES BESOINS

2.1.Introduction :	8
--------------------	---

2.2. Estimation de la population future :	8
2.3. Normes unitaires de consommation :	9
2.3.1. Définition de la dotation :	9
2.5. Estimation des besoins domestiques moyens :	10
2.6. Estimation des besoins des autres catégories d'usagers :	11
2.8. Fuite et gaspillage :	13
2.9. Variation de la consommation journalière :	14
2.9.1. Consommation maximale journalière :	14
2.9.2. consommation minimale journalière :	14
2.10. Variations de la consommation horaire :	15
2.10.1. consommation maximale horaire :	15
2.9.2. consommation minimale horaire :	16
2.9.3. Débit moyen horaire :	16
2.9.4. Régime de la consommation de l'agglomération :	17
2.9.4. Récapitulatif des calculs :	20
2.9.5. Calcul du débit de pointe et incendie :	21
2.11. Tracé des graphiques de consommation :	21
2.12. Conclusion :	22

Chapitre 3 : DIAGNOSTIC DU RESEAU

3.1. Introduction :	23
3.2. Diagnostic :	23
3.2.1. Objectif de l'étude de diagnostic :	23
3.2.2. Etat physique du réseau :	23
3.2.5. Diagnostic des ouvrages de stockages :	24
3.2.6. Diagnostic du réseau de distribution :	24
3.2.6.1. Evaluation des besoins en eau :	24
3.2.6.1.1. Besoins domestiques :	25
3.2.6.1.2. Besoins des équipements :	26
3.2.6.1.3. Etude des variations des débits :	26
3.2.6.1.3.1. Débit moyen journalier :	26
3.2.6.1.3.2. Débit maximal journalier :	27
3.2.6.1.3.3. Débit minimal journalier :	27
3.2.6.1.3.3. Débit de pointe :	28
3.2.6.1.3.4. Régime de la consommation de l'agglomération :	29

3.2.6.1.3.5.Débit en cas d'incendie :.....	32
3.2.7.Estimation des vitesses et des pressions :.....	32
3.2.7.1.Calcul des débits nodaux :.....	33
3.2.7.2.Calcul du débit spécifique :.....	33
3.2.7.3.Recommandations :.....	45
3.2.7.3.1.Recommandation concernant les conduites d'adduction et les réseaux de distribution :.....	45
3.2.7.3.2.Recommandation concernant la protection du réseau :.....	46
3.3.Conclusion :.....	46

Chapitre 4 : CALCUL DU RESEAU

4.1.Introduction :.....	51
4.2.Proposition du système d'alimentation :.....	51
4.3.Réhabilitation des réservoirs de stockage :.....	51
4.4.Réhabilitation de l'adduction :.....	51
4.5.Réhabilitation du réseau de distribution :.....	52
4.5.1.Calcul du débit en route :.....	52
4.5.1.1.Calcul du débit spécifique :.....	52
4.5.1.2.Calcul du débit nodal :.....	53
4.6.Calcul du débit pointe plus incendie :.....	72
4.7.Conclusion :.....	74

Chapitre 5 : CALCUL DES RESERVOIRS

5.1.Introduction :.....	80
5.2.Fonction du réservoir :.....	80
5.3.Emplacement des réservoirs :.....	81
5.4.Classification des réservoirs :.....	81
5.4.1.D'après la nature des matériaux de construction, on distingue :.....	81
5.4.2.D'après la situation des lieux, ils peuvent être.....	81
5.4.3.D'après leurs formes.....	81
5.5.Les équipements d'un réservoir :.....	81
5.6.Calcul de la capacité des réservoirs :.....	84
5.6.1.Principe de calcul :.....	84
5.7.Forme des réservoirs :.....	88

5.8. Conclusion :	89
-------------------	----

Chapitre 6 : ADDUCTION

6.1. Introduction :	90
6.2-Choix du tracé :	90
6.3.Types de l'adduction :	90
6.3.1.Adduction à écoulement gravitaire :	90
6.3.1.1.Adductions existantes :	90
6.3.1.2.Adduction projetée :	91
6.4. Adduction et type d'écoulement :	92
6.5.Choix des matériaux de canalisation :	93
5.6.Calcul des adductions du réseau projeté :	93
5.6.1.Calcul de la conduite d'adduction RV 3000 Abane Ramdane – RV 1000 Port :	93
5.6.3La vitesse d'écoulement :	97
6.7.Les frais d'investissements :	97
6.8. Conclusion :	99

Chapitre 7 : EQUIPEMENT DU RESEAU

7.1.Introduction:	100
7.2 : Pose de canalisation :	100
7-2-1: Principe de pose des canalisations :	100
7.2-2 : Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :	100
7.3 : Accessoires :	101
7.3.1 : Les robinets vannes :	101
7.3.2 : Les ventouses :	102
7.3-3 : Les Vannes de régulation :	103
7.3.4.les clapets d'air :	103
7.3.5.les poteaux d'incendie :	103
7.3.6. Les organes de mesure:	104
7.3.8 Les joints :	105
7.4. Conclusion :	105

Chapitre 8 : Organisation des chantiers

8.1.Introduction :	106
8.1.2- Excavation des tranchées Cette opération se divise en deux étapes :	106
8.2- Le volume des remblais Le volume des remblais est :	111
8.3.- Le compactage.....	111
8.4- La durée d'excavation.....	114
8.5.Elaboration du réseau selon la méthode CPM :	115
8.6.Conclusion :	115

CONCLUSION GENERALE

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre 2 : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

Tableau 1 : Evolution de la population	8
Tableau 2 : Dotation en fonction de la population	9
Tableau 3 : Les besoins domestiques moyens à l'horizon 2040.	10
Tableau 4 : besoins publiques moyens à l'horizon 2040 :	11
Tableau 5 : Répartition des besoins en équipements selon l'emplacement	12
Tableau 6 : Les besoins d'équipements selon le réservoir d'alimentation :	12
Tableau 7 : Récapitulation des besoins en eaux de la ville :	13
Tableau 8 : Calcul des consommations maximale et minimale journalières	14
Tableau 8 : β_{max} et β_{min} en fonction du nombre d'habitants	15
Tableau 9 : Calcul des consommations maximale et minimale horaires.	17
Tableau 10 : Variation des débits horaires de la partie alimentée par le réservoir 3000 de la ville :	18
Tableau 11 : Variation des débits horaires de la partie alimentée par le réservoir 1000 de Athmane Tol.....	19
Tableau 12 : Récapitulatif des calculs des besoins à l'horizon 2040.	20
Tableau 13 : débit maximal horaire à l'horizon 2040	21
Tableau 14 : Débit de pointe et incendie à l'horizon 2040.....	23

Chapitre 3 : DIAGNOSTIC DU RESEAU

Tableau 15 : La population de la commune en l'an 2015.	25
Tableau 16 : Les débits moyens journaliers domestiques actuels	26
Tableau 17 : Les besoins des équipements actuels	26
Tableau 18 : Débits moyens journaliers actuels.....	26
Tableau 19 : Débits moyens journaliers totaux actuels.....	27
Tableau 20 : Les consommations maximale et minimale journalières actuelles	28
Tableau 21 : Les consommations maximale et minimale horaire actuelles	29

Tableau 22 : Variation actuelle des débits horaires de la zone alimentée par le réservoir 1000 Athmane Tolba :	30
Tableau 23 : variation actuelle de la consommation horaire de la zone alimentée par le réservoir 3000 de la ville (Abane Ramdane).....	31
Tableau 24 : Débits maximal et minimal horaire actuels.....	32
Tableau 25 : La consommation maximale horaire actuelle.....	32
Tableau 26 : Débits de pointe plus incendie actuels	32
Tableau 27 : Débits spécifiques actuels	34
Tableau 28 : Les débits nodaux actuels ,et les côtes terrain en chaque nœud	34
Tableau 29: Etat des nœuds du réseau actuel (Simulation Epanet).....	41
Tableau 30: État actuel des Arcs du Réseau	43

Chapitre 4 : CALCUL DU RESEAU

Tableau 31 : Les débits spécifiques à l'horizon 2040.	49
Tableau 32 : Les débits nodaux à l'horizon 2040.	50
Tableau 33 : Les diamètres calculés pour l'horizon 2040.....	57
Tableau 34 : État des Noeuds du Réseau à l'horizon 2040.....	63
Tableau 35 : État des Arcs du Réseau à l'horizon 2040.....	65
Tableau 36 : Etat des <u>nœuds</u> , <u>pointe plus incendie</u> à l'horizon 2040.....	68

Chapitre 5 : CALCUL DES RESERVOIRS

Tableau 37 : Cotes radier des réservoirs existants	84
Tableau 38 : Calcul de la capacité du réservoir Athmane Tolba à l'horizon 2040.....	85
Tableau 39 : Calcul de la capacité du réservoir du Port à l'horizon 2040.	86
Tableau 40 : Calcul de la capacité du réservoir Abane Ramdane 2040.....	87
Tableau 41 : Dimensionnement des réservoirs.....	89

Chapitre 6 : ADDUCTION

Tableau 42 : Caractéristiques des matériaux	96
Tableau 43 : Vérifications des vitesses	97
Tableau 44 : Les frais d'investissement	98

Chapitre 8 : ORGANISATION DES CHANTIERS

Tableau 45 : Le volume à excaver	105
Tableau 46 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.....	108
Tableau 47 :Le volume du remblai	109
Tableau 48 : Récapitulatif des volumes	112

LISTE DES FIGURES

Chapitre 1 :PRESENTATION DE LA COMMUNE

Figure 1 : Délimitation de la zone d'étude.....2

Chapitre 2 :ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

Figure 2 : Histogramme de la consommation journalière ,réservoir Abane Ramdane.....21

Figure 3 : Histogramme de la consommation journalière, réservoir Athmane Tolba.....22

Chapitre 3 : DIAGNOSTIC DU RESEAU

Figure 4: Résultats de la simulation sur EPANET (Diagnostic partie ville).....47

Figure 5 : Résultat de la simulation sur EPANET (Diagnostic Partie port).....48

Figure 6 : La zone alimentée par le Réservoir Athmane Tolba (avant le diagnostic).....49

Figure 7: La zone alimentée par le Réservoir Athmane Tolba (après le diagnostic).....50

Chapitre 4 : CALCUL DU RESEAU

Figure 8 : Résultat de la simulation à l'horizon 2040 (1),EPANET.....75

Figure 9 : Résultats de la simulation , à l'horizon 2040 (2) , EPANET.....76

Figure 10 : Résultats de la simulation à l'horizon 2040 (3) .EPANET.....77

Figure 11 :Résultat de la simulation à l'horizon 2040 (4).EPANET.....78

Figure 12 : Le cheminement le plus long ,Point+ incendie79

Chapitre 5 : CALCUL DES RESERVOIRS

Figure 13 : Schéma explicatif des équipements d'un réservoir.....83

Chapitre 6 : ADDUCTION

Figure 14. : Schéma représentatif de l'adduction projetée à l'horizon 2040.....	91
Figure 15: Schéma représentatif de l'adduction ajoutée	94
Figure 16 : Emplacement du brise charge.....	96

Chapitre 7 :EQUIPEMENT DU RESEAU

Figure 16: pose de conduite dans un terrain ordinaire.....	101
Figure 17: Vanne papillons.....	102
Figure 18 : ventouse à deux flotteurs.....	103

Chapitre 8 : ORGANISATION DES CHANTIERS

Figure 19 : réseau à nœuds	115
---	-----

LISTE DES PLANCHES

Planche1 :Plan de masse .

Planche2 :Schéma du réseau de distribution

Planche 3 :Réservoirs

Planche 4 :Adduction

Planche 5 : Equipements et accessoires

Planche 6 :Profil en long du réseau

Introduction générale

L'eau est considérée par tout le monde comme source de la vie, mais nous constatons que cet or bleu est très mal géré suite à diverses raisons.

Beaucoup de communes souffrent de problème de distribution en eau potable ,et leur besoins en eau se retrouvent parfois non satisfaits et cela dû à beaucoup de paramètres qui conditionnent les demandes en eau, comme la pression et le débit .

C'est dans ce cadre que s'inscrit le thème de notre travail « Alimentation en eau potable de la commune de Khemisti (Tipaza) ».

L'objet de cette étude consiste à faire une étude de diagnostic approfondie du système d'alimentation en eau potable de la commune ,afin de prélever les problèmes qui dysfonctionnent le réseau .

La prochaine étape à suivre après le diagnostic est la réhabilitation qui consiste à trouver les solutions qui satisferont les besoins de la commune à l'horizon de l'étude choisi,et qui minimiseront les problèmes diagnostiqués .

CHAPITRE 1 :
PRESENTATION DE LA
COMMUNE

Chapitre 1

PRESENTATION DE LA COMMUNE

1.1.Introduction :

Les caractéristiques d'une ville nous permettent de faire un bon diagnostic du réseau hydraulique que ça soit sur le plan d'adduction ou de distribution ,afin de mettre en place un schéma d'alimentation projeté adéquat aux demandes .Donc il est convient de faire ressortir ces caractéristiques avant d'entamer l'étude du projet.

Parmi ces caractéristiques , la situation topographique , géographique ,climatologique, démographique et hydraulique .

1.2.Situation géographique :

La wilaya de Tipaza compte 28 communes regroupées en 10 daïras. La commune de Khemisti faisant l' objet de cette étude, se situe sur la côte ouest à environ 45 km d'Alger et à 22 Km de la ville de Tipaza (chef lieu de la wilaya).

La commune de Khemisti ,fait partie des communes côtières ,régies par la loi relative à la protection et la valorisation du littoral.

Cette commune est limitée :

- Au nord : par la mer méditerranéenne .
- A l'est : par les communes de Bou-Ismaïl et Chaïba.
- Au sud : par la commune de Chaïba.
- A l'ouest : par la commune de Bouharoun .

1.3.Accessibilité :

Trois principaux axes routiers assurent la liaison de Khemisti à son contexte environnant :

- La RN 11 qui la relie à Alger à l'est et Tipasa à l'ouest
- Le CW 126 assurant la liaison Khemisti – Bousmail
- Le CW 129 assurant la liaison Khemisti – Chaïba
- Le CW 50 assurant la liaison Khemisti – Bouharoun

Chapitre 1

PRESENTATION DE LA COMMUNE



Figure 1 : Délimitation de la zone d'étude.

1.4.Occupation du sol :

Trois principales entités urbaines constituent la commune :

- L'agglomération chef-lieu Khemisti ex. Tefeshoun : Ville située sur des crêtes de collines.
- L'agglomération Secondaire Khemisti port ex. Chiffalo : située dans la zone Côtière au Nord de la RN11 .
- L'agglomération Athmane tolba : située au sud, bordée par des terrains Agricoles.

1.4.1. Agglomération chef lieu Khemisti ville ex Tefeshoun :

L'agglomération chef lieu est une ancienne ville coloniale à laquelle sont venues se greffer les nouvelles constructions. Elle se compose d'un noyau central constitué d'un ancien village traversé par le CW129, à l'intersection desquels se sont articulés les équipements

Chapitre 1 PRESENTATION DE LA COMMUNE

administratifs : APC, Poste, Mosquée et des maisons dont les rez de chaussées sont affectées dans la plupart des cas à des commerces.

Au nord ouest de ce noyau central est implantée la cité Ali khodja . Au nord et à l'est du chef lieu nous identifions une zone d'extension récente matérialisée par les programmes d'habitats individuels et ceux à caractère collectif (logements sociaux, et programme APC - CNEP). La superficie est de 90 ha.

Dans cette agglomération il y a aussi :

- ❖ Une Extension récente d'habitat collectif.
- ❖ D'autres programmes d'habitat ont vu le jour durant cette décennie (APC - CNEP).

1.4.2. L'agglomération Secondaire Khemisti port ex. Chiffalo :

Chiffalo était un village de pêcheur italien, il fut construit par ses propres habitants et s'y est fort bien adapté en se pliant naturellement aux exigences du site.

- ✓ La surface de Khemisti port est estimée à 12.8 ha
- ✓ Son parc logement est estimé à 696 logements, la majorité dans un état vétuste.
- ✓ Le cadre bâti est constitué d'habitations individuelles dont la hauteur ne dépasse pas le R+1 et une cité de recasement datant de l'époque coloniale.

Khemisti port n'a pratiquement pas subi de grand développement. En effet, son extension urbaine a toujours été limitée et conditionnée par l'existence de terres agricoles très riches tout autour d'une part , et l'existence de la route nationale n°11 d'autre part.

1.4.3. L'agglomération Secondaire Atmane Tolba :

Le cadre bâti est constitué par des constructions de type individuel, d'un centre de santé, d'une école et d'une mosquée. Toute l'agglomération est entourée par des terres agricoles et est desservi par une voie principale assurant la liaison avec le chemin de wilaya 128.

L'agglomération s'est développée rapidement :son parc logement qui comptait 20 en 1994 est passé à 152 logements en 2005.

1.4.4.Zone littorale :

Le littoral s'étend sur une longueur de 1,13 Km le long de la RN 11,sa superficie est d'environ de 147 ha, cette zone c'est qu'elle est constituée de terres agricoles non exploitées . Le un quart du littoral est occupé par des constructions.

Chapitre 1 PRESENTATION DE LA COMMUNE

1.4.5. Zone agricole :

La zone agricole couvre une superficie de 96 % de la superficie de la commune .Cette zone est non exploitée ,et l'activité agricole de cette zone est inerte ,vu la négligence des vastes terres agricoles par les fermiers .

1.5 .Caractéristiques Physiques et naturels :

1.5.1.la géomorphologie :

La commune de Khemisti occupe un terrain plus ou moins plat à faible pente mise à part quelques endroits, il est composé essentiellement par des sables argileux et des dunes consolidées.C'est un site qui se trouve au Nord du Sahel, il s'étend sous forme de plateau de direction Sud - Nord.

1.5.2.le climat :

La commune de Khemisti subit des influences méditerranéennes, les précipitations dont elle bénéficie la région est égal à 760 mm / an, elles se répartissent sur les mois pluvieux qui vont de septembre jusqu'au mois de mars, notons que pendant l'été les pluies sont très rares.

La température moyenne de la région de Khemisti est de 17 C°, les jours du gel et surtout la gelée blanche du matin est fréquente en hiver.

1.5.3.hydrogéologie :

L'étude hydrogéologique de la commune de Khemisti a été basée sur l'inventaire des points d'eau avec des relevés piézométriques, le résultat de cette étude montre que le sous-sol renferme une nappe phréatique continue sous les dunes consolidées, alimentée par les précipitations hivernales. Le niveau de la nappe est fluctuant pendant l'année : il se lève à 10m en hiver au-dessous du terrain naturel, il ne pose aucun problème pour les fondations.

1.5.4.Géologie :

Les principaux terrains géologiques de la région de Khemisti sont :

1. Alluvionnaires : représenté par les fond d'oueds.
2. Dunaires : représentés par les dunes consolidées homogènes (le plateau), elles subissent quelques variations de pentes.
3. Des agrégats : le long du rivage, d'Ouest en Est, nous avons une micro falaise surplombant une plage de sables et de galets.
4. Des soubassements : représentés par les marnes et argiles.

Chapitre 1 PRESENTATION DE LA COMMUNE

5. Un estran rocheux, dessine quelques promontoires, noyés parfois par les vagues de la mer, cet estran subit une érosion marine (combinaison entre l'érosion mécanique et l'érosion chimique).

Des grandes fissures se dessinent sur la dalle qui plonge sous les eaux et qui forme une sorte de plate forme le long du rivage jusqu'au port. Des galets et du sable grossier, la surmontent à des endroits et la démunie à d'autre endroit.

1.5.5. Les pentes :

C'est un site peu affecté par la tectonique, la plus grande partie des terrains est occupé par des pentes comprises entre 0 et 10% et sur le peu de terrain restant (le long des berges et les Talwegs). On trouve les pentes plus ou moins importante de 15 a 20 %.

1.6. Urbanisme et Démographie :

La commune de Khemisti étant divisée en trois partie ,connait comme population actuellement :

- 10866 habitants à Khemisti Ville
- 5953 habitants à Khemisti port
- 1871 habitants à Athmane Tolba.

1.7. Situation hydraulique :

Cette partie nous permettra de connaitre la disposition du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Khemisti sur le plan distribution et adduction , ainsi que les différents ouvrages de stockage existants actuellement .

La commune de Khemisti est essentiellement alimentée par par la station de dessalement de Fouka d'une capacité de 120000 m³ / jour .

La station de dessalement ,alimente le réservoir 30 000 m³ de Mouaz ,de ce dernier en sort une conduite qui se subdivise en deux conduites vers:

1. Le réservoir tampon 15000 Drimini, suivi d'une cheminée d'équilibre, afin d'alimenter le réservoir de Saidia d'une capacité de 1000m³.
2. Le réservoir de la ville Abane Ramdane d'une capacité de 3000m³.

La conduite menant vers le réservoir 1000 de Saidia alimente le réservoir de la ville Athmane Tolba d'une capacité 1000 m³ ,caractérisée par :

- Un diamètre de 250 mm
- Type PEHD.

Chapitre 1 PRESENTATION DE LA COMMUNE

1.7.1.Le réservoir Athmane Tolba :

Le réservoir 1000 de la ville Athmane Tolba,alimente :

- la localité de Athmane Tolba avec une conduite (80 AMC).
- Le chef lieu (Khemisti ville),avec une conduite (150 AMC).

1.7.2.Le réservoir de la ville Abane Ramdane :

Le réservoir 3000 de la ville Abane Ramdane (réservoir Ville) ,alimenté par le réservoir 30 000 Mouaz, avec une conduite (250 PEHD),alimente à son tours :

- Khemisti ville .
- Le réservoir 1000 de Khemisti Port avec une conduite (200 Acier).

1.7.3.Le réservoir Khemisti Port :

Le Réservoir Khemisti Port alimente la partie Khemisti port .

Remarque :

On notera que le système de distribution est gravitaire tout au long de la commune de Khemisti.

1.8.Etat du réseau de distribution de la commune de Khemisti :

Le réseau de distribution de la commune de Khemisti connait des problèmes vu la vétusté des conduites ,ainsi que le matériau utilisé.

Le réservoir 3000 de la ville Abane Ramdane se trouve au même niveau que la partie supérieure de Khemisti ville ,ce qui fait que les habitants qui y résidents rencontrent un problème de pression .

Le même problème est remarqué au niveau de Khemisti port.

Des branchements anarchiques ont été faits sur la conduite d'adduction (réservoir ville – réservoir port).

Chapitre 1

PRESENTATION DE LA COMMUNE

1.9.conclusion :

Les données de base permettent la connaissance de la zone d'étude dans ses différents contextes ci-mentionnés, et leurs analyses et interprétations, permettent à l'ingénieur hydraulicien de détecter les éventuels problèmes que le système de distribution d'eau potable de la zone considérée connaît et qu'il remédiera hydrauliquement et efficacement .

Nous allons donc dans le chapitre qui suit à la présentation du système d'alimentation en eau potable et l'évaluation de la consommation journalière de la commune.

CHAPITRE 2 :
ESTIMATION DES
BESOINS EN EAU
POTABLE

Chapitre 2 :
ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

2.1.Introduction :

L'estimation des besoins en eau potable d'une agglomération dépend de plusieurs facteurs ,essentiellement du nombre d'habitants qui évolue d'une année à une autre , d'où on calculera dans ce chapitre les différents besoins de notre agglomération pour l'an 2040 .

2.2.Estimation de la population future :

D'après la Direction Hydraulique de la Wilaya de Tipaza ,le taux d'accroissement de la population est de 2.5 %,et que le nombre des habitants lors du dernier recensement ayant lieu en 2008 est de 15723 habitants.

Pour estimer la population future ,nous utilisons la relation suivante :

$$P_{future} = P_0(1+t)^n \quad (1)$$

Avec :

P_{future} : la population future à un horizon choisi .

P_0 :Population à l'année de référence prise lors du dernier recensement en l'an 2008.

t :taux d'accroissement annuel de la population en (%)

n :nombre d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré .

Dans notre cas,on prend :

- Un horizon de 25 ans soit l'an 2040,d'où : $n= 32$ ans .
- Un taux d'accroissement de 2.5%.

La commune de Khemisti est faite de trois zones : la ville , le port et la localité Athmane Tolba ,d'où l'évolution de la population de chaque zone sera donnée dans le tableau N°1 :

Tableau 1 : Evolution de la population

Année	Nombre d'habitants		
	ville	port	Localité Athmane Tolba
2008	9141	5008	1574
2040	20145	11036	3469

Remarque 1 :

L'extension aura lieu pour la ville d'après l'APC de Khemisti, donc le nombre d'habitant correspondant à cette extension est compris avec le nombre des habitants de la ville.

Chapitre 2 :
ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

Remarque 2 :

En tenant compte de l'alimentation de la commune , on remarquera qu'elle est alimentée par deux réservoirs (réservoir 1000 de la localité Athmane Tolba et réservoir 3000 de la Ville). Sachant que le réservoir 1000 de la localité Athmane Tolba contribuera à l'alimentation de la ville et y alimentera une partie , donc notre commune sera divisée en deux d'un point de vue alimentation et habitants .Autrement dit :

- 1ère zone : alimentée par le réservoir de la localité Athmane Tolba : La localité Athmane Tolba ,et une partie de la ville.
- 2ème zone : alimentée par le réservoir de la ville : L'autre partie de la ville ,et le port.

A partir du fichier « Google earth » donné par la SEAAL ,on trouve le nombre d'habitants qui sera alimenté par chaque réservoir à l'horizon 2040, en ayant le nombre à l'an 2008, comme suit :

$$P_{A.T\ 2008} = 1574 + 4482 = 6056 \text{ habitants}$$

$$P_{ville\ 2008} = 5008 + 4659 = 9667 \text{ habitants}$$

D'où en appliquant (1) à l'horizon 2040 , on obtient :

$$P_{A.T\ 2040} = 6056 * (1 + 0.025)^{32} = 13346 \text{ habitant}$$

$$P_{ville\ 2040} = 9667 * (1 + 0.025)^{32} = 21304 \text{ habitant}$$

Avec :

$P_{A.T}$: le nombre d'habitant alimenté par le réservoir de la localité Athmane Tolba.

P_{ville} : le nombre d'habitant alimenté par le réservoir de la ville .

2.3. Normes unitaires de consommation :

2.3.1. Définition de la dotation :

La dotation est définie comme étant la quantité d'eau moyenne consommée par usager et par jour, fixée par les ressources existantes . Soient les dotations illustrées dans le **Tableau 2** en fonction de la population :

Tableau 2 : Dotation en fonction de la population

Population	Dotation (l/habitant/jr)
$P < 2000$	125
$2000 < P < 20.000$	150-200
$20.000 < P < 100.000$	200-300
$P > 100.000$	300-400

Chapitre 2 :
ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

2.4. Consommation journalière moyenne :

Pour évaluer la consommation journalière de l'agglomération, un bilan des besoins en eau de consommation doit être fait. Dans notre cas ces besoins se résument en des besoins :

- Domestiques.
- Administratifs.
- Sanitaires.
- Socioculturels .

La consommation journalière moyenne est définie comme étant le produit de la dotation moyenne journalière par le nombre d'utilisateurs, soit par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy jr}} = N * \text{dot} / 1000 \quad (\text{m}^3/\text{jr}) \quad (2)$$

Avec :

$Q_{\text{moy jr}}$: le débit moyen journalier en m^3/jr .

N : Le nombre d'habitants en l'an 2040.

dot : la dotation en (l/jr/habitant) .

2.5. Estimation des besoins domestiques moyens :

En ayant le nombre d'habitants de chaque zone de la commune à l'horizon 2040, on utilise la relation précédente (2), pour estimer les besoins domestiques .

Les résultats seront donnés dans le tableau suivant :

Tableau 3 : Les besoins domestiques moyens à l'horizon 2040.

	Ville	Localité Athmane Tolba
Nombre d'habitant	21304	13346
Dotation (l/hab/jr)	200	180
$Q_{\text{moy jr}} (\text{m}^3/\text{jr})$	4260.8	2402.28
$Q_{\text{moy jr}} (\text{l/s})$	49.31	23.64

2.6. Estimation des besoins des autres catégories d'utilisateurs :

Les autres catégories d'utilisateurs se résument des besoins : sanitaires, scolaires, administratifs et culturels .

Chapitre 2 :
ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

En ayant ,le nombre d'unité et la dotation ,on estimera les besoins en équipements en utilisant la formule (2) , et selon **La figure 2**, les résultats seront donnés dans le tableau suivant :

Tableau 4 :besoins publics moyens à l'horizon 2040 :

Equipement	unité	Nombre d'unité	Dotation (l/jr/unité)	Besoins moyens m³/j
C E M	élève	400	20	8
Polyclinique	Lit	80	300	24
Sureté Urbaine	policier	200	50	10
2 Maisons de jeunes	M ²	1100	10	22
Crèche	élève	80	10	0.8
marché	M ²	1500	5	7.5
Hôtel	lit	230	100	23
Centre administratif	Bureau	40	30	1.2
Antenne Poste	Bureau	30	30	0.9
Antenne A P C	Bureau	20	30	0.6
Protection civile	Pompier	50	100	5
3 Mosquée	fidèle	1200	5	18
2 Terrain de sport	Vestiaire	30	5	0.3
Gendarmerie	gendarme	300	30	9
Salle omnisports	Vestiaire	15	30	0.45

Chapitre 2 :
ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

Maintenant on va répartir les établissements et leur besoin selon leur emplacement :

Tableau 5 : Répartition des besoins en équipements selon l'emplacement .

Emplacement Besoins d'équipements(m ³ /jr)	Ville	Port	Athmane Tolba
CEM	8		
Polyclinique	24		
Sureté urbaine	10		
2 maisons de jeune	11		11
crèche		0,8	
marché	7,5		
hôtel	23		
centre administratif	1,2		
poste	0,9		
APC	0,6		
Protection civile		5	
3 mosquées	6	6	6
2 terrain de sport	0,15	0,15	
Gendarmerie	9		
Salle de sport	0,45		
Débits éqpts (m ³ /j)	101,8	11,95	17
Q _{eqp} (l/s)	1.18	0,14	0,20

Remarque :

Vu que le port est alimenté par le réservoir de la ville ,donc les besoins d'équipements de ce dernier seront compris avec les besoins assurés par le réservoir 3000 ville .D'où les besoins d'équipements seront répartis selon la zone comme suit :

Tableau N°6 : Les besoins d'équipements selon le réservoir d'alimentation :

Alimentation à partir du réservoir	Besoins en équipements (l/s)
de la ville Abana Ramdane	1.22
De la localité Athmane Tolba	0.3

Chapitre 2 :
ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

2.7. Récapitulation des besoins en eaux de la ville :

Les besoins moyens totaux de la commune de khemisti seront estimés par la somme des besoins domestiques et les besoins des équipements :

$$Q_{\text{moy jr total}} = Q_{\text{moy jr domestique}} + Q_{\text{équipements}} \quad (3)$$

et le résultat est donné par le tableau suivant :

Tableau 7 : Récapitulation des besoins en eaux de la ville :

Catégorie des besoins	Q _{moy j} (m ³ /j)	
	Alimentation à partir du réservoir de	
	la ville	La localité Athmane Tolba
Domestique	4260.8	2402.28
Publiques	105.75	25
total	4366.55	2427.28

D'où :

$$Q_{\text{moy jr ville}} = 4366.55 \text{ m}^3/\text{j} = 50.54 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{moy jr A.T}} = 2427.28 \text{ m}^3/\text{j} = 28.09 \text{ l/s}$$

2.8. Fuite et gaspillage :

Dans chaque réseau il faut prendre en compte les fuites et le gaspillage pratiqué, car contrairement à ce qu'on pourrait croire, les pertes sont loin d'être négligeables. A cet inconvénient nous adoptons une majoration de 15 %.

D'où le débit moyen journalier total de la commune de Khemisti est calculé comme suit :

$$Q'_{\text{moy jr}} = 1.15 * Q_{\text{moy jr}} \quad (4)$$

D'où :

$$Q'_{\text{moy jr ville}} = 50.54 * 1.15 \quad \rightarrow \quad Q'_{\text{moy jr ville}} = 58.12 \text{ l/s} = 5021.57 \text{ m}^3/\text{jr}$$

$$Q'_{\text{moy jr A.T}} = 28.09 * 1.15 \quad \rightarrow \quad Q'_{\text{moy jr A.T}} = 32.30 \text{ l/s} = 2791.37 \text{ m}^3/\text{jr}$$

Chapitre 2 :
ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

2.9.Variation de la consommation journalière :

La consommation journalière maximale nous permet de prédéterminer le dimensionnement des réseaux d'AEP ainsi que les capacités de stockage (réservoirs) et les installations de pompage .

2.9.1.Consommation maximale journalière :

La consommation maximale journalière représente la journée de l'année où la consommation en eau est la plus grande ,et est définie par un coefficient d'irrégularité journalière maximale $K_{\max \text{ jr}}$. Ce dernier tient compte des variations journalières de la consommation.

Ce coefficient nous permet de savoir de combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

Pour le calculer ,on calculera le rapport de la consommation maximale journalière sur la consommation moyenne journalière .

Soit :

$$K_{\max \text{ jr}} = Q_{\max \text{ j}} / Q'_{\text{ moy jr}} \quad (5)$$

Avec :

$K_{\max \text{ jr}}$ est compris entre : (1.1 -1.3) . On prend $K_{\max \text{ jr}} = 1.3$

2.9.2.consommation minimale journalière :

La consommation minimale journalière ,représentée par $K_{\min \text{ j}}$, qui est déterminé comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière :

$$K_{\min \text{ jr}} = Q_{\min \text{ jr}} / Q'_{\text{ moy jr}} \quad (6)$$

Avec :

$K_{\min \text{ jr}} \square (0.7-0.9)$, On prend $K_{\min \text{ jr}} = 0.9$.

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

Chapitre 2 :
ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

Tableau 8 : Calcul des consommations maximale et minimale journalières

Alimentation à partir du réservoir de	$Q'_{\text{moy jr}}$ (m^3/jr)	$K_{\text{max jr}}$	$Q_{\text{max j}}$ (m^3/jr)	$K_{\text{min jr}}$	$Q_{\text{min j}}$ (m^3/jr)
La ville	5021.57	1.3	6528.04	0.9	4519.41
La localité Athmane Tolba	2791.37	1.3	3628.78	0.9	2512.23

2.10. Variations de la consommation horaire :

2.10.1. consommation maximale horaire :

Elle est représentée par le coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{\text{max h}}$) qui représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée la plus chargée dans l'année .Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que du régime de travail de l'industrie .

Ce coefficient est donné par :

$$K_{\text{max,h}} = \alpha_{\text{max}} \cdot \beta_{\text{max}} \quad (7)$$

Avec :

α_{max} : tient compte du type des conditions de vie et du régime de travail des populations locales ,varie entre 1.1 et 1.4 . Dans notre cas on prend : $\alpha_{\text{max}} = 1.3$.

β_{max} :Dépend du développement démographique ,selon le tableau 8 :

Tableau 8 : β_{max} et β_{min} en fonction du nombre d'habitants .

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

Sachant que le nombre d'habitants alimentés par le réservoir de la ville est de : 21304 habitants ,et celui alimenté par le réservoir Athmane Tolba est de : 13346 habitants ,on trouve par interpolation :

$$\beta_{\text{max ville}} = 1.19 \quad \text{et} \quad \beta_{\text{min ville}} = 0.51$$

$$\beta_{\text{max A.T}} = 1.27 \quad \text{et} \quad \beta_{\text{min A.T}} = 0.43$$

Chapitre 2 :
ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

d'où :

$$K_{\max h \text{ ville}} = 1.3 * 1.19 \rightarrow K_{\max h \text{ ville}} = 1.55$$

$$K_{\max h \text{ A.T}} = 1.3 * 1.27 \rightarrow K_{\max h \text{ A.T}} = 1.65$$

2.9.2. consommation minimale horaire :

Elle est donnée par le coefficient d'irrégularité minimale hiraire $K_{\min h}$, qui permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation, donné par la formule :

$$K_{\min, h} = \alpha_{\min} \cdot \beta_{\min} \quad (8)$$

Avec :

α_{\min} : varie de 0.4 à 0.6. Dans notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0.5$

d'où :

$$K_{\min, h \text{ ville}} = 0.5 * 0.51 \rightarrow K_{\min, h \text{ ville}} = 0.255$$

$$K_{\min, h \text{ A.T}} = 0.5 * 0.43 \rightarrow K_{\min, h \text{ A.T}} = 0.215$$

2.9.3. Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy h}} = Q_{\text{max j}} / 24 \quad (\text{m}^3/\text{h}) \quad (9)$$

En ayant le débit maximum journalier, on trouve :

$$Q_{\text{moy h ville}} = 6528.04 / 24 \rightarrow Q_{\text{moy h ville}} = 272 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\text{moy h A.T}} = 3628.78 / 24 \rightarrow Q_{\text{moy h A.T}} = 151.20 \text{ m}^3/\text{h}$$

D'où :

- ❖ Pour estimer le débit maximal horaire, on fait le produit du débit moyen horaire par le coefficient d'irrégularité horaire maximale, comme suit :

$$Q_{\text{max h}} = K_{\text{max h}} * Q_{\text{moy h}} \quad (10)$$

Chapitre 2 :
ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

- ❖ Pour estimer le débit minimal horaire, on fait le produit du débit moyen horaire par le coefficient d'irrégularité horaire minimale , comme suit :

$$Q_{\min h} = K_{\min h} * Q_{\text{moy h}} \quad (11)$$

Les résultats seront donnés dans le tableau 9 .

Tableau 9 : Calcul des consommations maximale et minimale horaires.

Alimentation à partir du réservoir de	$Q_{\text{moy h}} \text{ (m}^3\text{/h)}$	$K_{\text{max h}}$	$Q_{\text{max h}} \text{ (m}^3\text{/h)}$	$K_{\text{min h}}$	$Q_{\text{min h}} \text{ (m}^3\text{/h)}$
La ville	272	1.55	421.6	0.255	69.36
La localité Athmane Tolba	151.20	1.65	249.63	0.215	32.51

2.9.4. Régime de la consommation de l'agglomération :

La variation des débits horaires est exprimée en pourcentage par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération, par la relation suivante :

$$Q_{\text{max h}} = C\% * Q_{\text{max jr}} \quad (12)$$

Avec :

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

C : coefficient de consommation horaire (%)

$Q_{\text{max jr}}$: débit maximal journalier estimé en ($\text{m}^3\text{/jr}$)

Ces coefficients différent selon le nombre d'habitants ,mais comme les habitants font partie de la même agglomération , ils ont donc les même habitudes ,d'où les mêmes coefficients .

et les résultats seront donnés dans les tableaux suivants :

Chapitre 2 :
ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

Tableau 10 : Variation des débits horaires de la partie alimentée par le réservoir 3000 de la ville :

Horaires (h)	Coefficients de consommation horaire (%)	Débits horaires (m³/h)
00-01	1,5	97,92
01_02	1,5	97,92
02_03	1,5	97,92
03_04	1,5	97,92
04_05	2,5	163,20
05_06	3,5	228,48
06_07	4,5	293,76
07_08	5,5	359,04
08_09	6,25	408
09_10	6,25	408
10_11	6,25	408
11_12	6,25	408
12_13	5	326,40
13_14	5	326,40
14_15	5,5	359,04
15_16	6	391,68
16_17	6	391,68
17_18	5,5	359,04
18_19	5	326,40
19_20	4,5	293,76
20_21	4	261,12
21_22	3	195,84
22_23	2	130,56
23_24	1,5	97,92
total	100	6528,04

Chapitre 2 :
ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

Tableau 11 : Variation des débits horaires de la partie alimentée par le réservoir 1000 de la localité Athmane Tolba :

Horaire (h)	Coefficient de consommations horaire (%)	Débit horaire (m³/h)
00-01	1,5	54,43
01_02	1,50	54,43
02_03	1,5	54,43
03_04	1,5	54,43
04_05	2,5	90,72
05_06	3,5	127
06_07	4,5	163,30
07_08	5,5	199,58
08_09	6,25	226,79
09_10	6,25	226,79
10_11	6,25	226,79
11_12	6,25	226,79
12_13	5	181,44
13_14	5	181,44
14_15	5,5	199,58
15_16	6	217,72
16_17	6	217,72
17_18	5,5	199,58
18_19	5	181,43
19_20	4,5	163,29
20_21	4	145,15
21_22	3	108,86
22_23	2	72,57
23_24	1,5	54,43
total	100	3628,78

Du tableau on trouve :

$$Q_{\max h \text{ ville}} = 408 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\max h \text{ AT}} = 226.80 \text{ m}^3/\text{h}$$

Chapitre 2 :
ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

2.9.4. Récapitulatif des calculs :

Les calculs faits précédemment sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 12 : Récapitulatif des calculs des besoins à l'horizon 2040.

Alimentation à partir du réservoir de	La Ville	La localité Athmane Tolba
Nombre d'habitants	21304	13346
dotation(l/s/hab)	200	180
$Q_{\text{moy jr dom}} (m^3/jr)$	4260,8	2402,28
$Q_{\text{moy eqpts}} (m^3/jr)$	105.78	25
$Q'_{\text{moy jr}} (m^3/jr)$	4366.58	2427,28
Fuite et gaspillage (m^3/jr)	5021.57	2791,37
$K_{\text{max jr}}$	1,3	1,3
$Q_{\text{max jr}} (m^3/jr)$	6528.04	3628,78
α_{max}	1,3	1,3
β_{max}	1,19	1,27
α_{min}	0.5	0.5
β_{min}	0.51	0.43
$K_{\text{max h}}$	1,55	1,65
$K_{\text{min h}}$	0.255	0.215
$Q_{\text{moy h}} (m^3/h)$	272	151,20
$Q_{\text{max h}} (m^3/h)$	421.6	249,63
$Q_{\text{min h}} (m^3/h)$	69.36	32.51

Remarque :

On remarquera que le débit maximal horaire calculé par la méthode du tableau est inférieur à celui calculé précédemment, et le but de l'utilisation de deux méthodes est de prendre la plus grande valeur du débit maximal horaire, d'où celui calculé avec **(10)**.

D'où :

Tableau 13 : débit maximal horaire à l'horizon 2040

Alimentation à partir du réservoir de la	Ville	La localité Athmane Tolba
$Q_{\text{max h}} (m^3/h)$	421.6	249,63

2.9.5. Calcul du débit de pointe et incendie :

C'est le débit de pointe en cas d'un éventuel incendie ,la durée d'extinction est égale à 2 heures,durée supposée suffisante pour éteindre un tel incendie moyennant un volume d'eau de 120 m³ soit un débit de 17 l/s .Ce débit sera estimé comme suit :

$$Q_{\text{pointe +incendie}} = Q_{\text{max h}} + 17 \text{ (l/s)} \quad (13)$$

L'application numérique donnera :

Tableau 14 : Débit de pointe et incendie à l'horizon 2040.

Zone alimentée par :	Le réservoir de la ville	Le réservoir de Athmane Tolba
Q _{max h} (l/s)	117.11	69.34
Q _{p+inc} (l/s)	134.11	86.34

2.11. Tracé des graphiques de consommation :

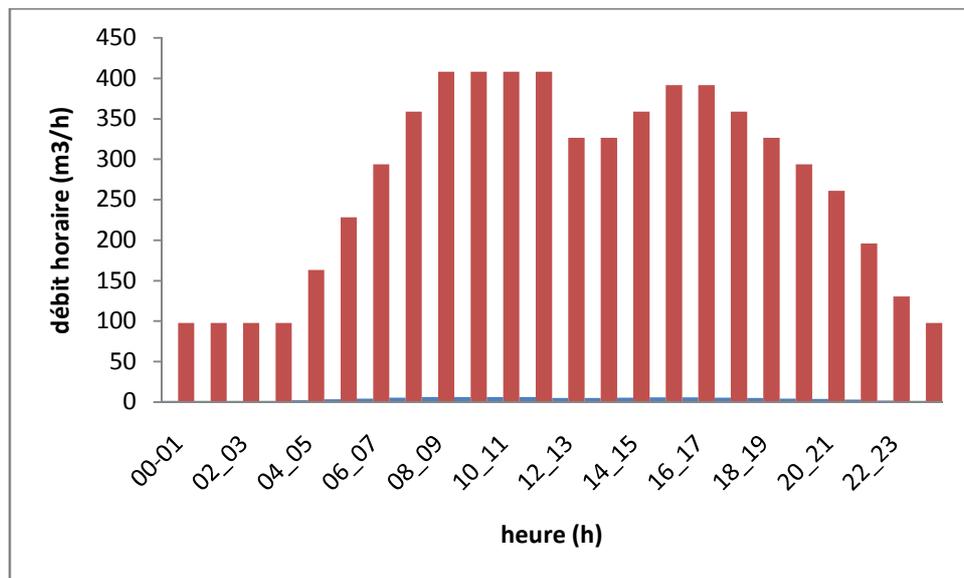


Figure N°1 : Histogramme de la consommation horaire ,réservoir de la ville Abane Ramdane.

Chapitre 2 : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

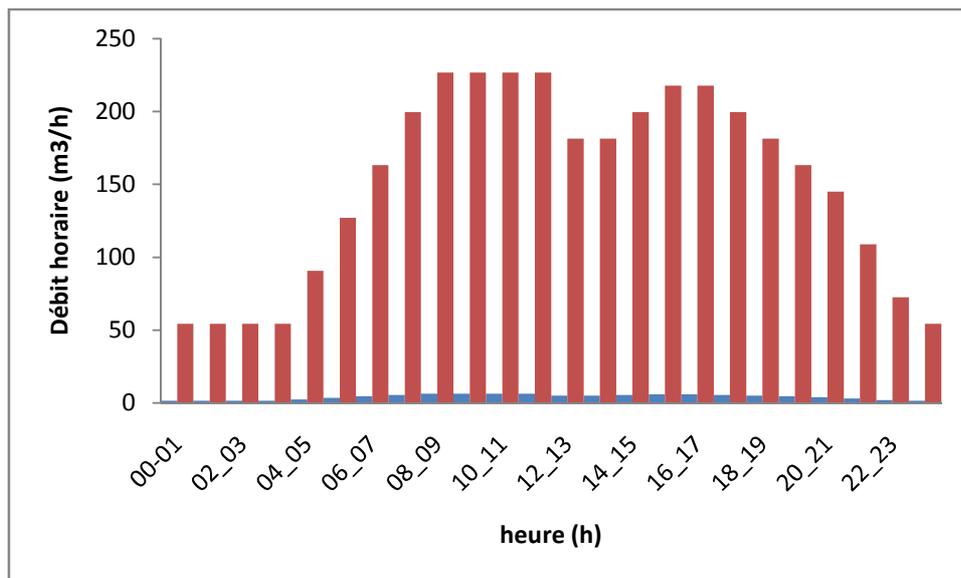


Figure N°2 : Histogramme de la consommation horaire, réservoir de la localité Athmane Tolba .

2.12.Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de connaître les différents besoins en eau potable qu'exigent les différents types de consommateurs formant l'agglomération de Khemisti .Comme les résultats l'ont montré ,les besoins domestiques sont les plus dominants .Il n'existe pas d'industrie au niveau de la commune de Khemisti .

CHAPITRE 3 :

DIAGNOSTIC DU RESEAU

Chapitre 3

DIAGNOSTIC DU RESEAU

3.1.Introduction :

Ce chapitre consiste à définir les conditions actuelles du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Khemisti ,afin d'en proposer un , adéquat jusqu'à l'horizon 2040 . Les secteurs affectés par l'étude sont la ville et le port de la commune.Le présent rapport de ce chapitre est résumé comme suit : diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable existant .D'après les données et documents fournis par les services techniques ,concernant le réseau existant de la commune ,nous établirons une étude antérieure de base,qui permettra ainsi de bien cerner la problématique du réseau existant et de satisfaire une population à desservir jusqu'à l'horizon d'étude .

3.2.Diagnostic :

3.2.1.Objetif de l'étude de diagnostic :

L'étude du diagnostic nous permet de juger l'état physique ainsi que le fonctionnement hydraulique du réseau d'alimentation en eau potable .Pour cela il faut déterminer les paramètres qui serviront à l'expertise du réseau de la commune de Khemisti à savoir :

- Reconnaissance détaillée des lieux et détermination des zones d'extension.
- Enquête sur le réseau existant .

3.2.2.Etat physique du réseau :

Le réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Khemisti est caractérisé par une distribution non uniforme et irrégulière, sans prendre en compte les différentes extensions ayant lieu dans la commune .

En faisant un diagnostic ,il a été remarqué ,les différents problèmes suivants :

- ❖ La vétusté des conduites d'alimentation ,sachant que la plupart des conduites sont en acier .
- ❖ L'entartrage au niveau des conduites .
- ❖ Les réservoirs existants sont mal positionnés par rapport à la ville et le port ,du fait qu'ils se trouvent au même niveau que la partie supérieure de ces derniers .
- ❖ Les pressions sont insuffisantes et basses en des nœuds du réseau .
- ❖ Les réservoirs existants ne suffisent pas pour alimenter les extensions futures .

Chapitre 3

DIAGNOSTIC DU RESEAU

3.2.5. Diagnostic des ouvrages de stockages :

- Réservoir 3000 de la ville Abane Ramdane :

Alimenté depuis le réservoir 30 000 de Mouaz ,avec une conduite 250 PEHD.

Ce réservoir assure l'alimentation d'une partie de Khemisti ville ,ainsi que l'alimentation du réservoir 1000 Khemisti Port.

La principale anomalie constatée est que ce réservoir est au même niveau que la partie supérieure de la ville .

- Réservoir 1000 Khemisti Port :

Alimenté par le réservoir 3000 Khamisti Ville (Abane Ramdane) ,par une conduite 200 Acier . On distingue la même anomalie que précédemment,son emplacement est pratiquement au même niveau que la partie supérieure du port ,en plus de la vétusté des conduites .

- Réservoir 1000 de la localité Athmane Tolba :

Alimenté à partir de la cheminée d'équilibre ,avec une conduite 250 PEHD .

Ce réservoir assure l'alimentation de la localité de Athmane Tolba, ainsi que l'autre partie de Khemisti ville.

3.2.6. Diagnostic du réseau de distribution :

Le diagnostic du réseau de distribution , c'est de détecter les anomalies en estimant les besoins actuels de la commune d'un point de vue débit et pression. Ceci se fera selon les étapes suivantes :

3.2.6.1. Evaluation des besoins en eau :

- Calcul de la population de la commune en 2015 :

Le calcul de la population de la commune en 2015 ,se fera en deux fois vu qu'une partie est alimentée par le réservoir 3000 de la ville (Abane Ramdane) , et l'autre partie est alimentée par le réservoir 1000 de la localité Athmane Tolba.

Le nombre d'habitants en l'an 2015 sera calculé par la formule suivante :

$$P_{2015}=P_{2008}*(1+t)^n \quad (14)$$

Chapitre 3 DIAGNOSTIC DU RESEAU

Avec :

P_{2008} : Population à l'année de référence prise en l'an 2008.

t : taux d'accroissement annuel de la population en (%) , $t= 2.5 \%$.

n : nombre d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré. $n=7$ ans

les résultats seront donnés dans le tableau suivant :

Tableau 15 : La population de la commune en l'an 2015.

Alimentation à partir du réservoir de	La ville	La localité Athmane Tolba
Population 2008	9667	6056
Taux d'accroissement (%)	2,5	2,5
Population 2015 (habitants)	11491	7199

Remarque : Dans ce qui suivra on va calculer tous les besoins par rapport à deux réservoirs l'un indépendamment de l'autre, autrement dit pour chaque zone on estimera les besoins en eau potable selon la source de son alimentation .

3.2.6.1.1. Besoins domestiques :

Les besoins domestiques sont estimés par la relation suivante:

$$Q_{\text{moy jr}} = N * \text{dot} / 1000 \text{ (m}^3/\text{jr)} \quad (2)$$

Avec :

$Q_{\text{moy jr}}$: le débit moyen journalier en m^3/jr .

N : Le nombre d'habitants en l'an 2040.

dot : la dotation en (l/s/habitant) .

A partir du **Tableau 2**, on définira la dotation qui correspond à chaque partie en fonction du nombre des habitants .

Les besoins diffèrent d'une zone à une autre , vu que chaque des deux réservoirs alimente un certain nombre d'habitants ,et vu que ce dernier diffère automatiquement ça influera sur la dotation .

Chapitre 3 DIAGNOSTIC DU RESEAU

En ayant déterminé le nombre d'habitant auparavant , les résultats du calcul des besoins domestiques sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 16 : Les débits moyens journaliers domestiques actuels .

Alimentation à partir de	Réservoir ville	Réservoir de la ville Athmane Tolba
Nombre d'habitants	11491	7199
Dotation (l/jr/habitant)	180	160
Débit moyen journalier domestique (m ³ /jr)	2068,38	1151,84

3.2.6.1.2. Besoins des équipements :

Les besoins en eau des équipements de la commune de Khemisti est de : **90.75 m³/ jr** (donnés par la Direction de l'Hydraulique de la Wilaya de Tipaza).

Pour chaque zone ,les besoins actuels en équipements ont été donnés , selon le tableau suivant :

Tableau 17 : Les besoins des équipements actuels

Alimentation à partir de	Réservoir Ville	Réservoir Athmane Tolba
Besoins des équipements (m ³ /jr)	77.79	12,96

3.2.6.1.3. Etude des variations des débits :

3.2.6.1.3.1. Débit moyen journalier :

Le calcul du débit moyen journalier ,n'est que la somme du débit moyen domestique et du débit des équipements ,d'où les résultats suivants :

Tableau 18 : Débits moyens journaliers actuels

Alimentation à partir de	Réservoir ville	Réservoir Athmane Tolba
Débit moyen journalier domestique (m ³ /jr)	2068,38	1151,84
débit moyen des équipements (m ³ /jr)	77.79	12,96
Débit moyen journalier (m ³ /jr)	2146.17	1164,8

Il résulte des besoins en eau potable tout en tenant compte des fuites dans le réseau et du gaspillage pratiqué, une majoration des besoins de 15 %.

Chapitre 3 DIAGNOSTIC DU RESEAU

D'où :
$$Q'_{\text{moy jr}} = 1.15 * Q_{\text{moy jr}} \quad (4)$$

Les besoins seront donnés dans le tableau suivant :

Tableau 19 : Débits moyens journaliers totaux actuels

Alimentation à partir de	Réservoir ville	Réservoir Athmane Tolba
Débit moyen journalier (m ³ /jr)	2146.17	1164,8
Fuite et gaspillage (m ³ /jr)	2468.1	1339,52

3.2.6.1.3.2. Débit maximal journalier :

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté K_{maxj} Ainsi nous pouvons écrire:

$$Q_{\text{max jr}} = K_{\text{max jr}} * Q'_{\text{moy jr}} \quad (14)$$

Avec :

$K_{\text{max jr}}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière, $K_{\text{max jr}} \in [1,1-1,3]$,

on prend $K_{\text{max jr}} = 1.3$.

D'où :
$$Q_{\text{max jr}} = 1.3 * Q'_{\text{moy jr}}$$

3.2.6.1.3.3. Débit minimal journalier :

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons aussi mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière minimum et noté K_{minj} . Ainsi nous pouvons écrire:

$$Q_{\text{min jr}} = K_{\text{min jr}} * Q'_{\text{moy jr}} \quad (15)$$

Avec :

$K_{\text{min jr}}$: coefficient d'irrégularité minimale journalière , $K_{\text{min jr}} \in [0,7 -0.9]$,

on prend $K_{\text{min jr}} = 0.9$.

D'où :
$$Q_{\text{min jr}} = 0,9 * Q'_{\text{moy jr}}$$

Chapitre 3 DIAGNOSTIC DU RESEAU

Les résultats du calcul des débits minimal et maximal journaliers sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 20 : Les consommations maximale et minimale journalières actuelles

Alimentation à partir du réservoir	De la ville	De la localité Athmane Tolba
$Q'_{\text{moy jr}} \text{ (m}^3/\text{jr)}$	2468.1	1339.52
$K_{\text{max jr}}$	1,3	1,3
$Q_{\text{max jr}} \text{ (m}^3/\text{jr)}$	3208.53	1741,38
$K_{\text{min jr}}$	0,9	0,9
$Q_{\text{min jr}} \text{ (m}^3/\text{jr)}$	2221.29	1205,59

3.2.6.1.3.3. Débit de pointe :

C'est le débit correspondant à l'heure de la forte demande en eau pendant la journée.

L'estimation de ce débit se fera comme suit :

$$Q_{\text{max h}} = K_{\text{max h}} * Q_{\text{moy h}} \quad (10)$$

Avec :

$K_{\text{max h}}$: coefficient d'irrégularité maximale horaire :

$$K_{\text{max,h}} = \alpha_{\text{max}} \cdot \beta_{\text{max}} \quad (7)$$

α_{max} : tient compte du type des conditions de vie et du régime de travail des populations locales , varie entre 1.1 et 1.4 . Dans notre cas on prend : $\alpha_{\text{max}} = 1.3$.

β_{max} : Coefficient qui dépend du développement démographique et de l'accroissement de la population . Il sera donné par le **Tableau 8** .

- La consommation minimale horaire :

C'est le débit correspondant à l'heure de la plus faible demande en eau durant la journée. Son estimation se fera comme suit :

$$Q_{\text{min h}} = K_{\text{min h}} * Q_{\text{moy h}} \quad (11)$$

Avec :

$K_{\text{min h}}$: coefficient d'irrégularité minimale horaire :

$$K_{\text{min h}} = \alpha_{\text{min}} \cdot \beta_{\text{min}} \quad (8)$$

α_{min} : Tient compte du type des conditions de vie et du régime de travail des populations locales , $\alpha_{\text{min}} \in [0.4-0.6]$, on prend : $\alpha_{\text{min}} = 0.5$

β_{min} : Coefficient qui dépend du développement démographique . Estimé du Tableau 8.

Chapitre 3 DIAGNOSTIC DU RESEAU

- **Estimation de la consommation moyenne horaire :**

L'estimation de la consommation moyenne horaire se fera en calculant le débit moyen horaire .Ce calcul sera fait selon la relation suivante :

$$Q_{\text{moy h}} = Q_{\text{max j}} / 24 \text{ (m}^3/\text{h)} \quad (9)$$

Avec :

$Q_{\text{moy,h}}$: débit moyen horaire en m^3/h ;

$Q_{\text{max,j}}$: débit maximum journalier en m^3/j ;

Les résultats du calcul de la consommation horaire ,sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 21 : Les consommations maximale et minimale horaire actuelles

Alimentation à partir de	Réservoir Ville	Réservoir de la ville Athmane Tolba
α_{max}	1,3	1,3
β_{max}	1,28	1,38
$K_{\text{max h}}$	1,664	1,794
α_{min}	0,5	0,5
β_{min}	1,29	1,37
$K_{\text{min h}}$	0,645	0,685
$Q_{\text{ moy h (m}^3/\text{jr)}$	133.69	72,56
$Q_{\text{ max h (m}^3/\text{h)}$	222.46	130,17
$Q_{\text{ min h (m}^3/\text{h)}$	86.23	49,70
$Q_{\text{max h (l/s)}$	61.79	36,16

3.2.6.1.3.4. Régime de la consommation de l'agglomération :

Maintenant on va déterminer le débit de pointe avec la méthode qui donne la variation horaire de la consommation totale en pourcentage par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération,soit :

$$Q_{\text{max h}} = C\% * Q_{\text{max jr}} \quad (12)$$

C : coefficient de consommation horaire en % (Annexe 2).

Ces coefficients différents selon le nombre d'habitants ,et selon leur habitudes.Vu que c'est la même agglomération ,les habitants auront les même habitudes , donc on prendra les même coefficients pour les deux zones délimitées par cette étude.

Chapitre 3 DIAGNOSTIC DU RESEAU

Les résultats seront donnés dans les tableaux suivant :

Tableau 22 : Variation actuelle des débits horaires de la zone alimentée par le réservoir 1000 de la localité Athmane Tolba :

Heure (h)	Coefficients de consommation horaire (%)	Q horaire (m ³ /h)
00_01	1,5	26,12
01_02	1,5	26,12
02_03	1,5	26,12
03_04	1,5	26,12
04_05	2,5	43,53
05_06	3,5	60,95
06_07	4,5	78,36
07_08	5,5	95,78
08_09	6,25	108,84
09_10	6,25	108,84
10_11	6,25	108,84
11_12	6,25	108,84
12_13	5	87,07
13_14	5	87,07
14_15	5,5	95,78
15_16	6	104,48
16_17	6	104,48
17_18	5,5	95,78
18_19	5	87,07
19_20	4,5	78,36
20_21	4	69,66
21_22	3	52,24
22_23	2	34,83
23_24	1,5	26,12
totale	100	1741,38

Chapitre 3 DIAGNOSTIC DU RESEAU

Tableau 23 :variation actuelle de la consommation horaire de la zone alimentée par le réservoir 3000 de la ville (Abane Ramdane)

Heure (h)	Coefficients de consommation horaire (%)	Q _{horaire} (m ³ /h)
00_01	1,5	48,13
01_02	1,5	48,13
02_03	1,5	48,13
03_04	1,5	48,13
04_05	2,5	80,21
05_06	3,5	112,30
06_07	4,5	144,38
07_08	5,5	176,47
08_09	6,25	200,53
09_10	6,25	200,53
10_11	6,25	200,53
11_12	6,25	200,53
12_13	5	160,43
13_14	5	160,43
14_15	5,5	176,47
15_16	6	192,51
16_17	6	192,51
17_18	5,5	176,47
18_19	5	160,43
19_20	4,5	144,38
20_21	4	128,34
21_22	3	96,26
22_23	2	64,17
23_24	1,5	48,13
total	100	3208,53

En ayant déterminé la variation de la consommation horaire des deux zones , on déduit des deux tableaux précédents : les débits maximal et minimal horaires de chaque zone,et les résultats seront donnés dans le tableau suivant :

Tableau 24 : Débits maximal et minimal horaire actuels

Zone alimentée par :	Le réservoir de la ville	Le réservoir de la localité Athmane Tolba
Débit maximal horaire (m ³ /h)	200.53	108.84
Débit minimal horaire (m ³ /h)	48.13	26.12

Chapitre 3 DIAGNOSTIC DU RESEAU

Remarque :

Le calcul du débit de pointe a été fait selon deux méthodes, vu qu'elles donnent des résultats différents, on prendra en compte la valeur la plus grande du débit de pointe, soit la valeur calculée par la 1ère méthode, d'où le tableau suivant :

Tableau 25 : La consommation maximale horaire actuelle

Zone alimentée par :	Le réservoir de la ville	Le réservoir de Athmane Tolba
Débit maximal horaire (m ³ /h)	222.46	130.17
Q _{max h} (l/s)	61.79	36.16

3.2.6.1.3.5. Débit en cas d'incendie :

C'est le débit de pointe en cas d'un éventuel incendie, la durée d'extinction est égale à 2 heures, durée supposée suffisante pour éteindre un tel incendie moyennant un volume d'eau de 120 m³ soit un débit de 17 l/s. Ce débit sera estimé comme suit :

$$Q_{\text{pointe +incendie}} = Q_{\text{max h}} + 17 \text{ (l/s)} \quad (13)$$

L'application numérique donnera :

Tableau 26 : Débits de pointe plus incendie actuels .

Zone alimentée par :	Le réservoir de la ville	Le réservoir de Athmane Tolba
Q _{max h} (l/s)	61.79	36.16
Q _{p+inc} (l/s)	78.79	53.16

3.2.7. Estimation des vitesses et des pressions :

Après avoir déterminé tous les besoins de la commune de Khemisti, on doit estimer les vitesses des écoulements dans les tronçons, et les pressions aux nœuds, afin de relever les anomalies existantes actuellement, et qui nous ont poussé à faire cette étude.

Pour cela, on utilise le logiciel « EPANET », en suivant les étapes ci-dessous :

1. On représente les nœuds et les tronçons.
2. On représente les trois réservoirs de la commune : réservoir 3000 ville, et les deux réservoirs 1000.
3. En chaque tronçon on insère : sa longueur, sa rugosité (le matériau utilisé), son diamètre.
4. En chaque nœud on insère : sa cote terrain, le débit nodal (demande de base).
5. Pour chaque réservoir, on insère : son altitude et son diamètre.
6. Pour en finir, on lance la simulation.

Chapitre 3 DIAGNOSTIC DU RESEAU

7. Pour avoir les valeurs des pressions et des vitesses, on clique sur « tableau » et on choisit soit nœud soit tronçon, selon les paramètres qu'on veut vérifier :

- Tronçon si on veut vérifier la vitesse
- Nœud si on veut vérifier la pression.

Pour procéder à ces étapes, on doit d'abord calculer les paramètres qui manquent :

3.2.7.1. Calcul des débits nodaux :

Le calcul des débits nodaux se fait selon la relation suivante :

$$q_n = (q_s * \sum L_i) / 2 \quad (16)$$

avec :

q_n : Le débit au nœud (l/s)

q_s : le débit spécifique (l/s/m)

$\sum L_i$: somme des longueurs des tronçons liés au nœud (m)

3.2.7.2. Calcul du débit spécifique :

Le calcul du débit spécifique se fait selon la relation suivante :

$$q_s = Q_{\max h} / \sum L_i \quad (17)$$

Avec :

Q_s : Le débit spécifique (l/s/m)

$Q_{\max h}$: le débit maximal horaire (m³/h)

$\sum L_i$: somme des longueurs des tronçons liés au nœud (m)

Comme on a deux réservoirs qui alimentent deux zones indépendamment l'un de l'autre, on obtiendra deux débits maximums horaires, et vu que le linéaire diffère d'une zone à une autre, on aura donc deux débits spécifiques à calculer, comme suit :

Tableau 27 : Débits spécifiques actuels

Alimentation à partir du réservoir de	$Q_{\max h}$ (l/s)	Somme des longueurs (m)	Débits spécifiques (l/s/m)
La ville	61.79	7901.6	0,0078
La localité Athmane Tolba	36.16	6726,5	0,0054

Chapitre 3 DIAGNOSTIC DU RESEAU

En ayant les longueurs des tronçons , les côtes terrain de chaque nœud (prélevés du fichier google earth donné) de la commune de Khemisti, et le débit spécifique , les résultats du calcul des débits nodaux est donné dans le tableau suivant :

Tableau 28 : Les débits nodaux actuels ,et les côtes terrain en chaque nœud .

nœud	tronçons	Longueurs (m)	Côte terrain(m)	Débit nodal (l/s)	Débit spécifique (l/s/m)
151	150-151	113,3	198	0,305	0,00538
152	152-150	62,7	199	0,169	0,00538
150	150-151	113,3	204	0,742	0,00538
	150-152	62,7			
	150-149	100			
149	150-149	100	206	1,354	0,00538
	149-148	130			
	149-135	273,6			
148	148-149	130	211	1,218	0,00538
	148-136	323,3			
136	136-148	323,3	215	1,151	0,00538
	136-135	105			
135			212	1,018	0,00538
	135-136	105			
	135-149	273,6			
134	134-136	100	210	1,737	0,00538
	134-76	546,3			
76	76-74	137,3	179	3,224	0,00538
	76-80	316			
	76-83	200			
	76-134	546,3			
83	83-76	200	175	1,532	0,00538
	83-105	150			
	83-79	219,9			
80	80-76	316	168	1,674	0,00538

Chapitre 3 DIAGNOSTIC DU RESEAU

Tableau 28 : Les débits nodaux actuels, et les côtes terrain en chaque nœud (suite)

noeud	tronçon	longueur	Cote terrain	Débit nodal	Débit spécifique
	80-79	109,1			
79	79-80	109,1	151	0,884	0,00538
	79-83	219,9			
104	104-80	197,9	167	0,532	0,00538
105	105-83	150	174	1,077	0,00538
	105-94	250,6			
94	94-105	250,6	145	1,162	0,00538
	94-92	31,7			
	94-95	150			
92	92-94	31,7	138	0,421	0,00538
	92-90	23,1			
	92-93	101,8			
90	90-91	94,3	124	0,316	0,00538
	90-92	23,1			
91	91-90	94,3	122	0,253	0,00538
93	93-92	101,8	132	0,274	0,00538
95	95-94	150	147	0,403	0,00538
74	74-65	20	175	1,033	0,00538
	74-75	227			
	74-76	137,3			
75	75-74	227	169	1,954	0,00538
	75-49	341,6			
	75-52	158,4			
52	52-75	158,4	163	1,153	0,00538
	52-60	62,1			
	52-59	208,6			
60	60-52	62,1	160	0,167	0,00538
78	78-49	138,3	135	1,419	0,00538

Chapitre 3
DIAGNOSTIC DU RESEAU

Tableau 28 : Les débits nodaux actuels, et les côtes terrain en chaque nœud (suite)

noeud	tronçon	longueur	Cote terrain	débit nodal	Débit spécifique
	78-32	64,3			
	49-68	197			
49	49-78	138,3	143	2,64	0,0078
	49-68	197			
	49-75	341,6			
68	68-49	197	146	1,22	0,0078
	68-70	116,2			
32	78-32	64,3	130	1,74	0,0078
	32-81	185,8			
	32-132	195,4			
132	132-32	195,4	114	0,76	0,0078
70	68-70	116,2	129	1,00	0,0078
	70-71	78,8			
	70-72	62,3			
72	72-70	62,3	119	0,71	0,0078
	72-73	46			
	72-28	73,5			
71	71-70	78,8	127	0,31	0,0078
73	73-72	46	116	0,18	0,0078
28	28-72	73,5	111	0,53	0,0078
	28-110	63			
110	110-28	63	115	1,52	0,0078
	110-101	135,3			
	110-81	65			
	110-29	126,7			
81	81-110	65	113	1,25	0,0078
	81-26	69,4			
	81-32	185,8			
101	101-110	135,3	105	0,81	0,0078

Chapitre 3 DIAGNOSTIC DU RESEAU

Tableau 28 : Les débits nodaux actuels, et les côtes terrain en chaque nœud (suite)

noeud	tronçon	longueur	Cote terrain	débit nodal	Débit spécifique
102	102-101	72,7	97	0,71	0,0078
	102-100	109,3			
100	100-102	109,3	101	0,59	0,0078
	100-97	41,9			
97	97-100	41,9	103	1,01	0,0078
	97-98	84,8			
	97-99	70,1			
	97-29	62,1			
29	29-110	126,7	106	1,32	0,0078
	29-97	62,1			
	29-133	149,9			
133	133-29	149,9	103	0,58	0,0078
98	98-97	84,8	103	0,33	0,0078
99	99-97	70,1	100	0,27	0,0078
23	23-25	175,9	111		
	23-16	92,5		1,11	0,0078
	23-26	16,4			
25	25-23	175,9	100		
	25_11	119,2			
				1,15	0,0078
14	14_11	142,8	89		
11	14_11	142,8	95		
	11_25	119,2		0,56	0,0078
	11_12	42,9			
				1,19	0,0078
16	16_6	378,4	106		
	16_23	208,7			
	16-18	278,4			
	16-131	116,2		3,83	0,0078
18	18-16	278,4	112		

Chapitre 3 DIAGNOSTIC DU RESEAU

Tableau 28 : Les débits nodaux actuels, et les côtes terrain en chaque nœud (suite)

noeud	tronçon	Cote terrain	Cote terrain	Débit nodal	Débit spécifique
				1,34	0,0078
19	19-18	59,7	114		
	19-20	82,2			
	19-22	98,1			
				0,94	0,0078
20	19-20	82,2	111		
22	22-19	98,1	121		
				0,32	0,0078
6	6_16	378,4	95		
	6_8	149,9		0,38	0,0078
	6_12	40,1			
8	8_6	149,9	82	2,22	0,0078
12	12_6	40,1	94		
	12_11	42,9			
	12_13	155,7		0,58	0,0078
13	13_12	155,7	84	0,93	0,0078
131	131-16	116,2	106		
	131-88	90,4			
				0,61	0,0078
88	88-131	90,4	112		
	88-18	6,3			
	88-89	117,3		0,81	0,0078
89	89-88	117,3	122		
	89-130	286,4		0,83	0,0078
	89-87	200			
130	130-89	286,4	114		
				2,35	0,0078
87	87_89	200	150		
59	59-52	208,6	149		
	59-57	100		1,12	0,0078
57	57_59	100	152	0,78	0,0078
	57-58	81			0,0078

Chapitre 3 DIAGNOSTIC DU RESEAU

Tableau 28 : Les débits nodaux actuels, et les côtes terrain en chaque nœud (suite)

noeud	tronçon	longueur	Cote terrain	Débit nodal	Débit spécifique
55	55-57	52,6	153	0,316	0,00538
	55-56	25,2			
	55-77	39,9			
56	56-55	25,2	157	0,068	0,00538
77	77-55	39,9	148	0,668	0,00538
	77-40	91,6			
	77-46	117			
46	46-77	117	144	0,794	0,00538
	46-38	178,4			
38	38-46	178,4	126	1,374	0,00538
	38-36	204,7			
	38-78	128,3			
40	40-77	91,6	149	1,214	0,00538
	40-36	181,5			
	40-51	178,4			
36	36-40	181,5	126	1,038	0,00538
	36-38	204,7			
51	51-40	178,4	165	1,234	0,00538
	51-66	53,2			
	51-62	227,7			
62	62-51	227,7	165	0,921	0,00538
	62-65	114,9			
65	65-62	114,9	172	0,896	0,00538
	65-74	20			
	65-66	198,5			
66	66-51	53,2	164	0,676	0,00538
	66-65	198,5			
112	112-111	175,9	62	1,24	0,0078

Chapitre 3 DIAGNOSTIC DU RESEAU

Tableau 28 : Les débits nodaux actuels, et les côtes terrain en chaque nœud (suite)

noeud	tronçon	longueur	Cote terrain	Débit nodal	Débit spécifique
113	113-112	141,3	60	1,27	0,0078
	113-114	185,4			
114	114-111	231,4	40	1,63	0,0078
	114-113	185,4			
111	111-112	175,9	40	2,28	0,0078
	111-114	231,4			
	111-115	177,7			
115	115-116	22,9	22	1,61	0,0078
	115-120	211,6			
	115-111	177,7			
116	116-115	22,9	22	2,61	0,0078
	116-128	322,5			
	116-124	322,9			
128	116-128	322,5	20	2,52	0,0078
	128-129	322,8			
129	129-128	322,8	5	2,52	0,0078
	129-124	322,5			
124	124-116	322,9	4	3,25	0,0078
	124-129	322,5			
	124-123	188,7			
123	123-120	303,2	1	1,92	0,0078
	123-124	188,7			
120	120-123	303,2	21	2,01	0,0078
	120-115	211,6			
26	26-23	16,4	112	0,42	0,0078
	26-81	69,4			

Chapitre 3 DIAGNOSTIC DU RESEAU

❖ Résultats de la simulation :

En lançant la simulation , on remarquera que les pressions des points se trouvant presque au même niveau du réservoir 3000 ville et réservoir 1000 port , sont faibles .

En cliquant sur « Tableau » ,et en sélectionnant « Nœuds du réseau» ,on obtient le tableau suivant qui contient les différents paramètres concernant chaque nœud composant le réseau ,on s'intéressera aux pressions :

Tableau 29: Etat des nœuds du réseau actuel (Simulation Epanet)

ID Nœud	Côte terrain (m)	Débit nodal (L/S)	Pression (m)
Noeud 6	84	2,64942	11.11
Noeud 8	82	0,69871	12,59
Noeud 11	84	1,42120	11.49
Noeud 12	84	1,11263	11.03
Noeud 13	84	0,72575	10,45
Noeud 14	83	0,66562	12.03
Noeud 16	106	4,57589	30,41
Noeud 18	112	1,60532	29,79
Noeud 19	114	1,11869	27,63
Noeud 20	111	0,38315	30,52
Noeud 22	121	0,45726	20,61
Noeud 23	106	1,32751	25.08
Noeud 25	90	1,37552	12,32
Noeud 26	112	0,39993	19,36
Noeud 28	111	0,63625	31,02
Noeud 29	106	1,57875	30,83
Noeud 32	130	2,07656	12,81
Noeud 36	126	1,08916	37,65
Noeud 38	126	1,44225	35,35
Noeud 40	149	1,27332	15,35
Noeud 46	144	0,83309	18,75
Noeud 49	143	3,15516	32,40
Noeud 52	163	1,21015	13,95
Noeud 55	153	0,33194	11,46
Noeud 56	153	0,07107	11.46
Noeud 57	152	0,65880	13,49
Noeud 58	152	0,22844	13.48
Noeud 59	149	0,87031	19,44
Noeud 60	160	0,17513	16,95
Noeud 62	165	0,96620	1,35
Noeud 65	175	0,94025	5.88
Noeud 66	164	0,70984	1,82
Noeud 68	146	1,45989	6,67
Noeud 70	129	1,19933	15,31

Chapitre 3 DIAGNOSTIC DU RESEAU

Tableau 29: Etat des nœuds du réseau actuel (Simulation Epanet)(suite)

ID Noeud	Côte terrain (m)	Débit nodal (L/S)	Pression (m)
Noeud 71	127	0,36730	17,27
Noeud 72	119	0,84741	23,04
Noeud 73	116	0,21441	26,03
Noeud 74	175	1,08380	7,10
Noeud 75	169	2,05028	9,26
Noeud 76	179	3,38311	6,81
Noeud 79	151	0,92784	34,58
Noeud 80	168	1,75698	17,58
Noeud 83	171	1,60723	14,59
Noeud 90	124	0,33109	61,27
Noeud 91	122	0,26594	63,20
Noeud 92	138	0,44164	47,27
Noeud 93	132	0,28710	53,18
Noeud 94	145	1,21917	40,27
Noeud 95	147	0,42303	38,02
Noeud 97	103	1,20678	33,49
Noeud 98	103	0,39527	33,36
Noeud 99	100	0,32675	36,41
Noeud 100	101	0,70477	35,52
Noeud 101	105	0,96953	32,84
Noeud 102	97	0,84834	39,93
Noeud 104	167	0,55812	18,06
Noeud 105	174	1,12977	11,43
Noeud 111	40	2,72680	5,29
Noeud 112	62	1,47853	8,61
Noeud 113	60	1,52281	1,25
Noeud 114	50	1,94279	2,24
Noeud 115	22	1,92134	21,69
Noeud 116	22	3,11508	21,58
Noeud 120	21	2,39958	22,20
Noeud 123	1	2,29284	42,13
Noeud 124	4	3,88790	39,21
Noeud 128	20	3,00787	23,17
Noeud 129	5	3,00787	38,02
Noeud 134	210	1,82269	18,80
Noeud 135	212	1,06773	12,14
Noeud 136	220	1,20789	6,51
Noeud 148	211	1,27840	11,33
Noeud 149	206	1,42025	15,55
Noeud 150	204	0,77837	17,55
Noeud 151	198	0,31953	23,44
Noeud 152	199	0,17683	22,53
Noeud 87	150	2,58524	4,26
Noeud 88	112	0,99750	29,90

Chapitre 3 DIAGNOSTIC DU RESEAU

Tableau 29: Etat des nœuds du réseau actuel (Simulation Epanet)(suite)

ID Noeud	Côte terrain (m)	Débit nodal (L/S)	Pression (m)
Noeud 131	106	0,96300	33,47
Noeud 77	148	0,70082	15,83
Noeud 78	135	1,48878	8,30
Noeud 81	113	1,49251	28,37
Noeud 110	115	1,81787	26,30
Noeud 132	114	0,91080	28,30
Noeud 133	103	0,69871	33,20
Réservoir 21	69	Sans Valeur	2,00
Réservoir 30	180	Sans Valeur	2,00

Maintenant pour avoir les vitesses , on clique encore une fois sur « tableau » ,ensuite « arc du réseau »,on obtient le tableau suivant :

Tableau 30: État actuel des Arcs du Réseau :

ID Arc	Longueur m	Diamètre (mm)	rugosité	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
Tuyau 6	149,9	50	0,001	0,70	0,36	3,46
Tuyau 7	40,1	50	0,001	0,51	0,26	1,99
Tuyau 8	42,9	50	0,001	-1,33	0,68	10,70
Tuyau 10	142,8	50	0,001	0,67	0,34	3,18
Tuyau 11	155,7	50	0,001	0,73	0,37	3,69
Tuyau 21	59,7	80	0,15	1,96	0,39	2,71
Tuyau 22	82,2	50	0,15	0,38	0,20	1,40
Tuyau 23	98,1	80	0,15	0,46	0,09	0,19
Tuyau 29	16,4	200	0,007	74,10	2,36	19,55
Tuyau 43	181,5	90	0,001	-3,64	0,57	3,85
Tuyau 59	25,2	50	0,001	0,07	0,04	0,05
Tuyau 60	52,6	63	0,001	-3,49	1,12	19,64
Tuyau 61	81	63	0,001	0,23	0,07	0,17
Tuyau 62	100	63	0,001	-4,37	1,40	29,46
Tuyau 66	178,4	125	0,007	-12,67	1,03	7,56
Tuyau 67	62,1	100	0,1	0,18	0,02	0,01
Tuyau 73	198,5	63	0,007	7,24	2,32	75,86
Tuyau 80	78,8	60	0,1	0,37	0,13	0,51
Tuyau 81	46	60	0,1	0,21	0,08	0,20
Tuyau 82	20	90	0,007	-16,58	2,61	60,96
Tuyau 83	227	150	0,1	28,22	1,60	16,92
Tuyau 84	158,4	100	0,1	6,63	0,84	8,26
Tuyau 86	137,3	160	0,0015	-49,84	2,48	27,06
Tuyau 93	109,1	50	0,1	-0,01	0,01	0,01
Tuyau 95	200	150	0,1	6,65	0,38	1,10
Tuyau 103	150	50	0,15	0,42	0,22	1,67

Chapitre 3 DIAGNOSTIC DU RESEAU

Tableau 30: État actuel des Arcs du Réseau (suite)

ID Arc	Longueur m	Diamètre (mm)	rugosité	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
Tuyau 105	101,8	50	0,15	0,29	0,15	0,83
Tuyau 106	23,1	125	0,1	0,60	0,05	0,04
Tuyau 107	94,3	50	0,15	0,27	0,14	0,73
Tuyau 110	62,1	60	0,1	1,37	0,48	5,56
Tuyau 111	84,8	50	0,15	0,40	0,20	1,48
Tuyau 112	70,1	50	0,15	0,33	0,17	1,05
Tuyau 113	41,9	63	0,1	-0,56	0,18	0,86
Tuyau 115	72,7	60	0,1	2,11	0,75	12,49
Tuyau 117	227	150	0,1	3,95	0,22	0,42
Tuyau 118	197,9	50	0,1	-0,56	0,28	2,64
Tuyau 119	150	125	0,1	4,10	0,33	1,11
Tuyau 120	250,6	125	0,1	2,97	0,24	0,61
Tuyau 129	22,9	150	0,15	27,30	1,55	17,06
Tuyau 130	141,3	80	0,15	10,39	2,07	66,21
Tuyau 131	185,4	80	0,15	8,87	1,76	48,60
Tuyau 132	231,4	80	0,15	6,92	1,38	30,05
Tuyau 133	175,9	80	0,15	-15,44	3,07	143,94
Tuyau 134	177,7	150	0,15	19,63	1,11	9,00
Tuyau 135	22,9	150	0,1	14,36	0,81	4,64
Tuyau 140	211,6	100	0,1	3,35	0,43	2,30
Tuyau 145	188,7	100	0,1	1,34	0,17	0,43
Tuyau 159	262,1	150	0,1	70,24	3,97	99,98
Tuyau 161	105	60	0,1	-2,89	1,02	22,60
Tuyau 178	130	50	0,1	0,87	0,44	5,99
Tuyau 181	113,3	50	0,1	0,32	0,16	0,97
Tuyau 182	62,7	50	0,1	0,18	0,09	0,34
Tuyau 100	322,8	100	0,1	1,41	0,18	0,47
Tuyau 155	286,4	200	0,007	1,33	0,04	0,02
Tuyau 156	6,3	80	0,15	5,14	1,02	16,90
Tuyau 171	90,4	200	0,007	88,04	2,80	26,89
Tuyau 172	116,2	200	0,007	87,08	2,77	26,35
Tuyau 38	316	110	0,1	2,30	0,24	0,72
Tuyau 87	219,9	150	0,1	0,94	0,05	0,03
Tuyau 92	117	110	0,001	10,14	1,07	9,18
Tuyau 94	39,9	63	0,001	-3,08	0,99	15,77
Tuyau 96	128,3	63	0,001	10,41	3,34	140,68
Tuyau 128	64,3	150	0,1	18,57	1,05	7,57
Tuyau 180	185,8	150	0,6	-15,58	0,88	7,78
Tuyau 184	65	150	0,1	6,53	0,37	1,06
Tuyau 185	63	60	0,1	-2,02	0,71	11,44
Tuyau 187	341,6	150	0,1	19,54	1,11	8,35
Tuyau 188	69,4	60	0,1	-7,56	2,67	144,17
Tuyau 189	195,4	60	0,1	0,91	0,32	2,62
Tuyau 191	62,3	60	0,1	3,71	1,31	36,51

Chapitre 3 DIAGNOSTIC DU RESEAU

Tableau 30: État actuel des Arcs du Réseau (suite)

ID Arc	Longueur m	Diamètre (mm)	rugosité	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
Tuyau 195	109,3	63	0,1	1,26	0,41	3,76
Tuyau 197	149,9	50	0,15	0,70	0,36	4,19
Tuyau 198	117,3	200	0,007	-94,18	3,00	30,47
Tuyau 199	200	200	0,1	-98,33	3,13	43,94
Tuyau 1	546,3	150	0,1	62,17	3,52	78,68
Tuyau 20	208,6	63	0,001	5,24	1,68	40,80
Tuyau 3	100	80	0,1	6,25	1,24	22,86
Tuyau 30	453,4	150	0,1	81,26	4,60	133,13
Tuyau 33	114,9	60	0,007	-8,40	2,97	126,39
Tuyau 34	227,7	125	0,007	7,43	0,61	2,89
Tuyau 35	53,2	125	0,007	6,53	0,53	2,29
Tuyau 37	178,4	110	0,001	9,31	0,98	7,87
Tuyau 41	273,6	60	0,1	1,82	0,64	9,45
Tuyau 42	100	200	0,1	-1,27	0,04	0,01
Tuyau 45	323,3	60	0,1	-2,15	0,76	12,93
Tuyau 46	91,6	110	0,001	7,76	0,82	5,68
Tuyau 47	204,7	63	0,001	2,55	0,82	11,24
Tuyau 48	322,5	100	0,1	-1,60	0,20	0,59
Tuyau 49	322,5	125	0,1	-4,42	0,36	1,27
Tuyau 50	322,9	150	0,1	6,82	0,39	1,15
Tuyau 51	303,2	100	0,1	0,95	0,12	0,24
Tuyau 52	378,4	50	0,15	3,86	1,96	109,14
Tuyau 53	119,2	50	0,001	-3,42	1,74	57,36
Tuyau 54	175,9	50	0,15	4,79	2,44	166,91
Tuyau 58	208,7	200	0,007	80,22	2,55	22,64
Tuyau 63	197	60	0,1	6,74	2,38	115,42
Tuyau 64	116,2	60	0,1	5,28	1,87	71,89
Tuyau 65	138,3	60	0,1	9,64	3,41	232,13

Remarques :

On remarque que la plupart des vitesses sont trop faibles .

On remarque aussi que les pressions sont très faibles au niveau des nœuds qui sont presque ou au même niveau que les réservoirs ,surtout au niveau haut de la ville et du port,et ceci dû à l'emplacement des réservoirs.

En faisant une répartition arbitraire (à la main) , du réseau alimenté par le réservoir 1000 Athmane Tolba , on remarquera qu'il n'alimente pas toute la zone de Khemisti Ville qu'il est censé alimenter , et c'est grâce à la répartition qu'on obtiendra la limite de ce réservoir .

3.2.7.3.Recommandations :

Après avoir fait le diagnostic du système d'alimentation en eau potable ,les recommandations sont les suivantes :

Chapitre 3

DIAGNOSTIC DU RESEAU

3.2.7.3.1.Recommandation concernant les conduites d'adduction et les réseaux de distribution :

- Réhabiliter la conduite d'adduction qui va du réservoir Khemisti ville au réservoir Khemisti port, car celle qui a été mise auparavant pour alimenter le réservoir du port par celui de la ville ,a intégré ensuite le réseau de distribution de la ville à cause des piquages qui ont été faits .
- Alimenter la partie supérieure de la ville à partir du réservoir 1000 de la localité Athmane Tolba ,et la partie inférieure par le réservoir 3000 de la ville afin d'augmenter les pressions .
- Alimenter la partie supérieure du port par le réservoir 3000 de la ville , et sa partie inférieure sera alimentée par le réservoir 1000 du port.
- Emplacement de vannes de régulation qui vont limiter la distribution de l'eau potable que peut garantir un réservoir .

3.2.7.3.2.Recommandation concernant la protection du réseau :

Pour protéger le réseau par rapport à sa vétusté ,il faut :

- Garder les conduites en PVC (souples , résistantes,et supportent les pressions qui atteignent les 50 bars) ,et remplacer toutes les conduites en : Acier , Acier galvanisé , Amiante ciment, fonte ,en des conduites en PEHD, dans le but de :

-Minimiser les fuites,vu que ce matériau résiste mieux aux chocs et plus résistant à la corrosivité .

-Eviter la corrosion du matériau ,pour une qualité d'eau non nuisible à la santé de l'homme.

-Flexibilité et facilité de mise en œuvre .

-Fiabilité et durabilité du réseau (durée de vie estimée à 50 ans) .

3.3.Conclusion :

L'étape du diagnostic nous permet d'identifier les anomalies du réseau de distribution ,ainsi que mettre le point sur les conditions actuelles . Le réseau de distribution en eau potable de la commune de Khemisti , n'assure pas l'alimentation convenablement , vu les faibles vitesses et pressions distinguées dans les calculs précédents ,d'où l'alimentation de beaucoup d'habitants est mal assurée .

L'adduction nous a permis de remarquer que le réservoir de Athmane Tolba n'alimente pas actuellement tous les tronçons qui lui ont été attribués . La conduite d'adduction qui mène du réservoir de la ville ,vers le réservoir du port a été piquée pour servir de conduite de distribution pour la ville. La vétusté des conduites ,ainsi que leur matériaux provoquent des fuites au sein du réseau . Donc pour conclure , le réseau de la commune de Khemisti est en mauvaise état ,ce qui nécessite une réhabilitation.

Chapitre -4-: CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION

4.1.Introduction :

Dans le chapitre précédent , on a pu distinguer tous les problèmes qui perturbaient le réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Khemisti . Donc il est nécessaire d'améliorer les conditions de distribution qui consistent à la réhabilitation du réseau d'alimentation de la commune .

4.2.Proposition du système d'alimentation :

Les conditions hydrauliques actuelles ne répondent pas aux besoins en eau des habitants de façon adéquate comme il a été démontré dans le chapitre précédent , en plus de l'extension qui n'a pas été prise en compte. Nous allons améliorer le réseau actuel , de telle façon que le besoin de l'extension sera couvert , et les besoins en eau des habitants seront adéquats .

La solution proposée ,est d'isoler le haut de Khemisti ville du réservoir 3000 de la ville Abane Ramdane, en mettant une vanne et l'alimenter à partir du réservoir de la localité Athmane Tolba, et d'alimenter le haut du port par le réservoir de la ville.

4.3.Réhabilitation des réservoirs de stockage :

Actuellement ,dans la commune de Khemisti il y a 3 réservoirs :

- ❖ Réservoir 3000 de la ville Abane Ramdane (chef lieu).
- ❖ Réservoir 1000 de la localité Athmane Tolba.
- ❖ Réservoir 1000 Port.

La réhabilitation des réservoirs de stockage consiste à vérifier si les réservoirs existants suffiront et satisferont les besoins des habitants d'un point de vue débit et pression à l'horizon de l'étude 2040.

Cette réhabilitation se fera dans le chapitre suivant ,**Chapitre 5.**

Remarque :

En faisant les différents calculs des réservoirs à l'horizon 2040, on trouvera que ces derniers suffiront largement pour satisfaire les besoins de la commune.

Et on déduit aussi que les équipements des réservoirs sont en bon état.

4.4.Réhabilitation de l'adduction :

Le réservoir du port est alimenté par le réservoir de la ville Abane Ramdane ,avec une conduite d'adduction 200 Acier. Cette dernière a soumis de nombreux piquages ,et a fini par intégrer le réseau de distribution de la ville.

Chapitre -4-:
CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Donc le but de cette réhabilitation ,est de déposer une nouvelle conduite d'adduction qui sera isolée du réseau de distribution de Khemisti ville .

Pour cela on doit dimensionner cette conduite selon les besoins à l'horizon 2040.

Les calculs seront détaillés dans le **Chapitre 6**.

4.5.Réhabilitation du réseau de distribution :

Le réseau d'alimentation projeté de la commune de Khemisti tiendra compte des extensions ayant lieu jusqu'à l'horizon de l'étude 2040 ,pour faire sa réhabilitation afin de l'améliorer on doit passer par les étapes suivantes :

Remarque :

L'extension de la commune aura lieu au niveau de la ville , et elle sera représentée sur la **figure 9**, par une maille .

4.5.1.Calcul du débit en route :

Le débit en route est le débit distribué par la canalisation suivant sa longueur ,on le détermine comme suit :

$$Q_{\text{consommation}} = Q_{\text{route}} + Q_{\text{concentré}} \quad (18)$$

Vu qu'il n'y a pas d'activité industrielle et agricole dans la commune :

$$Q_{\text{concentré}} = 0 \text{ l/s} \quad \rightarrow \quad Q_{\text{route}} = Q_{\text{consommation}}$$

4.5.1.1.Calcul du débit spécifique :

Après avoir relevé les longueurs des tronçons constituant le réseau ,on fait leur somme, afin de calculer le débit spécifique :

$$q_s = Q_{\text{route}} / \sum L \quad (17)$$

Avec :

$\sum L$:la somme des longueurs des tronçons assurant un service en route (m).

Remarque :

Le but de la réhabilitation du réseau de distribution est de trouver des solutions pour les anomalies détectées dans le diagnostic.

Le majeur problème distingué dans le réseau était les faibles pressions remarquées au niveau de la partie haute de la ville et du port .

Chapitre -4-:
CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Donc lors de la réhabilitation , on fera en sorte que :

- ❖ Le réservoir de la localité Athmane Tolba alimente la localité Athmane Tolba et la partie haute de Khemisti Ville.
- ❖ Le réservoir Ville alimente la partie basse de la ville ainsi que la partie haute du port ,et le réservoir 1000 du port.

Comme chaque réservoir alimente une zone indépendamment de l'autre ,on aura à estimer deux débits spécifiques pour chacune des zones .

Du diagnostic fait ,on a pu connaître les tronçons qui sont actuellement alimentés par le réservoir Khemisti ville ,donc on a :

- ❖ la somme des longueurs des tronçons alimentés par le réservoir 1000 de la localité Athmane Tolba .
- ❖ la somme des longueurs des tronçons alimentés par le réservoir 3000 de la ville Abane Ramdane .

D'où les résultats seront donnés dans le tableau suivant :

Tableau 31 : Les débits spécifiques à l'horizon 2040.

alimentation à partir du	Réservoir ville	Réservoir de la localité Athmane Tolba
Q max h (l/s)	117.11	69,34
Longueurs	9455,33	6104,1
qs (l/s/m)	0,0123856	0,01135958

4.5.1.2.Calcul du débit nodal :

Une fois les débits spécifiques calculés , on calcule les débits nodaux du réseau ,sachant que :

$$q_n = q_s * \sum L_i / 2 \quad (16)$$

avec :

q_n : le débit nodal (l/s)

q_s : Le débit spécifique (l/s/m)

$\sum L_i$: est la somme des longueurs des tronçons qui sont liés au nœud n .

Chapitre -4-:
CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION

D'où les résultats du calcul des débits nodaux sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 32 : Les débits nodaux à l'horizon 2040.

nœud	tronçons	Longueurs (m)	q _n (l/s)	q _s (l/s/m)
151	150-151	113,3	0,64352	0,01136
152	152-150	62,7	0,35612	0,01136
150	150-151	113,3	1,56762	0,01136
	150-152	62,7		
	150-149	100		
149	150-149	100	2,86034	0,01136
	149-148	130		
	149-135	273,6		
148	148-149	130	2,57465	0,01136
	148-136	323,3		
136	136-148	323,3	2,43265	0,01136
	136-135	105		
135			2,15037	0,01136
	135-136	105		
	135-149	273,6		
134	134-136	100	3,67085	0,01136
	134-76	546,3		
76	76-74	137,3	6,81347	0,01136
	76-80	316		
	76-83	200		
	76-134	546,3		
83	83-76	200	3,23691	0,01136
	83-105	150		
	83-79	219,9		
80	80-76	316	3,53851	0,01136
	80-104	197,9		
	80-79	109,1		

Chapitre -4-:
CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau 32 : Les débits nodaux à l'horizon 2040 (suite).

nœud	tronçons	Longueurs (m)	q _n (l/s)	q _s (l/s/m)
79	79-80	109,1	1,86865	0,01136
	79-83	219,9		
104	104-80	197,9	1,12403	0,01136
105	105-83	150	2,27532	0,01136
	105-94	250,6		
94	94-105	250,6	2,45537	0,01136
	94-92	31,7		
	94-95	150		
92	92-94	31,7	0,88945	0,01136
	92-90	23,1		
	92-93	101,8		
90	90-91	94,3	0,66681	0,01136
	90-92	23,1		
91	91-90	94,3	0,53560	0,01136
93	93-92	101,8	0,57820	0,01136
95	95-94	150	0,85197	0,01136
74	74-65	20	2,18274	0,01136
	74-75	227		
	74-76	137,3		
75	75-74	227	4,12921	0,01136
	75-49	341,6		
	75-52	158,4		
52	52-75	158,4	2,43720	0,01136
	52-60	62,1		
	52-59	208,6		
60	60-52	62,1	0,35271	0,01136
78	78-49	138,3	3,269	0,01239
	78-38	128,3		

Chapitre -4-:
CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau 32 : Les débits nodaux à l'horizon 2040 (suite).

nœud	tronçons	Longueurs (m)	q _n (l/s)	q _s (l/s/m)
49	49-78	138,3	4,192	0,01239
	49-68	197		
	49-75	341,6		
68	68-49	197	1,940	0,01239
	68-70	116,2		
32	78-32	64,3	2,759	0,01239
	32-81	185,8		
	32-132	195,4		
132	132-32	195,4	1,210	0,01239
70	68-70	116,2	1,593	0,01239
	70-71	78,8		
	70-72	62,3		
72	72-70	62,3	1,126	0,01239
	72-73	46		
	72-28	73,5		
71	71-70	78,8	0,488	0,01239
73	73-72	46	0,285	0,01239
28	28-72	73,5	0,845	0,01239
	28-110	63		
110	110-28	63	2,415	0,01239
	110-101	135,3		
	110-81	65		
	110-29	126,7		
81	81-110	65	2,084	0,01239
	81-23	85,8		
	81-32	185,8		
101	101-110	135,3	1,288	0,01239
	101-102	72,7		
102	102-101	72,7	1,127	0,01239
	102-100	109,3		

Chapitre -4-:
CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau 32 : Les débits nodaux à l'horizon 2040 (suite).

nœud	tronçons	Longueurs (m)	q _n (l/s)	q _s (l/s/m)
	100-97	41,9		
97	97-100	41,9	1,603	0,01239
	97-98	84,8		
	97-99	70,1		
	97-29	62,1		
29	29-110	126,7	2,098	0,01239
	29-97	62,1		
	29-133	149,9		
133	133-29	149,9	0,928	0,01239
98	98-97	84,8	0,525	0,01239
99	99-97	70,1	0,434	0,01239
23	23-25	175,9	2,193	0,01239
	23-16	92,5		
	23-81	85,8		
25	25-23	175,9	1,827	0,01239
	25_11	119,2		
14	14_11	142,8	0,884	0,01239
11	14_11	142,8	1,888	0,01239
	11_25	119,2		
	11_12	42,9		
16	16_6	378,4	6,079	0,01239
	16_23	208,7		
	16-18	278,4		
	16-131	116,2		
18	18-16	278,4	2,133	0,01239
	18-88	6,3		
	18-19	59,7		
19	19-18	59,7	1,486	0,01239

Chapitre -4-:
CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau 32 : Les débits nodaux à l'horizon 2040 (suite).

nœud	tronçons	Longueurs (m)	q _n (l/s)	q _s (l/s/m)
20	19-20	82,2	0,509	0,01239
22	22-19	98,1	0,608	0,01239
6	6_16	378,4	3,520	0,01239
	6_8	149,9		
	6_12	40,1		
8	8_6	149,9	0,928	0,01239
12	12_6	40,1	1,478	0,01239
	12_11	42,9		
	12_13	155,7		
13	13_12	155,7	0,964	0,01239
131	131-16	116,2	1,279	0,01239
	131-88	90,4		
88	88-131	90,4	1,325	0,01239
	88-18	6,3		
	88-89	117,3		
89	89-88	117,3	5,949	0,01239
	89-130	286,4		
	89-87	200		
	89-2	356,92		
130	130-89	286,4	1,774	0,01239
87	87_89	200	3,435	0,01239
	87-1	354,63		
59	59-52	208,6	1,7528	0,01136
	59-57	100		
57	57_59	100	1,447	0,01239
	57-58	81		
	57-55	52,6		
58	58-57	81	0,502	0,01239

Chapitre -4-:
CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau 32 : Les débits nodaux à l'horizon 2040 (suite).

nœud	tronçons	Longueurs (m)	q _n (l/s)	q _s (l/s/m)
	55-56	25,2		
	55-77	39,9		
56	56-55	25,2	0,156	0,01239
77	77-55	39,9	1,539	0,01239
	77-40	91,6		
	77-46	117		
46	46-77	117	2,477	0,01239
	46-38	178,4		
38	38-46	178,4	3,167	0,01239
	38-36	204,7		
	38-78	128,3		
40	40-77	91,6	2,56442	0,01136
	40-36	181,5		
	40-51	178,4		
36	36-40	181,5	2,19353	0,01136
	36-38	204,7		
51	51-40	178,4	2,60873	0,01136
	51-66	53,2		
	51-62	227,7		
62	62-51	227,7	1,94590	0,01136
	62-65	114,9		
65	65-62	114,9	1,89364	0,01136
	65-74	20		
	65-66	198,5		
66	66-51	53,2	1,42960	0,01136
	66-65	198,5		
112	112-111	175,9	1,96436	0,01239
	112-113	141,3		
113	113-112	141,3	2,02319	0,01239
	113-114	185,4		

Chapitre -4-:
CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau 32 : Les débits nodaux à l'horizon 2040 (suite).

nœud	tronçons	Longueurs (m)	q _n (l/s)	q _s (l/s/m)
	114-113	185,4		
111	111-112	175,9	3,62279	0,01239
	111-114	231,4		
	111-115	177,7		
115	115-116	22,9	2,55267	0,01239
	115-120	211,6		
	115-111	177,7		
116	116-115	22,9	4,13865	0,01239
	116-128	322,5		
	116-124	322,9		
128	116-128	322,5	3,99621	0,01239
	128-129	322,8		
129	129-128	322,8	3,99621	0,01239
	129-124	322,5		
124	124-116	322,9	5,16541	0,01239
	124-129	322,5		
	124-123	188,7		
123	123-120	303,2	3,04624	0,01239
	123-124	188,7		
120	120-123	303,2	3,18805	0,01239
	120-115	211,6		
1	1_2	219,78	3,55721	0,01239
	1_78	354,63		
2	2_1	219,78	3,57139	0,01239
	2_89	356,92		

Après avoir calculé les débits nodaux, on les insert sur EPANET.

Par la suite, pour connaître les débits qui passent dans chaque tronçon , j'ai fait une répartition arbitraire à l'horizon 2040, en introduisant dans le schéma tous les nouveaux paramètres (**Figures 8,9**). Une fois faite , j'ai fait correspondre à chaque débit un diamètre en PEHD , et ceux en PVC on été gardés , les résultats sont dans le tableau suivant :

Chapitre -4-:
CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Remarque : En absence de documentation sur (Débit – diamètre) en PEHD , j'ai fait correspondre chaque débit à un diamètre en acier (**Annexe 3**),ensuite voir l'équivalent en PEHD selon la gamme existante (**Annexe 4**),même étape pour les diamètre en PVC (**Annexe 5**) .

Tableau 33 : Les diamètres calculés pour l'horizon 2040.

Tronçons	Longueurs (m)	Diamètre Existant (mm)	débit (l/s)	Rugosité	Diamètre Acier (mm)	Diamètre calculé (mm)
148-136	323,3	60	5,076315	0,1	75	75
148-149	130	50	2,501665	0,1	75	75
149-150	100	200	2,56727	0,1	75	75
150-151	113,3	50	0,64352	0,1	50	50
150-152	62,7	50	0,35612	0,1	50	50
149-135	273,6	60	2,925945	0,1	75	75
135-136	105	60	5,076315	0,1	75	75
136-134	100	80	12,58528	0,1	125	125
76-80	316	110	9,010415	0,1	125	125
134-76	546,3	150	53,08387	0,1	250	250
76-83	200	150	9,010415	0,1	250	250
83-79	219,9	150	2,479225	0,1	75	75
79-80	109,1	50	4,347875	0,1	75	75
80-104	197,9	50	1,12403	0,1	50	50
83-105	150	125	8,25273	0,1	100	110
105-94	250,6	125	5,97741	0,1	100	110
94-95	150	50	0,85197	0,15	50	50
94-92	31,7	125	2,67007	0,1	75	75
92-93	101,8	50	0,5782	0,15	50	50
92-90	23,1	125	1,20242	0,1	50	50
90-91	94,3	50	0,53561	0,15	50	50
76-74	137,3	160	28,24957	0,007	200	200
74-65	20	90	13,03342	0,007	125	125
65-62	114,9	60	5,56989	0,007	100	110
62-51	227,7	125	3,62399	0,007	75	75
51-66	53,2	125	4,14029	0,007	75	75
65-66	198,5	63	5,56989	0,007	100	110
51-40	178,4	125	5,15555	0,007	75	75
40-36	181,5	90	2,39233	0,001	75	75
36-38	204,7	63	0,1988	0,001	50	50
38-46	178,4	110	9,22492	0,001	125	125
46-77	117	110	6,31	0,001	100	110
77-40	91,6	110	0,1988	0,001	50	50
77-55	39,9	63	4,60168	0,001	75	75
55-56	25,2	50	1,90329	0,001	50	50
55-57	52,6	63	1,50499	0,001	50	50

Chapitre -4-:
CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau 33 : Les diamètres calculés pour l'horizon 2040 (suite).

Tronçons	Longueurs (m)	Diamètre Existant (mm)	débit (l/s)	Rugosité	Diamètre Acier (mm)	Diamètre calculé (mm)
57-58	81	63	0,62164	0,001	50	50
59-52	208,6	63	2,66219	0,001	75	75
52-60	62,1	100	0,35271	0,1	50	50
52-75	158,4	100	5,4521	0,1	100	110
75-74	227	150	13,03342	0,1	125	125
75-49	341,6	150	3,4521	0,1	75	75
49-78	138,3	60	0,83641	0,1	50	50
78-38	128,3	63	12,95086	0,001	125	75
78-32	64,3	150	17,83864	0,1	150	160
32-132	195,4	60	1,499598	0,1	50	50
32-81	185,8	150	22,75723	0,6	150	160
49-68	197	60	0,90636	0,1	50	75
68-70	116,2	60	3,31002	0,1	75	75
70-71	78,8	60	0,60475	0,1	50	50
70-72	62,3	60	5,88942	0,1	100	110
72-73	46	60	0,35303	0,1	50	50
72-28	73,5	150	7,63768	0,6	100	75
110-28	63	60	8,63768	0,1	100	75
81-110	65	150	22,75723	0,1	150	160
110-101	135,3	60	5,53946	0,1	100	110
110-29	126,7	60	5,53946	0,1	100	110
29-133	149,9	50	1,15041	0,15	50	50
29-97	62,1	60	1,78969	0,1	50	50
97-98	84,8	50	0,6508	0,15	50	50
97-99	70,1	50	0,53798	0,15	50	50
97-100	41,9	63	1,38601	0,1	50	50
100-102	109,3	63	2,5464	0,1	75	75
102-101	72,7	60	3,94316	0,1	75	75
81-23	69,4	60	48,0977	0,007	250	250
25-23	175,9	50	20,37391	0,15	150	160
25_11	119,2	50	22,63866	0,001	150	160
11_14	142,8	50	1,095919656	0,001	50	50
11_12	42,9	50	23,73458	0,001	150	160
12_13	155,7	50	1,194920801	0,001	50	50
12_6	40,1	50	24,9295	0,001	200	200
6_8	149,9	50	1,150408658	0,001	50	50
6_16	378,4	50	30,4421	0,15	200	200
16-23	208,7	200	30,4421	0,007	200	200
16-131	116,2	200	36,3507	0,007	200	200
131-88	90,4	200	37,93625	0,007	200	200

Chapitre -4-:
CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau 33 : Les diamètres calculés pour l'horizon 2040 (suite).

Tronçons	Longueurs (m)	Diamètre Existant (mm)	débit (l/s)	Rugosité	Diamètre Acier (mm)	Diamètre calculé (mm)
19-22	98,1	80	0,75287	0,15	50	50
18-88	6,3	80	37,93625	0,15	200	200
88-89	117,3	200	77,51483	0,007	300	315
89-130	286,4	200	2,197978918	0,007	50	63
89-87	200	200	47,95965	0,1	250	250
112-113	141,3	80	5,28283	0,15	100	110
113-114	185,4	80	4,38557	0,15	75	75
111-114	231,4	80	1,56684	0,15	50	50
112-111	175,9	80	5,18283	0,15	100	110
111-115	177,7	150	2,16008	0,15	75	75
115-120	211,6	100	15,58042	0,1	150	160
115-116	22,9	150	15,58042	0,1	150	160
116-128	322,5	125	6,22578	0,1	100	110
116-124	322,9	150	6,22578	0,1	100	110
124-129	322,5	100	6,67896	0,1	100	110
129-128	322,8	100	1,27342	0,1	50	50
124-123	188,7	100	7,82354	0,1	100	110
120-123	303,2	100	10,62958	0,1	125	125
1_87	354,63	200	45,95965	0,001	250	250
1_2	219,78	200	41,55134	0,001	250	250
2_89	356,92	200	34,12545	0,001	200	200

Ensuite,on insert les diamètres sur EPANET .

Maintenant on doit calculer les paramètres des conduites qui ont été ajoutés.

❖ **Calcul de la conduite alimentant le bas du port à partir du réservoir 1000 du port :**

Du fichier Google earth donné et du **Tableau 1** , le nombre d'habitants du bas port est estimé à :

$$P_{\text{bas port 2040}} = 9877 \text{ habitants}$$

1.calcul du débit moyen journalier :

En appliquant (2),et en ayant une dotation de 160 l/s/hab tirée du **Tableau 2** ,on trouve :

$$Q_{\text{moy jr}} = 9877 * 160 / 1000 \rightarrow Q_{\text{moy jr}} = 1580.32 \text{ m}^3/\text{jr}$$

Chapitre -4-:
CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION

D'après le **Tableau 5** , et la **Planche N° 1**, les besoins des équipements est de **66.95 m³/jr**, et en appliquant (3), on trouve :

$$Q_{\text{moy tot}} = 1580.32 + 66.95 \quad \rightarrow \quad Q_{\text{moy tot}} = 1647.27 \text{ m}^3/\text{jr}$$

On considère les fuites à 15%, donc on obtient :

$$Q_{\text{port moy jr}} = 1894.36 \text{ m}^3/\text{jr}$$

2. Calcul du débit max journalier :

En appliquant (14), avec un $K_{\text{max jr}} = 1.3$, on trouve :

$$Q_{\text{max jr}} = 1.3 * 1894.36 \quad \rightarrow \quad Q_{\text{max jr}} = 2463.67 \text{ m}^3/\text{jr}$$

3. Calcul du débit moyen horaire :

En appliquant (9), on trouve : $Q_{\text{moy h}} = 102.61 \text{ m}^3/\text{h}$

4. Calcul du débit max horaire :

Du tableau 8 : On trouve : $\beta_{\text{max}} = 1.31$

En prenant $\alpha_{\text{max}} = 1.3$, et en appliquant (10), on trouve :

$$Q_{\text{max h}} = 1.3 * 1.31 * 102.61$$

$$\rightarrow Q_{\text{max h}} = 174.74 \text{ m}^3/\text{h} = 48.54 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{max h}} = K_{\text{max hr}} * Q_{\text{moy h}} = \alpha_{\text{max}} \cdot \beta_{\text{max}} * Q_{\text{moy h}} = 1.3 * 1.31 * 99.54$$

$$\rightarrow Q_{\text{max h}} = 169.52 \text{ m}^3/\text{h} = 35.95 \text{ l/s}$$

❖ Calcul de la conduite alimentant le haut du port par le réservoir 3000 de la ville :

En ayant le nombre d'habitants du bas port, on calculera le débit moyen journalier ensuite le débit max journalier :

1. calcul du débit moyen journalier :

D'après le **Tableau 1** et le **Tableau 3**, et en ayant le nombre des habitants du bas port (Fichier google earth) qui est estimé à :

$$P_{\text{bas port 2040}} = 9877 \text{ habitants}$$

On déduit que :

$$P_{\text{haut port}} = P_{\text{port}} - P_{\text{bas port}} \quad (18)$$

Chapitre -4-:
CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Avec :

$P_{\text{haut port}}$: La population de la partie haute du port à l'horizon 2040.

P_{port} : Le nombre total des habitants du port à l'horizon 2040.

$P_{\text{bas port}}$: Le nombre d'habitant de la partie basse du port à l'horizon 2040.

D'où :

$$P_{\text{haut port}} = 11036 - 9877 \rightarrow P_{\text{haut port}} = 1159 \text{ habitants}$$

Et d'après le **Tableau 2** ,on déduit une dotation : **Dot =125 l/s/hab**

Vu que le nombre d'habitants est < 2000 .

D'où :

En appliquant (2),On estimera le débit moyen journalier comme suit :

$$Q_{\text{moy jr}} = 1159 * 125 / 1000 \rightarrow Q_{\text{moy jr}} = 144.88 \text{ m}^3/\text{jr}$$

D'après le **Tableau 5** , et **la Planche N° 1**, les besoins des équipements est de **0 m³/jr** ,et en appliquant (3),on trouve :

$$Q_{\text{moy tot}} = Q_{\text{moy jr}} \rightarrow Q_{\text{moy tot}} = 144.88 \text{ m}^3/\text{jr}$$

On considère les fuites à 15%, donc on obtient :

$$Q_{\text{port moy jr}} = 166.61 \text{ m}^3/\text{jr}$$

2.Calcul du débit max journalier :

En appliquant (14),avec un $K_{\text{max jr}}=1.3$,on trouve :

$$Q_{\text{max jr}} = 216.60 \text{ m}^3/\text{jr}$$

3.Calcul du débit moyen horaire :

En appliquant (9) ,on trouve : $Q_{\text{moy h}}=9.03 \text{ m}^3/\text{h}$

4.Calcul du débit max horaire :

Du tableau (8) : On trouve : $\beta_{\text{max}}= 1.9$

En prenant $\alpha_{\text{max}} = 1.3$,et en appliquant (10) ,on trouve :

$$Q_{\text{max h}} = 1.3 * 1.9 * 9.03$$

Chapitre -4-:
CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION

$$\rightarrow Q_{\max h} = 22.30 \text{ m}^3/\text{h} = 6.2 \text{ l/s}$$

Remarque :

Le debit trouvé est très faible par rapport aux demandes au noeuds de la partie supérieure du port , donc on estimera le debit à 13 l/s.

❖ Vérification de la vitesse :

$$V=Q/S \quad (19)$$

$$V=13*10^{-3}/(3.14*0.125^2/4) \rightarrow V = 1.06 \text{ m/s}$$

Donc la vitesse est acceptable car $V \in [0.5-2] \text{ m/s}$, on garde donc ce diamètre .

D'où les caractéristiques de la conduites sont :

- Diamètre 125 ,PEHD.
- Longueur 316.6 m.

❖ Accessoires ajoutés au réseau :

Pour délimiter le débit qui sort de chaque réservoir , on doit placer des vannes régulatrices de débit .

Et on doit isoler les tronçons qui relie le haut de la ville au réservoir 3000 Abane Ramdane, et le haut du port au réservoir 1000 Port ,et ceci avec des vanne de fermeture .

Pour en finir on insert toutes ces données sur EPANET , on représente : l'extension, la conduite d'adduction , et les vannes ,et on lance la simulation .Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 34 : État des Noeuds du Réseau à l'horizon 2040.

ID Nøud	Demande (l/s)	Pression m
Noeud 6	4,36	73,05
Noeud 8	1,15	71,8
Noeud 11	2,34	74,87
Noeud 12	1,83	73,99
Noeud 13	1,19	72,61
Noeud 14	1,1	74,78
Noeud 16	7,53	72,9
Noeud 18	2,64	72,16
Noeud 19	1,84	73,71

Chapitre -4-:
CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau 34 : État des Noeuds du Réseau à l'horizon 2040 (suite).

ID Nœud	Demande (l/s)	Pression m
Noeud 26	0,16	79,6
Noeud 28	1,05	77,09
Noeud 29	2,6	75,35
Noeud 32	3,42	59,97
Noeud 36	2,19	54,62
Noeud 38	3,92	54,81
Noeud 40	2,56	32,13
Noeud 46	3,91	36,36
Noeud 49	5,19	51,45
Noeud 51	2,61	19,89
Noeud 52	2,44	21,58
Noeud 55	0,9	27,06
Noeud 56	1,19	22,83
Noeud 57	1,79	28,01
Noeud 58	0,62	21,79
Noeud 59	1,75	33,44
Noeud 60	0,35	24,52
Noeud 62	1,95	21,44
Noeud 65	1,89	14,74
Noeud 66	1,43	21,86
Noeud 68	2,4	48,32
Noeud 70	1,97	63,25
Noeud 71	0,6	60,4
Noeud 72	1,4	67,8
Noeud 73	0,35	69,85
Noeud 74	2,18	15,91
Noeud 75	4,13	16,27
Noeud 76	6,81	8,36
Noeud 79	1,87	35,89
Noeud 80	3,54	18,91
Noeud 83	3,24	16,31
Noeud 90	0,67	61,09
Noeud 91	0,54	62,88
Noeud 92	0,89	47,3
Noeud 93	0,58	53,04
Noeud 94	2,46	40,46
Noeud 95	0,85	37,73
Noeud 97	1,99	74
Noeud 98	0,65	78,7
Noeud 99	0,54	78,8

Chapitre -4-:
CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau 34 : État des Noeuds du Réseau à l'horizon 2040(suite).

ID Nœud	Demande (l/s)	Pression m
Noeud 102	1,4	79,7
Noeud 104	1,12	18,34
Noeud 105	2,28	12,36
Noeud 111	4,49	16,29
Noeud 112	2,43	14,65
Noeud 113	2,51	13,65
Noeud 114	3,2	19,8
Noeud 115	3,16	38,26
Noeud 116	5,13	36,2
Noeud 120	4,95	35,5
Noeud 123	4,78	55,7
Noeud 124	6,4	54,6
Noeud 128	4,95	38,1
Noeud 129	5,95	47,5
Noeud 134	3,67	9,29
Noeud 135	2,15	8,85
Noeud 136	2,43	9,01
Noeud 148	2,57	9,78
Noeud 149	2,86	9,42
Noeud 150	1,57	8,92
Noeud 151	0,64	8,58
Noeud 152	0,36	8,85
Noeud 87	4,26	45,71
Noeud 88	1,64	72,19
Noeud 89	7,37	71,5
Noeud 130	2,2	77,98
Noeud 131	1,59	73,61
Noeud 77	1,91	32,23
Noeud 78	4,05	64,7
Noeud 81	2,58	75,2
Noeud 110	2,99	75,78
Noeud 132	1,5	67,39
Noeud 133	1,15	78,11
Noeud 1	4,41	72,3
Noeud 2	4,43	72,11
Noeud 3	0	34,45
Noeud 4	0	11,44
Noeud 7	0	201,95
Noeud 9	0	131,2
Noeud 10	0	63,63

Chapitre -4-:
CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Remarque :

Les nœuds correspondants à des débits nuls , ont été ajouté pour pouvoir placer la vanne sur EPANET .

Tableau 35 : État des Arcs du Réseau à l’horizon 2040.

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit l/s	Vitesse m/s
Tuyau 6	149,9	50	0,001	1,15	0,59
Tuyau 7	40,1	200	0,001	17,46	0,56
Tuyau 8	42,9	160	0,001	14,44	0,72
Tuyau 10	142,8	50	0,001	1,1	0,56
Tuyau 11	155,7	50	0,001	1,19	0,61
Tuyau 21	59,7	75	0,001	3,23	0,73
Tuyau 22	82,2	50	0,001	0,63	0,32
Tuyau 23	98,1	50	0,001	0,75	0,38
Tuyau 29	16,4	250	0,007	48,25	0,98
Tuyau 43	181,5	75	0,001	-1,87	0,42
Tuyau 59	25,2	50	0,001	1,19	0,61
Tuyau 60	52,6	50	0,001	0,3	0,36
Tuyau 61	81	50	0,001	0,62	0,32
Tuyau 62	100	50	0,001	-2,11	1,08
Tuyau 66	178,4	75	0,007	-5,7	1,29
Tuyau 67	62,1	50	0,001	0,35	0,18
Tuyau 73	198,5	110	0,007	6,7	0,7
Tuyau 80	78,8	50	0,001	0,6	0,31
Tuyau 81	46	50	0,001	0,35	0,35
Tuyau 82	20	125	0,001	-13,58	1,11
Tuyau 83	227	125	0,001	12,49	1,02
Tuyau 84	158,4	110	0,001	6,66	0,7
Tuyau 86	137,3	200	0,007	-28,25	0,9
Tuyau 93	109,1	75	0,001	0,38	0,31
Tuyau 95	200	250	0,001	12,98	1,3
Tuyau 103	150	50	0,001	0,85	0,43
Tuyau 104	31,7	75	0,001	2,67	0,6
Tuyau 105	101,8	50	0,001	0,58	0,39
Tuyau 106	23,1	50	0,001	1,2	0,61
Tuyau 107	94,3	50	0,001	0,54	0,38
Tuyau 110	62,1	50	0,001	2,04	1,04
Tuyau 111	84,8	50	0,001	0,65	0,33
Tuyau 112	70,1	50	0,001	0,54	0,37
Tuyau 113	41,9	50	0,001	-1,13	0,58
Tuyau 115	72,7	75	0,001	3,69	0,83

Chapitre -4-:
CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau 35 : État des Arcs du Réseau à l'horizon 2040 (suite)

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit l/s	Vitesse m/s
Tuyau 120	250,6	110	0,001	5,98	0,63
Tuyau 130	141,3	110	0,001	5,04	0,53
Tuyau 131	185,4	75	0,001	2,54	0,57
Tuyau 132	231,4	50	0,001	-0,66	0,34
Tuyau 133	175,9	110	0,001	-5,52	0,58
Tuyau 134	177,7	75	0,001	0,37	0,31
Tuyau 135	22,9	160	0,001	18,69	0,93
Tuyau 140	211,6	160	0,001	13,47	0,67
Tuyau 145	188,7	110	0,001	-3,75	0,39
Tuyau 161	105	75	0,001	-5,72	1,29
Tuyau 178	130	75	0,001	1,86	0,42
Tuyau 181	113,3	50	0,001	0,64	0,33
Tuyau 182	62,7	50	0,001	0,36	0,35
Tuyau 100	322,8	50	0,001	0,86	0,44
Tuyau 155	286,4	63	0,007	2,2	0,71
Tuyau 156	6,3	200	0,001	39,48	1,26
Tuyau -	278,4	200	0,001	33,61	1,07
Tuyau 171	90,4	200	0,007	40,72	1,3
Tuyau 172	116,2	200	0,007	39,14	1,25
Tuyau 38	316	125	0,001	5,04	0,41
Tuyau 87	219,9	75	0,001	1,49	0,34
Tuyau 92	117	110	0,001	-3,04	0,32
Tuyau 94	39,9	75	0,001	2,4	0,54
Tuyau 96	128,3	75	0,001	-11,2	2,54
Tuyau 128	64,3	160	0,001	-17,97	0,89
Tuyau 180	185,8	160	0,001	22,89	1,14
Tuyau 184	65	160	0,001	22,63	1,13
Tuyau 185	63	75	0,001	8,56	1,94
Tuyau 187	341,6	75	0,001	1,7	0,39
Tuyau 188	69,4	250	0,007	48,1	0,98
Tuyau 189	195,4	50	0,001	1,5	0,76
Tuyau 191	62,3	110	0,001	-5,76	0,61
Tuyau 192	73,5	75	0,001	-7,51	1,7
Tuyau 193	126,7	110	0,001	5,79	0,61
Tuyau 194	135,3	110	0,001	5,28	0,56
Tuyau 195	109,3	75	0,001	2,29	0,52
Tuyau 197	149,9	50	0,001	1,15	0,59
Tuyau 198	117,3	315	0,007	-81,84	1,05
Tuyau 199	200	250	0,001	-71,64	1,46
Tuyau 1	546,3	250	0,001	53,08	1,08
Tuyau 20	208,6	75	0,001	3,87	0,87

Chapitre -4-:
CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau 35 : État des Arcs du Réseau à l'horizon 2040 (suite)

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit l/s	Vitesse m/s
Tuyau 35	53,2	75	0,007	5,27	1,19
Tuyau 37	178,4	125	0,001	-6,95	0,57
Tuyau 41	273,6	75	0,001	3,57	0,81
Tuyau 42	100	75	0,001	-2,57	0,58
Tuyau 45	323,3	75	0,001	-4,43	1
Tuyau 46	91,6	50	0,001	1,27	0,65
Tuyau 47	204,7	50	0,001	-0,32	0,17
Tuyau 48	322,5	110	0,001	-5,09	0,54
Tuyau 49	322,5	110	0,001	-5,81	0,61
Tuyau 50	322,9	110	0,001	7,75	0,82
Tuyau 51	303,2	125	0,001	8,52	0,69
Tuyau 52	378,4	200	0,001	22,98	0,73
Tuyau 53	119,2	160	0,001	11	0,55
Tuyau 54	175,9	160	0,001	-8,74	0,43
Tuyau 58	208,7	200	0,007	42,24	1,34
Tuyau 63	197	75	0,001	-0,78	0,35
Tuyau 64	116,2	75	0,001	-3,18	0,72
Tuyau 65	138,3	50	0,001	-2,71	1,38
Tuyau 2	354,63	250	0,001	28,6	0,58
Tuyau 4	219,78	250	0,001	24,19	0,49
Tuyau 5	356,92	200	0,001	19,77	0,63
Tuyau 12	719,55	125	0,001	44,95	2,5
Tuyau 13	633,66	110	0,001	31,95	1,16
Tuyau 25	158,25	125	0,001	34,95	2,85
Tuyau 26	158,25	125	0,001	34,95	2,85
Tuyau 27	600	200	0,001	104,5	3,33
Tuyau 9	100	200	0,1	44,95	1,43
Tuyau 56	719,55	125	0,001	12,59	1,03
Tuyau 68	100	200	0,1	79,34	2,53
Vanne 15	Sans Valeur	200	Sans Valeur	0	0
Vanne 17	Sans Valeur	200	Sans Valeur	0	0
Vanne 19	Sans Valeur	200	Sans Valeur	0	0
Vanne 57	Sans Valeur	200	Sans Valeur	44,95	1,43
Vanne 70	Sans Valeur	200	Sans Valeur	69,34	2,21
Vanne 3	Sans Valeur	100	Sans Valeur	13	1,66

4.6. Calcul du débit pointe plus incendie :

Dans ce chapitre on doit vérifier que le débit (pointe + incendie) sera véhiculé par les diamètres précédents .

Chapitre -4-:
CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Comme on a pas de débit concentré ,vu l'absence de l'activité industrielle et agricole , on ajoutera les 17 l/s ,au nœud le plus défavorable . Comme le système est gravitaire ,le point défavorable sera le point le plus loin par rapport au réservoir 3000 Abane Ramdane.

On trouvera que ce nœud sera positionné à une distance de 2910.71 m par rapport au réservoir, et d'après **la figure 12** ça sera le nœud 124,on y ajoute 17 l/s , et on lance la simulation .

Les résultats de la simulation seront donnés dans le tableau suivant :

Tableau 36 : Etat des nœuds ,pointe plus incendie à l'horizon 2040.

ID Noeud	Demande (l/s)	Pression (m)
Noeud 6	4,36	73,05
Noeud 8	1,15	71,8
Noeud 11	2,34	74,87
Noeud 12	1,83	73,99
Noeud 13	1,19	72,61
Noeud 14	1,1	74,78
Noeud 16	7,53	72,9
Noeud 18	2,64	72,16
Noeud 19	1,84	73,71
Noeud 20	0,63	73,48
Noeud 22	0,75	73,33
Noeud 23	2,72	73,45
Noeud 25	2,26	73,66
Noeud 26	0,16	79,4
Noeud 28	1,05	77,09
Noeud 29	2,6	75,35
Noeud 32	3,42	59,97
Noeud 36	2,19	54,62
Noeud 38	3,92	54,81
Noeud 40	2,56	32,13
Noeud 46	3,91	36,36
Noeud 49	5,19	41,45
Noeud 51	2,61	19,89
Noeud 52	2,44	21,58
Noeud 55	0,9	27,06
Noeud 56	1,19	22,83
Noeud 57	1,79	28,01
Noeud 58	0,62	21,79
Noeud 59	1,75	33,44
Noeud 60	0,35	24,52
Noeud 62	1,95	21,44
Noeud 65	1,89	14,74
Noeud 66	1,43	21,86

Chapitre -4-:
CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau 36 : Etat des nœuds ,pointe plus incendie à l’horizon 2040(suite).

ID Noeud	Demande (l/s)	Pression (m)
Noeud 68	2,4	38,57
Noeud 70	1,97	56,41
Noeud 71	0,6	58,2
Noeud 72	1,4	66,62
Noeud 73	0,35	69,57
Noeud 74	2,18	15,91
Noeud 75	4,13	16,27
Noeud 76	6,81	8,36
Noeud 79	1,87	35,89
Noeud 80	3,54	18,91
Noeud 83	3,24	16,31
Noeud 90	0,67	61,09
Noeud 91	0,54	62,88
Noeud 92	0,89	47,3
Noeud 93	0,58	53,04
Noeud 94	2,46	40,46
Noeud 95	0,85	37,73
Noeud 97	1,99	73,92
Noeud 98	0,65	78,67
Noeud 99	0,54	78,77
Noeud 100	1,16	74,26
Noeud 101	1,6	77,39
Noeud 102	1,4	79,7
Noeud 104	1,12	18,34
Noeud 105	2,28	12,36
Noeud 111	4,49	10,47
Noeud 112	2,43	6,02
Noeud 113	2,51	5,65
Noeud 114	3,2	11,75
Noeud 115	3,16	28,44
Noeud 116	5,13	28,3
Noeud 120	4,95	28,65
Noeud 123	4,78	46,68
Noeud 124	13,4	42,79
Noeud 128	4,95	29,08
Noeud 129	5,95	41,04
Noeud 134	3,67	9,29
Noeud 135	2,15	8,85
Noeud 136	2,43	9,01
Noeud 148	2,57	9,78
Noeud 149	2,86	9,42

Chapitre -4-:
CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau 36 : Etat des nœuds ,pointe plus incendie à l’horizon 2040 (suite).

ID Noeud	Demande (l/s)	Pression (m)
Noeud 151	0,64	8,58
Noeud 152	0,36	8,85
Noeud 87	4,26	45,71
Noeud 88	1,64	72,19
Noeud 89	7,37	71,5
Noeud 130	2,2	77,98
Noeud 131	1,59	73,61
Noeud 77	1,91	32,23
Noeud 78	4,05	54,7
Noeud 81	2,58	75,2
Noeud 110	2,99	75,78
Noeud 132	1,5	67,39
Noeud 133	1,15	78,11
Noeud 1	4,41	72,3
Noeud 2	4,43	72,11
Noeud 3	0	34,45
Noeud 4	0	11,44
Noeud 7	0	201,95
Noeud 9	0	131,2
Noeud 10	0	60,72
Noeud 15	0	1,04

Remarque :

On remarquera que les pressions aux nœuds sont acceptables ,donc le réseau dimensionné ,véhiculera les débits de point,et pointe plus incendie.

4.7.Conclusion :

Le but de la réhabilitation du système d’alimentation en eau potable de la commune de Khmisti est d’assurer des pressions acceptables au niveau des nœuds qui sont au niveau des réservoirs ,grâce à l’amélioration du réseau .

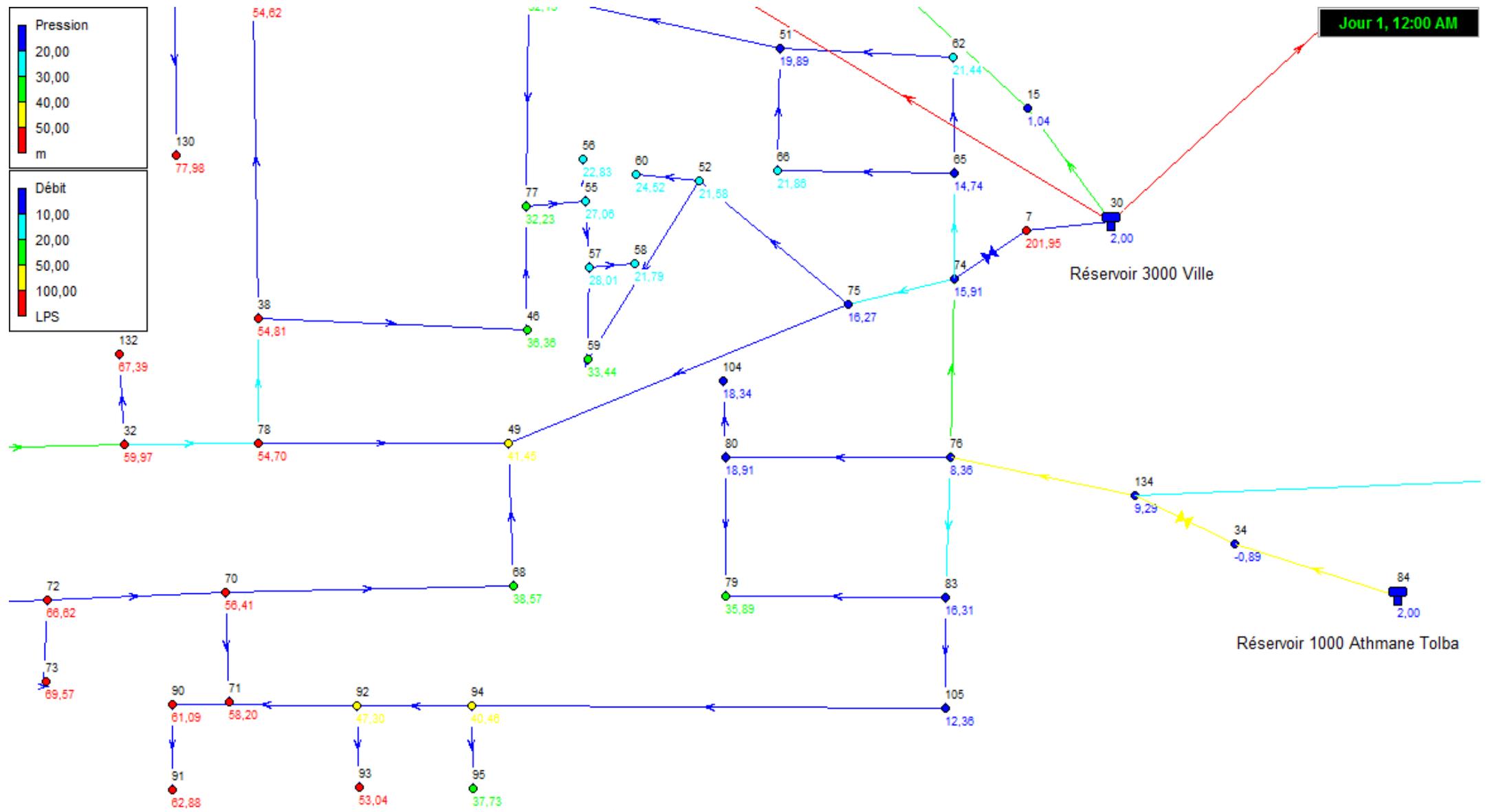


Figure8 : Résultat de la simulation à l'horizon 2040 (1),EPANET.

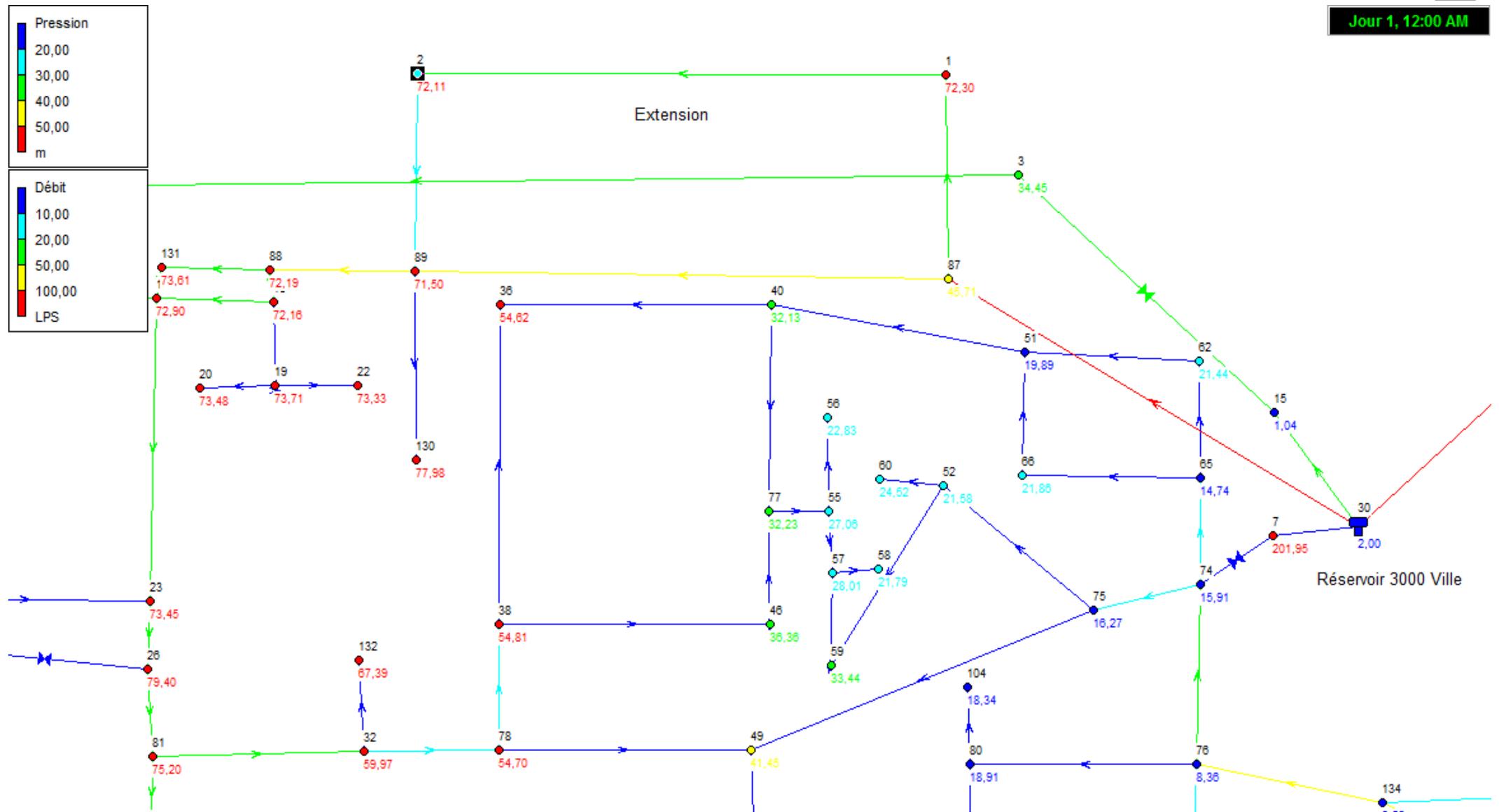


Figure 9 : Résultats de la simulation , à l'horizon 2040 (2) , EPANET.

Jour 1, 12:00 AM

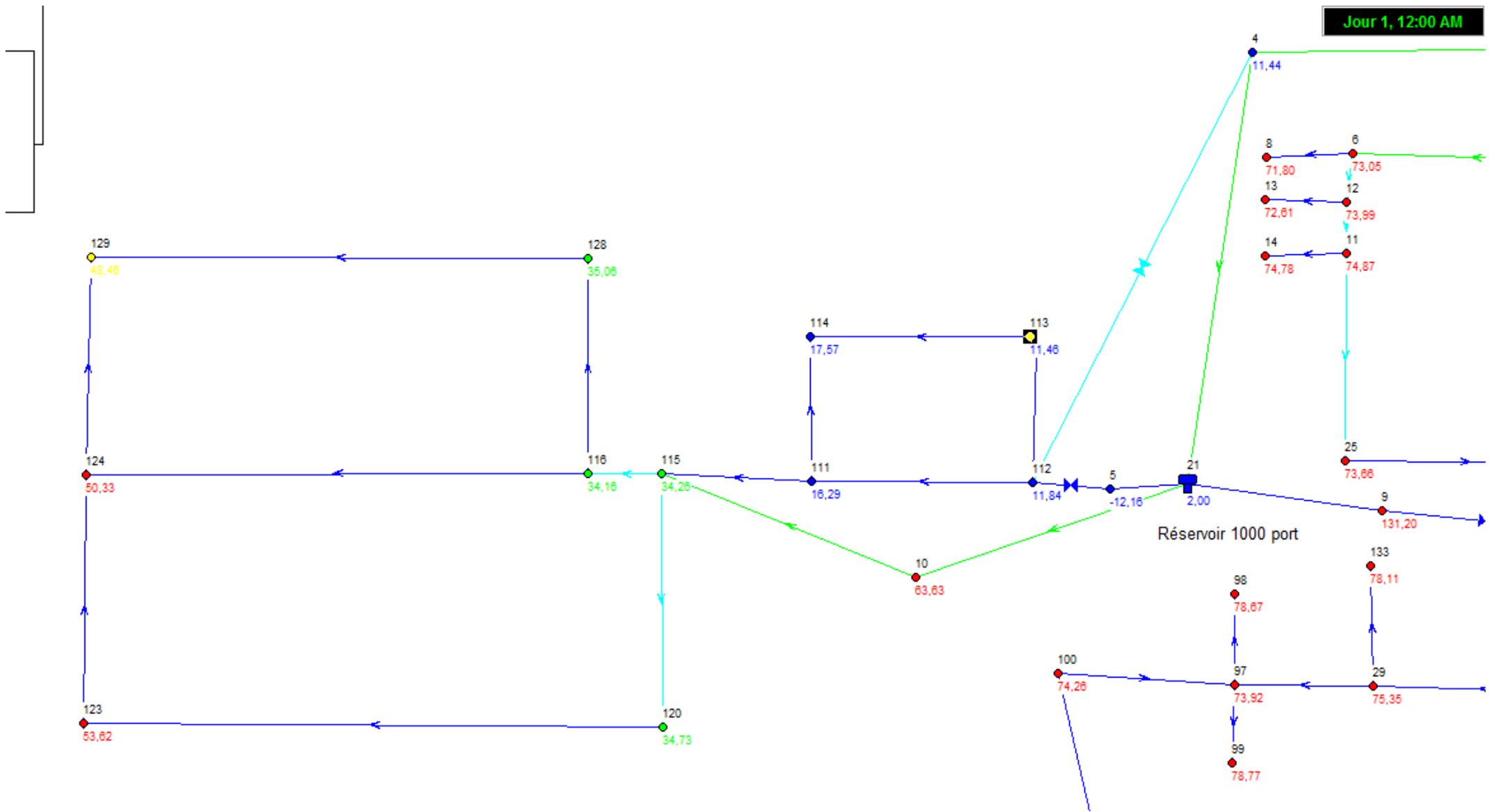


Figure 10 : Résultats de la simulation à l'horizon 2040 (3) .EPANET.

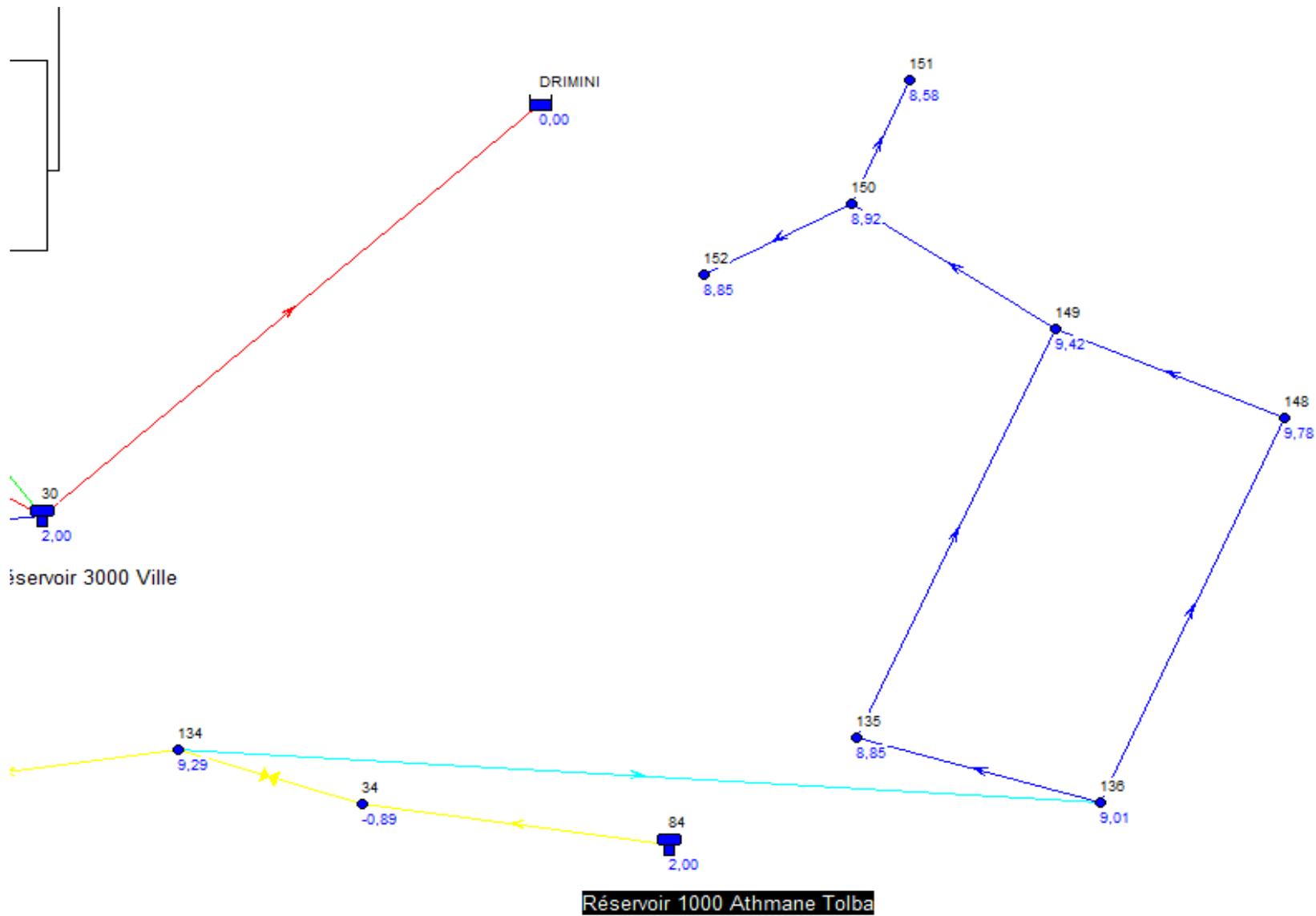


Figure 11 :Résultat de la simulation à l’horizon 2040 (4).EPANET.

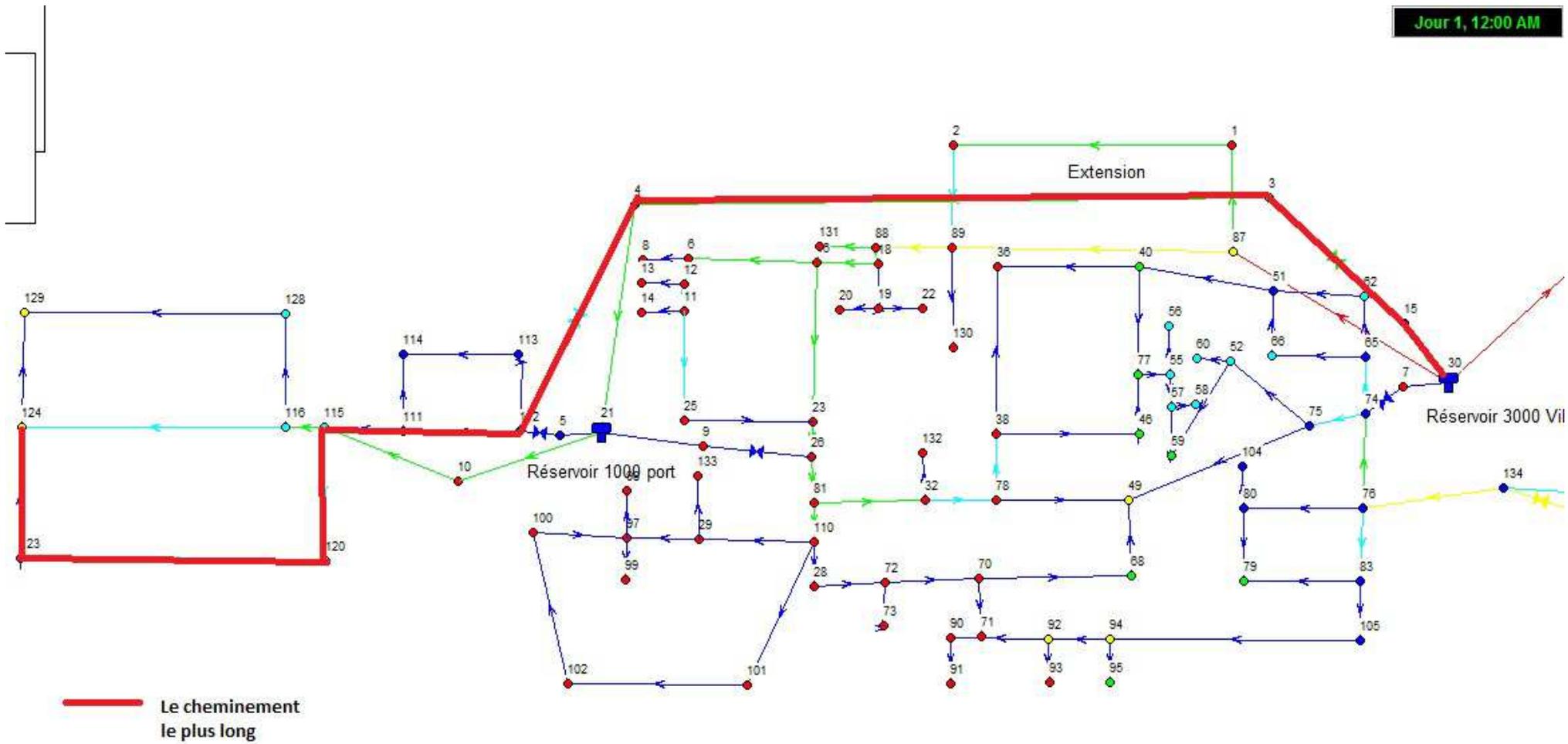


Figure 12 : Le cheminement le plus long ,Point+ incendie .

CHAPITRE 5 :

CALCUL DES

RESERVOIRS

5.1.Introduction :

Le réservoir d'eau potable joue un rôle capital dans le réseau de distribution. En effet, il permet de faire face aux variations plus ou moins importantes de la demande en eau, d'assurer le volume d'eau nécessaire pour la protection incendie et de faire face à une éventuelle défaillance de l'une des composantes du réseau se situant à l'amont du réservoir (source d'alimentation, usine de traitement, conduite d'adduction etc.). Les réservoirs servent donc principalement à harmoniser la demande et la production.

Le but de ce chapitre est de déterminer les volumes de stockage ,et de vérifier leur capacité à l'horizon de l'étude ,soit 2040, afin d'assurer un meilleur fonctionnement du réseau d'alimentation et satisfaire les besoins en eau des habitants .

5.2.Fonction du réservoir :

Les réservoirs d'eau sont, en général, nécessaires pour pouvoir alimenter, convenablement, une agglomération en eau potable. Ils sont principalement imposés par la différence entre le débit de captage (plutôt constant) et le débit d'eau consommé par l'agglomération (variable en fonction de l'heure de la journée).

On peut regrouper les diverses fonctions des réservoirs sous cinq rubriques principales:

- Un réservoir est un régulateur de débit entre le régime d'adduction et le régime de distribution ,autrement dit il sert à adapter la production à la consommation .
- Un réservoir est un régulateur de pression en tout point du réseau. Il permet de fournir aux abonnés une pression suffisante et plus ou moins constante, indépendamment de la consommation. En effet, la pression fournie par les stations de pompage peut varier: au moment de la mise en marche et de l'arrêt.
- Si la côte du réservoir ne permet pas de fournir une charge suffisante à toute l'agglomération, il sera nécessaire de construire un réservoir surélevé (ou château d'eau).Et c' est l'un des problèmes distingués lors du diagnostic.
- Un réservoir est un élément de sécurité vis-à-vis des risques d'incendie, de demande en eau exceptionnelle .
- Un réservoir a une fonction économique, il peut conduire à des économies significatives sur les investissements à réaliser sur le réseau de distribution, en réduisant le diamètre des canalisations maîtresses .
- Un réservoir est un point test, en volume et en pression, d'un réseau maillé. Il est en effet un baromètre précis, en permanence et en continu de l'état du réseau (pression) et de l'évaluation de la demande réelle (variations de niveau).

5.3.Emplacement des réservoirs :

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre .Pour cela nous on doit prendre compte de certains points à savoir :

- Il est préférable que le réservoir soit à un niveau bas par rapport à la prise d'eau , ce qui implique un remplissage par gravité ,ce qui sera plus économique .
- l'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravite, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.
- lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité du centre important de consommation.

5.4.Classification des réservoirs :

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

5.4.1.D'après la nature des matériaux de construction, on distingue :

- Les réservoirs en maçonnerie
- Les réservoirs en béton arme ou ordinaire

5.4.2.D'après la situation des lieux, ils peuvent être

- Enterrées
- Semi-enterrés
- Surélève

5.4.3.D'après leurs formes

- Circulaires
- Rectangulaires
- Carrés

5.5.Les équipements d'un réservoir :

Le réservoir est constitué de :

❖ Une conduite d'arrivée ou d'alimentation :

Cette conduite ,du type refoulement ou gravitaire ,doit arriver de préférence dans la cuve en siphon noyé ou par le bas , toujours à l'opposé de la conduite de départ ,pour provoquer le brassage.

Cette arrivée par le bas ou en siphon noyé permet le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations . L'extrémité de cette dernière est munie d'un dispositif qui obture la conduite quand le niveau atteint son niveau maximal .

❖ **Une conduite de départ ou de distribution :**

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelques centimètres au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension .L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite).Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite .

❖ **Une conduite de trop-plein :**

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir en cas où une pompe ne s'arrête pas .

L'extrémité de cette conduite doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve.

❖ **Une conduite de vidange :**

Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation .

Elle est munie d'un robinet- vanne ,et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein.Le robinet-vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable .

❖ **Une conduite by-pass :**

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ ,elle fonctionne uniquement quand le réservoir est isolé pour son entretien .

❖ **Un système de matérialisation d'incendie :**

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement , une fois le niveau de la réserve atteint. Nous distinguons :

- Le système à deux prises :
Ce système est très rarement utilisé du fait que la réserve de sécurité n'est pas convenablement renouvelée .
- Le système à siphon :
Ce système à l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie.

Quelques équipements sont aussi à prévoir dans les réservoirs:

- ❖ une fenêtre d'aération (entrée et sortie de l'air lors du remplissage et de la vidange).
- ❖ un accès pour le nettoyage de la cuve.
- ❖ une chambre de vannes, un trop-plein (évacuation de l'excédent d'eau), une galerie de

vidange (au fond).

- ❖ une fermeture par flotteur de l'alimentation, un enregistreur du niveau d'eau dans le réservoir.

Le schéma suivant représentera tout ce qui a été mentionné au dessus :

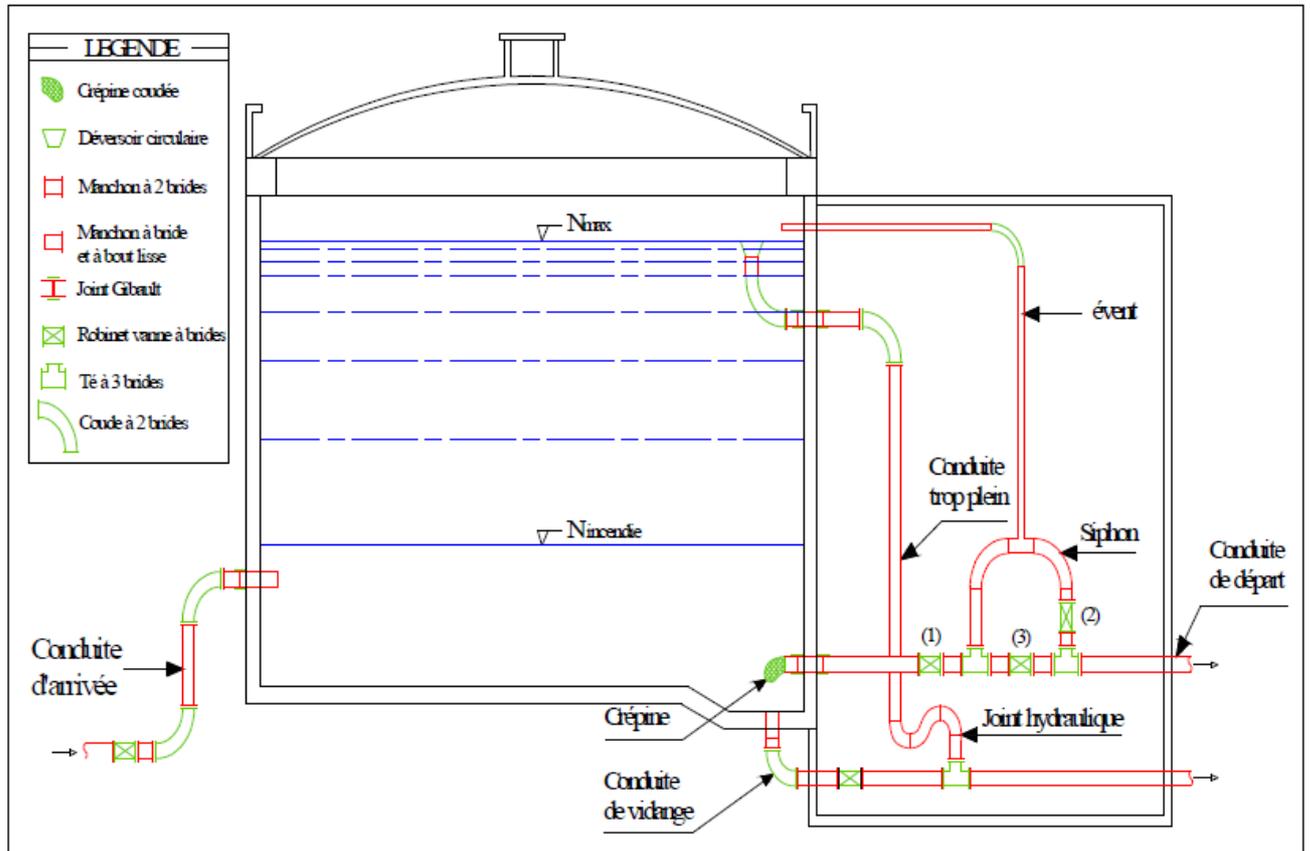


Figure 13 : Schéma explicatif des équipements d'un réservoir.

5.6. Calcul de la capacité des réservoirs :

Pour satisfaire au rôle qu'ils doivent jouer, les réservoirs doivent avoir une capacité suffisante.

La capacité d'un réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie, augmentée éventuellement de la réserve d'incendie qui est estimée à un minimum de 120 m³.

Le réseau d'alimentation de cette étude à l'horizon est fait de telle sorte que l'agglomération de Khemiti soit alimentée principalement par deux réservoirs :

- Le 1^{er} réservoir : réservoir 1000 de la localité Athmane Tolba, alimente la localité de Athmane Tolba ainsi que la partie supérieure de Khemisti ville.

Chapitre 5
CALCUL DES RESERVOIRS

- Le 2^{ème} réservoir : le réservoir 3000 Ville ,alimente le bas de la ville , ainsi que le réservoir 1000 port ,autrement dit ce réservoir alimente aussi le port.
- Le 3^{ème} réservoir : RV 1000 port ,alimente le bas port .

Dans notre cas , l'alimentation des réservoirs se fait par gravité .

Le tableau ci-dessous représente les cotes radiers de ces réservoirs :

Réservoirs	Cote radier (m)
3000 de la ville Abane Ramdane	180
1000 de la localité Athmane Tolba	253
1000 de Khemisti port	69

Tableau 37 : Cotes radier des réservoirs existants .

5.6.1.Principe de calcul :

La capacité du réservoir se calculera comme suit :

$$V_{\text{totale}} = V_{\text{régulation}} + V_{\text{incendie}} \quad (20)$$

Avec :

V_t : la capacité totale du réservoir estimée en m³.

$V_{\text{régulation}}$: la capacité résiduelle qui est égal à :

$$V_r = 0.01 * a * Q_{\text{max jr}} \quad (21)$$

Avec :

a : fraction horaire du débit maximum journalier (%) : $a = \text{Reste}^+_{\text{max}} + \square \text{Reste}^-_{\text{max}}$

$Q_{\text{max jr}}$: La consommation maximale journalière (m³/jr).

Remarque :

Vu que l'alimentation se fait par gravité , les coefficients de l'apport seront égaux durant 24h et estimés à 4.17%.

En ayant les coefficients horaire de consommation de chaque partie , on diminue ces derniers des coefficients de l'apport :

- Si c'est positif ,ceci sera considéré comme stockage .
- Si c'est négatif ,ceci sera considéré comme distribution .

On calcule ensuite le reste , et de là on tire les maximums des valeurs positives et négatives ,et c'est ainsi qu'on calcule la fraction horaire « a » .

Chapitre 5
CALCUL DES RESERVOIRS

Une fois la fraction estimée , on calcul le volume régulation ,et on lui ajoute le volume d'incendie .

❖ **Calcul de la capacité du réservoir Athmane Tolba :**

Sachant que :

$$Q_{\max jr} = 3628.78 \text{ m}^3/\text{jr}$$

Tableau 38 : Calcul de la capacité du réservoir de la localité Athmane Tolba à l'horizon 2040.

heure	consommation (%)	Apport (%)	stockage	distribution	Reste (%)
0_01	1,5	4,17	2,67		8,67
01_02	1,5	4,17	2,67		11,33
02_03	1,5	4,17	2,67		14,00
03_04	1,5	4,17	2,67		16,67
04_05	2,5	4,17	1,67		18,33
05_06	3,5	4,17	0,67		19,00
06_07	4,5	4,17		-0,33	18,67
07_08	5,5	4,17		-1,33	17,33
08_09	6,25	4,17		-2,08	15,25
09_10	6,25	4,17		-2,08	13,17
10_11	6,25	4,17		-2,08	11,08
11_12	6,25	4,17		-2,08	9,00
12_13	5	4,17		-0,83	8,17
13_14	5	4,17		-0,83	7,33
14_15	5,5	4,17		-1,33	6,00
15_16	6	4,17		-1,83	4,17
16_17	6	4,17		-1,83	2,33
17_18	5,5	4,17		-1,33	1,00
18_19	5	4,17		-0,83	0,17
19_20	4,5	4,17		-0,33	-0,17
20_21	4	4,17	0,17		0
21_22	3	4,17	1,17		1,17
22_23	2	4,17	2,17		3,33
23_24	1,5	4,17	2,67		6,00

On trouve :

$$a = 19 + (-0.17) = 19.17 \% \rightarrow V_r = 19.17 * 0.01 * 3628.78 \rightarrow V_r = 695.64 \text{ m}^3.$$

D'où :

$$V_t = 695.64 + 120 \rightarrow V_t = 815.64 \text{ m}^3$$

Chapitre 5
CALCUL DES RESERVOIRS

$V_t \square 1000 \text{ m}^3 \rightarrow$ Le réservoir existant de la ville Athmane Tolba suffit largement à l'horizon

❖ **Calcul de la capacité du réservoir de la ville (Abane Ramdane) :**

Le réservoir Abnane Ramdane ,alimente la partie inférieure de la ville, la partie supérieure du port ainsi que le réservoir du port.

Dans ce cas , on commencera par estimer la capacité du réservoir Port ,qui sera ajoutée à la capacité du réservoir Abane Ramdane .

❖ **Calcul de la capacité du réservoir du port :**

On suivra les mêmes étapes que précédemment ,sachant que :

$$Q_{\max, jr} = 2760.48 \text{ m}^3/jr$$

Tableau 39 : Calcul de la capacité du réservoir du Port à l'horizon 2040.

Horaire (h)	consommation (%)	Apport (%)	stockage	distribution	reste
0_01	1,5	4,17	2,67		8,67
01_02	1,5	4,17	2,67		11,33
02_03	1,5	4,17	2,67		14,00
03_04	1,5	4,17	2,67		16,67
04_05	2,5	4,17	1,67		18,33
05_06	3,5	4,17	0,67		19,00
06_07	4,5	4,17		-0,33	18,67
07_08	5,5	4,17		-1,33	17,33
08_09	6,25	4,17		-2,08	15,25
09_10	6,25	4,17		-2,08	13,17
10_11	6,25	4,17		-2,08	11,08
11_12	6,25	4,17		-2,08	9,00
12_13	5	4,17		-0,83	8,17
13_14	5	4,17		-0,83	7,33
14_15	5,5	4,17		-1,33	6,00
15_16	6	4,17		-1,83	4,17
16_17	6	4,17		-1,83	2,33
17_18	5,5	4,17		-1,33	1,00
18_19	5	4,17		-0,83	0,17
19_20	4,5	4,17		-0,33	-0,17
20_21	4	4,17	0,17		0
21_22	3	4,17	1,17		1,17
22_23	2	4,17	2,17		3,33
23_24	1,5	4,17	2,67		6,00

Chapitre 5
CALCUL DES RESERVOIRS

On trouve :

$$a = 19 + \square - 0.17 \square = 19.17 \% \rightarrow V_r = 19.17 * 0.01 * 2760.48 \rightarrow V_r = 529.18 \text{ m}^3.$$

D'où :

$$V_t = 695.64 + 120 \rightarrow V_t = 649.18 \text{ m}^3$$

$V_t \square 1000 \text{ m}^3 \rightarrow$ Le réservoir existant du Port suffit largement à l'horizon 2040.

❖ **Calcul de la capacité du réservoir Abane Ramdane :**

Le débit maximum journalier sortant du réservoir de la ville , n'est que la somme des débits maximums journaliers de la partie inférieure de la ville et la partie supérieure du port (estimés dans les chapitres précédents).

On trouve :

$$Q_{\max \text{ jr}} = 1123.2 + 8655.55 \rightarrow Q_{\max \text{ jr}} = 9778.75 \text{ m}^3/\text{jr}, \text{d'où :}$$

Tableau 40 : Calcul de la capacité du réservoir de la ville Abane Ramdane 2040.

heure	Consommation (%)	Apport (%)	stockage	distribution	Reste (%)
0_01	1,5	4,17	2,67		8,67
01_02	1,5	4,17	2,67		11,33
02_03	1,5	4,17	2,67		14,00
03_04	1,5	4,17	2,67		16,67
04_05	2,5	4,17	1,67		18,33
05_06	3,5	4,17	0,67		19,00
06_07	4,5	4,17		-0,33	18,67
07_08	5,5	4,17		-1,33	17,33
08_09	6,25	4,17		-2,08	15,25
09_10	6,25	4,17		-2,08	13,17
10_11	6,25	4,17		-2,08	11,08
11_12	6,25	4,17		-2,08	9,00
12_13	5	4,17		-0,83	8,17
13_14	5	4,17		-0,83	7,33
14_15	5,5	4,17		-1,33	6,00
15_16	6	4,17		-1,83	4,17
16_17	6	4,17		-1,83	2,33
17_18	5,5	4,17		-1,33	1,00
18_19	5	4,17		-0,83	0,17
19_20	4,5	4,17		-0,33	-0,17
20_21	4	4,17	0,17		0,00
21_22	3	4,17	1,17		1,17
22_23	2	4,17	2,17		3,33
23_24	1,5	4,17	2,67		6,00

On trouve :

$$a = 19 + \square - 0.17 \square = 19.17 \% \rightarrow V_t = 19.17 * 0.01 * 6528.04 \rightarrow V_t = 1251.43 \text{ m}^3.$$

D'où :

$$V_t = 1251.43 + 120 \rightarrow V_t = 1371.43 \text{ m}^3$$

Maintenant on ajoute la capacité du réservoir du port ,on trouve :

$$V_t' = 1371.43 + 649.18 \rightarrow V_t' = 2020.61 \text{ m}^3$$

$V_t \square 3000 \text{ m}^3 \rightarrow$ Le réservoir existant de la ville suffit largement à l'horizon 2040.

5.7. Forme des réservoirs :

La hauteur d'eau utile est située entre 3 et 6 m .Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans les grands ouvrages .

Sachant que la forme des réservoirs existants est circulaire :

- On détermine par conséquence le diamètre de la cuve ,comme suit :

$$S = \frac{V}{h} \rightarrow 3.14 * D^2 / 4 = \frac{V}{h} \rightarrow D = (4 * V / (3.14 * h))^{1/2}, \quad h/D \square 0.7 \quad (22)$$

Avec :

S:la section du reservoir (m^2)

V:Le volume du reservoir (m^3)

D :le diamètre de la cuve (mm)

h : hauteur utile optimale d'eau (m), $3 < h < 6$ m

- **La hauteur totale du réservoir :**

$$H = h + R \quad (23)$$

Avec :

R : marge de sécurité

- **La hauteur de la réserve d'incendie :**

On a :

$$H_{inc} = V_{inc} / S \quad (24)$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 41 : Dimensionnement des réservoirs .

Réservoir	Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	h inc (m)	R (m)	H (m)
De la localité Athmane Tolba	1000	17,85	250	4	0,48	0,5	4,5
De la ville Abane Ramdane	3000	30,91	750	4	0,16	0,5	4,5
Du port Port	1000	17,85	250	4	0,48	0,5	4,5

V.7.Hygiène et sécurité des réservoirs :

Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution d'origine extérieure.

- Ils doivent être protégés contre les élévations importantes de températures.
- Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.
- Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.
- L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou odeurs désagréables.
- La stagnation prolongée de l'eau peut y être la cause, une vidange chaque mois en période d'été s'avère nécessaire.
- Au moins une fois par ans, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés pour éviter toute contamination de l'eau

V.8.Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de déduire que les réservoirs existants à Khemisti suffisent largement ,et répondent aux besoins des habitants à l'horizon 2040.

CHAPITRE 6 :

ADDUCTION

6.1.Introduction :

L'adduction est le transport d'eau à partir d'une source d'alimentation (puits, forage, barrage, ...) vers les réservoirs de stockage ou directement vers le réseau de distribution ;se fait à l'aide de canalisations soit par pompage ou par gravité. .

Le but de ce chapitre est de dimensionner la conduite d'adduction qui a été projeté à l'horizon 2040.

6.2-Choix du tracé :

Le choix du tracé de la conduite d'adduction doit tenir compte de certains impératifs que l'on se forcera dans la mesure du possible de respecter :

1. le tracé doit être le plus court possible entre les ouvrages .
2. Des ventouses doivent être prévues au point haut pour évacuer l'air qui s'y accumule, dans un souci économique et technique, on doit donc éviter le plus possible les contres pentes.
3. Il serait préférable de suivre l'accotement des routes, pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement du matériau.

6.3.Types de l'adduction :

L'adduction est le transfert de l'eau de la source naturelle ou de la station de traitement vers les réservoirs de distribution.

D'après leur fonctionnement , les canalisations d'amenée (ou adduction),peuvent être classées en deux groupes :

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

Dans notre étude , les adductions existantes et projetée sont à écoulement gravitaire.

6.3.1.Adduction à écoulement gravitaire :

Cet écoulement se fait sous une action extérieure qui lui sera appliquée .Il aura lieu quand la cote source sera supérieure à la cote réservoir.

6.3.1.1.Adductions existantes :

La principale ressource de cette commune est la station de dessalement de Fouka d'une capacité de 120 000m³/jr.

La station de dessalement ,alimente le réservoir 30 000 m³ de Mouaz ,de ce dernier en sort une conduite ,qui se subdivise en deux conduites vers:

1. Le réservoir 15000 m³ Drimini ,suivie d'une cheminée d'équilibre, afin d'alimenter le réservoir de Saidia d'une capacité de 1000 m³.
2. Le réservoir de la ville Abane Ramdane d'une capacité de 3000m³,caractérisée par :
 - Un diamètre 250 mm
 - Type PEHD

La conduite qui en sort du réservoir 30000 Mouaz,s'étend sur un linéaire de 117 Km ,alimentant 17 communes.

La conduite menant vers le réservoir 1000 de Saidia alimente le réservoir de la localité Athmane Tolba d'une capacité 1000 m³ (précédée d'une cheminée d'équilibre) ,caractérisée par :

- Un diamètre de 250 mm
- Type PEHD.

6.3.1.2.Adduction projetée :

Parmi les anomalies distinguées lors du diagnostic , la conduite d'adduction existante alimentant le port , a été soumise à de nombreux piquages vu qu'elle passe par les habitations de la ville. Tout d'abord on doit isoler cette conduite du port en mettant une vanne de fermeture sur le tronçon qui relie la conduite au réservoir du port ,ensuite on doit amener une autre conduite qui sera isolée et qu'on va dimensionner par la suite .

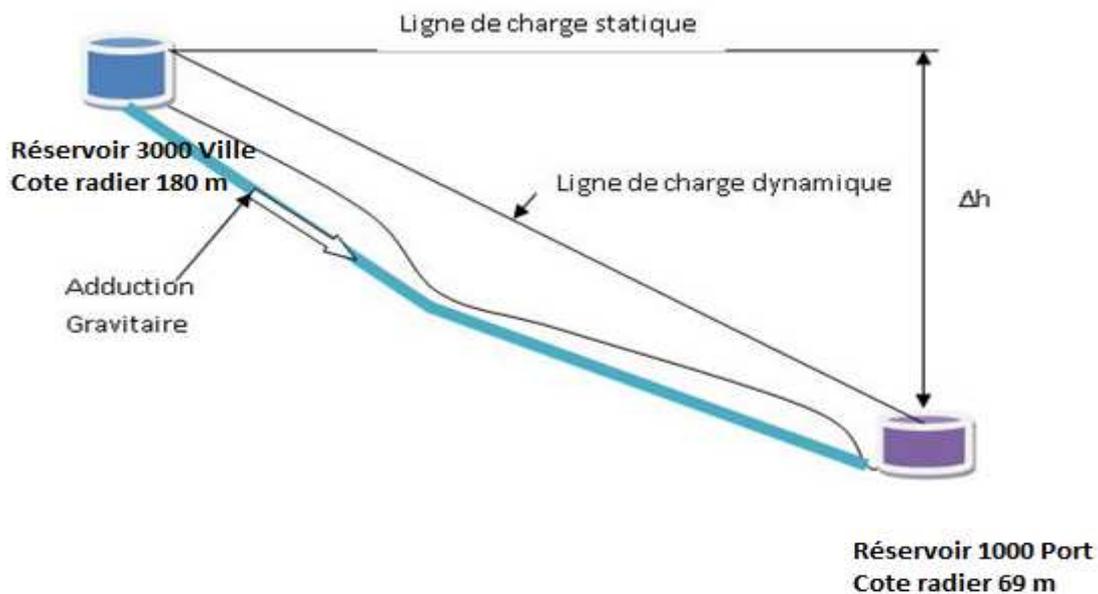


Figure 14. : Schéma représentatif de l'adduction projetée à l'horizon 2040

6.4. Adduction et type d'écoulement :

On distingue deux types d'écoulement :

- Ecoulement à surface libre
- Ecoulement en charge

IV.4.1. Ecoulement à surface libre :

L'écoulement à surface libre est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions gravitaires sans charge tels que les canaux à ciel ouvert et les aqueducs fermés. Donc la pression prédominante à la surface libre est la pression atmosphérique. Ce type d'écoulement est conditionné par la pente.

IV.4.2. Ecoulement en charge :

L'écoulement en charge est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions ou des réseaux gravitaires sous pression et des adductions par refoulement. Donc sa pression diffère de la pression atmosphérique.

6.5. Choix des matériaux de canalisation :

De nombreux types de tuyaux sont disponibles pour constituer une conduite. On peut classer en fonction des matériaux avec lesquels ils sont fabriqués : fonte, acier, PEHD....etc. Le choix des tuyaux utilisés est fonction de la pression et de la nature du terrain, des coûts de fourniture et de mise en oeuvre, mais aussi de la facilité à réaliser les raccordements, les prises de branchement et les réparations en cas de fuite.

6.5.1. Fonte :

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge les grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte. Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

6.5.2. Acier :

L'acier est un matériau apte à prendre en charge les grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, une protection cathodique est indispensable. Pour une conduite maitresse alimentant une ville, l'acier n'est pas recommandé pour éviter la perturbation de l'alimentation en cas de fuite.

6.5.3. PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène) :

Les tuyaux en matière plastique sont les plus légers de tous les tuyaux. Ils sont faciles à couper, à poser et à assembler si certaines précautions sont prises. Ils ont de très bonnes propriétés hydrauliques et ne sont pas sujets à la corrosion. Toutefois leur résistance mécanique présente une limitation plus sévère que les autres matériaux (Casse pour le PVC, écrasement pour le PEHD). Le PVC, avec une densité de 1.4 est un matériau particulièrement léger en comparaison aux autres matériaux.

Dans notre cas , le réseau actuel est quasiment fait en acier , et vu les inconvénients qui présente soient :

- la mise en œuvre de canalisations en acier demande un travail énorme.
- Une rugosité élevée, ce qui provoque une forte corrosion de la conduite , et ça représente un danger pour la santé de l'homme.
- Le prix élevé.

On garde les conduites qui sont en PVC car elles répondent aux avantages suivants :

- souple et plus résistante.
- supporte des pressions de service atteignant 50 bars.
- des longueurs jusqu'à 7m à partir du diamètre de 800mm.
- différents types de joints sont utiliser pour assembler ces conduites.

Et le reste on le change en PEHD ,vu les avantages que ce matériau présente ,soient :

- Flexibilité et facilité de mise en œuvre .
- Fiabilité et durabilité du réseau (durée de vie estimée à 50 ans).
- Etanchéité parfaite grâce aux techniques de soudage.
- Faibles pertes de charge et bonne résistance aux coups de bélier.

5.6.Calcul des adductions du réseau projeté :

5.6.1.Calcul de la conduite d'adduction réservoir 3000 de la ville Abane Ramdane – réservoir 1000 Port :

Pour pourvoir dimensionner la conduite d'adduction qui mène du réservoir de la ville au réservoir du port , il faut avoir :

- Le débit sortant vers le réservoir du port .
- La longueur de la conduite
- La rugosité

1.calcul du débit :

Pour dimensionner la conduite ,on doit connaitre le débit maximal journalier qui y passe ,pour cela il faut avoir les besoins des habitants du port à l'horizon 2040.

D'après :

- Le **Tableau 1** ,le nombre d'habitants de Khemisti port à l'horizon est de : 11036 habitants
- Le **Tableau 2** ,on prendra une dotation de 175 l/s/hab

On applique (2), on trouve :

$$Q_{\text{moy jr port dom}} = 11036 \cdot 175 / 1000 \rightarrow Q_{\text{moy jr port dom}} = 1931.3 \text{ m}^3/\text{jr}$$

D'après le **Tableau 5**, les besoins d'équipements du port sont estimés à :

$$Q_{\text{éqpt port}} = 66.95 \text{ m}^3/\text{jr}$$

D'où le débit moyen journalier du port est en appliquant (3) de :

$$Q_{\text{moy jr port}} = 1931.3 + 66.95 \rightarrow Q_{\text{moy jr port}} = 1998.25 \text{ m}^3/\text{jr}$$

Et en prenant un coefficient d'irrégularité journalière maximale, $K_{\text{max jr}} = 1.3$, on trouve selon (13) et (4) :

$$Q_{\text{max jr}} = 1998.25 \cdot 1.3 \cdot 1.15 \rightarrow Q_{\text{max jr}} = 3896.59 \text{ m}^3/\text{jr} = 44.95 \text{ l/s}$$

2. la longueur :

le dépôt de la conduite se fera en parallèle de l'ancienne conduite d'adduction, donc à partir de google earth on trouve : $L_{\text{adduction}} = 1802.4 \text{ m}$

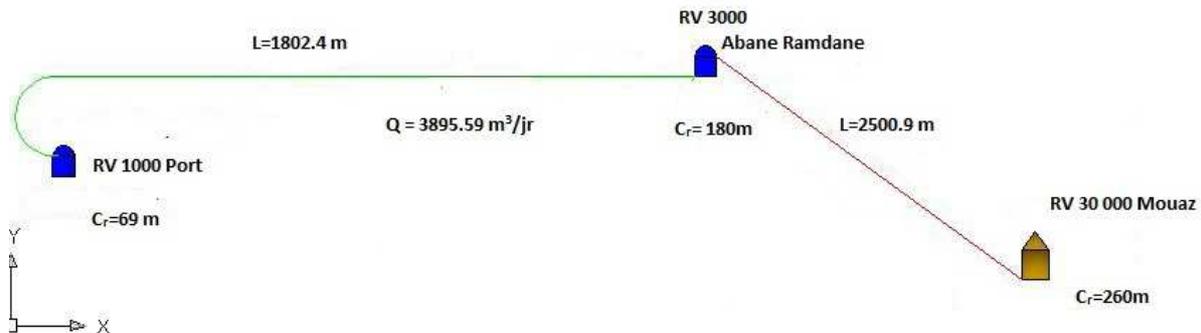


Figure 15: Schéma représentatif de l'adduction ajoutée .

3. Calcul de la perte de charge totale :

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **15%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_i = 1.15 \Delta H_i^{\text{lin}} \rightarrow L_{\text{eq}} = 1.15 L_g \quad (26)$$

Avec :

ΔH_i : Perte de charge totale (m) .

ΔH_i^{lin} : Perte de charge linéaire (m).

L_{eq} :La longueur équivalente de la conduite (m):

L_g :La longueur géométrique (m).

On estimera les pertes de charges comme suit :

$$\Delta H_i = C_{piézo RV 1} - C_{piézo RV 2} \quad (27)$$

$$\rightarrow \Delta H_i = 180 - 69 \quad \rightarrow \Delta H_i = 111 \text{m}$$

Remarque :

On remarque que la perte de charge entre les deux réservoirs est grande ,ce qui risque d'endommager les équipements qui constituent le réservoir du port et même la conduite qui les lie.

Ce qu'on propose est de mettre un brise charge .

❖ Rôle du brise charge :

Le brise charge a pour but de diminuer les pressions exagérées jusqu'à des valeurs acceptables .

❖ Emplacement du brise charge :

Au niveau du tronçon caractérisé par une pression exagérée soit une pression supérieure à 6 bar,on fait projeter sa cote piézométrique sur l'horizontal ,et l'intersection avec le terrain donnera l'emplacement du brise charge.

Comme on voit dans la figure suivante :

Le point ayant une pression exagérée est représenté par le point D, avec une cote terrain de 106 m.

On impose en ce point D ,une pression de 6 bars (sachant qu'à partir de ce point jusqu'au réservoir du port , les pressions dépassent les 6 bars).

D'où : la cote piézométrique du point D = 112 m

On projette cette cote sur le terrain , et de là on trouve l'emplacement du brise charge, représenté par le point B.

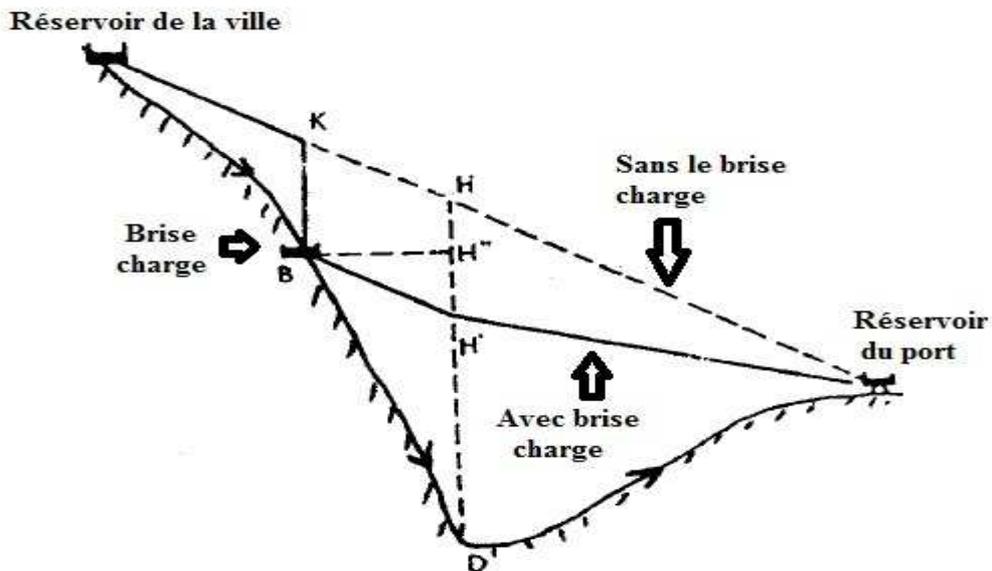


Figure 16 : Emplacement du brise charge

4. Calcul du diamètre de la conduite :

Dans cette étude, l'écoulement est gravitaire, donc il faut calculer le diamètre avantageux, avec la formule suivante :

$$D_{av.i} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq.i} * Q_i^\beta}{\Delta H_i}} \quad (28)$$

Avec :

K' : coefficient de perte de charge .

L_{eq} : La longueur équivalente de la conduite (m):

$$\text{D'après (26)} \rightarrow L_{eq} = 1.15 * 1802.4 \rightarrow L_{eq} = 2072.76 \text{ m}$$

L_g : La longueur géométrique (m).

ΔH_i : Perte de charge totale (m) ;

Q : Débit véhiculé par la conduite (m^3/s) (Débit maximum journalier) ;

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

On choisira comme matériau le PEHD ,les paramètres correspondant à ce dernier seront donnés dans le tableau suivant :

Tableau 42 : Caractéristiques des matériaux

Tuyau	K'	m	β
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 – 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,772	2

Donc :

$$K'=0.001052 \quad m=4.772 \quad \beta=2$$

D'où :

$$D_{av.i} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq.i} * Q_i^\beta}{\Delta H_i}} = \sqrt[4.772]{\frac{0.001052 * 2072.76 * (3896.59 / (3600 * 24))^2}{111}}$$

D'où : $D_{av} = 119.75 \text{ mm} = 120 \text{ mm}$

On remarque que parmi les gammes existantes en PEHD , il n y a pas de diamètre de 118 mm .Ce dernier est compris entre les diamètres [110-125] mm ,donc on va attribuer à la conduite d'adduction deux diamètres différents ,s'étalant sur deux longueurs différentes .

- **Calcul des deux longueurs :**

Soit :

X :la longueur du tronçon ayant le diamètre le plus grand.

L-x : la longueur du tronçon ayant le diamètre le plus petit .

D'où :

$$\Delta H = \frac{K'xQ^2}{D_1^{4.772}} + \frac{K'(L-x)Q^2}{D_2^{4.772}} = K'Q^2 \left(\left(\frac{x}{D_1^{4.772}} \right) + \left(\frac{(L-x)}{D_2^{4.772}} \right) \right) \quad (29)$$

$$\rightarrow 111 = 21.39 \cdot 10^{-7} \cdot (x/0.125^{4.772}) + ((2072.76-x)/0.11^{4.772})$$

$$111 = 21.39 \cdot 10^{-7} \cdot (0.10 - 22.39 \cdot 10^{-6}x) / 10^{-8} \quad \rightarrow \quad x = 1439.1 \text{ m} \quad \rightarrow \quad L-x = 633.66 \text{ m}$$

D'où la conduite d'adduction sera divisée en point de vue longueurs et diamètres comme suit :

$$D_1 = 125 \text{ mm}, L_1 = 1439.1 \text{ m}$$

$$D_2 = 110 \text{ mm}, L_2 = 633.66 \text{ m}$$

5.6.3 La vitesse d'écoulement :

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de **0,5 à 4 m/s**.

On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire en utilisant l'équation de continuité :

$$Q = V \cdot S \rightarrow V = \frac{Q}{S} = \frac{4 \cdot Q}{3.14 \cdot D^2} \quad (30)$$

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m³/s) ;

S : section de la canalisation (m²) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

$$V_1 = (3896.59 / (3600 \cdot 24) \cdot 4) / (3.14 \cdot 0.125^2) = 3.68 \text{ m/s} \square 4 \text{ m/s}$$

$$V_2 = (3896.59 / (3600 \cdot 24) \cdot 4) / (3.14 \cdot 0.11^2) = 4.76 \text{ m/s} > 4 \text{ m/s}$$

On remarque que le diamètre 125 est acceptable point de vue vitesse, donc on changera celui de 110 par celui de 140.

Et en faisant les mêmes calculs (29) et (30), on donne les résultats dans le tableau suivant :

Tableau 43 : Vérifications des vitesses

Diamètre (mm)	Longueurs (m)	Vitesse (m/s)
125	943.95	3.68
140	1128.81	2.93

On remarque que les vitesses sont acceptables .

6.7. Les frais d'investissements :

Les frais d'investissements seront estimés d'après le tableau suivant :

Tableau 44 : Les frais d'investissements

Tronçon	Diamètre (mm)	Prix de ml (Da)	Longueur (m)	Frais (Da)
Rv3000-Rv1000	125	7500	943.95	7079625
	140	8725	1128.81	9848867.25
total				16928492.25

6.8. Conclusion :

Dans ce chapitre ,nous avons ajouté une conduite d'adduction qui alimente le RV 1000 port ,par le RV 3000 ville , pour cela on a estimé toutes les caractéristiques de cette dernière ,ainsi que les frais d'investissement .Nous avons trouvé que :

L'adduction a une longueur de 1802.4 m ,avec deux diamètres s'étalant sur deux longueurs différentes : 125 et 140 mm,et les frais sont de 16928492.25 Da.

CHAPITRE 7 :
EQUIPEMENTS DU
RESEAU

7.1.Introduction:

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certain cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient rigoureusement entretenues et protégées. Dans notre projet, nous avons procédé à l'étude d'une adduction. Cependant pour compléter cette dernière, nous ne devons pas négliger les accessoires utilisés sur nos conduites.

7.2 : Pose de canalisation :

7-2-1: Principe de pose des canalisations :

Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même pour toutes les conduites. Par contre le mode de pose varie d'un terrain à l'autre, ceci dans le but de diminuer l'effet des différentes contraintes agissant sur la canalisation. En principe pour permettre un écoulement naturel des eaux d'infiltration, la pose de canalisation s'effectue à partir des points hauts. Si la canalisation est posée en tranchée, celle-ci doit être suffisamment large (minimum 70 cm), de façon à permettre l'accès aux ouvriers pour effectuer le travail. Au niveau des joints, la tranchée devra présenter un élargissement plus important. L'épaisseur du remblai au dessus de la génératrice supérieure de la conduite est variable suivant les régions du fait du gel. En général, elle est de 1 m. Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîner soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tout les 200 à 400 m.

Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dure d'environ 10 m, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

7.2-2 : Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celle qui en subies des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente.

Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butés de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée. Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des jointe doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement Cette épreuve doit durée 30 min environ, la variation de niveau ne doit pas excéder 0,2 Bars. Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempt de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins.

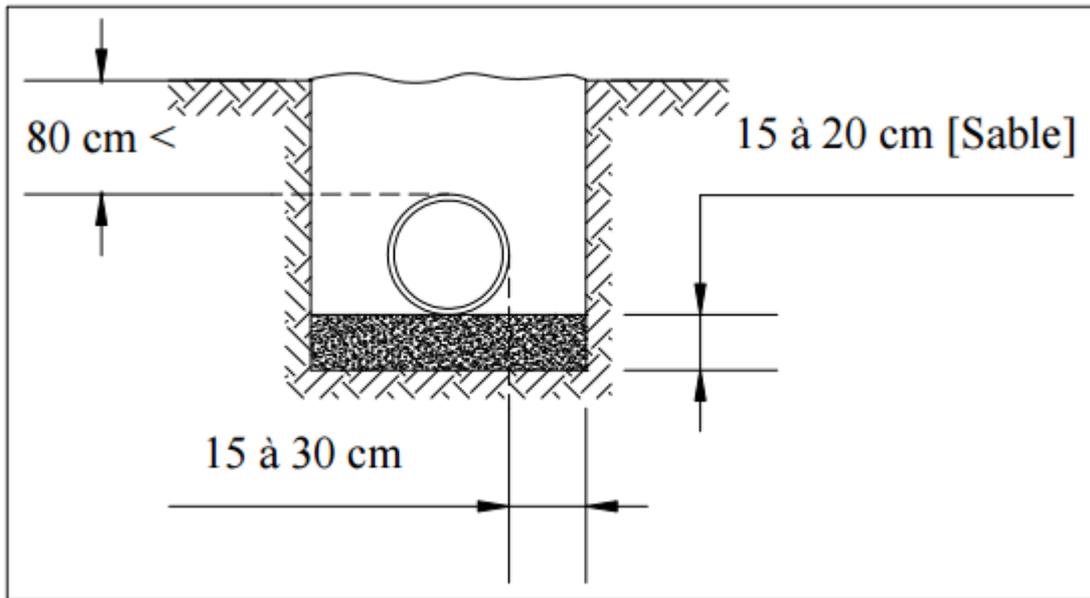


Figure 16: pose de conduite dans un terrain ordinaire

7.3 : Accessoires :

Sur une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.
- Protéger les canalisations.

7.3.1 : Les robinets vannes :

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvres lentes pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue pour une rotation de 90° de la partie tronconique.

Au niveau des réservoirs, on trouve des vannes papillons

Les vannes papillons :

Ce sont des vannes à survitesses utilisées surtout au niveau des réservoirs d'eau (sortie de la conduite), c'est une vanne se fermant sous la pression de l'eau, à ne pas utiliser à l'aval d'une conduite. Elle occasionne une faible perte de charge.

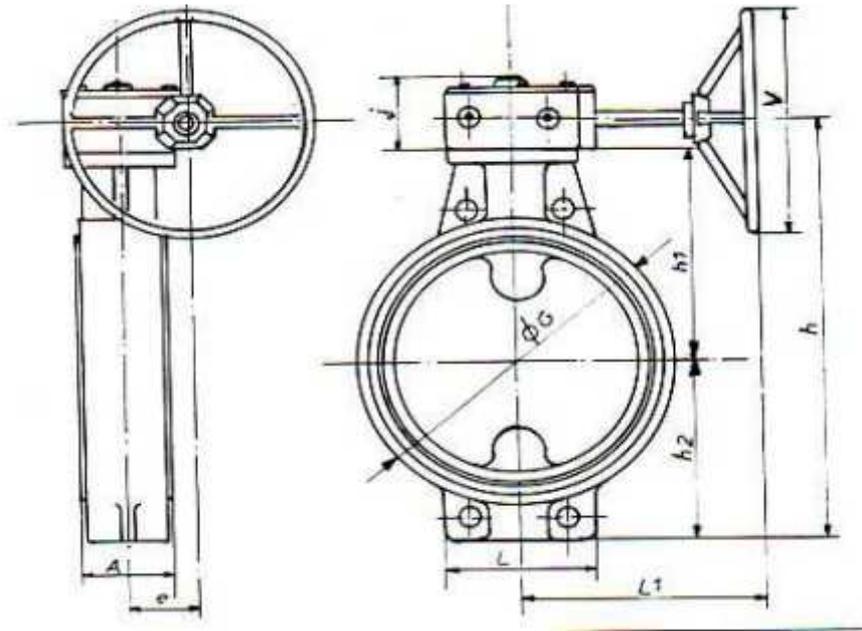


Figure 17: Vanne papillons

7.3.2 : Les ventouses :

On trouve sur le marché deux types de ventouses :

A : Ventouse simple : elle assure le dégazage des conduites à haute pression.

B : Ventouse à deux orifices : elle est formée d'une enceinte en communication avec la conduite, dans laquelle un flotteur vient obturer l'orifice calibré. Le flotteur est cylindrique ou sphérique. Il peut être couvert d'une enveloppe en caoutchouc. Les appareils se placent au niveau des points hauts des conduites ou se rassemble l'air, soit au moment de remplissage soit en cours de fonctionnement. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission de l'air lors des vidanges.

Le choix de l'appareil dépend du mode de remplissage choisi, généralement on admet un remplissage à débit réduit avoisinant 1/10 du débit nominal. La vitesse de l'eau est alors faible ce qui entraîne une surpression faible au niveau de la ventouse.

On distingue :

- Les ventouses manuelles qui sont constituées d'une prise verticale montée sur la génératrice supérieure d'un tuyau et d'un robinet à commande manuelle ;et les ventouses automatiques comportant un flotteur sphérique logé dans un corps en fonte mis à la pression atmosphérique par un orifice placé à la partie supérieure du couvercle. En fonctionnement normal, la ventouse est pleine d'eau, le flotteur est

plaqué sur l'orifice ce qui rend le dispositif étanche. Lorsqu'une poche d'air se produit, le niveau baisse dans le corps de l'appareil, le flotteur descend et libère l'orifice par lequel l'air peut s'échapper.

Dans notre cas ,on trouvera des ventouse à deux flotteurs .

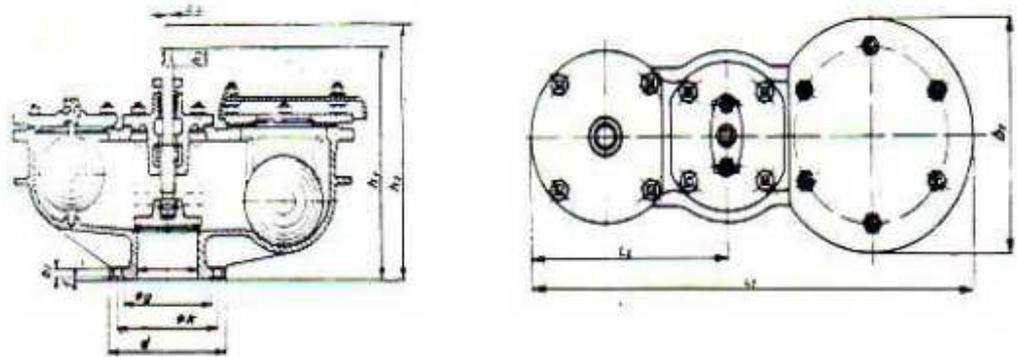


Figure 18 : ventouse à deux flotteurs

7.3-3 : Les Vannes de régulation :

Cet appareil nous permettra de délimiter le débit qu'on veut avoir et faire véhiculer dans certains tronçons, vu que dans cette étude on a séparé les zones selon la source d'alimentation, on a eu besoin de préciser les débits qui circulent dans chaque zone .

7.3.4.les clapets d'air :

Il existe deux types de clapets :

-Clapets à simple effet : entrée d'air uniquement ; ce clapet ne peut s'ouvrir que sous l'effet d'une dépression dans la conduite. il monté en dérivation sur une tubulure en col de cygne

-Clapet à double effets : entrée et sortie d'air à basse pression se présente sous une forme plus proche de la ventouse : enceinte comportant un flotteur venant obturer un orifice.

7.3.5.les poteaux d'incendie :

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

7.3.6. Les organes de mesure

1- Mesure de débit

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme
- Le venturi
- La tuyère

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression. La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle. L'inconvénient des débitmètres est leur faible pression à débit réduit. En pratique, la mesure est inutilisable au dessous de 10% du débit maximale.

2- Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés en grande installation sont :

- Les manomètres à aiguilles ;
- Les manomètres à soufflet

Les manomètres à aiguilles :

Sont également utilisés dans les laboratoires de recherche. Le mouvement est transmis à l'aiguille soit par secteur denté soit par levier soit par membrane. L'avantage de la transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des secousses (vibrations).

Les manomètres commandés par membrane supportent une étendue de mesure jusqu'à 30 atmosphères. La pression est de 2 à 5% de la limite supérieure de la graduation. La déformation maximale au centre de la membrane ne dépasse pas 2mm. On les utilise également pour les gaz. Si les eaux sont agressives, la membrane est couverte d'un revêtement protecteur.

Les manomètres à soufflet :

Sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression le soufflet se déforme dans la direction axiale. Cette déformation pouvant atteindre 10% de la longueur du soufflet. Par rapport aux manomètres liquides, les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel. L'inconvénient des manomètres à membrane est leur sensibilité aux vibrations, en plus, les soufflets ne supportent pas les surchauffages.

7.3.8 Les joints :

Ils ont pour fonction d'assurer l'étanchéité des jointures des tuyaux et faire face aux sollicitations mécaniques et chimiques. Pour cela, ils doivent épouser parfaitement la loge qui leur est destinée.

Les joints constituent la partie la plus fragile de la canalisation à cause de leur souplesse ; tout mouvement du tuyau s'articule sur le joint, ce qui provoque en lui des usures mécaniques. L'action des produits chlorés de l'eau et le dessèchement induisent le vieillissement des joints.

Il existe trois principaux types de joints : mécaniques, à emboîtement et à bride. Les joints mécaniques ou à emboîtement sont utilisés pour relier les conduites enfouies dans le sol, alors que les joints à bride sont utilisés pour raccorder des tronçons à l'intérieur des constructions (station de pompage, station de traitement, etc.).

7.4. Conclusion :

La largeur de la tranchée ne sera pas constante le long du tracé, mais variable selon le changement de diamètre. Afin d'assurer un bon fonctionnement de l'adduction, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes.

D'après l'étude effectuée ,et les solutions proposées ,des accessoires doivent être présents dans le réseau ,soient :

- Les robinets de vidanges pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites.
- Les robinets vannes pour isoler le tronçon à entretenir.
- Les joints GIBault pour installer les robinets vannes.
- Les vannes papillons à la sortie des réservoirs pour interrompre l'écoulement dans le cas où les conduites éclatent.
- Des vannes de régulations à la sortie des réservoirs , vu que chaque réservoir alimente une partie avec un certain débit, à sa sortie une vanne doit être mise pour répondre à cette consigne .

8.1.Introduction :

L'objet fondamental de ce chapitre, est d'apporter une contribution à l'organisation des travaux, qualifiant les choix des engins et de successions des tâches qui influent sur le coût du projet et son délai d'exécution et envisager la protection et sécurité du travail a une importance non négligeable tant du point de vue économique que social. Au cours des dix dernières années, le nombre des accidents du travail dus au matériel et engins de terrassement a été réduit de moitié

L'organisation de chantier représente une étape très importante dont elle est caractérisée par les étapes suivantes :

8.1.2- Excavation des tranchées Cette opération se divise en deux étapes :

- Enlèvement de la couche végétale Pour la réalisation de cette opération, nous optons pour un bulldozer ou un angledozer.
- Le déblai :

Selon les caractéristiques du terrain, le déblai sera réalisé mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée à excaver doit atteindre 1 m pour les raisons suivantes :

-Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.

-Pour protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être grande pour qu'un homme puisse travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successif en commençant par les points hauts pour assurer s'il y a lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que : La profondeur de la tranchée « Htr » La largeur de la tranchée b.

Pour la réalisation de cette opération, nous optons pour une pelle mécanique.

a-La profondeur de la tranchée :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite. Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr}=D+h+h1 \quad (31)$$

Avec :

Htr : profondeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

Chapitre 8 :
ORGANISATION DES CHANTIERS

h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol. Nous prenons :

h=1 m.

h1 : épaisseur du lit de pose de sable h1 = 0,15 m.

D'où :

$$H_{tr} = 1,15 + D \quad (32)$$

b- Largeur de la tranchée :

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite .nous laissons 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6 \text{ m} \quad (33)$$

c- Volume à excaver :

$$V_{\text{déblais}} = St.L = (b.Htr).L \quad (34)$$

Avec :

$V_{\text{déblais}}$: Volume du déblai (m³)

St : La section de tranchée (m²).

L : La longueur de tranchée (m).

Les calculs des déblais sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 45 : Le volume à excaver

D(mm)	L(m)	b(m)	H tr (m)	S t	Vd (m ³)
75	323,3	0,675	1,23	0,83	267,33
75	130	0,675	1,23	0,83	107,49
75	100	0,675	1,23	0,83	82,69
50	113,3	0,65	1,20	0,78	88,37
50	62,7	0,65	1,20	0,78	48,91
75	273,6	0,675	1,23	0,83	226,23
75	105	0,675	1,23	0,83	86,82
125	100	0,725	1,28	0,92	92,44
125	316	0,725	1,28	0,92	292,10
250	546,3	0,85	1,40	1,19	650,10
250	200	0,85	1,40	1,19	238,00
75	219,9	0,675	1,23	0,83	181,83
75	109,1	0,675	1,23	0,83	90,21

Chapitre 8 :
ORGANISATION DES CHANTIERS

50	197,9	0,65	1,20	0,78	154,36
110	150	0,71	1,26	0,89	134,19
110	250,6	0,71	1,26	0,89	224,19
50	150	0,65	1,20	0,78	117,00
75	31,7	0,675	1,23	0,83	26,21
50	101,8	0,65	1,20	0,78	79,40
50	23,1	0,65	1,20	0,78	18,02
50	94,3	0,65	1,20	0,78	73,55
200	137,3	0,8	1,35	1,08	148,28
125	20	0,725	1,28	0,92	18,49
110	114,9	0,71	1,26	0,89	102,79
75	227,7	0,675	1,23	0,83	188,28
75	53,2	0,675	1,23	0,83	43,99
110	198,5	0,71	1,26	0,89	177,58
75	178,4	0,675	1,23	0,83	147,51
75	181,5	0,675	1,23	0,83	150,08
50	204,7	0,65	1,20	0,78	159,67
125	178,4	0,725	1,28	0,92	164,91
110	117	0,71	1,26	0,89	104,67
50	91,6	0,65	1,20	0,78	71,45
75	39,9	0,675	1,23	0,83	32,99
50	25,2	0,65	1,20	0,78	19,66
50	52,6	0,65	1,20	0,78	41,03
50	100	0,65	1,20	0,78	78,00
50	81	0,65	1,20	0,78	63,18
75	208,6	0,675	1,23	0,83	172,49
50	62,1	0,65	1,20	0,78	48,44
110	158,4	0,71	1,26	0,89	141,70
125	227	0,725	1,28	0,92	209,83
75	341,6	0,675	1,23	0,83	282,46
50	138,3	0,65	1,20	0,78	107,87
75	128,3	0,675	1,23	0,83	106,09
160	64,3	0,76	1,31	1,00	64,02
50	195,4	0,65	1,20	0,78	152,41
160	185,8	0,76	1,31	1,00	184,98
75	197	0,675	1,23	0,83	162,89
75	116,2	0,675	1,23	0,83	96,08
50	78,8	0,65	1,20	0,78	61,46
110	62,3	0,71	1,26	0,89	55,73
50	46	0,65	1,20	0,78	35,88
75	73,5	0,675	1,23	0,83	60,78
75	63	0,675	1,23	0,83	52,09

Chapitre 8 :
ORGANISATION DES CHANTIERS

160	65	0,76	1,31	1,00	64,71
110	135,3	0,71	1,26	0,89	121,04
110	126,7	0,71	1,26	0,89	113,35
50	149,9	0,65	1,20	0,78	116,92
50	62,1	0,65	1,20	0,78	48,44
50	84,8	0,65	1,20	0,78	66,14
50	70,1	0,65	1,20	0,78	54,68
50	41,9	0,65	1,20	0,78	32,68
75	109,3	0,675	1,23	0,83	90,38
75	72,7	0,675	1,23	0,83	60,11
250	69,4	0,85	1,40	1,19	82,59
160	175,9	0,76	1,31	1,00	175,13
160	119,2	0,76	1,31	1,00	118,68
50	142,8	0,65	1,20	0,78	111,38
160	42,9	0,76	1,31	1,00	42,71
50	155,7	0,65	1,20	0,78	121,45
200	40,1	0,8	1,35	1,08	43,31
50	149,9	0,65	1,20	0,78	116,92
200	378,4	0,8	1,35	1,08	408,67
200	208,7	0,8	1,35	1,08	225,40
200	116,2	0,8	1,35	1,08	125,50
200	90,4	0,8	1,35	1,08	97,63
200	278,4	0,8	1,35	1,08	300,67
75	59,7	0,675	1,23	0,83	49,36
50	82,2	0,65	1,20	0,78	64,12
50	98,1	0,65	1,20	0,78	76,52
200	6,3	0,8	1,35	1,08	6,80
315	117,3	0,915	1,47	1,34	157,24
63	286,4	0,663	1,21	0,80	230,33
250	200	0,85	1,40	1,19	238,00
110	141,3	0,71	1,26	0,89	126,41
75	185,4	0,675	1,23	0,83	153,30
50	231,4	0,65	1,20	0,78	180,49
110	175,9	0,71	1,26	0,89	157,36
75	177,7	0,675	1,23	0,83	146,94
160	211,6	0,76	1,31	1,00	210,67
160	22,9	0,76	1,31	1,00	22,80
110	322,5	0,71	1,26	0,89	288,51
110	322,9	0,71	1,26	0,89	288,87
110	322,5	0,71	1,26	0,89	288,51
50	322,8	0,65	1,20	0,78	251,78
110	188,7	0,71	1,26	0,89	168,81

Chapitre 8 :
ORGANISATION DES CHANTIERS

125	303,2	0,725	1,28	0,92	280,27
250	354,63	0,85	1,40	1,19	422,01
250	219,78	0,85	1,40	1,19	261,54
200	356,92	0,8	1,35	1,08	385,47
125	943,95	0,725	1,28	0,92	872,56
140	1128,81	0,74	1,29	0,95	1077,56
					16131,93

D'après ce tableau, le volume total du déblai est de **16131.93 m³** .

d-Détermination de la capacité du godet :

A travers ce volume calculé, nous déterminons la capacité du godet pour notre pelle.

Tableau 46 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.

volume du terrassement par une pelle (m ³)	≤10000	≥10000	>20000	>100000
capacité du godet (m ³)	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

Comme le volume total est supérieur à 10000 m³ , nous optons pour une pelle avec une capacité du gobet égale à **0.65 m³** .

e- Rendement d'exploitation de la pelle choisie :

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = (3600 * q * K_r * K_t) / (T_c * K_f) \quad (35)$$

Avec :

q : capacité du gobet 0.65 m³ .

K_r : coefficient de remplissage du gobet K_r = 0,8 - 0,9 ,nous prenons **K_r = 0,8**

K_t : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du Conducteur: K_t = 0,7- 0,9 prenons **K_t = 0,8**

K_f : coefficient de foisonnement du sol K_f = 1,2.

T_c : la duré d'un cycle de remplissage du gobet .

T_c= (15-30) s, nous prenons T_c = 20 s.

D'où on trouve : $R = 62.4 \text{ m}^3/\text{h}$

Si nous prenons une durée de travail de 8 heures par jour R_p=499.2 m³ /j.

8.2- Le volume des remblais Le volume des remblais est :

$$V_R = S_R \cdot L \quad (36)$$

La surface de remblai est :

$$S_R = S_D - S_c - S_s \quad (37)$$

Avec :

S_D : surface du déblai (m²)

S_c : surface de la conduite (m²)

S_s : surface du lit de sable (m²) .

Avec :

$$S_D = L \cdot b \quad (38)$$

$$S_c = \pi \cdot D^2 / 4 \quad (39)$$

$$S_s = b \cdot \text{épaisseur du lit de sable} \rightarrow S_s = b \cdot 0.15 \quad (40)$$

Les calculs du volume de remblai sont récapitulés dans le tableau 7.3 suivant :

Tableau 47 :Le volume du remblai

D(mm)	L(m)	Sc	Ss	Sd	Sr	Vr
75	323,3	0,004	0,101	0,827	0,721	233,167
75	130	0,004	0,101	0,827	0,721	93,757
75	100	0,004	0,101	0,827	0,721	72,121
50	113,3	0,002	0,098	0,780	0,681	77,105
50	62,7	0,002	0,098	0,780	0,681	42,670
75	273,6	0,004	0,101	0,827	0,721	197,323
75	105	0,004	0,101	0,827	0,721	75,727
125	100	0,012	0,109	0,924	0,803	80,336
125	316	0,012	0,109	0,924	0,803	253,862
250	546,3	0,049	0,128	1,190	1,013	553,641
250	200	0,049	0,128	1,190	1,013	202,688
75	219,9	0,004	0,101	0,827	0,721	158,594
75	109,1	0,004	0,101	0,827	0,721	78,684
50	197,9	0,002	0,098	0,780	0,681	134,678
110	150	0,009	0,107	0,895	0,779	116,790
110	250,6	0,009	0,107	0,895	0,779	195,118

Chapitre 8 :
ORGANISATION DES CHANTIERS

50	150	0,002	0,098	0,780	0,681	102,081
75	31,7	0,004	0,101	0,827	0,721	22,862
50	101,8	0,002	0,098	0,780	0,681	69,279
50	23,1	0,002	0,098	0,780	0,681	15,720
50	94,3	0,002	0,098	0,780	0,681	64,175
200	137,3	0,031	0,120	1,080	0,929	127,497
125	20	0,012	0,109	0,924	0,803	16,067
110	114,9	0,009	0,107	0,895	0,779	89,461
75	227,7	0,004	0,101	0,827	0,721	164,219
75	53,2	0,004	0,101	0,827	0,721	38,368
110	198,5	0,009	0,107	0,895	0,779	154,552
75	178,4	0,004	0,101	0,827	0,721	128,664
75	181,5	0,004	0,101	0,827	0,721	130,900
50	204,7	0,002	0,098	0,780	0,681	139,306
125	178,4	0,012	0,109	0,924	0,803	143,319
110	117	0,009	0,107	0,895	0,779	91,096
50	91,6	0,002	0,098	0,780	0,681	62,337
75	39,9	0,004	0,101	0,827	0,721	28,776
50	25,2	0,002	0,098	0,780	0,681	17,150
50	52,6	0,002	0,098	0,780	0,681	35,796
50	100	0,002	0,098	0,780	0,681	68,054
50	81	0,002	0,098	0,780	0,681	55,124
75	208,6	0,004	0,101	0,827	0,721	150,444
50	62,1	0,002	0,098	0,780	0,681	42,261
110	158,4	0,009	0,107	0,895	0,779	123,330
125	227	0,012	0,109	0,924	0,803	182,363
75	341,6	0,004	0,101	0,827	0,721	246,365
50	138,3	0,002	0,098	0,780	0,681	94,118
75	128,3	0,004	0,101	0,827	0,721	92,531
160	64,3	0,020	0,114	0,996	0,862	55,395
50	195,4	0,002	0,098	0,780	0,681	132,977
160	185,8	0,020	0,114	0,996	0,862	160,067
75	197	0,004	0,101	0,827	0,721	142,078
75	116,2	0,004	0,101	0,827	0,721	83,805
50	78,8	0,002	0,098	0,780	0,681	53,626
110	62,3	0,009	0,107	0,895	0,779	48,507
50	46	0,002	0,098	0,780	0,681	31,305
75	73,5	0,004	0,101	0,827	0,721	53,009
75	63	0,004	0,101	0,827	0,721	45,436
160	65	0,020	0,114	0,996	0,862	55,998
110	135,3	0,009	0,107	0,895	0,779	105,345
110	126,7	0,009	0,107	0,895	0,779	98,649

Chapitre 8 :
ORGANISATION DES CHANTIERS

50	149,9	0,002	0,098	0,780	0,681	102,013
50	62,1	0,002	0,098	0,780	0,681	42,261
50	84,8	0,002	0,098	0,780	0,681	57,710
50	70,1	0,002	0,098	0,780	0,681	47,706
50	41,9	0,002	0,098	0,780	0,681	28,515
75	109,3	0,004	0,101	0,827	0,721	78,828
75	72,7	0,004	0,101	0,827	0,721	52,432
250	69,4	0,049	0,128	1,190	1,013	70,333
160	175,9	0,020	0,114	0,996	0,862	151,539
160	119,2	0,020	0,114	0,996	0,862	102,691
50	142,8	0,002	0,098	0,780	0,681	97,181
160	42,9	0,020	0,114	0,996	0,862	36,959
50	155,7	0,002	0,098	0,780	0,681	105,960
200	40,1	0,031	0,120	1,080	0,929	37,237
50	149,9	0,002	0,098	0,780	0,681	102,013
200	378,4	0,031	0,120	1,080	0,929	351,382
200	208,7	0,031	0,120	1,080	0,929	193,799
200	116,2	0,031	0,120	1,080	0,929	107,903
200	90,4	0,031	0,120	1,080	0,929	83,945
200	278,4	0,031	0,120	1,080	0,929	258,522
75	59,7	0,004	0,101	0,827	0,721	43,056
50	82,2	0,002	0,098	0,780	0,681	55,940
50	98,1	0,002	0,098	0,780	0,681	66,761
200	6,3	0,031	0,120	1,080	0,929	5,850
315	117,3	0,078	0,137	1,340	1,125	132,002
63	286,4	0,003	0,099	0,804	0,702	200,954
250	200	0,049	0,128	1,190	1,013	202,688
110	141,3	0,009	0,107	0,895	0,779	110,016
75	185,4	0,004	0,101	0,827	0,721	133,712
50	231,4	0,002	0,098	0,780	0,681	157,476
110	175,9	0,009	0,107	0,895	0,779	136,956
75	177,7	0,004	0,101	0,827	0,721	128,159
160	211,6	0,020	0,114	0,996	0,862	182,294
160	22,9	0,020	0,114	0,996	0,862	19,728
110	322,5	0,009	0,107	0,895	0,779	251,099
110	322,9	0,009	0,107	0,895	0,779	251,410
110	322,5	0,009	0,107	0,895	0,779	251,099
50	322,8	0,002	0,098	0,780	0,681	219,678
110	188,7	0,009	0,107	0,895	0,779	146,922
125	303,2	0,012	0,109	0,924	0,803	243,579
250	354,63	0,049	0,128	1,190	1,013	359,395
250	219,78	0,049	0,128	1,190	1,013	222,733

Chapitre 8 :
ORGANISATION DES CHANTIERS

200	356,92	0,031	0,120	1,080	0,929	331,436
125	943,95	0,012	0,109	1,080	0,959	905,233
140	1128,81	0,015	0,111	1,080	0,954	1076,449
total	15543,03	1,20408717	10,69995	90,006619	78,1025818	14272,226

D'après ce tableau, le volume total du remblai est de **14272.226 m³**.

8.3.- Le compactage

Le compactage ou tassement des sols est l'augmentation de leur densité apparente résultant de l'application d'une charge sur ces derniers.

Pour cette opération nous utilisons un compacteur à rouleau lisse.

8.4- La durée d'excavation

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin le temps d'exploitation sera :

$$T = \frac{V}{R_p} = \text{jours}$$

(41)

Avec :

V : volume du sol excavé (m³).

R_p : capacité du godet en jour (m³/jour)

❖ Application numérique :

$$T = 16131.93 / 499.2 \rightarrow T = 32 \text{ jours}$$

Soit le tableau suivant résumant tous les volumes :

Tableau 48 : Récapitulatif des volumes

désignation	unité	volume
déblais	M ³	16131,93
lit de sable	M ³	1899,11683
les conduites remblais	M ³	249,041451
remblais	M ³	14272,226

8.5.Elaboration du réseau selon la méthode CPM :

Les principales taches de cette méthode sont :

- Excavation de la tranchée - Ex
- Lit de sable - LS
- pose de conduite - PC
- Remblais – R
- Compactage – C

On représentera chaque étape par un nœud ,comme le montre le schéma suivant :

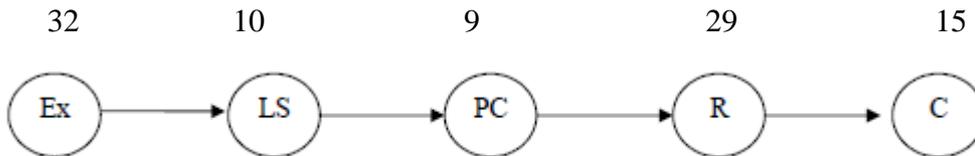


Figure 19 : réseau à nœuds

8.6.Conclusion :

On a conclu à partir de ce travail que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement de nos travaux car elle nous définit :

- les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier.
- La durée du projet qui est de 100 jours.
- Les engins à utiliser .

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Dans ce mémoire de fin d'étude , nous avons procédé à l'étude d'un projet d'alimentation en eau potable de la commune de Khemisti , wilaya de Tipaza .

Après avoir récolté et analysé toutes les données nécessaires au lancement de l'étude ,on a fait un diagnostic du réseau actuel de la commune ,afin de prélever les anomalies qui y existent dont ,les faibles pressions et la vétusté du réseau de distribution .

Afin de remédier aux problèmes diagnostiqués ,on a fait une réhabilitation et on a pu proposer les solutions suivantes :

- Mettre des vannes de fermeture sur le tronçon qui alimente la partie haute du port du réservoir 1000 Port ,et l'alimenter par le réservoir 3000 de la ville Abane Ramdane , et sur le tronçon qui alimente la ville du réservoir 3000 de la ville Abane Ramdane,et l'alimenter à partir du réservoir 1000 de la localité Athmane Tolba .
- Changer le matériau existant en PEHD .
- Poser une conduite d'adduction alimentant le réservoir du port à partir du réservoir de la ville ,pour l'isoler de tout piquage ,cette conduite a pour diamètre :

125 mm sur une longueur de 943.95 m

140 mm sur une longueur de 1128.81 m

- Projeter de nouvelles conduites pour assurer les besoins de l'extension à l'horizon de l'étude.
- S'assurer que les réservoirs existants suffisent pour l'horizon 2040, et on les dimensionnant on trouve qu'ils suffisent largement .

L'outil le plus utilisé dans cette étude est le logiciel EPANET ,on a pu vérifier avec que les solutions proposées ont amélioré le réseau de la commune de Khemisti,et qu'à l'horizon 2040, les besoins en eau des habitants seront satisfaits .

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. B.SALLAH « Alimentation en eau potable », pages 17-72, 86-88.

2. Mémoire de fin d'études

CHERANTI Seyyid ali Ridha « Diagnostic et réhabilitation du réseau d'AEP de la commune d'EL MARSA (w. Chlef). »

3. Mémoire de fin d'études

ALALOU Said « Etude de l'adduction à partir d'un piquage pour l'alimentation en eau potable de sept communes de la wilaya de Boumerdes »

4. Document

MOUSSA Mahmoud « Alimentation en eau potable ».

5. Moteur de recherche:

- <https://fr.wikipedia.org/wiki/Vanne>.
- https://fr.wikipedia.org/wiki/Polyéthylène_haute_densité

7.A. DUPONT Paris 1977 « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, p.237, 260, 267, 275-280, 287, 319, 322, 323, 326.

8.M. CARLIER Paris 1972 « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, p.289.

9. A. LENCASTRE Paris 1983 « Hydraulique générale », édition Eyrolles, p.349.

ANNEXES

ÉVALUATION DES BESOINS EN EAU . 2.			FICHE N° 03-052
OBJET	EN LITRES		OBSERVATIONS
Hôpitaux	300 à 400	Par lit et par jour (1)	Compte toutes les personnes et services
Casernes	50	Par personne et par jour	Lavage des cours et matins non compris.
Hôtels (par chambre)	70 230	Sans bain Avec bain	Compris restaurant
Écoles { Internat	50	Par élève et par jour	Pour les écoles techniques, leur majorer ces chiffres
{ Demi-pension	20		
{ Externat	10		
Bureaux	15	Par employé et par jour	
Cantines { 1 repas	10	Par rationnaire et par jour	1 repas = repas de midi 2 repas = repas de midi et du soir.
{ 2 repas	20		
{ 3 repas	25		
Restaurants { 1 repas	20	Par personne et par jour	Pour les restaurants de luxe, on pourra majorer ces chiffres.
{ 2 repas	35		
{ 3 repas	45		
Bétail { Cheval	50	Par animal et par jour	Pour les jeunes animaux, on adoptera 50% de ces chiffres.
{ Bovins	50		
{ Mouton	5		
{ Porc	20		
Arrosage cultures maraichères	25	Par mètre carré et par jour	
Laiterie - Boucherie - Fromagerie	5	Par litre de lait traité	Ces chiffres ne sont donnés qu'à titre indicatif. On adoptera de préférence les chiffres donnés par les utilisateurs (2).
Brasserie	5	Par litre de bière fabriqué	
Cidrerie	4	Par litre de cidre fabriqué	
Sucrerie	100	Par kilo de sucre fabriqué	
Établissements vinicoles	2	Par litre de vin traité	
Garage	15	Par employé et par jour	Non compris lavage voitures.
Abattoirs petit bétail	200	Par tête de bétail	
Abattoirs gros bétail	500		

(1) Pour les cliniques et autres établissements, utiliser ces chiffres

(2) Les besoins industriels doivent être fixés d'après les indications des utilisateurs.

Annexe 1 : Evaluation des besoins en eau

VARIATIONS HORAIRES DE LA CONSOMMATION TOTALE DANS DIVERS CENTRES D'AGGLOMERATIONS .

HEURES	NOMBRES D'HABITANTS				
	Moins de 10.000	de 10001 à 50000	de 50001 à 100000	plus de 100000	Aggl. de type rural
I	2	3	4	5	6
0 - I	1.00	1.50	3.00	3.35	0.75
I - 2	1.00	1.50	3.20	3.25	0.75
2 - 3	1.00	1.50	2.50	3.30	1.00
3 - 4	1.00	1.50	2.60	3.20	1.00
4 - 5	2.00	2.50	3.50	3.25	3.00
5 - 6	3.00	3.50	4.10	3.40	5.50
6 - 7	5.00	4.50	4.50	3.85	5.50
7 - 8	6.50	5.50	4.90	4.45	5.50
8 - 9	6.50	6.25	4.90	5.20	3.50
9 - 10	5.50	6.25	5.60	5.05	3.50
10 - 11	4.50	6.25	4.80	4.85	6.00
11 - 12	5.50	6.25	4.70	4.60	8.50
12 - 13	7.00	5.00	4.40	4.60	8.50
13 - 14	7.00	5.00	4.10	4.55	6.00
14 - 15	5.50	5.50	4.20	4.75	5.00
15 - 16	4.50	6.00	4.40	4.70	5.00
16 - 17	5.00	6.00	4.30	4.65	3.50
17 - 18	6.50	5.50	4.10	4.35	3.50
18 - 19	6.50	5.00	4.50	4.40	6.00
19 - 20	5.00	4.50	4.50	4.30	6.00
20 - 21	4.50	4.00	4.50	4.30	6.00
21 - 22	3.00	3.00	4.80	4.20	3.00
22 - 23	2.00	2.00	4.60	3.75	2.00
23 - 24	1.00	1.50	3.30	3.70	1.00
Total	100.00 %	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%

Annexe 2 : Les coefficients de la consommation horaire

Q (l/s)	0.4	0.7	1.0	1.5	2.0	2.2	2.2	2.5	3.0	3.5
D(mm)	50	50	5.0	50	50	50	75	75	75	75
1000i	1.43	3.97	7.61	160	27.3	32.6	4.51	5.77	7.97	10.7
Q(l/s)	4.0	4.5	5.0	5.2	5.2	5.5	6.00	7.00	8.0	9.1
D(mm)	75	75	75	75	100	100	100	100	100	100
1000i	13.6	16.9	20.5	22.0	5.40	6.00	7.03	12.0	12.0	15.2
Q (l/s)	9.1	10	11	12	13	13.8	13.8	16	18	20
D(mm)	125	125	125	125	125	125	150	150	150	150
1000i	6.49	7.72	9.21	10.8	12.6	14.0	6.02	8.05	10.0	12.2
Q (l/s)	22	23.6	23.6	25	30	35	40	44	44	50
D(mm)	150	150	200	200	200	200	200	250	250	250
1000i	14.5	16.5	3.94	4.38	6.14	8.18	10.5	12.5	4.29	5.45
Q (l/s)	55	60	65	71	71	80	90	100	103	103
D(mm)	250	250	250	250	300	300	300	300	300	350
1000i	6.50	7.64	8.88	10.5	4.50	5.63	7.00	8.53	9.01	4.29
Q (l/s)	110	120	130	140	144	144	150	160	170	180
D(mm)	350	350	350	350	350	400	400	400	400	400
1000i	5.03	5.92	6.87	7.89	8.31	4.31	4.65	5.24	5.87	6.53
Q (l/s)	190	200	217	217	220	240	260	280	300	320
D(mm)	400	400	400	500	500	500	500	500	500	500
1000i	7.23	7.96	9.20	3.20	3.30	3.89	4.52	5.19	5.93	6.66
Q (l/s)	340	360	380	400	420	440	460	480	500	505
D(mm)	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
1000i	7.47	8.31	9.21	9.21	11.1	12.1	13.2	14.3	15.5	15.8

Extrait de l'ouvrage d'Alimentation en Eau Potable d'ABRAMOV Ed. 1982.

$$J = \frac{\Delta H}{l} = \text{gradient de perte de charge}$$

Annexe 3 : Les diamètres en fonction des débits

Par : Boualem SALAH (Acier).
Enseignant d'AEP-Assainissement
(ENSH)

Gamme

. Diamètres : 20 – 40 – 50 – 63 – 75 – 90 – 110 – 125 – 160
– 200 – 250 – 315 – 400 – 500 – 630 mm

Annexe 4: Gamme de diamètre normalisé en PEHD

Gamme PVC (mm)									
12	16	20	35	32	40	50	63	75	90
110	125	160	180	200	225	250	280	315	

Annexe 5: Gamme de diamètres normalisés en PVC