

Higher National School of Hydraulic

The Library

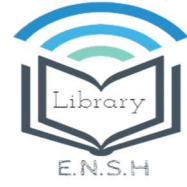
Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Alimentation en eau potable de la région Ouled Touati la
commune de Sidi Hedjres (w. M'sila).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0028-16

APA Citation (APA توثيق):

Djenaoui, Nadjla (2016). Alimentation en eau potable de la région Ouled Touati la
commune de Sidi Hedjres (w. M'sila)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مقالات، دوريات، 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 D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option :ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME:

**ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA REGION
OULED TOUATI LA COMMUNE DE SIDI HEDJRES
(W.M'SILA)**

Présenté par :

M^{lle} DJENAOUI Nadjla

Devant les membres du jury

Nom et prénom	Grade	Qualité
M ^f KHODJET-KESBA Omar	Professeur	Président
M ^{me} BERBACHE Sabah	M.A.A	Examinatrice
M ^f DJELLAB Mohamed	M.C.A	Examineur
M ^{me} TAFAT Leila	M.A.A	Examinatrice
M ^e SALAH Boualem	professeur	Promoteur

Septembre 2016

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option :ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME:

**ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA REGION
OULED TOUATI LA COMMUNE DE SIDI HEDJRES
(W.M'SILA)**

Présenté par :

M^{lle} DJENAOUI Nadjla

Devant les membres du jury

Nom et prénom	Grade	Qualité
M ^f KHODJET-KESBA Omar	Professeur	Président
M ^{me} BERBACHE Sabah	M.A.A	Examinatrice
M ^f DJELLAB Mohamed	M.C.A	Examineur
M ^{me} TAFAT Leila	M.A.A	Examinatrice
M ^e SALAH Boualem	professeur	Promoteur

Septembre 2016

Remerciements

Je tiens à remercier et rendre grâce à DIEU le tout puissant dem'avoir donné le courage et la volonté de mener à bien terminer ce modeste travail.

Je tiens également à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail, particulièrement à :

- *Mes chers parents pour les encouragements qu'ils ont manifestés tout au long de mon parcours.*
- *Mon promoteur Mr SALAH Boualem pour son encadrement et sa disponibilité même durant le Ramadhan et pour ses orientations judicieuses qui nous ont été infiniment utiles.*
- *Mon ami Mehdi pour son aide et ses recherches des références bibliographiques.*

Mes remerciements et mon respect aux président de jury Mr KHODJET et les membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail.

NADJLA

Dédicace

*Je tien tout d'abord à dédier ce modeste travail à mes deux anges...
mes parents **Mme Lalaoui Faiza** et **Mr Abdelkrim** pour tout ce qu'ils ont
fait pour moi.. Tous ce qu'ils font et tout ce qu'ils feront..*

*Je le dédie également à mes frères :**Aouf** et **Firas** et mes sœurs :
Nihed, Nahla et **Nibras***

*A toute ma grande famille et spécialement mes cousins :
ElHachemi, Nadjoua et **Wafa***

A tout mes amis.

NADJLA

المخلص:

تعاني منطقة اولاد تواتي المتواجدة بولاية المسيلة من مشكل النقص في المياه الصالحة للشرب. يهدف هذا المشروع إلى معالجة هذا المشكل من خلال تزويد هذه البلدية بالمياه الصالحة للشرب انطلاقا من خط تزويد المياه القادم من منطقة بني يلمان و ذلك نظرا لقلّة الموارد المائية و تطور الحياة المعيشية لهذه المنطقة بالإضافة إلى إسقاط شبكة توزيع المياه الصالحة للشرب.

هذه الدراسة تحتوي على تحديد أبعاد أنابيب التزويد و الشبكة و أحجام الخزانات و تمت أيضا دراسة وسيلة من وسائل حماية الأنابيب من ظاهرة المطرفة المائية و أخيرا تطرقنا إلى طريقة إنجاز المشروع و الإمكانيات المسخرة لإنهائه.

Résumé

La région d'Ouled Touati située dans la wilaya de M'sila souffre à cause du manque d'eau potable et des méthodes hydraulique primitives utilisées.

Ce travail a pour but le traitement de ce problème par l'adduction en eau potable de cette région a partir de la région de Beni Yelman à cause du manque des ressources en eau et le développement du niveau de vie dans cette région et la projection d'un réseau de distribution.

Cette étude consiste à dimensionner l'adduction, le réseau de distribution et les réservoirs puis nous optons pour la meilleure méthode afin de protéger nos conduites contre le coup de bélier.

Enfin nous aborderons la méthodologie de mise en œuvre du projet et les différents moyens déployés pour son exécution

Summary:

The region of Ouled Touatti is suffering because of drinking water failing beside the old hydraulic ways used there. The objective of this work is to treat this problem by drinking water supply and distribution network projection. This study contains channels dimensions, reservoirs sizes and protection method from water hummer. We've also chosen the best way to realize this project and different tools used in the work.



Sommaire

1 PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION

- 1.1 Introduction...3**
- 1.2 La situation géographique...3**
- 1.3 Situation topographie...4**
- 1.4 Situation géologique...4**
 - 1.4.1 Aperçu géologique...4**
 - 1.4.2 Aperçu tectonique...5**
- 1.5 Situation climatologique...7**
 - 1.5.1 la pluviométrie...7**
 - 1.5.2 Température...7**
 - 1.5.3 Le vent...8**
- 1.6 La situation hydraulique ...9**
- 1.7 Conclusion...9**

2 ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

- 2.1 Introduction...11**
- 2.2 Catégories des besoins en eau...11**
- 2.3 Evolution de la population et perspective du développement...11**
- 2.4 Evolution des besoins en eau potable...13**
- 2.5 Variation de la consommation journalière...15**
- 2.6 Variation de la consommation horaire...16**
 - 2.6.1 Débit moyen horaire ...16**
 - 2.6.2 Débit maximum horaire...17**
 - 2.6.3 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants ...18**
- 2.7 Conclusion...21**

3 ETUDE DE L'ADDITION

- 3.1 Introduction ...23**
- 3.2 Les conduites d'adduction...23**
- 3.3 Types d'adduction...23**
- 3.4 Choix des matériaux...24**
- 3.5 Dimensionnement de l'adduction...26**
 - 3.5.1 Dimensionnement de l'adduction gravitaire (en charge)...26**

3.6 Etude des variantes...28	
3.6.1 Variante N°1 : PEHD...28	
3.6.2 Variante N°2 : Acier...30	
4 RESERVOIRS...34	
4.1 Introduction...34	
4.2 Rôle des réservoirs...34	
4.3 Principes de fonctionnement...35	
4.4 Type de réservoirs...35	
4.5 Les principes de calcul du volume du château d'eau...36	
4.6 Volume du château d'eau ...36	
4.7 Les équipements du réservoir...38	
4.7.1 Les équipements hydrauliques...38	
4.7.1.1 Un système d'arrêt de son alimentation...38	
4.7.1.2 Une crépine d'alimentation de la distribution...38	
4.7.1.3 Un compteur de distribution...39	
4.7.1.4 Un robinet de prise...39	
4.7.1.5 Une conduite de soutirage...39	
4.7.1.6 Une conduite de trop plein...39	
4.7.1.7 Une conduite de vidange...39	
4.7.1.8 Un by-pass...39	
4.7.1.9 Un système de mesure du volume d'eau...39	
4.7.1.10 Matérialisation de la réserve d'incendie...39	
4.7.1.11 Collecteurs de sédiments...40	
4.7.2 Les équipements d'intervention...40	
4.7.2.1 Accès...41	
4.7.2.2 Protection contre les intrus...41	
4.7.2.3 Les équipements de nettoyage...41	
4.8 Conclusion...41	

5 DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

5.1 Introduction...43	
5.2 Choix du type de réseau...43	
5.3 Exigences fondamentales du réseau...47	
5.4 Conception du réseau de l'agglomération...47	

5.5 Principe du tracé du réseau

5.6 Choix du matériau des conduites

5.7 Calcul hydraulique du réseau de distribution

5.7.1 Calcul des débits de dimensionnement

5.7.1.1 Calcul du débit de route Q_r

5.7.1.1.1 Cas de pointe + incendie

5.7.1.1.2 Cas de pointe

5.7.1.2 Débits spécifique Q_{sp}

5.7.1.3



Liste des tableaux

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE 1 : Présentation de l'agglomération

<i>Tableau 1.1 : Pluviométrie moyenne mensuelle de la station de M'SILA (2009)</i>	7
<i>Tableau 1.2 Répartition mensuelle de la température</i>	8
<i>Tableau 1.3 Vitesses et directions des vents</i>	8

CHAPITRE 2 : Estimation des besoins en eau potable

<i>Tableau 2.1 Estimation de l'évolution de la population</i>	12
<i>Tableau 2.2 Besoins moyens en eau potable domestiques d'OULES TOUATI</i>	14
<i>Tableau 2.3 Besoins en eau potable des différents équipements</i>	14
<i>Tableau 2.4 : Débit moyen journalier de la région d'OULED TOUATI à l'horizon 2046</i>	15
<i>Tableau 2.5 Calcul des consommations journalières minimale et maximale d'OULED TOUATI</i>	16
<i>Tableau 2.6 Débit moyen horaire</i>	17
<i>Tableau 2.7 : $K_{max h}$ et $Q_{max h}$ à l'horizon 2046</i>	18
<i>Tableau (2.8) Variations horaires de la consommation en eau d'OULED TOUATI</i>	19

CHAPITRE 3 : Dimensionnement du réseau de distribution

<i>Tableau (3.1) : Calcul des débits routes de chaque tronçon.</i>	29
<i>Tableau (3.2) : Calcul des débits nodaux.</i>	29
<i>Tableau (3.3) : Résultats des simulations sur les conduites (cas de pointe)</i>	31
<i>Tableau (3.4) : Résultats des simulations sur les nœuds (cas de pointe)</i>	31

CHAPITRE 4 : Réservoirs

<i>Tableau (4.1) Calcul de la capacité de stockage du réservoir d'AEP d'Ouled Touati</i>	45
--	----

CHAPITRE 5 : Etude de l'adduction

<i>Tableau 5.1 valeurs de K', m et β</i>	55
<i>Tableau 5.2 valeurs de D_1, D_2, V_1 et V_2 des deux tronçons de l'adduction</i>	57
<i>Tableau 5.3 valeurs de D_1, D_2, V_1 et V_2 des deux tronçons de l'adduction</i>	59
<i>Tableau (5.4) calcul du cout des conduites d'adduction</i>	60

CHAPITRE 6: Protection des conduites contre le coup de bélier

<i>Tableau (6.1) : coefficient k pour divers matériaux</i>	66
--	----

CHAPITRE 7: Organisation du chantier

<i>Tableau (7.1) Choix du coefficient du talus</i>	72
<i>Tableau (7.2) Choix du coefficient de foisonnement</i>	73
<i>Tableau (7.3) Paramètres pour la détermination de la pelle</i>	75
<i>Tableau (7.4) Paramètres pour la détermination de la pelle</i>	76
<i>Tableau (7.5) : Volume total du lit de sable.</i>	77
<i>Tableau7.6 : Volume total du remblai</i>	78
<i>Tableau (7.7) : Choix du bulldozer en fonction de la capacité du godet</i>	79



Liste des figures

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE 1 : Présentation de l'agglomération

<i>Figure (1.1) Photo satellitaire de la localité d'Ouled Touati</i>	4
<i>Figure (1.2) Carte géologique de la Wilaya de la zone d'étude</i>	6

CHAPITRE 2 : Estimation des besoins en eau potable

<i>Figure(2.1) : Estimation de la population dans différents horizons.</i>	13
<i>Figure (2.2) histogramme de la consommation journalière de la région d'OULED TOUATI.</i>	20
Figure(2.3) Courbe cumulée de la consommation horaire en eau d'OULED TOUATI	21

CHAPITRE 3 : Dimensionnement du réseau de distribution

<i>Figure(2.1) : Estimation de la population dans différents horizons.</i>	13
<i>Figure (2.2) histogramme de la consommation journalière de la région d'OULED TOUATI.</i>	20
Figure(2.3) Courbe cumulée de la consommation horaire en eau d'OULED TOUATI	
<i>Figure(3.1) : Réseau de distribution ramifié de notre étude</i>	26
Figure (3.2) : Composants Physiques d'un Système de Distribution d'Eau.	21 30
<i>Figure 3.3: Robinets vanne à opercule (D'après document Pont-à-Mousson)</i>	33
<i>Figure 3.4: Robinets vanne papillon (D'après document Pont-à-Mousson)</i>	34
<i>Figure 3.5 : Bout à bout « bouteuse »</i>	35
<i>Figure 3.5 : Raccordement par accessoires électro-soudables</i>	36
<i>Figure 3.6 : Assemblages par électro soudage</i>	37
<i>Figure 3.7 : Les coudes</i>	38
<i>Figure 3.8 Les tés</i>	38
Figure 3.8: Manomètre (d'après document BAMO)	39

CHAPITRE 5 : Etude de l'adduction

<i>Figure 5.1 : Alimentation gravitaire reliant deux réservoirs.</i>	54
--	----

CHAPITRE 6: Protection des conduites contre le coup de bélier

<i>Figure : 6.1 Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir</i>	64
--	----



Liste des planches

LISTES DES PLANCHES

Planche N°1 LEVE TOPOGRAPHIQUE DE LA REGION D'OULED TOUATI W.

M'sila 1

Planche N°2 : LEVE TOPOGRAPHIQUE DE LA REGION D'OULED TOUATI W.

M'sila 2

Planche N°3 : LEVE TOPOGRAPHIQUE DE LA REGION D'OULED TOUATI W.

M'sila 3

Planche N°4 LEVE TOPOGRAPHIQUE DE LA REGION D'OULED TOUATI W.

M'sila 4

Planche N°5 : Profil en long de l'adduction gravitaire (R-A) Oules Touati W. M'sila

Planche N°6 : Profil en long de l'adduction gravitaire (A-B) Oules Touati W. M'sila

Planche N°7 : Profil en long de l'adduction gravitaire (B-Chateau) Oules Touati W.

M'sila

Planche N°8 Profil en long du tracé principale (R-N.7) Oules Touati W. M'sila

Planche N°9 Schéma du château d'eau projeté

INTRODUCTION GENERALE

Le problème du manque en eau potable est un problème assez courant au niveau de plusieurs régions dans notre pays notamment les petits villages. Malgré qu'on est au 21^{ème} siècle, il y a malheureusement des citoyens qui ne sont pas encore branchés aux réseaux d'alimentation en eau potable. Pour arriver à satisfaire leurs besoins, ils utilisent des méthodes moyenâgeuses pour obtenir de l'eau potable.

La région d'Ouled Touati est l'une parmi ces régions. Ses habitants utilisent les animaux pour transporter de l'eau par vu l'indisponibilité d'un réseau de distribution en eau potable.

Dans ce présent travail nous allons traiter justement ce problème en proposant de projeter un réseau de distribution en eau potable pour cette région, pour se faire on doit tout d'abord déterminer les besoins de cette agglomération ensuite assurer la quantité d'eau nécessaire pour satisfaire ces différents besoins et ceci en projetant une adduction a partir du champ de captage D'Oum Chouachi vers un réservoir qui sera projeté par la suite.

Nous espérons que ce document sera une étude préliminaire –avant projet- au niveau de la direction des ressources en eau de M'sila



Chapitre 1 :
présentation de
l'agglomération

PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION

1.1 Introduction

La disette d'eau potable est un problème qui sévit dans la plupart des régions de notre pays en raison de la population croissante remarquable en période postindépendance. Afin de traiter ce problème dans une certaine région on doit mettre toutes les caractéristiques de cette dernière en compte et c'est ce que nous ferons dans ce chapitre.

1.2 La situation géographique

Le hameau de OULED TOUATTI est un centre rural épars se situe au Sud de la commune de Bni-Ilmane sur la RN 60 reliant Beni Ilman à Sidi Aissa (Wilaya de M'ssila) avec une Latitude de $36^{\circ}19'3.72''$ et une Longitude de $4^{\circ}5'32.64''$

Administrativement, le Hameau appartient à la daïra de Sidi Aissa Wilaya de M'ssila à environ 45km (après la subdivision administrative de 1985).

Il est situé au Nord Ouest de la Wilaya à environ 50 Km. Il s'étale sur une superficie de l'ordre de 124 hectares.

Il est limité :

- ✦ Au Nord par la commune de Beni Daoud (la wilaya de Boudj Bouariridj)
- ✦ A l'Est par la commune de Ounnougha (la Wilaya de M'ssila)
- ✦ A l'ouest par la wilaya de Bouira
- ✦ Au sud par la commune de Sidi Hadjres (La wilaya de M'ssila)

Situation topographique

Le Hameau OULED TOUATTI est caractérisé par une topographie pratiquement plane. Cette localité d'une importance faible et éparse en superficie. L'altitude moyenne est de l'ordre de 614 mètres (2015 pieds)



Figure (1.1) Photo satellitaire de la localité d'Ouled Touati ; Source : Google earth Avril 2016.

1.3 Situation géologique :

1.4.1 Aperçu géologique

Sur le plan géologique, la localité appartient globalement à la zone sud tellienne et en partie au bassin hodnéen.

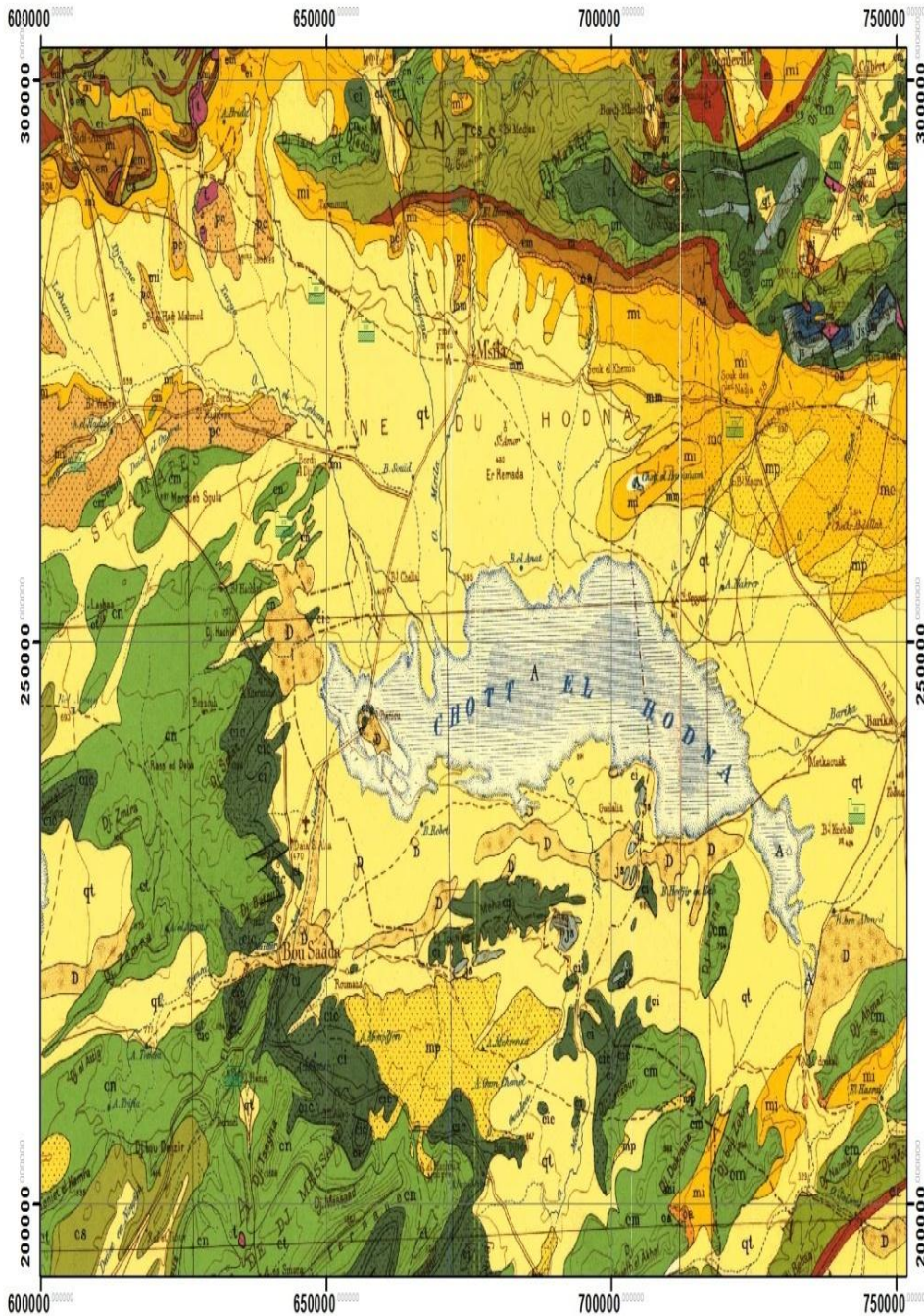
Les structures sont complexes pourtant la marque des mouvements pyrénéens.

En allant du Sud vers le nord la complexité des ces mouvements a fait que les terrains affleurant peuvent appartenir à diverses unités de charriage avec les conséquences liées à la formation de klippes, de lambeaux et d'unités d'écailles.

1.4.2 Aperçu tectonique

La localité d'étude qui que appartenant au domaine tellien a subi les influences des diverses phases de plissement. La tectonique est dominée pleinement par l'influence de la phase tellienne - phase fini miocène- se traduisant par la mise en place de plusieurs unités chevauchantes avec la surface de décollement jalonnées par le trias.

Carte Géologique



LEGENDE:

TERRAINS SÉDIMENTAIRES	
A	Alluvions récentes: basses, moyennes, hautes, chotts, mshras, lamines et mshras (gypse-sulfate)
D	Dunes récentes
qt	Quaternaire continental: alluvions, sables, terrasses
qm	Quaternaire marin: plages anciennes et formations dunes anciennes qui les occupent
qt	Calcaires, gypse marins et formations dunes anciennes
vt	Villafrañense: calcaires lacustres, argiles à lignite, mshras rouges
pc	Pliocène continental et Villafrañense non séparés (P)
ps	Pliocène continental/paléogène, calcaires lacustres
p	Pliocène marin: argilites, mshras blancs, sulfates, gypse et formations dunes anciennes
mp	Miocène (isolément équivalent du Pli)
mt	Miocène terminal marin et lagunaire: mshras à Pajol, mshras à gypse
mm	Miocène supérieur marin: calcaires, gypse, argiles
me	Miocène continental intermédiaire
ml	Miocène inférieur marin (Burdigalien)
sa	Aptien continental (peuvent inclure localement la base de Burdigalien)
so	Oligocène continental (peuvent inclure localement l'Éocène sup., continental)
o	Oligocène marin salé (localement l'Éocène supérieur)
em	Éocène moyen marin
ee	Éocène moyen et inférieur continental
ec	Éocène inférieur marin
es	Cétoac supérieur marin
esc	Cétoac supérieur continental
em	Cétoac supérieur marin non subdivisé
em	Cétoac moyen (marin ou lagunaire)
em	divisé en: em1, em2, em3
em	Cétoac marin non subdivisé
em	Cétoac inférieur (cf. liste marine normale)
em	(Visonien à Berriusien) em1 - mshras et argilites
em	em2 - calcaires et lignites
em	Cétoac et jurassique non séparés
js	jurassique sup. et moyen
js	jurassique sup. supérieur
js	jurassique sup. et moyen marins non séparés
jm	jurassique moyen (peuvent inclure localement l'Jurassien supérieur)
js	jurassique inf.
js	jurassique inf. marin
tr	Trias marin ou lagunaire
tr	Permien-Trias: gypse, argilites
tr	tr1 Westphalien D et Stephanien
tr	tr2 Westphalien AB et C
tr	tr3 Westphalien C (BWC) éventuellement séparé de Westphalien AB (BWX)
tr	tr4 Namurien
tr	tr5 Carbonifère non subdivisé
tr	tr6 Dinantien
tr	tr7 Viséen
tr	tr8 Tournaisien
tr	tr9 Dévonien (sup. de moyen dm; inf. di)
tr	tr10 Silurien
tr	tr11 Götlandien
tr	tr12 Ordovicien

ASSEMBLAGE		
GRAN NORD	ALGER NORD	CONSTANTINE NORD
GRAN SUD	ALGER SUD	CONSTANTINE SUD

Figure (1.2) Carte géologique de la Wilaya de la zone d'étude

Source : ANRH de M'sila

1.4 Situation climatologique :

La localité d'OULED TOUATI se caractérise par un climat méditerranéen continental, à étage bioclimatique semi- aride ; et pour bien décrire le climat, des données à propos de la pluviométrie, la température, les taux d'humidité et les vents ont été récupérées.

1.4.1 la pluviométrie

Les moyennes mensuelles et totales annuelle des précipitations sont données en mm dans le tableau suivant :

Tableau 1.1 : Pluviométrie moyenne mensuelle de la station de M'SILA (2009)

Mois	Jan	Fév.	Mar.	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	total annuel
P(mm)	29	34	31	40	33	10	3	13	13	34	30	42	318

Source : ANRH de M'SILA Station météorologique de M'sila (2009)

A partir de ce tableau :

La moyenne pluviométrique annuelle de 318 mm se répartit sur deux périodes :

- ✓ La période estivale (Juin, Juillet et Aout) avec une moyenne faible (9mm)
- ✓ La période qui concerne les autres saisons (Hiver, Printemps et Automnes) avec une moyenne importante comparativement avec celle du première (31.8 mm)

En effet, les pluies débutent en Automne (Septembre, Octobre et Novembre) avec une moyenne de 26 mm et s'accroissent en Hiver (Décembre, Janvier et Février) avec une moyenne de 35 mm.

1.4.2 Température

La localité OULED TOUATI a une température moyenne de 15 C°. La répartition des températures mensuelles de l'année 2009 est donnée dans le tableau suivant :

Tableau 1.2 Répartition mensuelle de la température

Mois	Janv	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
T (C°)	8	9	11	13	16	21	28	27	20	16	13	9

Station météorologique de M'SILA (2009)

L'analyse de ces températures mensuelles met en valeur l'existence de deux saisons :

- ✓ La saison chaude qui s'établit du mois de Mars vers le mois de Septembre avec une moyenne de 19.4 C°
- ✓ La saison froide qui s'établit du mois d'Octobre au mois de Février avec une moyenne de 11 C°.

1.4.3 Le vent

Le tableau suivant indique la variation des moyennes mensuelles de la vitesse du vent :

Tableau 1.3 Vitesses et directions des vents

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy
VIM	6	7.1	6.6	6.7	6.9	6.5	5.9	5.5	3.7	5.3	5.2	7	6.2
DIV	SN	SN	SN	SN	ESW	SN	SN	SN	SN	SN	ESW	SN	SN
F	39	32	33	30	27	27	29	38	38	37	45	38	51.1

Source : ANRH de M'SILA.

- * VIM : Vitesse moyenne du vent en m/s
- * DIV : Direction du vent.
- * F : Fréquence moyenne mensuelle en %

1.5 La situation hydraulique

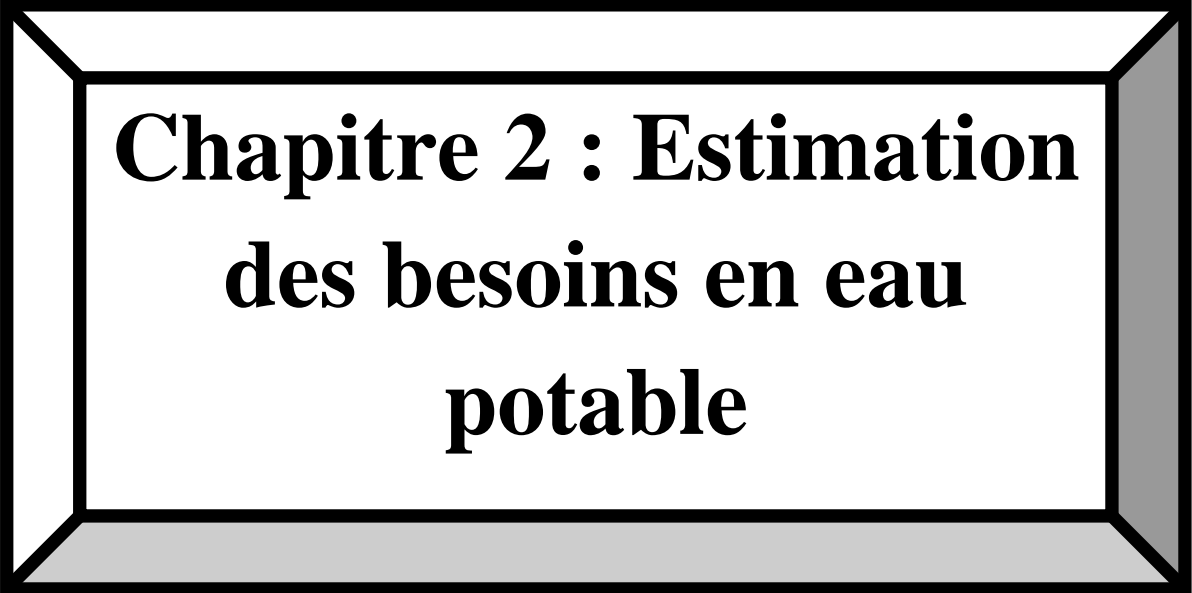
La localité d'Ouled Touati n'a pas de réseau d'alimentation en eau potable, car elle ne dispose pas des ressources en eau potable (manque de réservoirs, des châteaux et des forages) .Les habitants transportent de l'eau en utilisant des méthodes primitives (ex : les animaux), c'est pour cette raison il est difficile à déterminer les habitudes des habitants et leurs régimes de consommation.

Vu le manque d'eau dans cette localité, les dotations des différents types de l'agglomération d'Ouled Touati sont inconnues

Dans notre étude , pour traiter ce problème , nous allons proposer forfaitairement une dotation par analogie et projeter une conduite d'adduction provenant d'une autre région avoisinante (château d'eau d'Oum Chouachi) et un réseau d'alimentation en eau potable pour cette localité.

1.6 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons essayé de représenter la ville, connaître la topographie, le climat et l'état actuel de l'alimentation en eau potable. Nous avons constaté que cette localité ne possède pas de réseau de distribution de l'eau potable, donc l'élaboration de notre travail qui est le dimensionnement de l'adduction, d'un réseau de distribution, se fera afin de résoudre tous ces problèmes pour cette agglomération.



**Chapitre 2 : Estimation
des besoins en eau
potable**

ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

2.1 Introduction

Les variations des besoins en eau potable pour la population d'une région quelconque est liée à plusieurs facteurs dont le plus important est le(s) type(s) de l'agglomération, nos calculs se font donc par rapport à ce qu'on appelle « l'horizon de calcul ».

Vu le manque des ressources en eau potable dans la localité d'Ouled Touati, Les habitudes des habitants ne sont pas définis et le régime de consommation de l'agglomération est mal connu.

2.2 Catégories des besoins en eau

Il est important de citer les types de consommateurs existants dans la zone d'étude avant tout projet d'alimentation en eau potable , car la consommation dépend de ces catégories.

Nous avons :

- * Les besoins domestiques.
- * Les besoins scolaires.
- * Les besoins sanitaires.
- * Les besoins administratifs
- * Les besoins socioculturels.

2.3 Evolution de la population et perspective du développement :

Selon les informations recueillies au niveau de l'APC (Assemblée Populaire Communale) de Sidi Hadjres, la population de la région de OULED TOUATI est estimée en 2003 à 700 habitants, avec un taux d'accroissement de 3%.

Notre étude a pour objectif : la satisfaction des besoins en eau potable à l'année 2046 (l'horizon : 30 ans).

Le calcul de l'évolution démographique de la population de la région d'OULED TOUATI se fera en utilisant la méthode des accroissements géométriques.

$$P = P_{03}(1 + T)^n \dots\dots\dots (2.1)$$

Avec :

- P Nombre d’habitants à calculer
- P₀₃ Nombre d’habitants en 2003
- T Taux d’accroissement démographique
- n Nombre d’années entre les horizons

(dans notre cas n= 30 ans)

Le nombre d’habitants de la région d’OULED TOUATI dans différents horizons est donné dans le tableau N° 2.1

Tableau 2.1 Estimation de l’évolution de la population

Horizon	2003	2046
Taux d'accroissement	3	3
Population	700	2496

Source : APC de Sidi Hadjres

L’évolution de la population est représentée dans l’histogramme montré dans la figure 2.1

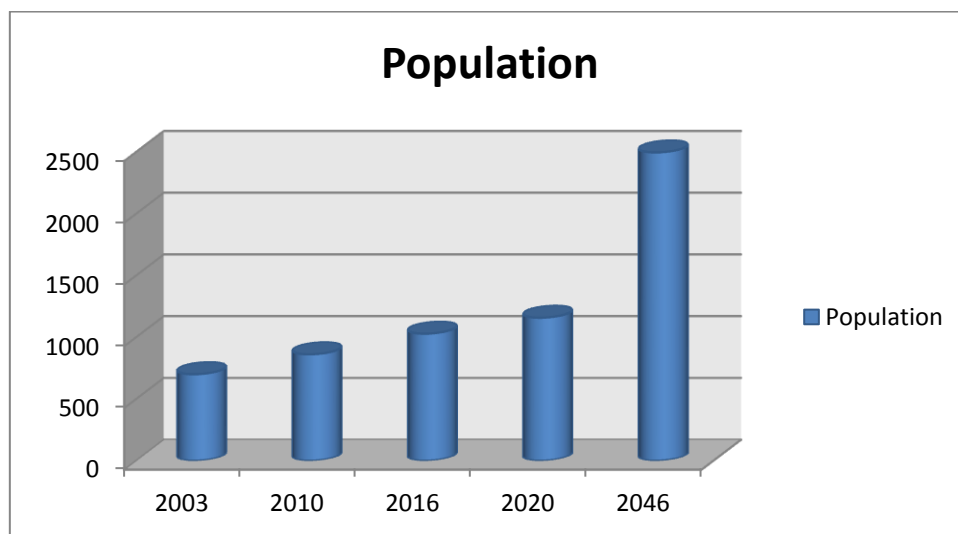


Figure 2.1 : Estimation de la population dans différents horizons.

2.4 Evolution des besoins en eau potable

Sachant que les besoins d'une agglomération ne sont pas constants, ils changent d'une année à une autre, d'un mois à un autre, et aussi d'une heure à une autre. On peut noter aussi que la variation des besoins dépend du climat, du degré d'équipements du mode de vie de la population et de leur nombre des habitants.

2.4.1 Evaluation de la consommation moyenne journalière :

2.4.1.1 Besoins moyens domestiques en eau potable

La consommation moyenne journalière est exprimée en mètre cube par jour est donnée dans la relation suivante :

$$Q_{\text{moyj}} = \frac{(Q_i \times N_i)}{1000} \text{ [m}^3\text{/j]} \dots\dots\dots (2.2)$$

Avec :

Q_{moyj} : Consommation moyenne journalière en m³/j.

Q_i : Dotation moyenne journalière en l/j/hab.

N_i : Nombre de consommateurs.

2.4.1.2. Choix de la dotation :

Pour la détermination de la dotation il faut tenir compte des facteurs suivants :

- ✓ La situation économique du consommateur et le confort.
- ✓ La disponibilité des ressources.
- ✓ Le type de l'agglomération et du consommateur
- ✓ L'activité industrielle.

Comme l'agglomération d'OULED TOUATI est une agglomération moyenne, nous fixons 150l/j/hab. comme dotation.

Les besoins domestiques en eau potable actuels et futurs (à l'horizon 2046) sont indiqués dans le tableau suivant :

Horizon	Population	Dotation(l/j/hab)	Besoins moy(m3/j)	Besoins moy (l/s)
2046	2496	150	374.4	4.33

Tableau 2.2 Besoins moyens en eau potable domestiques d'OULES TOUATI

2.4.1.3 Consommation moyenne journalière des différents équipements :

Les besoins en eau potable des équipements englobent les consommations des différents services (Scolaires, administratifs, sanitaire, cultures et services publiques...), le choix de la dotation varie selon la catégorie.

Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

équipements		unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Qmoy (m3/j)
Scolaire	Ecole	élève	300	30	6
Culturels	Maison de jeunes	jeune	30	50	1
	Mosquée	fidèle	300	10	0
Sanitaire	Polyclinique	malade	45	300	7.5
Administratif	APC	M ² .	800	5	4
	PTT	M ² .	300	5	1
Commerciaux	Locaux com	M ² .	300	5	0.5
	Café (2)	client	60	20	0.4
	Restaurant	client	80	40	1.6
	Marché	m ²	200	5	0.25
	Hammam douche	Personne	35	25	0.25
total					42.96

Tableau 2.3 Besoins en eau potable des différents équipements

Source : APC de Sidi Hadjres

Les résultats de calcul du débit moyen journalier de la région d'OULED TOUATI sont récapitulés dans le tableau suivant :

besoins (m ³ /j)		Qmoy (m ³ /j)	Qmoy(l/s)
Domestiques	374.4	417.36	4.83
des équipements	42.96		

Tableau2.4 : Débit moyen journalier de la région d'OULED TOUATI à l'horizon 2046

2.5 Variation de la consommation journalière :

2.5.1. Consommation maximale journalière :

La consommation maximale journalière est définie à partir du coefficient d'irrégularité $K_{max,j}$, dont l'utilité est de savoir combien le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier, car la consommation varie d'un jour à l'autre. Ce coefficient est déterminé par la formule 2.3 :

$$K_{max,j} = \frac{Q_{max,j}}{Q_{moy,j}} \quad (2.3)$$

Avec :

$$K_{max,j} \in [1.1 ; 1.3]$$

Nous prenons $K_{max,j} = 1.3$ Dans notre étude.

Donc, la consommation maximale journalière est définie par la formule (2.4) suivante :

$$Q_{max,j} = Q_{moy,j} \times K_{max,j} \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

2.5.2. les fuites et le gaspillage :

Les fuites et les gaspillages sont pris en compte au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%.

Dans notre étude on fait la majoration de 20%

En tenant compte des fuites et du gaspillage le débit sera :

$$Q_{moy+20\%} = Q_{moy} = 521.7 \text{ m}^3/\text{j} = 6.04 \text{ l/s}$$

2.5.2 Consommation minimale journalière :

La consommation minimale journalière est définie à partir du coefficient d'irrégularité minimum journalier $K_{\min, j}$, Ce coefficient nous indique combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière, il est déterminée par la formule (2.4) suivante :

$$K_{\min} = \frac{Q_{\min j}}{Q_{moy j}} \dots\dots\dots (2.5)$$

Avec :

$$K_{\min, j} \in [0.7 ; 0.9]$$

Nous prenons $K_{\max, j} = 0.9$ dans notre étude.

Donc, la consommation maximale journalière est définie par la formule (2.5) suivante :

$$Q_{\min, j} = Q_{moy, j} \times K_{\min, j} \dots\dots\dots (2.6)$$

Les débits maximum et minimum journaliers de la région d'OULED TOUATI sont représentés dans le tableau 2.5 suivant :

$Q_{moy j}(\text{m}^3/\text{j})$	$K_{\max, j}$	$Q_{\max, j} (\text{m}^3/\text{j})$	$K_{\min, j}$	$Q_{\min, j} (\text{m}^3/\text{j})$
28.26	1.3	678.21	0.9	469.53

Tableau 2.5 Calcul des consommations journalières minimale et maximale d'OULED TOUATI

2.6 Variation de la consommation horaire :

Généralement, les facteurs qui entrent dans la détermination des débits horaires sont :

- Le développement

- Les habitudes de la population
- Le régime consommation probable

2.6.1 Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{max,j}}{24} \text{ (m}^3/\text{h)} \quad \dots\dots\dots (2.7)$$

Le débit moyen horaire est indiqué dans le tableau 2.6 suivant:

Horizon	Qmax j (m3/j)	Qmoy h (m3/j)
2046	678.21	28.26

Tableau 2.6 Débit moyen horaire

2.6.2 Débit maximum horaire

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

$$Q_{max h} = K_{max h} \times Q_{moy h} \text{ (m}^3/\text{h)} \quad \dots\dots\dots (2.8)$$

Avec:

- $Q_{moy h}$: Débit moyen horaire en (m³/h)
- $K_{max h}$: C'est le coefficient d'irrégularité maximale horaire. Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée, il est déterminé par la formule (2.8) suivante :

$$K_{max h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad \dots\dots\dots (2.9)$$

Avec :

- ✎ α_{max} : Coefficient qui est déterminé à partir des facteurs suivants :
 - * Le confort des équipements de l'agglomération.
 - * Le régime du travail.
 - * Le niveau du développement local

Il varie entre 1.2 et 1.5 , Dans notre étude nous prenons : $\alpha_{max}=1.4$.

☞ β_{max} : Coefficient qui est déterminé à partir d'un seul facteur :

* L'accroissement de la population.

La variation de β_{max} en fonction du nombre de population est présentée dans l'annexe n°01.

Les résultats du calcul de $K_{max h}$ et $Q_{max h}$ sont représentés dans le tableau suivant :

Horizon	α_{max}	β_{max}	$K_{max h}$	$Q_{moy h}$ (m)	$Q_{max h}$
2046	1.4	1.6	2.24	28.26	63.3024

Tableau 2.7 : β_{max} , $K_{max h}$ et $Q_{max h}$ à l'horizon 2046

2.6.3 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :

La consommation en eau potable d'une agglomération subit de grandes variations. Elle dépend tout d'abord de :

- ✓ La vocation de l'agglomération.
- ✓ L'étendue de l'agglomération.

Dans une même agglomération, la consommation en eau potable varie durant la journée, elle est très importante à des heures et faibles à d'autres.

Dans la présente étude et dans le but de la détermination du débit de pointe, nous avons opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération en se basant sur le tableau de l'annexe n°03, qui donne les variations horaires de la consommation totale dans divers centres d'agglomération.

Pour notre étude, nous avons une population de 2496 (Moins de 10000).

La variation horaire de la consommation d'eau potable dans la région d'OULED TOUATI est indiquée dans le tableau suivant :

Heures	agglomération		Courbe de la consommation cumulée	
	Q max j = 678.21			
h	%	Débit (m3/h)	Cumul %	Cumul débit
00-01	<u>1</u>	<u>6.78</u>	<u>1</u>	<u>6.78</u>
01_02	1	6.78	2	13.56
02_03	1	6.78	3	20.34
03_04	1	6.78	4	27.13
04_05	2	13.56	6	40.69
05_06	3	20.35	9	61.04
06_07	5	33.91	14	94.95
07_08	6.5	44.08	20.5	139.03
08_09	6.5	44.08	27	183.11
09_10	5.5	37.30	32.5	220.42
10_11	4.5	30.52	37	250.94
11_12	5.5	37.30	42.5	288.24
12_13	<u>7</u>	<u>47.47</u>	<u>49.5</u>	<u>335.71</u>
13-14	7	47.47	56.5	383.19
14-15	5.5	37.30	62	420.49
15-16	4.5	30.52	66.5	451.01
16-17	5	33.91	71.5	484.92
17-18	6.5	44.08	78	529.00
18-19	6.5	44.08	84.5	573.09
19-20	5	33.91	89.5	607.00
20-21	4.5	30.52	94	637.52
21-22	3	20.35	97	657.86
22-23	2	13.56	99	671.43
23-24	1	6.78	100	678.21

Tableau (2.8) Variations horaires de la consommation en eau d'OULED TOUATI

Nous construirons le diagramme qui nous indiquera l'heure à laquelle la consommation est maximale et celle où elle est minimale grâce au tableau ci-dessus.

NB : D'après le tableau (2.8) nous avons :

✂ Un débit de pointe $Q_{pte} = 47.47 \text{ m}^3/\text{h}$.

✂ Un débit minimum $Q_{min} = 6.78 \text{ m}^3/\text{h}$.

Nous obtenons l'histogramme de la consommation journalière et la courbe cumulée.

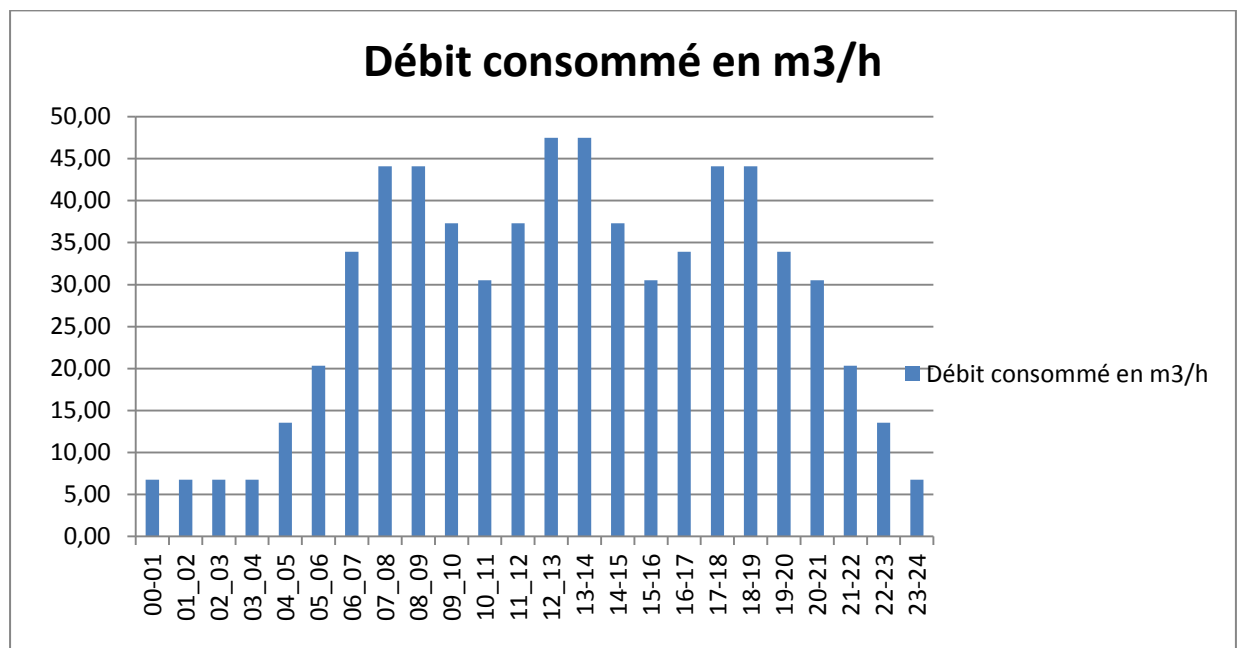


Figure 2.2 histogramme de la consommation journalière de la région d'OULED TOUATI.

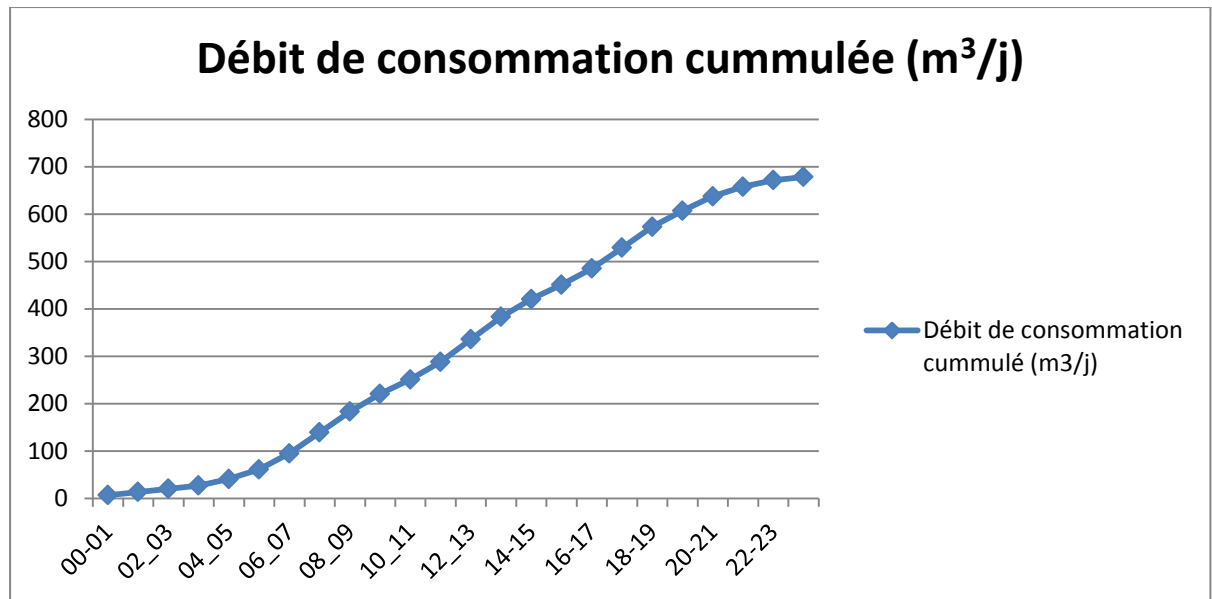
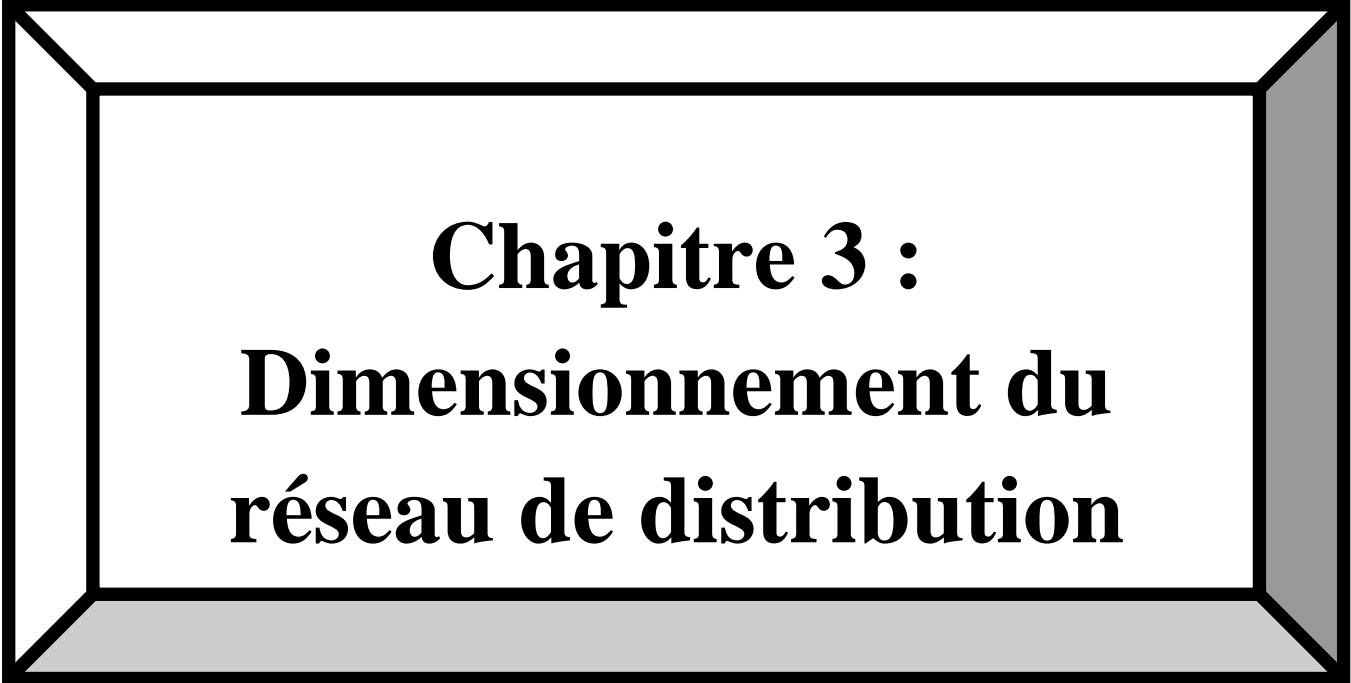


Figure 2.3 Courbe cumulée de la consommation horaire en eau d’OULED TOUATI

2.7 Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons procédé d’une façon estimative et approchée les différentes catégories de consommateurs rencontrés dans notre agglomération ainsi que les besoins en eau potable qui leurs correspondent. Cette estimation trouve sa justification du fait que nous ne connaissons pas les habitudes de la population vue qu’elle est rurale. Nous avons pris en compte les fuites et les gaspillage en majorant le débit obtenu de 20 % ; Nous avons ainsi déduit les différents débits variables dans le temps qui vont nous servir comme base de données pour le dimensionnement de notre système d’alimentation en eau potable appelé à garantir la consommation en eau potable de l’agglomération en question.



Chapitre 3 :
Dimensionnement du
réseau de distribution

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

5.1 Introduction :

Après avoir évalué les besoins en eau de notre agglomération, nous devons faire le choix convenable du réseau pour distribuer l'eau aux différentes catégories de consommateurs recensés au niveau de la localité d'Ouled Touati.

Le but de la mise en place de ce dernier est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression. Pour cela les différents tronçons des canalisations du réseau doivent avoir des diamètres optimums et ils seront dimensionnés en conséquence.

5.2 Choix du type de réseau :

A partir du réservoir, l'eau est distribuée dans un réseau de canalisations sur lequel les branchements seront piqués en vue de l'alimentation des abonnés.

Pour que les performances d'un réseau de distribution soient satisfaisantes, ce réseau doit être en mesure de fournir, à des pressions compatibles avec les hauteurs des immeubles, les débits et les volumes d'eau requis, et ce en tout temps lors de la durée de sa vie utile. C'est pourquoi lors de la conception d'un réseau, il est important d'identifier et prendre en compte les situations les plus critiques afin que le réseau dans de tels cas se comporte de façon satisfaisante. On peut citer les situations suivantes:

- ✓ Consommation de pointe horaire.
- ✓ Consommation journalière maximale durant un ou plusieurs incendies.

On s'assure ainsi qu'un réservoir d'équilibre peut être rempli durant la période prévue à cette fin, notamment la nuit, lorsque la consommation est minimale, etc...

En fonction de la situation urbaine et l'importance du quartier on distingue trois types de conduites :

- ✓ Les artères, représentent les conduites qui partent du réservoir soit de la station du pompage (SP) afin de distribuer l'eau dans tous les points du réseau par le plus court chemin. Les artères doivent être posées de telle façon qu'elles puissent alimenter le secteur et disposer si c'est possible des diamètres économiques et d'obtenir des pressions uniformément distribuées.

- ✓ Les conduites de services, dont le diamètre varie entre 250-150 mm, sont alimentées par des artères et distribuent l'eau vers les branchements.
- ✓ Les branchements : C'est la partie de l'installation située entre les conduites de service et le compteur ou robinet vanne d'arrêt lorsque le branchement ne comporte pas de compteur (service incendie notamment). Le diamètre du branchement est déterminé en fonction des débits de pointe et des consommations journalières prévisibles.

Une canalisation se compose d'éléments droit (tuyaux), d'éléments de raccordements (raccords) et de pièces spéciales (coudes, cônes, tés, etc...).

La construction d'un réseau de distribution d'eau n'est pas uniforme d'une agglomération à une autre et dépend des particularités de celle-ci.

Les réseaux peuvent être classés comme suit :

- ✓ Les réseaux ramifiés,
- ✓ Les réseaux maillés,
- ✓ Les réseaux étagés,
- ✓ Les réseaux combinés.

Le réseau maillé permet, au contraire, une alimentation en retour (position 2, Figure 5.1), pour pallier à l'inconvénient signalé ci-dessus. Une simple manœuvre de robinets permet d'isoler le tronçon accidenté et de poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés à l'aval. Il est, bien entendu, plus coûteux à l'installation, mais, en raison de la sécurité qu'il procure, il doit être toujours préféré au réseau.

Le réseau ramifié, dans lequel les conduites ne comportent aucune alimentation en retour, présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture : un accident sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés à l'aval (Figure 5.1).

Pour que l'eau soit distribuée en quantité suffisante et à une pression appropriée conformément aux exigences locales, on peut l'acheminer soit par gravité, à l'aide d'un

ou plusieurs postes de surpression couplés à un ou plusieurs réservoirs soit à l'aide de postes de surpression seulement.

Dans la plupart des agglomérations, ces conduites sont posées dans le sous-sol en terre, sous le trottoir, afin d'éviter les oscillations dues à la circulation des véhicules.

Le réseau de distribution dans notre cas d'étude est le réseau ramifié (figure 5.1) vu le type rurale de notre zone d'étude, la dispersion de l'agglomération et le petit nombre d'habitants.

5.4 Conception du réseau de l'agglomération

Pour concevoir le réseau de distribution –ramifié–, nous sommes appelés à prendre en compte un certain nombre des facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau parmi lesquels, nous avons:

- * L'emplacement des quartiers ;
- * l'emplacement des consommateurs ;
- * le relief ;
- * le souci d'assurer un service souple et régulier.

5.5 Principe du tracé du réseau ramifié

Le tracé se fait comme suit :

- * Tout d'abord, il faut repérer les consommateurs importants (par exemple les usines). Et les densités importantes d'habitations
- * repérer les quartiers ayant une densité de population importante.
- * déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution à ces consommateurs.
- * suivant ce sens, tracer les conduites principales;
- * Ces conduites principales doivent être bien réparties pour avoir une bonne distribution d'eau.

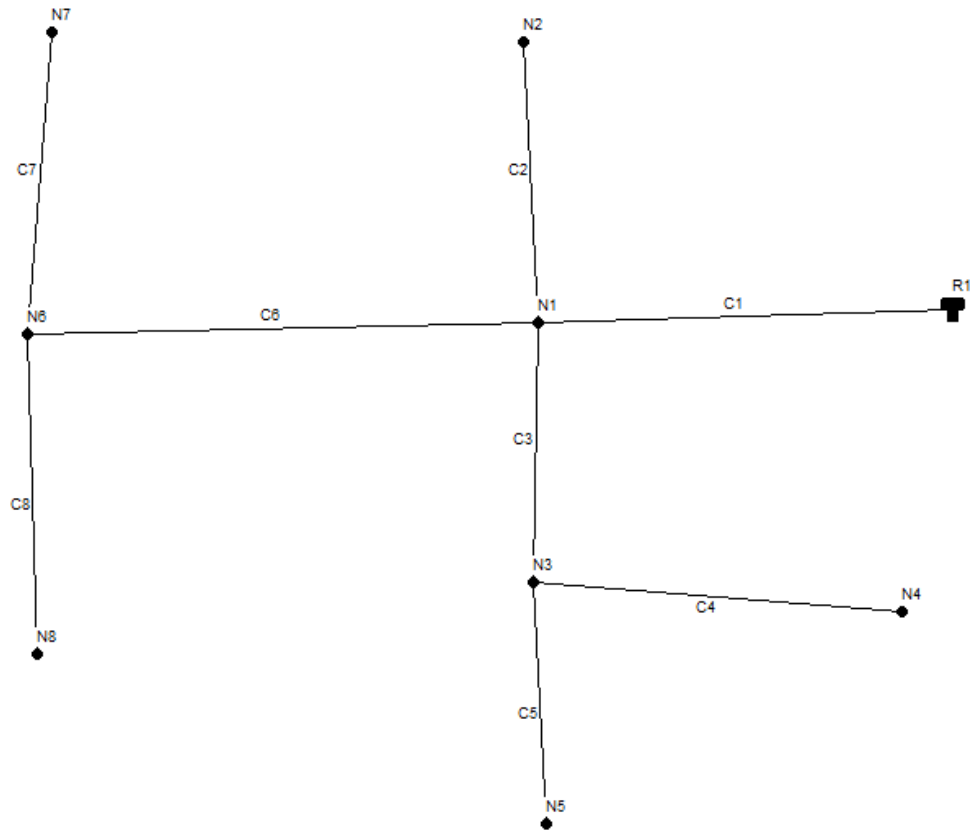


Figure (5.1) : Réseau de distribution ramifié de notre étude

5.3 Exigences fondamentales du réseau ramifié

- ✓ Assurer la distribution des quantités et qualités d'eau nécessaires vers les points de la consommation des agglomérations avec une pression acceptable.
- ✓ Le prix de revient des ouvrages du système d'alimentation en eau doit être minimum.

5.6 Choix du matériau des conduites

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression, l'agressivité due aux eaux et au sol, et l'ordre économique (coût, disponibilité sur le marché), ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes) permettent de faire le bon choix.

Parmi les matériaux à utiliser on distingue entre autre : L'acier, la fonte ductile, le PVC (polyvinyle de chlorure) et le PEHD (polyéthylène haute densité).

Dans notre cas, nous avons opté pour les tuyaux en polyéthylène, suite à des nombreux avantages qu'ils procurent :

- * Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage;
- * Disponibilité sur le marché;
- * Facilité de pose (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres;
- * Possibilité d'éviter les coudes par son flexibilité;
- * Fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de fuite);
- * Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible);
- * Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement théoriquement de 50 ans à une température de 20°C.

L'inconvénient nécessite un savoir-faire spécifique pour la réalisation des raccords électro soudés (jonctions et branchements).

5.7 Calcul hydraulique du réseau de distribution

5.7.1 Calcul du débit de route Q_r

5.7.1.1 Cas de pointe + incendie

Le débit de route est calculé en utilisant la formule suivante :

$$Q_r = Q_{con} - \sum Q_{conc} \text{ (l/s)} \dots\dots\dots (5.1)$$

Tels que :

- Q_r est le débit de route (l/s)
- Q_{con} est le débit de consommation, dans notre étude $Q_{con} = 13.1861$ l/s, on le tire du tableau (2.8) (*Variation horaire de la consommation en eau d'OULED TOUATI*)
- $\sum Q_{conc}$ est la somme des débits concentrés, dans notre étude nous n'avons que le débit d'incendie.

Remarque : Comme le débit d'incendie (17l/s) est supérieur au débit de route, on propose comme solution la projection d'une bache d'incendie au niveau du point le plus défavorable(1-7) dans notre réseau de distribution en eau potable.

5.7.1.2 Cas de pointe

Le débit de route est calculé en utilisant la formule suivante :

$$Q_r = Q_{con}(l/s) \dots\dots\dots (5.2)$$

Tels que :

- Q_r est le débit de route (l/s)
- Q_{con} est le débit de consommation, dans notre étude c'est le débit maximum horaire $Q_{con} = 13.1861$ l/s on le tire du tableau (2.8)

A.N : $Q_r = 13.1861$ l/s

5.7.2 Débits spécifique Q_{sp}

C'est la quantité d'eau qui passe dans une conduite par unité de temps et unité de longueur

$$Q_{sp} = \frac{Q_r}{\sum L_i} (l/s) \dots\dots\dots (5.2)$$

Tels que :

- Q_{sp} est le débit spécifique (l/s)
- Q_r est le débit de route (l/s)
- $\sum L_i$ est la somme des longueurs des tronçons (m) qui assurent le service en route

A.N : $Q_{sp} = \frac{13.1861}{2488.5} = 0.00295 \frac{l}{s}$

5.7.3 Débits route des tronçons Q_{ri}

Le débit en route assure un service en route pour un tronçon de canalisation. il est considéré comme étant consommé uniformément sur toute la longueur du tronçon.

le débit en route de chaque tronçon est exprimé par la relation suivant :

$$Q_{ri} = Q_{sp} \times L_i \dots\dots\dots (5.3)$$

Les résultats de calcul sont exprimés dans le tableau suivant :

tronçon	longueur	Qr
R_1	2404	7.092
1_2	385	1.136
1_3	106	0.313
1_6	239.2	0.706
3_4	789.5	2.329

3_5	257	0.758
6_7	70.6	0.208
6_8	237.2	0.700

Tableau (5.1) : Calcul des débits routes de chaque tronçon.

5.7.2 Détermination des débits nodaux

C'est le débit concentré en chaque point de jonction des conduites du réseau, il est déterminé comme suit :

$$Q_{ni} = 0,5 \times \sum Q_{ri-k} + \sum Q_{ci} \dots \dots \dots (5.4)$$

Avec

- Q_{ni} : débit au nœud i (l/s).
- Q_{ri-k} : la somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i (l/s).
- Q_{ci} : la somme des débits concentrés au nœud i (l/s).

Dans notre cas les débits concentrés égalent à zéro.

nœud	les tronçons	longueurs (m)	Débit spécifique (l/s/m)	Débit route (l/s)	le débit nodal(l/s)
1	(R_1)	2404	0.00295	7.092	4.6235
	(1_2)	385		1.136	
	(1_3)	106		106	
	(1_6)	239.2		239.2	
2	(1_2)	385		1.136	0.568
3	(1_3)	106		106	1.7
	(3_4)	789.5		2.329	
	(3_5)	257		0.758	
4	(3_4)	789.5		2.329	1.1645
5	(3_5)	257		0.758	0.379
6	(1_6)	239.2		239.2	0.807
	(6_7)	70.6		0.758	
	(6_8)	237.2		0.7	
7	(6_7)	70.6	0.758	0.104	
8	(6_8)	237.2	0.7	0.35	

Tableau (5.2) : Calcul des débits nodaux.

5.7.3 Calcul du réseau par le logiciel EPANET

5.7.3.1 Présentation du logiciel

EPANET est un logiciel qui modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs reliés à des nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes, et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande, des réservoirs et des bâches. La figure ci-dessous indique les liaisons entre les différents objets formant le réseau.

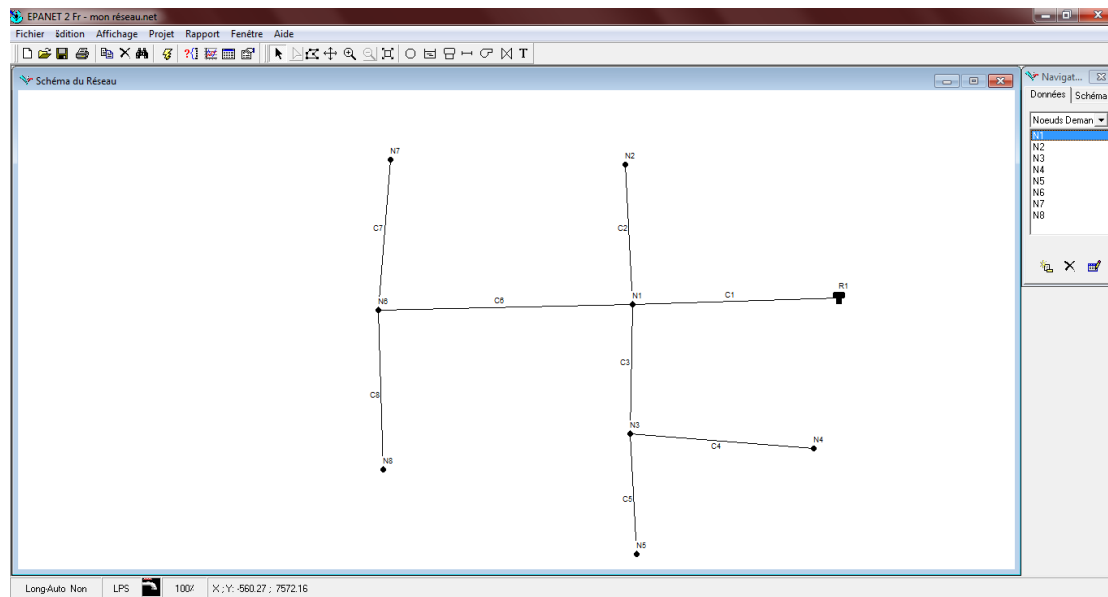


Figure (5.2) : Composants Physiques d'un Système de Distribution d'Eau.

5.7.3.2 Fonction et application :

Le modèle Epanet a pour objectif une compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types

D'application dans l'analyse des systèmes de distribution.

Voici quelques exemples :

La recherche de stratégies alternatives pour gérer le réseau, comme:

- L'utilisation en alternance des différentes ressources du système.
- Modifier le régime de pompage ou de marnage des réservoirs.
- Préciser l'usage des stations de ré-chloration (ou autres traitements) en réseau.
- Planifier l'entretien et le remplacement de certaines canalisations.
- Analyse de la qualité de l'eau et Sécurité du système.

5.7.3 Résultats de la simulation

5.7.3.1 Cas de pointe

✎ Etat des conduites

ID Arc	Du nœud	Au nœud	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Observation
			m	mm	L/S	m/s	
Tuyau C1	R	1	2404	125	9.69	0.79	admissible
Tuyau C2	1	2	385	50	0.57	0.29	peu faible
Tuyau C3	1	3	106	63	3.24	1.04	admissible
Tuyau C4	3	4	789.5	50	1.16	0.59	admissible
Tuyau C5	3	5	257	40	0.38	0.3	peu faible
Tuyau C6	1	6	239.2	63	1.26	0.4	peu faible
Tuyau C7	6	7	70.6	32	0.1	0.12	peu faible
Tuyau C8	6	8	237.2	40	0.35	0.28	peu faible

Tableau (5.3) : Résultats des simulations sur les conduites (cas de pointe)

✎ Etat des nœuds

ID Nœud	Altitude	Demande Base	Demande	Charge	Pression
	m	(l/s)	L/S	m	m
Nœud N1	625.2	4.62	4.62	645.27	20.07
Nœud N2	627.2	0.57	0.57	644.33	17.13
Nœud N3	627.2	1.7	1.7	643.39	16.19
Nœud N4	619.3	1.16	1.16	636.6	17.3
Nœud N5	625.5	0.38	0.38	642.37	16.87
Nœud N6	629.1	0.81	0.81	644.49	15.39
Nœud N7	630	0.1	0.1	644.42	14.42
Nœud N8	626.4	0.35	0.35	643.77	17.37
Réservoir R1	652.55	Sans Valeur	-9.69	656.55	4

Tableau (5.4) : Résultats des simulations sur les nœuds (cas de pointe)

5.7.3.2 Cas de pointe + incendie

Pour le cas de pointe + incendie on a fait le même travail que le précédent (cas de la pointe) sauf qu'on doit assurer le débit d'incendie (17l/s) dans le nœud le plus défavorable N-7 dans notre projet).

Dans notre cas, on remarque qu'au niveau de la plupart des points notamment la point plus défavorable la pression n'est pas vérifiée (des pressions négatives), on suppose comme solution une réalisation d'une bache d'incendie au niveau de point plu défavorable (N-7).

On propose une bache d'incendie de 120 m³ avec les caractéristiques suivantes :

5.7.3.3.1.1 Dimensions

Volume : 120 m³

Largeur : 8,88 m

Longueur : 11,70 m

5.7.3.3.1.2 Equipements

Citerne livrée avec :

- 1 trappe de visite
- 1 vanne DN 100 avec système anti-cavitation et raccord symétrique DN 100
- 1 protection isotherme de vanne
- plaquettes de protection d'angles renforcés.

5.8 Accessoires du réseau de distribution

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- * Assurer un bon écoulement ;
- * Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- * Protéger les canalisations ;
- * Changer la direction ;
- * Raccorder deux conduites
- * Changer le diamètre
- * Soutirer les débits.

Les accessoires de notre réseau sont :

.5.8.1 Ventouses

Une accumulation d'air peut se faire aux points hauts d'une conduite. La poche d'air provoque des perturbations qu'il s'agit d'éviter : diminution de la section, arrêt complet des débits diminution de la pression, coups de bélier.

L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique

Une ventouse manuelle est un simple robinet que l'on manœuvre périodiquement.

Les ventouses automatiques sont des pièces évacuant l'air dès qu'il se forme une poche notable (figure 5.2).

Toutes ces ventouses sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement.

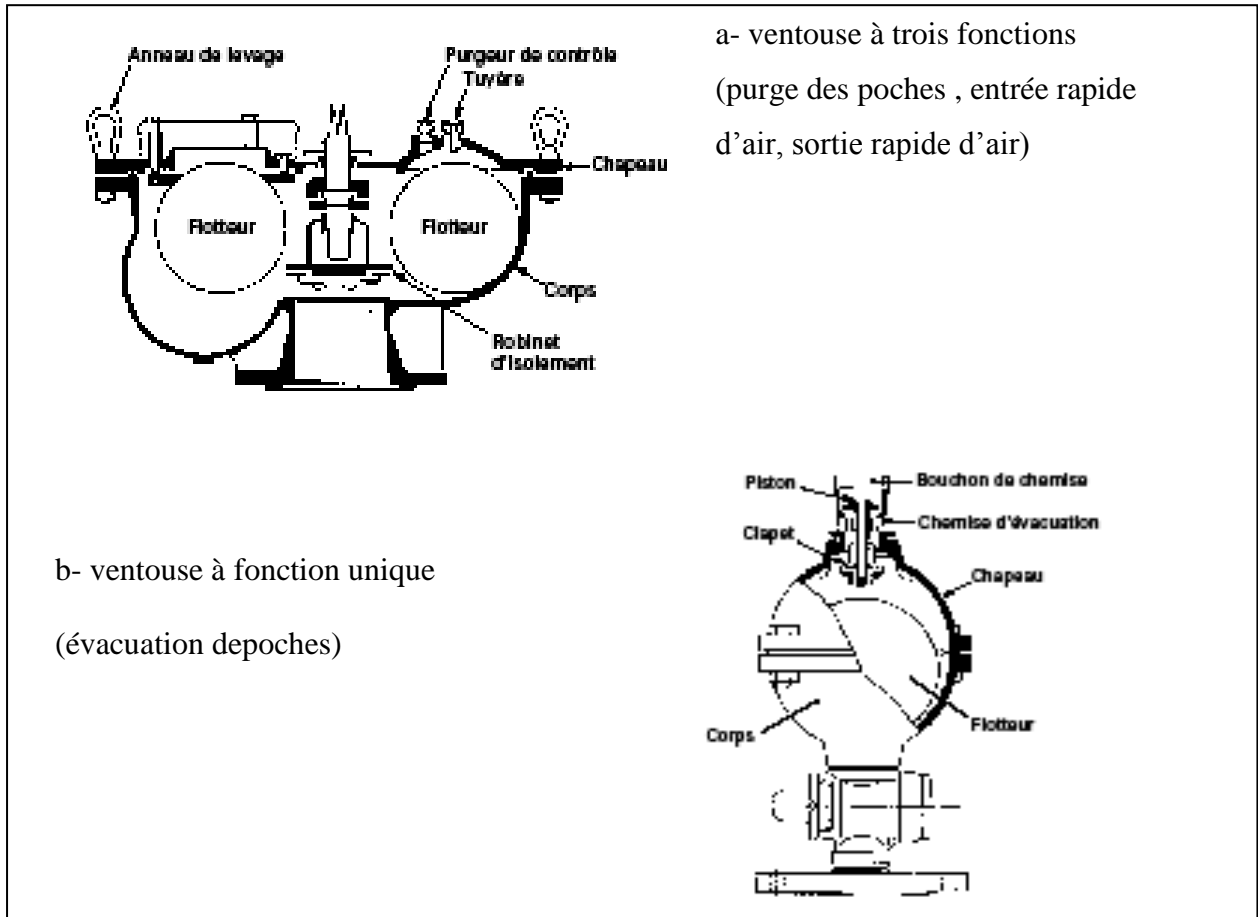


Figure (5.2) Ventouse (D'après document Pont-à-Mousson)

5.8.2 Vannes de décharge

C'est un robinet disposé au point bas du tracé en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans un fossé ou en plein air (cas d'une conduite compagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

5.8.3 By-pass

Le by pass est utilisé pour :

- ✓ Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ;

- ✓ Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- ✓ Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

Dans notre cas, les by pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de chambre de vannes pour remplir le troisième rôle.

5.8.4 Joints de raccordement

Les longueurs de tuyaux sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une auto-butée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser. Les joints les plus couramment utilisés sont :

- ✓ le joint express (verrouillé ou non) ;
- ✓ le joint standard (verrouillé ou non) ;
- ✓ les joints automatiques verrouillés ;
- ✓ le joint à brides (fixe ou orientable).

Les joints modernes sont verrouillés grâce à des bagues de joint en élastomère comportant des inserts métalliques. De même, le joint proprement dit, qui se place entre les brides, est actuellement en élastomère garni d'inserts métalliques pour éviter le fluage à la compression lors du serrage.

5.8.5 Organes de mesure

a) 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 (figure 5.3). La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle.

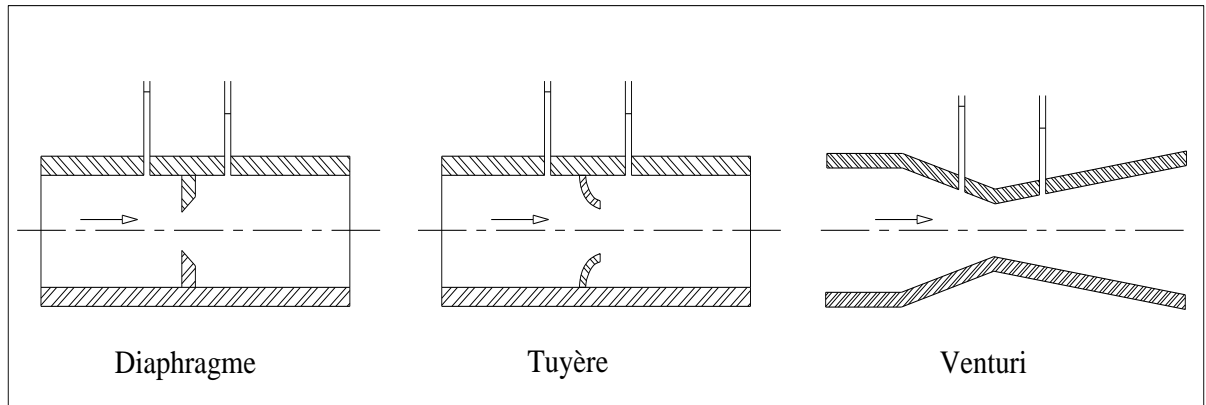


Figure 5.3: Débitmètres déprimogènes

b) Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

➤ manomètres à aiguilles

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations (figure 5.4).

➤ manomètres à soufflet

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



Figure 5.4: Manomètre (d'après document BAMO)

Remarque :

Dans notre cas, où l'installation est immergée, on prévoit un manomètre à la sortie de la pompe.

5.8.6 Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- ✓ La déviation d'une partie d'écoulement ;
- ✓ L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage ;
- ✓ Le changement de diamètre de la conduite ;
- ✓ Le montage et le démontage des accessoires ;
- ✓ Le changement de direction de la conduite.

5.8.7 Coudes

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillé et ramifié, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle α de : $\frac{1}{4}$ (90°), $\frac{1}{8}$ (45°), $\frac{1}{16}$ ($22^\circ 30'$), $\frac{1}{32}$ ($11^\circ 15'$).

5.8.8 Cônes

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :

Les cônes à deux emboîtements ;

Les cônes à deux brides ;

Les cônes à emboîtement et bride.

5.8.9 Tés

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides.

5.8.10 Joints de démontage


En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.

5.9 Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons pu choisir le type du réseau de distribution en eau potable de la localité d'Ouled Touati, c'est le type ramifié, et cela a été fait selon la nature de l'agglomération de cette localité. Nous avons ainsi pu faire le dimensionnement de notre réseau d'alimentation en eau potable en utilisant le logiciel Epanet qui donne des résultats. Il faut savoir que les diamètres utilisés pour notre réseau varient entre 40mm et 125mm. On note aussi que le résultat de la simulation dans le cas de pointe + incendie est : « pressions négatives » ce qui nous a obligé de prendre la bache d'incendie comme solution.

Afin d'assurer un bon fonctionnement du réseau, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes. D'après les profils effectués pour chaque tronçon d'adduction, les accessoires à utilisés seront :

- ✓ Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites;
- ✓ Les vannes de décharge pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites;
- ✓ Les robinets vannes pour isoler le tronçon à entretenir;
- ✓ Les vannes papillons à la sortie des réservoirs pour interrompre l'écoulement dans le cas ou les conduites éclatent.
- ✓ Les clapets anti-retour ;
- ✓ Les manchons pour le montage et le démontage des différents accessoires.



Chapitre 4 : Réservoirs

RESERVOIRS

4.1 Introduction

Pour pouvoir satisfaire à tout moment, la demande en eau potable des abonnés, on crée des réservoirs qui permettent de gérer les pointes de consommation.

Le réservoir est un ouvrage intermédiaire entre les réseaux d'adduction et les réseaux de distribution. C'est un ouvrage aménagé pour contenir de l'eau, soit destinée à la consommation publique, soit de l'eau à usage industriel. Ces derniers possèdent des débits non uniformes durant la journée ; d'où le rôle du réservoir qui permet de gérer les débits selon la demande.

L'alimentation est assurée par différents réservoirs de stockage. Elle peut être égale à 50% de la distribution maximale journalière ; cette capacité d'eau stockée assure la distribution pendant au moins 12 heures en cas de défectuosité des équipements de pompage, des conduites de refoulement ou de panne en énergie électrique.

Il convient de souligner que l'existence des réservoirs est une contrainte pour le projecteur du fait que les cotes sont imposées.

4.2 Rôle des réservoirs

✓ *Rôle de régulateur et accumulateur*

Dans une agglomération le débit refoulé par la station de pompage n'est pas dans tout les cas égal au débit consommé. Donc un réservoir s'avère indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé. [2]

✓ *Augmentation des pressions*

Il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre. Le réservoir est placé à un point et à une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans des points très éloignés.

✓ *Gain d'énergie au niveau de la station de pompage*

Ce réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointe).

✓ *Utilité pour briser la charge*

Si le terrain présente un relief accidenté, en certains points du réseau, on peut avoir des pressions non admissibles, ce type de réservoir nous permet de briser la charge.

✓ Stockage de la réserve d'incendie

On peut avoir deux cas :

-un réservoir à part qui emmagasine la réserve d'incendie ; ceci est rare dans la

Pratique du fait du coût de réalisation de cette variante.

-la réserve d'incendie est stockée dans le réservoir d'alimentation.

4.3 Principes de fonctionnement

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

- ⊗ Les installations et accessoires d'adduction permettant d'amener l'eau avec une régularisation importante.
- ⊗ Le réservoir permet de stocker pendant les heures de faible consommation les différences entre les débits (apport -distribution) .Ce pendant lors des heures de forte consommation (heure de pointe), le déficit sera assuré par le réservoir vers le réseau de distribution.

4.4 Type de réservoirs :

Pour pouvoir accomplir convenablement les fonctions pour les quelles ils sont conçu, les réservoirs ont plusieurs types et formes déterminées par de multiples facteurs comme :

- ♣ Conditions topographiques de la région à desservir.
- ♣ Conditions hydrauliques de la distribution : volume du réservoir, pression à assurer
- ♣ Type de décideur : maître d'ouvrage, maître d'œuvre ou exploitation.

Mais les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :

- ♣ Les facteurs économiques,
- ♣ La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation,

- ♣ Les possibilités d'adaptation au réseau,
- ♣ Les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site.
- ♣

4.5 Les principes de calcul du volume du château d'eau

Le calcul du volume de stockage est fait en tenant compte de l'équilibre de la production et de la consommation, nous avons calculé selon un service permanent, c'est à dire un pompage de 24h sur 24h et une consommation qui fluctue au cours de la journée, le calcul est présenté sur un tableau dont les colonnes sont les suivantes :

- ✓ Colonne N° 1 : les heures de la consommation ;
- ✓ Colonne N°2 : la consommation de l'eau de l'heure donnée au % de $Q_{\max j}$;
- ✓ Colonne N° 3 : la production de l'eau de l'heure donnée au % de $Q_{\max j}$;
- ✓ Colonne N°4 : la différence en signe plus entre la production et la consommation en % ;
- ✓ Colonne N°5 : la différence en signe moins entre la production et la consommation en %,
- ✓ Colonne N°6 : résidus calculés dans le réservoir en % de $Q_{\max j}$ obtenus en mettant zéro à la fin de la distribution, c'est quand le château d'eau sera vide, a partir de cet instant, on ajoute les pourcentages de la distribution, et on retranche les pourcentages de l'amenée

4.6 Volume du château d'eau :

Un réservoir doit être dimensionné pour répondre aux fonctions qui lui sont demandés depuis sa mise en service jusqu'aux conditions les plus exigeantes (demande de pointe). Sa capacité doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et, d'autre part, de la variation de la demande.

Le plus souvent, la capacité est calculée en tenant compte des variations journalières, du jour de la plus forte consommation ($Q_{\max j}$) et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

Le résultat calculé donne un volume de stockage de la consommation maximal journalière $Q_{\max j}$;

Heures	consommation	distribution	arrivée d'eau dans	départ d'eau	reste d'eau dans
	horaires de Q max,j	d'eau	le réservoir	du réservoir	le réservoir
H	En %	En %	En %	En %	En %
0—1	1	0	—	1	6
1—2	1	0	—	1	5
2—3	1	0	—	1	4
3—4	1	0	—	1	3
4—5	2	5	3	—	6
5—6	3	5	2	—	8
6—7	5	5	0	—	8
7—8	6.5	5	—	1.5	6.5
8—9	6.5	5	—	1.5	5
9--10	5.5	5	—	1.5	4.5
10--11	4.5	5	0.5	—	4
11--12	5.5	5	—	0.5	4.5
12--13	7	5	—	2	2.5
13--14	7	5	—	2	0.5
14--15	5.5	5	—	0.5	0
15--16	4.5	5	0.5	—	0.5
16--17	5	5	0	—	0.5
17--18	6.5	5	—	1.5	-1
18--19	6.5	5	—	1.5	-2.5
19--20	5	5	0	—	-2.5
20--21	4.5	5	0.5	—	-2
21--22	3	5	2	—	0
22--23	2	5	3	—	3
23--24	1	5	4	—	7
total	100	100			

Tableau (4.1) Calcul de la capacité de stockage du réservoir d'AEP d'Ouled Touati

Le volume total de château d'eau sera le volume de stockage ajouté au volume d'incendie qui fait 120m³ c'est à dire 17 l/s pendant 2 heures d'incendie

$$V_R = 8\%Q_{\max j} + V_{inc} \dots \dots \dots (4.1)$$

Où 8% est lu du tableau 4.1, colonne N°6 qui est la capacité maximale du château d'eau pendant la journée

Pour plus de sécurité, on prend un volume V_R égal à :100 m³

Remarque :

Dans la dernière colonne, nous devons choisir la période où la cuve est vide comme dans notre cas (21-22) h, à partir de là, on fait le cumul des valeurs des colonnes (4) et(5). Et d'après la dernière colonne, on repère, en valeur absolue, la valeur la plus grande de la partie positive et négative(les extremums), qui est de 8% qui se manifeste de 7h à 8h du matin ; et sachant que le débit maximum journalier est de 678.21 m³/j on calcul la capacité du réservoir comme ci-dessus.

4.7 Choix d'emplacement du château et détermination de sa cote

Pour que notre réseau soit réalisable il faut qu'il assure la pression minimale en tous points du notre surface à alimenter.

En pratique la pression de service est peut être assuré dans une fourchette de 10-40 m.c.e ; (1-4 bars) connaissant les côtes des différents tronçons qui se trouvent dans notre réseau, ainsi que leurs pertes de charge nous pouvons déterminer les pressions exercées au sol.

Notons que pour les bâtiments la pression nominale admissible est donnée par la formule suivante :

$$H_{sol} = 10 + 4n$$

Avec : n est le nombre des étages du bâtiment.

Supposons que notre cas a un étage c'est à dire $n = 1$; On trouve que $H_{sol} = 10 + 4 = 14$ m

Nous pouvons par la suite déduire les côtes piézométriques C_{pi} ;

Pour déduire par la suite les pressions au sol P_{si} par la relation suivante :

$$P_{si} = C_{pi} - CT_i$$

Avec :

Cpi : Côte piézométrique ;

Cti : Côte de terrain naturel du nœud i considéré ;

A partir des résultats tirés du logiciel Epanet, on a déterminé une cote de réservoir de 642.55 m.

4.8 Les équipements du réservoir :

4.8.1 Les équipements hydrauliques :

Un réservoir doit avoir les équipements suivants pour faciliter son exploitation :

4.8.1.1 Un système d'arrêt de son alimentation :

C'est un robinet à flotteur, une vanne à commande hydraulique ou une vanne à commande électrique. Le plus souvent c'est un robinet à flotteur qui obture la conduite d'arrivée lorsque le niveau maximum est atteint, et s'ouvre quand ce niveau est descendu.

4.8.1.2 Une crépine d'alimentation de la distribution :

La crépine doit permettre de renouveler la réserve incendie sans pouvoir l'utiliser au cours de la simple distribution.

4.8.1.3 Un compteur de distribution:

Il doit être facilement accessible afin de mesurer les volumes d'eau distribués.

4.8.1.4 Un robinet de prise:

Il sera placé sur la conduite de distribution, pour l'analyse de la qualité de l'eau

4.8.1.5 Une conduite de soutirage :

De la réserve incendie dont le dispositif d'ouverture est à la disposition permanente des sapeurs pompiers,

4.8.1.6 Une conduite de trop plein :

Tous les réservoirs doivent être dotés d'un trop-plein qui descend jusqu'à une profondeur comprise entre 300 mm et 600 mm au-dessus de la surface du sol, et se termine au-dessus d'une entrée d'évacuation ou d'une plaque anti-éclaboussures. Le trop-plein ne doit pas être raccordé directement à un égout ou à un collecteur d'eaux

pluviales. Toutes les tuyauteries de trop-plein doivent être installées de façon que le point de sortie de l'eau soit visible.

Le trop-plein d'un réservoir au sol doit être ouvert vers le bas et l'orifice doit être protégé au moyen d'un grillage non corrosif de 16 mailles au pouce, installé dans le tuyau, à un endroit où les risques de dommage par vandalisme sont minimaux.

4.8.1.7 Une conduite de vidange:

Cette conduite est munie d'un robinet - vanne, dont le système de manœuvre protégé n'est accessible que par les agents de la société de distribution. Elle ne doit pas être directement reliée à un égout ou à un collecteur d'eaux pluviales.

L'ouvrage doit pouvoir être vidangé afin d'être nettoyé ou entretenu sans qu'il en résulte une perte de pression dans le réseau de distribution.

4.8.1.8 Un by-pass:

Placé entre la conduite d'arrivée et la conduite de distribution afin d'assurer la continuité du service pendant l'entretien du château d'eau.

4.8.1.9 Un système de mesure du volume d'eau

Il se trouve dans le réservoir, il a pour objectif la mesure du volume d'eau

4.8.1.10 Collecteurs de sédiments :

Les tuyauteries de sortie de tous les réservoirs doivent être installées de manière à empêcher que des sédiments soient entraînés dans le réseau de distribution. Des collecteurs de sédiments amovibles devraient être prévus.

4.8.2 Les équipements d'intervention:

4.8.2.1 Accès :

Les réservoirs d'eau doivent être conçus avec des moyens permettant l'accès à l'intérieur pour l'inspection, le nettoyage et l'entretien.

Les trous d'homme au-dessus du niveau de l'eau :

- * doivent comporter un cadre dépassant d'au moins 150 mm au-dessus de la surface du toit à l'ouverture; dans les réservoirs au sol, les trous d'homme devraient être surélevés de 600 à 900 mm au-dessus du sommet du réservoir ou du gazon qui le recouvre;
- * doivent être munis d'un couvercle étanche solide pouvant être levé par une personne, recouvrant le bord du cadre et descendant autour de ce dernier d'au moins 50 mm;
- * devraient comporter une charnière latérale.

4.8.2.2 Protection contre les intrus :

Des clôtures, des verrous sur les trous d'homme et toute autre précaution nécessaire doivent être prévus pour empêcher les intrusions, le vandalisme et le sabotage.

4.8.3 Les équipements de nettoyage:

- * Equipements spéciaux pour le nettoyage.
- * Pompe d'alimentation en eau.

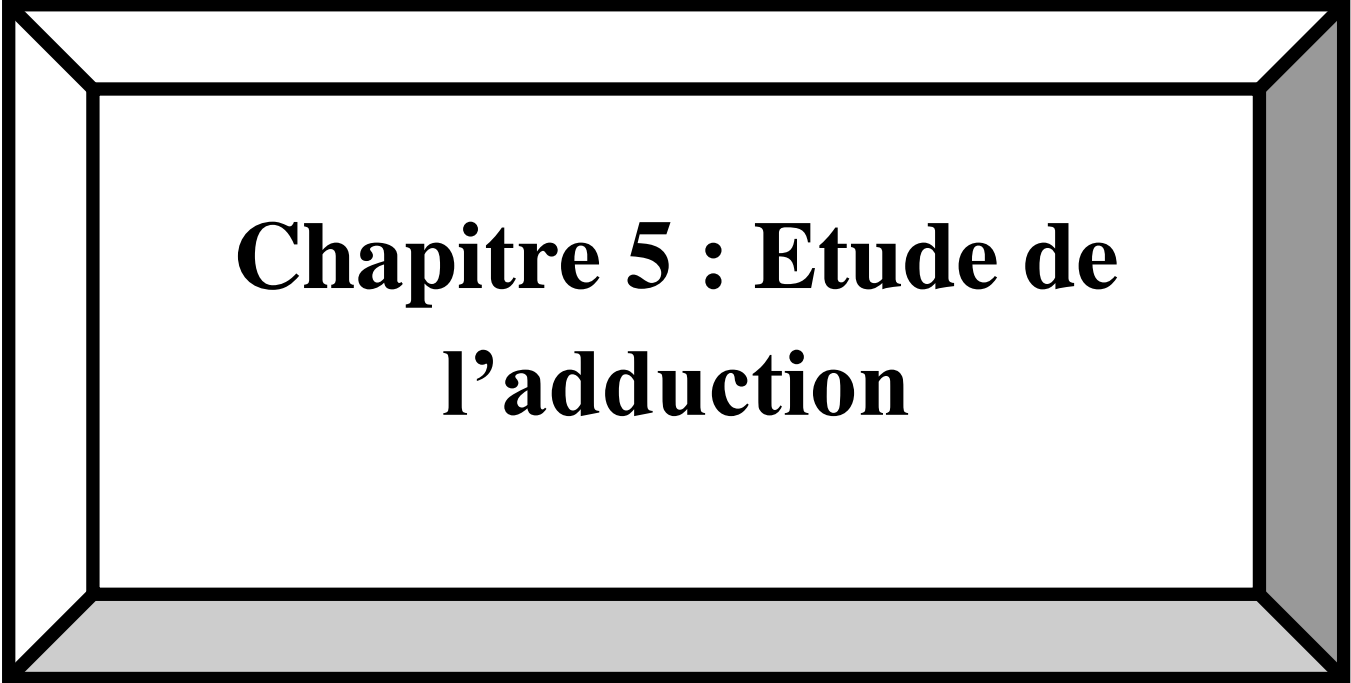
Remarque :

Tous les réservoirs, ainsi que leurs accessoires et équipements, et tout particulièrement les colonnes montantes, les trop-pleins et les évènements, doivent être conçus de façon à empêcher que le gel puisse gêner le fonctionnement.

Les entrées et les sorties devraient assurer une circulation positive et minimiser le court-circuitage de l'eau stockée.

4.9 Conclusion

Le but de ce chapitre est de calculer la capacité et le dimensionnement du réservoir projeté à l'horizon 2046. Dans notre cas il s'agit d'un château d'eau. A cette horizon il a été déduit un volume de 100m³ étant donné que le premier réservoir existant est en très bon état et qui sera maintenu à l'horizon futur.



Chapitre 5 : Etude de l'adduction

ETUDE DE L'ADDUCTION

3.1 Introduction

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation. L'adduction de notre étude est une adduction gravitaire qui relie deux réservoirs dont le premier est existant (château d'eau d'Oum Chouachi) avec 500 m³ de volume et le deuxième et projeté.

Le but de ce chapitre est de faire une étude techno-économique pour dimensionner le réseau d'adduction afin de combler le déficit de l'agglomération en eau potable.

3.2 Les conduites d'adduction

Les conduites d'adduction assurent un service permanent leur arrêt perturbe la distribution. Les réparations doivent être aussi rares et rapides que possible. L'accès aux ouvrages divers doit être aisé : le maintien de voies de circulation le long des adductions est utile.

Au minimum, une servitude de passage doit être prévue, mais l'achat du terrain d'assiette de la conduite et d'une voie de circulation est nécessaire pour les adductions importantes.

Certaines adductions peuvent parfois être très longues (jusqu'à 3001(m) et comporter un refoulement avec un réservoir de tête pour la partie gravitaire ou au contraire comprendre une ou plusieurs reprises par pompage.

3.3 Types d'adduction

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

- ☞ Adduction gravitaire ;
- ☞ Adduction par refoulement ;
- ☞ Adduction mixte.

☞ **Adduction gravitaire**

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

☞ **Adduction par refoulement**

C'est une adduction où l'écoulement se fait par pompage à l'aide des machines hydro-électriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

☞ **Adduction mixte**

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction gravitaire.

3.4 Choix des matériaux

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport du fluide dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique.

✎ Sur le plan technique cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
- Adaptation aux terrains de pose ;
- Bonne étanchéité ;
- Facilité d'entretien et de mise en service.

✎ Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :

- Du prix de la fourniture et du transport ;
- De leur disponibilité sur le marché local (de préférence).

Parmi les types de conduites utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue :

- * les conduites en fonte
- * les conduites en acier
- * les conduites en matière thermoplastique
- * les conduites en béton

Leurs caractéristiques sont comme suit :

A. Fonte :

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge de grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte.

B. Acier :

L'acier est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, mais cela dit il est adéquat à tout type de terrains vu qu'il absorbe les efforts de pressions.

C. PEHD :

Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, sa pose par soudure électrique se fait sans grande contrainte. Néanmoins les grands diamètres

3.5 Dimensionnement de l'adduction

3.5.1 Dimensionnement de l'adduction gravitaire (en charge)

Quatre paramètres interviennent dans le calcul d'une conduite gravitaire : Le débit Q , le diamètre D , la vitesse (v) et les pertes de charge.

Généralement en pratique seul le diamètre est à déterminer.

La figure 3.1 montre le cas d'une alimentation gravitaire d'un réservoir de cote C_{pe2} par un autre situé à une cote C_{pe1} plus élevée. La dénivelée ΔH représente dans ce cas une charge disponible et non pas une perte de charge puisque le diamètre « D » est à déterminer.

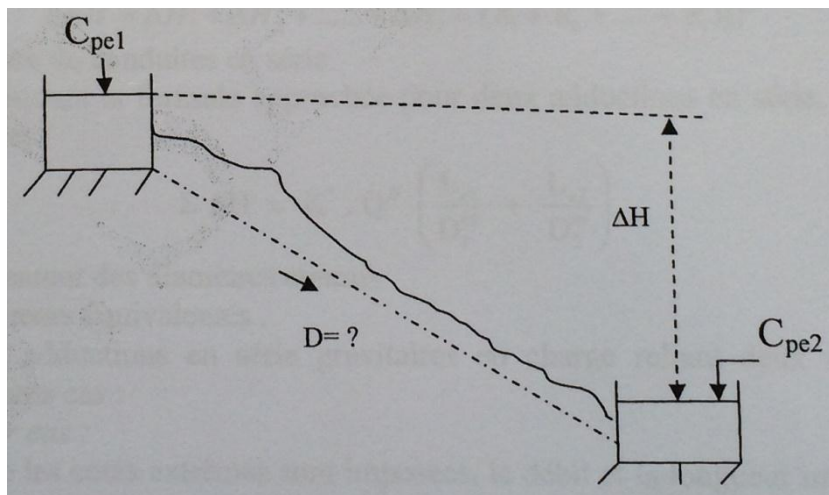


Figure 3.1 : Alimentation gravitaire reliant deux réservoirs.

$$\Delta H = C_{pe1} - C_{pe2} = \text{Charge disponible.}$$

Pour déterminer D , on égalise par hypothèse la charge disponible et la perte de charge occasionnée dans la conduite de diamètre « D »

$$C_{pe1} - C_{pe2} = \frac{16 \times \lambda \times L_{et} \times Q^2}{2 \times g \times \pi^2 \times D^5} = R_t Q^2 = \Delta H_t = \Delta H_f + \Delta H_g \dots \dots \dots (3.3)$$

R_t : désigne la résistance totale de la conduite.

$L_{et} = L_g + L_{ev}$: représente la longueur totale équivalente.

L_g : Longueur réelle (géométrique) de la conduite.

L_{ev} : Longueur équivalente aux pertes de charges singulières

λ : Coefficient de frottement linéaire.

$$\text{On peut écrire : } L_{ev} = \frac{D \cdot \sum \xi}{\lambda} \dots\dots\dots(3.4)$$

ξ : Coefficient de perte de charge singulière.

En pratique on considère que la perte de charge singulière ΔH_s est estimée à 10% des pertes de charges linéaires dans le cas des adductions et à 15% dans le cas des réseaux.

On sait que l'écoulement est variable suivant le régime et la nature du matériau de la conduite. Pour cela on fait intervenir certains coefficients (β ; m) qui tiennent compte de cela moyennant une formule approchée.

$$D = \sqrt[m]{\frac{K' L_g Q^\beta}{\Delta H}} ; K' = \frac{8 \cdot \lambda}{g \cdot \pi^2} = 0.083 \lambda \dots\dots\dots(3.5)$$

K' : étant la résistance par mètre linéaire.

L'utilisation du tableau facilite souvent la solution du problème.[1]

Tableau 3.1 valeurs de K' , m et β

Tuyau	K'	m	β
Acier	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 - 2
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

Source : Polycopié : Alimentation en eau potable des agglomérations de Mer SALAH.B

3.6 Etude des variantes :

L'étude des variantes a pour objet le choix du tracé le plus économique possible de la conduite ainsi que le choix de l'emplacement adéquat de (s) station(s) de pompage. La zone d'étude est alimentée par le château d'eau d'Oum Chouachi (Wilaya de M'sila).

Comme notre tracé est bien clair et évident l'étude des variantes se fera au niveau des matériaux des conduites.

L'étude se fait à partir du château d'eau d'Oum Chouachi (500 m³) de côte de 774.03 m vers un réservoir projeté à la localité d'Ouled Touati de capacité (200 m³) de côte de 642.55 m sur une distance de 7.93 Km.

3.6.1 Variante N°1 : PEHD

♣ Calculs hydrauliques :

- * Calcul de la charge disponible ΔH :

$$\begin{aligned}\Delta H &= Cpe_1 - Cpe_2 \\ &= 774.03 - 642.55 \\ &= 131.48m\end{aligned}$$

- * Calcul du diamètre :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K' L_g Q^\beta}{\Delta H}}$$

Avec :

- ✓ $K' = 0,001052$
- ✓ $\beta = 2$
- ✓ $m = 4.772$.
- ✓ $L_g = 7.93 \text{ Km}$
- ✓ $Q = 0.022 \text{ m}^3/\text{s}$

$$\text{Donc } D = \sqrt[4.772]{\frac{0.001052 \times (7.93 \times 10^3) \times (0.022 \times 10^3 \div 3600)^2}{131.48}}$$

$$=0.113 \text{ m}$$

$$110 \text{ mm} < D < 125 \text{ mm} .$$

* Calcul des vitesses

On devise la conduite de l'adduction en deux parties a condition que la première partie doit posséder le diamètre le plus grand et à partir de ces deux diamètres on calcule les deux vitesses d'eau dans les conduites par l'équation de continuité :

$$Q = V \times S = V \times \frac{\pi \times D^2}{4} \dots\dots\dots(3.6)$$

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2}$$

- ✓ 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).

Tableau 3.1 valeurs de D_1, D_2, V_1 et V_2 des deux tronçons de l'adduction

Q (m ³ /s)	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)
0.022	110	0.009	2.32
0.022	125	0.012	1.79

On remarque que les vitesses son satisfaisantes.

* Calcul des longueurs de chaque tronçon :

$$\Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 = \frac{K' \times L_1 \times Q^\beta}{D_1^m} + \frac{K' \times L_2 \times Q^\beta}{D_2^m}$$

On suppose que:

Avec : $L_1 + L_2 = L_{eq}$; $D_1 = 125 \text{ mm}$ et $D_2 = 110 \text{ mm}$

Donc on a un système de deux équations à deux inconnus.

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.001052 \times 0.022^2 \times \left(\frac{L_1}{0.125^{4.772}} + \frac{L_2}{0.110^{4.772}} \right) = 131.48m \\ L_1 + L_2 = 7928.6m \end{array} \right\}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} L_1 = 2223.04m \\ L_2 = 5705.56m \end{array} \right\}$$

Donc :

La conduite d'adduction est composée de deux tronçons de diamètres 125mm et 110 mm des longueurs respectivement L1 m et L2.

Pour l'épaisseur, on choisit 1.1mm

3.6.1 Variante N°2 : Acier

♣ Calculs hydrauliques :

- * Calcul de la charge disponible ΔH :
- * $\Delta H = Cpe_1 - Cpe_2 = 774.03 - 642.55 = 131.48m$
- * Calcul du diamètre :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K' L_g Q^\beta}{\Delta H}}$$

Avec :

- ✓ $K' = 0,001735$
- ✓ $\beta = 2$
- ✓ $m = 5.2$
- ✓ $L_g = 7.93Km$
- ✓ $Q = 0.022m^3/s$

Donc

$$D = \sqrt[5.2]{\frac{0.001735 \times (7.93 * 10^3) \times (0.022 \times 10^3 \div 3600)^2}{131.48}}$$

$$=0.135 \text{ m}$$

$$100 \text{ mm} < D < 150 \text{ mm} .$$

* Calcul des vitesses

On divise la conduite de l'adduction en deux parties à condition que la première partie doit posséder le diamètre le plus grand et à partir de ces deux diamètres on calcule les deux vitesses d'eau dans les conduites par l'équation de continuité :

$$Q = V \times S = V \times \frac{\pi \times D^2}{4} \dots\dots\dots(3.6)$$

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2}$$

- ✓ 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).

Tableau 3.1 valeurs de D_1, D_2, V_1 et V_2 des deux tronçons de l'adduction

Q (m ³ /s)	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)
0.022	100	0.008	2.803
0.022	150	0.018	1.246

On remarque que les vitesses sont satisfaisantes.

* Calcul des longueurs de chaque tronçon :

$$\Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 = \frac{K' \times L_1 \times Q^\beta}{D_1^m} + \frac{K' \times L_2 \times Q^\beta}{D_2^m}$$

On suppose que:

Avec : $L_1 + L_2 = L_{eq}$; $D_1 = 150 \text{ mm}$ et $D_2 = 100 \text{ mm}$

Donc on a un système de deux équations à deux inconnus.

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.001052 \times 0.022^2 \times \left(\frac{L_1}{0.150^{5.2}} + \frac{L_2}{0.100^{5.2}} \right) = 131.48m \\ L_1 + L_2 = 7928.6m \end{array} \right\}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} L_1 = 7162.5 \\ L_2 = 766.1 \end{array} \right\}$$

Donc :

La conduite d'adduction est composée de deux tronçons de diamètres 150mm et 100 mm des longueurs respectivement L1 m et L2

3.6.3 Le cout

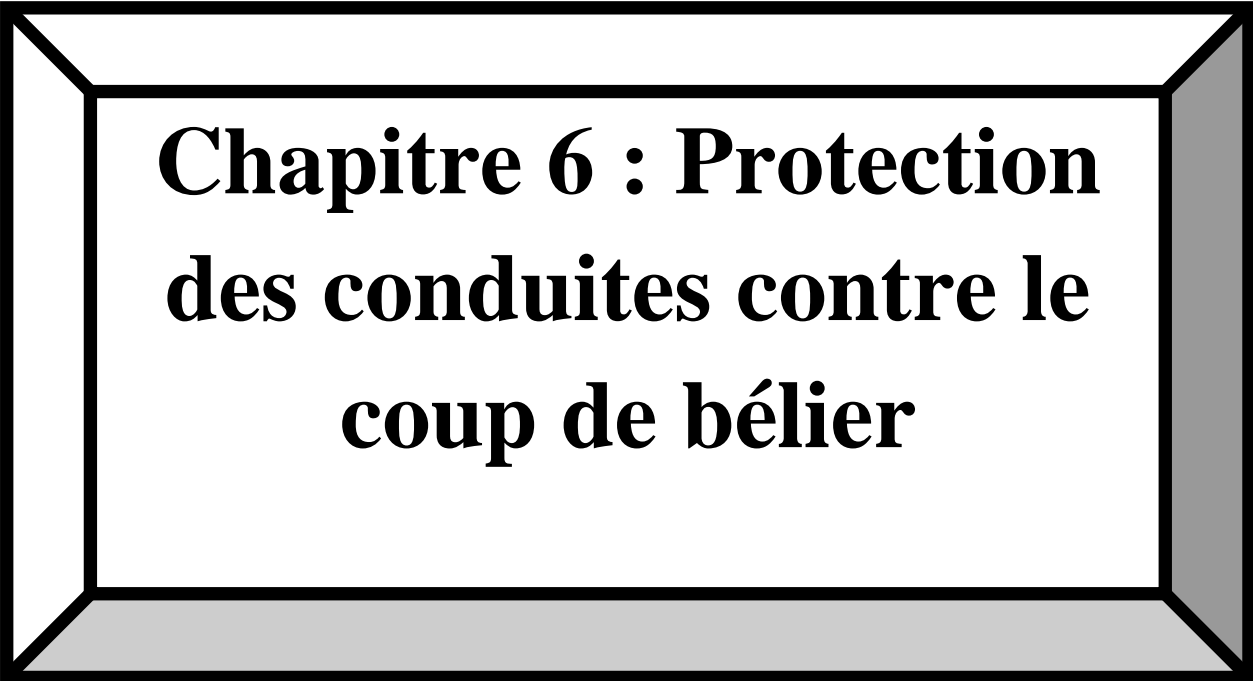
Le calcul du prix total de chaque variante est effectué dans le tableau suivant :

	PEHD			acier		
	longueur	prix par ml	prix du tronçon	longueur	prix par ml	prix du tronçon
tronçon 01	2223.04	680,13	1511956.2	7162.5	700.1	5014466.25
trançon 02	5705.56	540,5	3083855.18	766.1	550.7	421891.27
total			4595811.38			5436357.52

Donc on choisit la première variante : **PEHD**

3.7 Conclusion

D'après notre étude nous avons abouti à deux conduites : la première tronçon a une longueur de 2223.4 m et la deuxième a 5705.55 m qui permettent de véhiculer le débit jusqu'au réservoir de stockage ; de deux diamètres normalisés 125 et 110 mm , avec deux vitesses de 2.8 l/s et 1.79 m/s et un matériau de construction PEHD.



**Chapitre 6 : Protection
des conduites contre le
coup de bélier**

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

6.1 Introduction

La protection contre le coup de bélier et la corrosion doit être effectuée pour les Canalisations en contact avec la terre et dans notre projet d'étude nous avons opté pour des conduites en PEHD dont La nature de la matière utilisée limite les efforts du coup de bélier par un effet d'amortissement rapide selon la formule d'Allievi [3]. mais il est nécessaire de citer quelques types de corrosion avec leur remède.

6.2 Protection des conduites contre le coup de Bélier

6.2.1 Définition

Le coup de bélier est un phénomène de surpression qui apparaît au moment de la variation brusque de la vitesse d'un liquide, par suite d'une fermeture/ouverture rapide d'une vanne, d'un robinet ou du démarrage/arrêt d'une pompe.

Les conduites de refoulement doivent toujours être examinées du point de vue protection contre les coups de bélier .Il en sera de même pour les conduites d'adduction dont le débit se trouve réglé à l'aval par un robinet vanne. [4] [5]

6.2.2 Les risques dus aux coups de bélier

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants:

6.2.2.1 Risque de forte pression

Les surpressions dues aux coups de bélier peuvent être engendrées plus de la pression initiale si leur somme dépasse la pression maximale admissible de la conduite il peut y avoir fissuration de cette dernière et dislocation des joints. [6]

6.2.2.2 Pression négative

Cette pression peut apparaître soit après une forte surpression, soit à la suite d'un arrêt instantanée d'une pompe si cette pression devient inférieure à -10 m.c.e il se produit une poche de cavitation. Des conséquences néfastes peuvent être créés dans la conduite à la suite de cette pression négative, telle que l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit de protection interne. [6]

6.2.2.3 Fatigues des conduites

Le passage successif d'une surpression à une dépression et inversement peut Provoquer la fatigue des conduites ; ce phénomène est très compliquée dans le cas où les conduites sont enterrées. [6]

6.2.3 Moyens de protection contre le coup de bélier :

Les appareils anti- bélier devront avoir pour effet :

- Réduire la pression de l'alimentation en eau, par l'installation d'un régulateur de pression ;
- Réduire la vitesse du fluide dans la tuyauterie. Afin de réduire l'importance du coup de bélier, certains guides de dimensionnement recommandent une vitesse égale ou inférieure à 1,5 m/s ;
- Installer des robinets avec une vitesse de fermeture lente ;
- Utiliser des procédures d'ouverture et de fermeture sur une installation ;
- L'installation d'une bouteille anti-coup de bélier, également appelée le réservoir d'air ;

Installer un volant d'inertie sur la pompe qui intervient dans la protection contre les dépressions.

6.2.3 .1 Les volants d'inertie :

Le volant d'inertie calé sur l'arbre du groupe constitue l'un de ces moyens grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale.

Le volant d'inertie la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble donc de diminuer l'intensité du coup de bélier.

6.2.3 .2 Les soupapes de décharge :

Ces appareils sont un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement qui par sa compression obture en exploitation normale un orifice placé sur la conduite au point à protéger.

6.2.3 .3 Les réservoirs d'air :

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordée au refoulement.

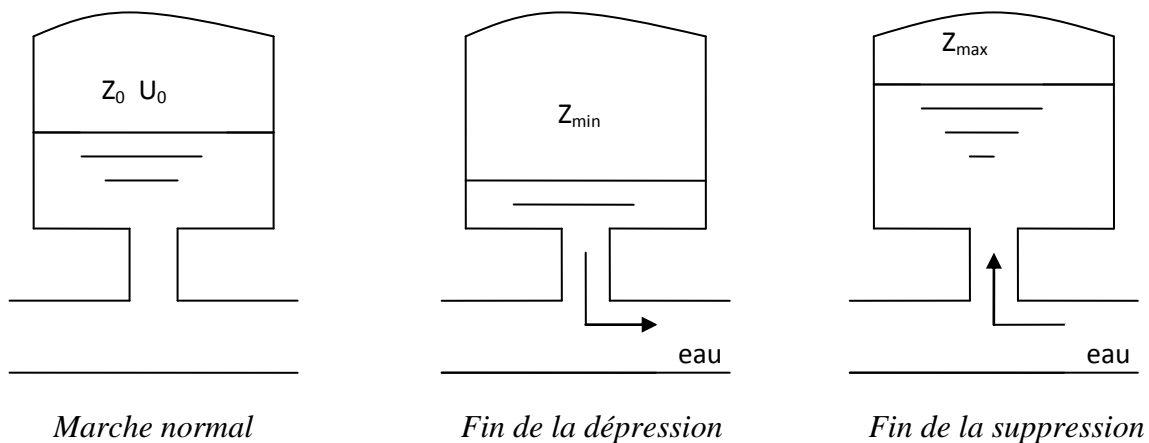


Figure : 6.1 Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir.

6.2.3.4 Les cheminées d'équilibre

A la place d'un réservoir d'air sous pression il peut être établi à la station de pompage un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre cette cheminée jouera le même rôle mais dans le cas de hauteurs de refoulement même moyennes on arrive rapidement à des ouvrages d'art importants puisque l'eau s'élèvera déjà en régime normal à la hauteur géométrique augmentée des pertes des charges.

Dans notre étude, comme tout est gravitaire on va installer une vanne a fermeture lente a l'extrémité de la conduite d'adduction

6.2.4 Analyse physique du phénomène du coup de bélier

Survient l'arrêt brusque où instantané quatre phases peuvent être envisagées :

6.2.4.1 Phase 01

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse où célérité désignée par "c". Si la distance entre la pompe et le réservoir

est L et le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est $\frac{L}{c}$. Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

6.2.4.2 Phase 02

Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche. l'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{c}$ C'est-à-dire à $\frac{2L}{c}$ depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

6.2.4.3 Phase 03

En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite. Au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{c}$ c'est-à-dire à $\frac{3L}{c}$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

6.2.4.4 Phase 04

Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif.

Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{c}$ c'est-à-dire à $\frac{4L}{c}$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

6.2.5 Analyse mathématique du coup de bélier

6.2.5 .1 Calcul de la célérité d'ondes

La célérité est la vitesse de propagation des ondes. Elle est donnée par la formule :

$$c = \frac{\left(\frac{k}{\rho}\right)^{1/2}}{\left(1 + \frac{k}{E} \frac{D}{e}\right)^{1/2}} \dots\dots\dots (6.1)$$

Où:

c : célérité d'onde.

Avec :

k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2.109$ à 20°C .

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$

E : Coefficient de l'élasticité de la conduite ; $E = 2.1011$

e : Epaisseur de la conduite (m), on prend dans notre cas $e = 5\text{mm}$

$(k/\rho)^{1/2}$: Célérité de l'onde de pression des conduites très rigides.

$\left(1 + \frac{kD}{Ee}\right)^{1/2}$: Contribution de l'élasticité de la conduite.

Le maximum de la surpression et de la dépression s'exprime par :

$$\Delta H_{\max} = \pm \frac{cV_0}{g}$$

V_0 : Vitesse d'écoulement en régime normal (m/s) ;

g : accélération de la pesanteur (9.81 m/s^2)

Matériau	Acier	Fonte grise	Fonte ductile	Béton	AC	PVC	PEHD
K	0.5	1	0.59	5	4	33	83

Tableau (6.1) : coefficient k pour divers matériaux.

A.N : $C = 408.35 \text{ m/s}$

6.2.5.2 Valeur numérique du coup de bélier :

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas :

- **Cas de la fermeture brusque :**

T : inférieur à $\frac{2L}{c}$

La valeur numérique du coup de bélier :

$$B = \frac{c \times V_0}{g} \quad (\text{m}) \dots\dots\dots(6.2)$$

Où:

V_0 : vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

g : accélération de la pesanteur $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

• **Cas de la fermeture lente :**

Elle est caractérisée par un temps de fermeture supérieure à $\frac{2L}{c}$ c'est-à-dire supérieure à un aller et retour d'onde, la valeur du coup de bélier est donné par la formule de **MICHAUD** :

$$b = \frac{2LV_0}{gT} \quad (\text{m}) \dots\dots\dots(6.3)$$

L : la longueur de la conduite (m).

Remarque :

La formule de **MECHAUD** n'est valable que pour une loi de fermeture correspondant à une variation linéaire du débit loi qui est rarement réalisée en pratique.

Pour les conduites de refoulement, il est possible d'avoir comme valeur de la pression dans une conduite :

Cas de la surpression :

$$H_{\max} = Hg + \frac{cV_0}{g} \quad (\text{m}) \dots\dots\dots (6.4)$$

Cas de la dépression :

$$H_{\min} = Hg - \frac{cV_0}{g} \quad (\text{m}) \dots\dots\dots (6.5)$$

6.2.5 Calcule du temps de fermeture de la vanne à fermeture lente

Soit $T = \frac{2L}{c}$ tels que :

- T : le temps de fermeture de la vanne
- L : la longueur de la conduite d'adduction

C :la Célérité d'onde

$$T = \frac{2 \times 7935}{108.35} = 146.5s = 2.5 \text{ mn.}$$

6.2.6 Calcul de la valeur du coup de bélier

$$b = \frac{2LV_0}{gT} \quad (\text{m})$$

AN :

$$b = \frac{2 \times 7935 \times 2.32}{9.81 \times 2.5 \times 60} = 25.02 \text{ m}$$

6.4 Conclusion

Dans ce chapitre on a pu étudier l'influence du coup de bélier tout sur les conduites dont l'écoulement est gravitaire nous avons calculé les temps suffisant pour la fermeture des vannes pour prévenir les conduites gravitaires.



Chapitre 7 :
Organisation de
chantier

ORGANISATION DU CHANTIER

7.1 Introduction

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyennes nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux d'exécution.

Les étapes des différents travaux sur des chantiers de réalisation pour un réseau d'A.E.P sont :

- Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.
- Excavation des tranchées.
- Pose des conduites.
- Epreuve de joint et de canalisation.
- Remblaiement des tranchées.

7.2 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain

7.2.1 Matérialisation de l'axe

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacées de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités est ainsi bien déterminée.

7.2.2 Nivellement

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Le nivellement a pour but de définir le relief d'un terrain en fixant l'altitude d'un certain nombre de points toutes les côtes sont données par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison, lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul. On détermine la hauteur de chaque point ainsi que la profondeur de tranchée en ce point.

7.2.3 Excavation des tranchées

L'excavation sera réalisée mécaniquement, la profondeur minimale de la tranchée à excaver atteint 1 m pour :

- Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).
- Protéger la canalisation contre le gel.

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

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

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- La profondeur de la tranchée (H_{tr}).
- La largeur de la tranchée (b).
- Distance de la mise de cavalière.

7.2.3.1 La profondeur (H_{tr})

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

$$H_{tr} = D + h + h_s \dots\dots\dots (7.1)$$

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

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol.

On prend : $h=1$ m.

h_s : épaisseur du lit de pose (sable) : $h_s = 0,1$ m.

$$H_{tr} = 1 + 0,1 + d$$

Donc

$$H_{tr} = 1,1 + d \quad (m)\dots\dots\dots(7.2)$$

7.2.3.2 Largeur de la tranchée

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

$$b = d + 0,6 \quad (\text{m}) \dots \dots (7.3)$$

b : largeur de la tranchée (m).

d : diamètre de la conduite (m).

7.3.3.3 Choix du coefficient du talus

Pour garder la stabilité du talus de la tranchée durant les travaux de pose des conduites on définit le coefficient du talus, qui est en fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol.

sols	profondeur de la tranchée	
	jusqu'à 1,5 m	jusqu'à 3m
sable	m=0,5	m=1
limon sableux	m=0,25	m=0,67
limon argileux	m=0	m=0,5

Tableau (7.1) Choix du coefficient du talus

Dans notre cas le sol est limon argileux, d'où le coefficient de talus $m = 0$.

7.2.3.4 Distance de la mise du cavalier :

a) Section transversale de la tranchée (Str) :

$$Str = H_{tr} \times b + m \times H_{tr}^2 \dots \dots \dots (7.3)$$

Comme $m = 0$ on aura $S_{tr} = H_{tr} \times b$

Pour le calcul on prend le plus grand diamètre qui est de 125 mm.

$$H_{tr} = 1,1 + 0,125 = 1,225 \text{ m.}$$

$$b = 0,125 + 0,6 = 0,725 \text{ m.}$$

$$D'où \quad Str = 1,225 \times 0,725 = 0,89 \text{ m}^2.$$

b) Section du cavalier (Sc) :

Elle est donnée par la relation suivante : $S_c = S_{tr} \times K_f$

Avec :

Str : section transversale de la tranchée (m²).

Kf: coefficient qui dépend de la nature de sol.

Type de sol	k _f
sable, matériaux fins	1,08-1,17
Limon argileux	1,14-1,28
Argileux	1,25-1,3

Tableau (7.2) Choix du coefficient de foisonnement

Puisque notre sol est limon argileux on prend $K_f = 1,2$.

$$S_c = 0,89 \times 1,2 = 1,068 \text{ m}^2.$$

c) hauteur du cavalier (H_c) :

$$\text{On a : } S_c = \frac{B \times H_c}{2}$$

Avec : B : largeur du cavalier (m).

H_c : hauteur du cavalier (m).

$$B = \frac{2 \times S_c}{H_c} \dots\dots (1).$$

Et

$$m = \frac{B}{2H_c}$$

Avec :

m : talus du sol de cavalier $m = 1,5$.

$$B = 2mH_c \quad (2)$$

De (1) et (2)
$$H_c = \sqrt{\frac{S_c}{m}}$$

$$H_c = \sqrt{\frac{1,068}{1,5}} = 0,85m$$

d) Distance de la mise du cavalier (A) :

C'est la distance qui sépare l'axe de la tranchée à celui du cavalier. Elle est donnée

par la formule suivante :
$$A = \frac{b}{2} + L + \frac{B}{2} + mH_{tr}$$

Puisque $m = 0$, Alors :
$$A = \frac{b}{2} + L + \frac{B}{2}$$

Avec :

L : longueur de la berme en (m) varie entre 2 et 3 m.

$$\frac{B}{2} = H_c \times m = 0,85 \times 1,5 = 1,275 \text{ m}$$

AN :

$$A = 0.725/2 + 2 + 0.64 = 3 \text{ m.}$$

7.2.3.5 Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation :

Comme il a été mentionné précédemment, l'excavation sera réalisée mécaniquement alors le choix de l'engin (pelle mécanique équipée en rétro ou en butée) se base sur leur champ d'application et l'exigence du chantier.

7.2.3.5.1 Pelle équipée en rétro :

Les aptitudes de la pelle en rétro sont :

- Creuser en dessous de la surface d'appui à son niveau.
- Peut excaver dans la direction de la machine.
- Creuser avec grande précision et rapidité des tranchées à talus verticaux.

7.2.3.5.2 Pelle équipée en butée

Les caractéristiques de la pelle en butée sont :

- Excavation en hauteur au dessus de l'assise de la machine.

- Ramassage des matériaux.

Connaissant la nature des travaux demandés et comparant le champ d'application ainsi que les caractéristiques de chacune des deux types de pelle, on opte pour une pelle équipée en rétro pour atteindre un rendement optimal de la pelle choisie. Celle ci doit satisfaire les conditions ci-dessous :

- Rayon de déchargement $R_{déch} \geq A$.
- Hauteur de chargement $H_{ch} \geq H_{tr\max}$.
- Hauteur de déchargement $H_{déch} \geq H_c$.
- Largeur du godet $b_g \leq b_{min}$.

Le calcul pour déterminer les caractéristiques de la pelle est représenté dans le tableau suivant :

D	L	b	H_{tr}	S_{tr}	S_c	H_c	A	V_i=S_{tr}×L
mm	m	m	m	m²	m²	m	m	m³
250	1035	0,85	1,35	1,15	1,38	0,96	3,86	1188
200	198,5	0,8	1,3	1,04	1,25	0,91	3,77	206
160	43,5	0,76	1,26	0,96	1,15	0,88	3,69	42
125	51,5	0,725	1,225	0,89	1,07	0,84	3,63	46
110	723,5	0,71	1,21	0,86	1,03	0,83	3,60	622
90	1903	0,69	1,19	0,82	0,99	0,81	3,56	1563
75	982,5	0,675	1,175	0,79	0,95	0,80	3,53	779
V_T								4445

Tableau (7.3) Paramètres pour la détermination de la pelle

Remarque :

- ✓ Amax = 3,86 m
- ✓ Htr max = 1,35 m
- ✓ Hc max = 0,96 m
- ✓ bmin = 0,68 m

En connaissant les paramètres (A, Htr, Hc et b) , pour notre cas l'excavateur sera une pelle mécanique équipée en rétro à roues pneumatiques dont les caractéristiques sont représentés dans le tableau suivant :

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

Tableau (7.4) Paramètres pour la détermination de la pelle

Comme le volume total est inférieur à 10000 m³ , on choisit une pelle de capacité du godet 0,35 m³

7.2.3.5.2 Rendement d'exploitation de la pelle choisie

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 \times q \times K_R \times K_t}{T_c \times K_f} \quad (\text{m}^3/\text{h}) \dots \dots \dots (7.4)$$

Avec :

q : capacité du godet = 0,35 m³.

Kr : coefficient de remplissage du godet Kr = 0,8-0,9 on prend Kr = 0,8

Kt : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du conducteur :

$$K_t = 0,7 \div 0,9 \text{ prenons } K_t = 0,8.$$

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

Tc : la durée d'un cycle de remplissage du godet

$$T_c = (15-30) \text{ s , on prend } T_c = 20 \text{ s.}$$

$$R_p = \frac{3600 \times 0,35 \times 0,8 \times 0,8}{20 \times 1,2} = 34 \text{ m}^3/\text{h}$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour :

$$R_p = 272 \text{ m}^3/\text{j}$$

7.2.3.6 Calcul du temps d'exécution :

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

$$T = \frac{V}{R_p} \quad (\text{Heure}) \dots\dots\dots (7.5)$$

V : volume du sol excavé (m³)

$$T = \frac{4445}{272} = 17 \text{ jours.}$$

7.3 Aménagement du lit de pose des conduites

Avant la pose de la conduite on procède aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres sur les côtes de la tranchée.
- Respecter les côtes du profil en long.
- Nivelier soigneusement le fond de la tranchée pour que la pression soit constante entre les points de changement de pente prévue.
- Etablir en suite le niveau du fond de la fouille en confectionnant un lit de pose bien donnée avec la terre meuble du sable.

Le volume total du sable pour le lit de pose est calculé d'après le tableau suivant :

D	L	b	S=0,1×b	Vs=S×L
mm	m	m	m²	m³
250	1035	0,85	0,09	87,98
200	198,5	0,8	0,08	15,88
160	43,5	0,76	0,08	3,31
125	51,5	0,725	0,07	3,73
110	723,5	0,71	0,07	51,37
90	1903	0,69	0,07	131,31
75	982,5	0,675	0,07	66,32
V_T				359,89

Tableau (7.5) : Volume total du lit de sable.

7.4 Pose de conduite :

Avant la descente des conduites en fouille on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subi des chocs, fissuration, ...etc . Après cela, les

conduites seront posées lentement à l'aide d'un pose tube dans la fond de fouille. Cette pose s'effectuera par tronçon successif, à chaque arrêt de la pose on bouche les extrémités du tronçon de la conduite.

7.5 Epreuve de joint et de la canalisation :

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois La pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement.

Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0,2 bar.

7.6 Remblaiement des tranchées :

Une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai est effectuée à l'aide d'un bulldozer.

Le volume total du remblai donné par la relation suivante :

$$V_r = V_d - V_c - V_s \quad (\text{m}^3) \dots\dots\dots (7.6)$$

Ou : V_d : volume des déblais ;

V_c : volume occupé par les conduites.

V_s : volume du lit du sable.

D	L	V _d	V _c	V _s	V _r
mm	m	m ³	m ³	m ³	m ³
250	1035	1188	50,78	87,98	1048,91
200	198,5	206	6,23	15,88	184,33
160	43,5	42	0,87	3,31	37,48
125	51,5	46	0,63	3,73	41,37
110	723,5	622	6,87	51,37	563,32
90	1903	1563	12,10	131,31	1419,15
75	982,5	779	4,34	66,32	708,59
V _T		4445	81,83	359,89	4003,14

Tableau7.6 : Volume total du remblai

7.7. Choix du bulldozer :

Le choix du bulldozer se fait en fonction de la capacité du godet de l'excavateur. Le bulldozer est utilisé pour le remblaiement de la tranchée après la pose des conduites.

Capacité du godet de la pelle (m ³)	0,3-0,65	0,75-1,0	1,25-1,5	2,0-3,0
Classe du bulldozer d'après la puissance du tracteur (KW)	40-60	70-118	120-140	150-300

Tableau (7.7) : Choix du bulldozer en fonction de la capacité du godet

Pour une capacité du godet de la pelle égale à 0,35 m³, nous prenons un bulldozer ayant les caractéristiques suivantes:

- Puissance $P_b = 60$ KW.
- Largeur de la lame : $b_L = (2 \div 3)$ m.
- Hauteur de la lame : $H_L = (1 \div 1,5)$ m.

7.8 Conclusion

À travers ce chapitre, on peut conclure que Pour une bonne gestion et projets, il est nécessaire de savoir les causes des accidents et évité les actions dangereuses. Ainsi donc on peut offrir une meilleure condition de travail pour les personnels et une bonne performance de fonctionnement des Engins.

CONCLUSION GENERALE

Dans ce travail nous avons étudié l'alimentation d'une localité en eaux potable, sachant que notre projet est estimé à une durée de fonctionnement atteint 30 ans .

Après l'étude de la consommation des différents composants de l'agglomération on a pu déterminer le débit maximum horaire pour le dimensionnement du notre réseau, et on a déterminé encore les débits des tronçons ainsi que les débits nodaux avec des formules qu'on à déjà vu en cours.

En se basant sur les données et les calculs faits on a pu aussi déterminer le dimensionnement du réservoir et son état pendant la journée.

En conclusion on peut dire que c'est vrai qu'il est difficile de déterminer le $Q_{max j}$ a partir des estimations mais pour éviter un problème d'une pression faible ou bien un habitant qui n'a que l'air dans ses conduites il faut traiter toutes les données qui sont a l'A.P.C, et trouvant même notre agglomération comment ça sera après X années de mise en marche de notre projet.

Il faut parler aussi de l'économie du projet : un projet qui une grande durée de vie et un moindre coût. Et le moindre coût rentre dans le dimensionnement des diamètres des conduites sans oublier la fourchette de la vitesse à respecter dans l'étude. Donc on est tenaillé par l'efficacité et le prix.

Finalement on espère qu'on a fait une bonne résolution de la problématique posée au début de ce travail : le manque d'eau dans notre zone d'étude.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] **B.SALAH** « Polycopie d'Alimentation en Eau Potable», cinquième année, p.11, 27, 29,69, 70, 71, 140.

[2] **Jacques Bonvin** ; «2005 » ; « Hydraulique urbaine I /Captage/Réseau

D'adduction/Réservoirs/Réseau de distributions/Equipements-Pompes/Petites Centrales hydrauliques ».Edition II

[3] **catalogue technique des tubes PEHD** du groupe de CHIALI p1 2012

[4]**A.Dupont:** Hydraulique urbaine, ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977 ;p. 112, 113,114

[5]**M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972,p.289.

[6] **M.AIT AHCENE**, « Alimentation en eau potable du flanc nord de la wilaya de Tizi-Ouzou à partir du barrage de Taksebt (Adduction : station de traitement - réservoir tampon) », (Mémoire de fin d'étude, ENSH, 2008-2009) p.77,78,79,80.

Logiciels : Epanet

Annexes

Annexe N°01 : La variation de β_{max} en fonction du nombre d'habitants

Population	< 1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
B max	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15

Annexe N°02 : Variation de β_{min} en fonction du nombre d'habitants

Population	<1,0	1,5	2,5	4,0	6,0	10	20	30	100	300	1000
β min	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83	1

Annexe N°03 : Répartition du débit horaire en fonction du nombre d'habitants

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	3.0	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	5.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	4.2	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01