

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Ksar Chellala (w.Tiaret).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0011-13

APA Citation (توثيق APA):

Ameur Mansour, Mohamed Djallel Eddine (2013). Dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Ksar Chellala (w.Tiaret)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مباحثات، مقالات الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes d'Alimentation En Eau Potable.

THEME :

**DIMENSIONNEMENT DU RESEAU
D'ALLIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA
VILLE DE KSAR CHELLALA WILAYA DE TIARET**

Présenté par :

M^r AMEUR MANSOUR Mohamed Djallel Eddine

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r B. SALAH	PROFESSEUR	Président
M^r M.S BENHAFID	MA.A	Examineur
M^{me} W.MOKRANE	MA.A	Examinatrice
M^r A. HACHEMI	MA.A	Examineur
M^r M.BOUZIANE	MA.B	Examineur
M^{me} Y.DERNOUNI	MA.A	Promoteur

Septembre 2013.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes d'Alimentation En Eau Potable.

THEME :

**DIMENSIONNEMENT DU RESEAU
D'ALLIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA
VILLE DE KSAR CHELLALA WILAYA DE TIARET**

Présenté par :

M^r AMEUR MANSOUR Mohamed Djallel Eddine

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r B. SALAH	PROFESSEUR	Président
M^r M.S BENHAFID	MA.A	Examineur
M^{me} W.MOKRANE	MA.A	Examinatrice
M^r A. HACHEMI	MA.A	Examineur
M^r M.BOUZIANE	MA.B	Examineur
M^{me} Y.DERNOUNI	MA.A	Promoteur

Septembre 2013.



Remerciement

Je remercie tout d'abord Dieu le tout puissant de m'avoir donnée la chance et le courage pour réaliser ce travail.

Qu'il me soit permis de présenter mes vifs remerciements à Mr DERNOUNI. Y d'avoir accepter de m'encadrer lors du présent travail et les précieux conseils qu'elle a bien voulu prodiguer pour cibler les aspects traités dans ce rapport technique.

Je remercie tout particulièrement mes parents et ma famille, pour leurs aides, pour leurs patiences, leurs soutiens moraux et leurs confiances le long de ma formation d'ingénieur d'Etat. Je les remercie très sincèrement, d'avoir tout fait pour que je réalise mon rêve de devenir ingénieur d'Etat en hydraulique.

Mes remerciements également à tous ceux qui ont contribué à ma formation et particulièrement les enseignants de l'ENSH, et mon respect aux membres de jury qui feront l'honneur d'apprécier mon travail.

Enfin, je ne saurais pas oublier de remercier tout mes amis qui m'ont été d'un soutien que ce soit moral ou matériel, et qui ont contribué de près ou de loin à m'aider.

Merci.



Dédicace

Après cinq ans d'étude et de travail pour devenir un ingénieur d'Etat en Hydraulique. Je dédie ce Travail :

A mes très chers parents que Dieu les protège

*A mes chers amis de l'école nationale supérieure de l'Hydraulique, surtout mes copains de chambre :
MEDBOUH HECHEM et AISSOU NADIR. AHMED
CHAOUCH*

A mon collègue : BOUBAKAR

Aux enseignants de l'école nationale supérieure de l'Hydraulique.

A tout mes amis : ABD FETAH, ALAL, OUSSAMA.

A tout les étudiants de l'ENSH.

ملخص:

العمل الذي نقوم به يهدف إلى كيفية تجديد نظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب لمدينة قصر الشلالة بمعنى تحديد النقائص الموجودة في نظام جلب وتوزيع المياه وكذلك هياكل التخزين (خزانات المياه) وأيضا مراجعة سعة الشبكة الحالية لإيصال التدفقات التي نحتاجها لأفاق الدراسة 2035

هذه المراجعة سمحت لنا بإعطاء بعض التعديلات والنصائح لتحسين التزويد بالمياه الصالحة للشرب للمدينة بهدف إرضاء المستهلكين الذين يعانون من نقص فادح في المياه.

Résume :

Notre travail consiste à faire une étude de dimensionnement du système d'alimentation en eau potable de la ville de KSAR CHELLALA ou nous avons déterminé les défaillances du système d'adduction et de distribution ainsi que les ouvrages de stockage (réservoirs) et vérifions la capacité du réseau existant afin de véhiculer les débit nécessaires à l'horizon d'étude (2035) .

Cette vérification nous permettra de proposer un certain nombre de modifications afin de satisfaire les consommateurs qui souffrent d'un manque flagrant d'eau.

Abstract

Our work consists studing the rehabilitation of drinking water supply system for the worn of KSAR CHELLALA, i.e. the determination of the failures of the adduction and distribution system as well as the works of storage (water tanks) and the checking of the capacity of the network existing to convey the flows necessary to the horizon of study (2035) .This checking will enable us to give certain numbers of modifications and recommendations to improve the drinking water supply of the city such.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	2
------------------------------------	----------

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

INTRODUCTION.....	4
I-1.Situation géographique.....	4
I-2.Situation topographique.....	5
I-3.Situation climatologique.....	5
I-4. Présentation hydraulique	6
CONCLUSION	8

CHAPITRE II

LES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION

INTRODUCTION.....	10
II-1. Evolution de la population aux differents horizons d'etude.....	10
II-2. Determination de la consommation moyenne journaliere	11
CONCLUSION	13

CHAPITRE III

CARACTERISATION DE LA CONSOMMATION EN EAU

INTRODUCTION.....	15
III -1.Détermination des consommation maximales et minimales journalières.....	15
III -2. Etude des variation des débit horaires.....	17
III -3.Comparaison entre les ressources et les besoins.....	21
CONCLUSION	22

CHAPITRE IV

ETUDE DES RESERVOIRS

INTRODUCTION.....	24
IV -1. Role des reservoirs.....	24
IV-2.Classification des reservoirs	25
IV-3.choix de la cote d'implantation et emplacement des reservoirs	26
IV-4.Equipements du résevoir.....	26
IV-5.CAPACITES DES RESERVOIRS	29

IV -6. Comparaison entre le volume calculé et le volume existant	32
CONCLUSION	34

CHAPITRE V

LE RESEAU DE DISTRIBUTION

INTRODUCTION.....	36
V-1. Classification du réseau de distribution	36
V-2. Classification selon la disposition du tronçon dans le réseau	36
V-3. Calcul hydraulique du réseau maille	38
V-4. Calcul du réseau	51
V-5. Equipement du réseau de distribution	69
CONCLUSION	70

CHAPITRE VI

ADDUCTION

INTRODUCTION.....	72
VI-1. Coix du tracé.....	72
CONCLUSION	78

CHAPITRE VII

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER ET CORROSION

INTRODUCTION.....	80
VII-1. Protection des conduites contre le coup de bélier.....	80
VII-2. Moyen de protection contre le coup de belier	82
VII-3. Dimensionnement des réservoirs d'air	82
VII-4. Protection des conduites contre la corrosion	85
CONCLUSION	88

CHAPITRE VIII

GESTION ET EXPLOITATION

INTRODUCTION.....	90
VIII-1. But de la gestion	90
VIII-2. Gestion et exploitation des ouvrages de stockage	90

VIII-3. Gestion et exploitation des réseaux.....	92
CONCLUSION	95

CHAPITRE IX

PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

INTRODUCTION.....	97
IX -1. Causes des accidents de travail dans un chantier	97
IX -2. Listes des conditions dangereuses	98
IX -3. Liste des actions dangereuses	98
IX -4. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents.....	99
IX -5. Organisation de la prévention des accidents du travail	100
CONCLUSION	103
CONCLUSION GENERALE	105

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau I-1 : les températures moyennes maximales et minimales.....	06
Tableau I-2 : Pluies moyennes.....	06
Tableau I-3 : les caractéristiques de forages.....	07
Tableau I-4 : Les Ouvrages de stockage.....	08

CHAPITRE II : LES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION

Tableau II-1 : Estimation de la population pour différents horizons.....	10
Tableau II-2 : Besoins de la population futur.....	11
Tableau II-3 : Besoins d'équipement.....	12
Tableau II-4 : Besoins d'équipements projetés.....	13

CHAPITRE III : CARACTERISATION DE LA CONSOMMATION EN EAU

Tableau III-1: les besoins en eau maximale journalière pour les différents horizons.....	16
Tableau III--2: les besoins en eau minimale journalière pour les différents horizons.....	17
Tableau III-3: la variation horaire en fonction du nombre de la population.....	18
Tableau III-4: Variation du débit horaire.....	19
Tableau III-5: présente les besoins en eau et en stockage pour les différents horizons.....	21

CHAPITRE IV : ETUDE DES RESERVOIRS

Tableau IV-1: Calcul de la capacité de réservoir.....	33
---	----

CHAPITRE V : LE RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau V-1 : récapitulatif des débits de calcul cas de pointe.....	40
Tableau V-2: calcul des débits aux nœuds (cas de pointe).....	41
Tableau V-3: calcul des débits aux nœuds (cas de pointe +incendie).....	46
Tableau V-4: Relation entre les diamètres avantageux et les débits.....	51
Tableau V-5: débit en fonction des diamètres avantageux.....	51

Tableau V-6: résultat des différents tronçons avec leurs caractéristiques hydrauliques et géométriques (cas de pointe)	55
Tableau V.7: Détermination des charges (cas de pointe)	58
TableauV-8: résultat des différents tronçons avec leurs caractéristiques hydrauliques et géométriques (cas de pointe +incendie).....	62
Tableau V-9: Détermination des charges (cas de pointe +incendie)	65

CHAPITRE VI : ADDUCTION

Tableau VI-1: Les valeurs de M.	75
Tableau VI-2: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau.....	75
Tableau VI-3: Les valeurs de α	76
Tableau VI-4: Diamètres économiques de la conduite de refoulement	77
Tableau VI-5: Hmt de pour chaque conduites de refoulements	78

CHAPITRE VII : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER ET LA CORROSION

Tableau VII-1: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement et célérités d'onde.....	84
Tableau VII-2: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement.....	85

CHAPITRE VIII : GESTION ET EXPLOITATION

Tableau VIII-1: Equipements du réservoir.	91
--	----

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Figure I-1: Carte de situation du centre de KSAR CHELLALA.....05

CHAPITRE II : EVALUATION DES BESOIN EN EAU

Figure II-1 : Evolution de nombre de la population et consommation moyenne journalière en différentes horizons.....12

CHAPITRE III : CARACTERISATION DE LA CONSOMMATION EN EAU

Figure III-1: Graphique des consommations journalières.....20

Figure III-2: courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération.20

CHAPITRE IV : ETUDE DES RESERVOIRS

Figure VI-1 : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré.29

Figure IV-2 : La méthode graphique.....32

CHAPITRE V : LE RESEAU DE DISTRIBUTION

Figure V-1: Répartition définitive des débits (cas de pointe).61

Figure V-2 :Répartition définitive des débits (cas de pointe + incendie).68

CHAPITRE IX : PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

FigureIX-1: diagramme de prévention.101

LISTE DES ANNEXES

Annexe (I) : Répartition horaire du débit maximum journalier.

Annexe (II) : Abaque de VEBERT pour le calcul simplifié des réservoirs d'air.

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1 : Plan réseau d'AEP de la ville de KSAR CHELLALA W. TIARET.

Planche N° 2 : Plan de montage du réseau AEP de la ville de KSAR CHELLALA W. TIARET.

Planche N° 3 : Profil en long du réseau AEP de la ville KSAR CHELLAL W.TIARET.

Planche N° 3 : Adduction du centre KSAR CHELLALA W.TIARET

Planche N° 3 : Les accessoires Dans un réseau AEP

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'existence de la vie est tributaire de la disponibilité des ressources en eau, c'est pourquoi on disait que "L'eau, c'est la vie".

L'importance de l'eau dans l'économie humaine ne cesse de croître et l'approvisionnement en eau douce devient ainsi de plus en plus difficile, tant en raison de l'accroissement de la population et de son niveau de vie accéléré et des techniques industrielles modernes.

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

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

Devant de telles situations il est impératif de concevoir des systèmes de protection de cette ressource et avoir un système judicieux d'adduction, de stockage et de distribution afin de satisfaire la demande et de pallier aux pertes.

C'est dans ce cadre que s'inscrit mon mémoire de fin d'étude dimensionnement du réseau AEP de ville KSAR CHELLAL W. TIARET

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

INTRODUCTION

La présente étude entre dans le cadre de l'actualisation du réseau d'alimentation en eau potable (AEP) de la ville de Ksar Chellala au profit de la Direction de l'Hydraulique de Tiaret.

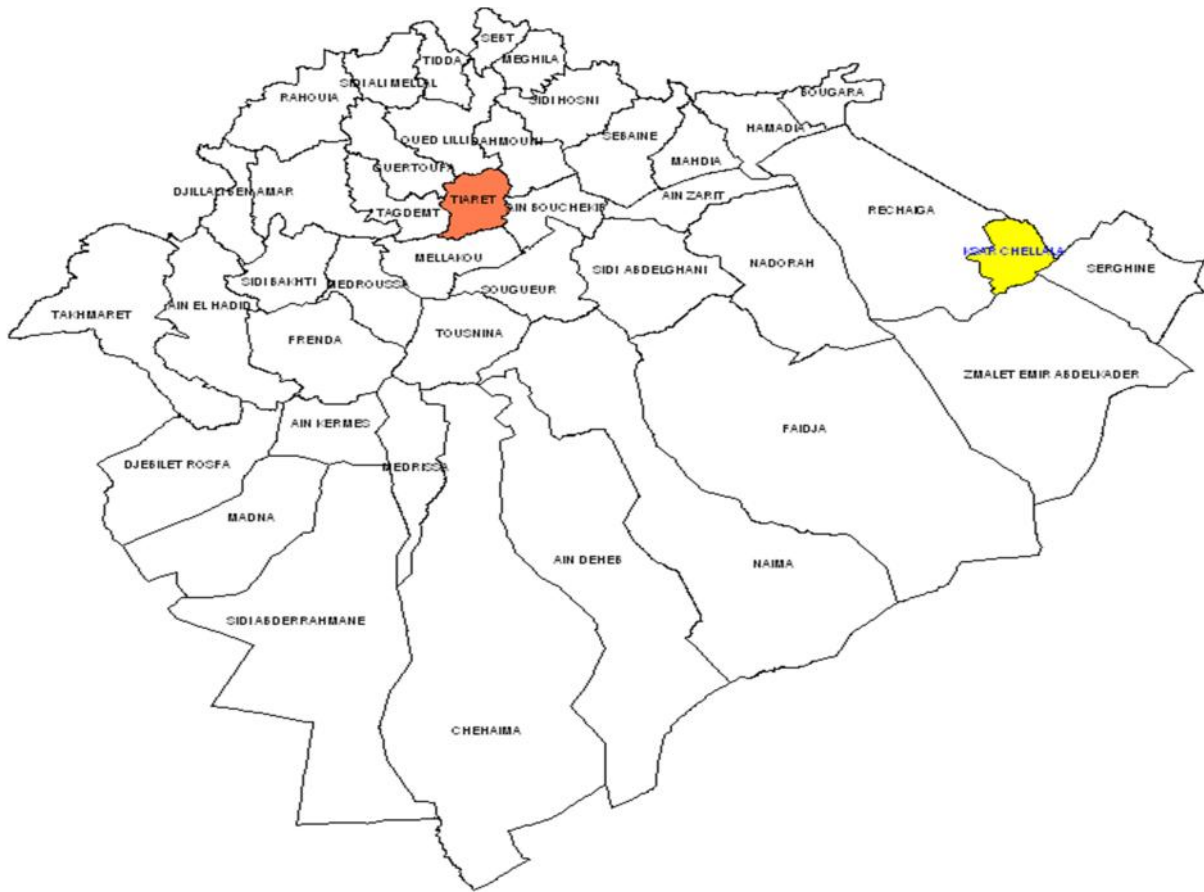
I-1.Situation géographique

La commune de Ksar Chellala est située au cœur de la steppe centrale de l'Algérie, précisément dans le sud-est de la wilaya de Tiaret, distante du Siege de la wilaya de 120 Km, ayant une altitude de 800 m.

Le territoire de la commune de Ksar Chellala s'étend sur une superficie de 133,50 Km². Le centre de Ksar Chellala s'étale sur une superficie de 415 ha.

La commune de Ksar Chellala est limitée géographiquement par (figure I-1) :

- ✓ La commune de Hassi Fdoul au Nord ;
- ✓ La commune de Serguine et Sidi Laadjel à l'Est ;
- ✓ La commune de Zmalet Emir Abdelkader au Sud ;
- ✓ La commune de Rechaiga à l'Ouest.



Source (DRE)

Figure I-1 : Carte de situation du centre de KSAR CHELLALA

I-2.Situation topographique

L'agglomération de Ksar Chellala est implantée au pied mont du Djebel Ben Hammed. Le relief dans cette région est pratiquement plat sauf la partie sud qui est dominée par les hauteurs du Djebel Ben Hammed.

I-3.Situation climatologique

L'étude climatique est très importante, elle nous renseigne sur la pluviométrie, les températures, les taux d'humidité, les vents, les jours de sirocco et de gelée.

Toutefois un bon concepteur doit tenir compte de ces phénomènes, c'est-à-dire adopter une attitude vis-à-vis du climat.

I-3.1.La température

Le climat dans la région est de type aride steppique.

Tableau I-1 : les températures moyennes maximales et minimales

Mois	jan	fev	mars	avr	mai	juin	juillet	aout	sep	Oct	nev	dec
Température Max(°C)	11	13	16	18	23	30	35	34	28	22	16	12
Température Min(°C)	1	2	3	5	9	14	18	18	14	10	5	5

Source (DRE)

I-3.2.La pluviométrie

Tableau I-2 : Pluies moyennes

Mois	jan	fev	mars	avr	mai	juin	juillet	aout	sep	Oct	nev	dec
Pluviométries Mensuelles (mm)	69	66	58	52	45	12	02	10	23	40	62	72
Nombre de jours avec pluie	8	7	6	7	6	2	1	2	4	5	7	8

Source (DRE)

I-4.Présentation hydraulique

I-4.1.Réseau actuel de la ville

Le centre de Ksar Chellala possède un réseau de distribution, type ramifié, de différentes natures (PVC, Amiante Ciment, Galvanisé et fonte) pour des diamètres allant de $\varnothing 63$, $\varnothing 90$ $\varnothing 100$ $\varnothing 125$, $\varnothing 150$, $\varnothing 200$, et $\varnothing 250$. Il existe des tronçons dans ce réseau qui datent de : 1976/1977, 1989, 1996 et 2006.

D'après notre diagnostic, le réseau d'AEP du centre de Ksar Chellala présente quelques anomalies, à savoir :

- Réseau posé au-dessous du réseau d'assainissement.
- Certains tronçons de petit diamètre alimentent des tronçons de grand diamètre.
- Le grand pourcentage du réseau est constitué par l'amiante ciment.

Le réseau de distribution présente de nombreux problèmes dus à sa veillesse selon le rapport de la subdivision de Ksar Chellala et que sa date de réalisation remonte à une trentaine d'année environ. Finalement, il est à noter que tout le réseau est à rénover.

I-4.2. Ressources

Actuellement, le centre de Ksar Chellala est alimenté par une série de forages dont les caractéristiques sont présentées dans le tableau I-03 :

Tableau I-3 : les caractéristiques de forages

Nom du Forage	C _p (m)	Débit (l/s)	N.S (m)	N.D (m)	PRO (m)	Année réalisée	Temps de fonction nement
Mharim 1	852,57	45	20	60	250	1984	24
Mharim 2	860,74	30	20	60	250	1992	24
Fretissa	830,22	36	artésien	30	252.7	1970	24
Guediet Djerad	784,8	30	27	80	200	1979	24
F. I.N.F.H	784,8	10	27	80	150	1984	24
Puits 1 Ras El Ain	794,41	05	2	8			24
Puits 2 Sidi Boulanouar	794,41	01	2	8			24

Source DRE de Tiaret

L'ensemble de ces forages et puits fourni un débit total de 157 l/s. La zone d'activité reçoit 2 à 4 l/s, le reste (153 l/s) est destiné à l'AEP du centre de Chellala.

Le centre de Ksar Chellala est doté de neuf (09) ouvrages de stockage (réservoirs) dont les caractéristiques sont présentées dans le tableau I-04 :

Tableau I-4 : Les Ouvrages de stockage

N°	Réservoir	Capacité (m ³)	Date de Réalisation	Etat de l'ouvrage
1	Lala Raia	2500	1993	Bon état
2	Ras El Ain	1000	1975	Bon état
3	Ras El Ain	500	1988	Bon état
4	Ras El Ain	150	1940	Bon état
5	Sidi Boulanouar	1000	2006	Bon état
6	Sidi Boulanouar	500	1988	Bon état
7	Sidi Boulanouar	150	1956	Bon état
8	Mohamed Benyahia	500	1980	Bon état, nécessite une clôture
9	Guediet	1000	1995	Bon état

Source DRE de Tiaret

Soit un total de stockage de 7300 m³.

CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter la ville, connaître la topographie, le climat et l'état actuel du système d'alimentation en potable.

Et comme nous constaté que ce réseau est ancien et qui présente des nombreux problèmes tels que les fuites, la mal gestion, une baisse de pression dans certains endroits, la durée de certaines conduites ont dépassé les 30 ans et pressentant des rouille entraînant de contamination, etc....

Ces différentes informations représentent les premières données de base pour l'élaboration de notre travail qui la conception d'un nouveau réseau de distribution afin de résoudre tous ces problèmes pour cet agglomération.

CHAPITRE II

LES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION

INTRODUCTION

Le dimensionnement des différentes composantes d'un réseau autrement dit d'un système d'alimentation en eau potable, se fait à fin de déterminer les besoin en eau potable de l'agglomération de la région étudiée. L'évaluation de ces besoin lie au nombre d'habitants, au mode de vie de cette agglomération, et dépendant essentiellement au développement socio-économique de la région d'étude (l'évolution de la population, l'équipement sanitaires, niveau de vie de la population...), et des infrastructures existantes sur le site.

II-1. Évolution de la population aux différents horizons d'étude

Pour l'estimation de la population future, nous prenons un horizon de 22 ans et nous adopterons un taux d'accroissement de 1,72%, ce taux représente la moyenne nationale en zone semi urbaine.

L'évolution de la population par la formule suivante :

$$P_n = P_0 (1 + \alpha)^n \quad (\text{II-1})$$

Avec ;

P_n : Population à l'horizon n ;

P_0 : Population de référence ;

α : Taux d'accroissement 1,72 %

N : Nombre d'années séparant

Pour notre calcul, nous avons pris P_0 : population du dernier recensement de 2005. Cette population a été recensée à 48 133 habitants.

Tableau II-1 : Estimation de la population pour différents horizons

HORIZON	2005	2015	2025	2035
POPULATION (HABITANT)	48 133	57083	67697	80 285

II-1. Détermination de la consommation moyenne journalière

La quantité d'eau potable nécessaire à l'agglomération est déterminée par la dotation hydrique, c'est la norme moyenne journalière de consommation.

La consommation moyenne journalière ou débit moyen journalier est déterminée par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy.j}} = \frac{N_i q_i}{1000} \quad (\text{II-2})$$

$Q_{\text{moy.j}}$: Consommation moyenne journalière en m³/s ;

q_i : Dotation hydrique (l/hab/j) ;

N_i : Nombre d'usagers (consommateurs).

Pour chaque type d'utilisateur (consommateur), nous avons une norme unitaire, pour la population, la dotation hydrique adoptée est de 125 l/j/hab.

II-1.1. Besoins domestiques

Pour une dotation hydrique de 125 l / j / hab., nous avons

Tableau II-2 : Besoins de la population future

HORIZON	2005	2015	2025	2035
POPULATION (Hab)	48 133	57083	67697	80 285
CONSOMMATION $Q_{\text{moy.j}}$ (m³/J)	6017	7135	8462	10036

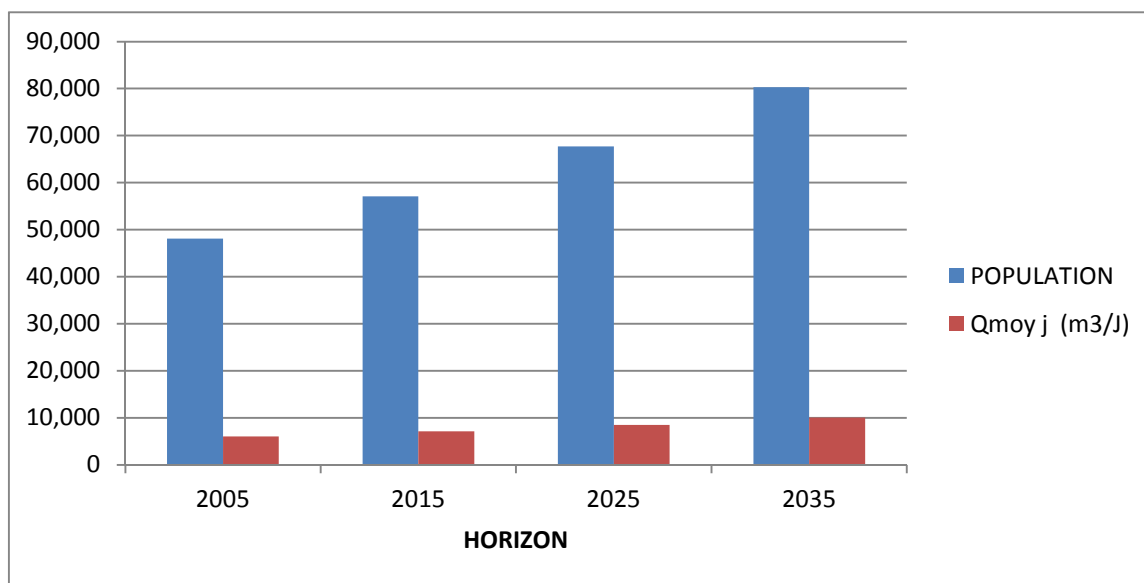


Figure II-1 : Evolution de nombre de la population et consommation moyenne journalière en déférentes horizons

II-1.2. Besoins d'équipements

Tableau II-3: Besoins d'équipement

Type d'équipement	Nombre (unité)	Nombre d'occupant	Dotation hydrique (l/j/u)	Débit moyen journalier (m³/j)
Ecole	14	9685	25	242
CEM	04	2596	25	65
Lycée	02	1678	25	42
CFPH	01	100	25	2,5
Hydraulique				
Mosquée	06	2000	10	20
Maternité	01	32	50	2
Hôpital	01	120	50	6
APC	01	1000	05	5
				$\Sigma = 384 \text{ m}^3/\text{j}$

II-1.3. Besoins d'équipements projetés

Tableau II-4 : besoins d'équipements projetés

Equipement projeté	Superficie (m ²)	Dotation	Q _{moyj}
Hôtel	2100	10	21,00
Marché couvert	800	5	4,00
Nouveau Siège APC	3900	5	19,50
Mosquée	1600	2	3
Stade	9680	2	19
Camping familial	14000	2	28,00
			Total Q_{moyj}= 95 m³/j

II-1.4. besoins industriels

Le centre de Ksar Chellala possède une zone d'activités au nord-est. L'alimentation en eau potable de cette zone est indépendante du réseau du centre. C'est un refoulement direct à partir du forage Mharim 1 vers cette zone avec un débit de l'ordre de 2 à 4 l/s

II-1.5. Besoins totaux en eau

Les besoins totaux en eau pour l'alimentation en eau potable du village de Ksar Chellala à l'horizon 2035 sont de la somme des besoins domestiques et les besoins d'équipements, soient un débit moyen journalier de 10515 m³/j.

CONCLUSION :

Ce chapitre nous a permis d'évaluer la consommation moyenne journalière de l'agglomération qui est de 10515m³/j.

Cette dernière nous permettra de déterminer les caractéristiques de la consommation en eau qui sera l'objet de notre prochain chapitre.

CHAPITRE III

CARACTERISATION DE LA CONSOMMATION EN EAU

INTRODUCTION

Avant tout projet, il est nécessaire de connaître le régime de consommation de l'agglomération qui nous donnera un aperçu, non seulement sur le régime de travail de tous les éléments du système d'alimentation en eau potable, mais également sur leur dimensionnement.

Dans les lignes qui suivent nous essaierons de voir la variation des débits journaliers et horaires de la ville.

III-1 Détermination des consommations maximales et minimales journalières

Les valeurs de la consommation varient en fonction des périodes, c'est-à-dire en fonction des jours, des semaines et des mois.

La consommation d'une agglomération n'est pas constante, mais présente des variations maximales et des minimales. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité $K_{\max,j}$ et $K_{\min,j}$.

III-1-1. Consommation maximale journalière ($Q_{\max j}$)

Pour le jour le plus chargé pendant l'année correspond à une consommation maximale, elle s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} \times Q_{\text{moy},j} \quad (\text{III-1})$$

Avec que :

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

$K_{\max,j}$: coefficient d'irrégularité journalière maximum, ce coefficient représente le rapport entre la consommation maximale et moyenne journalières :

$$K_{\max,j} = \frac{\text{consommation maximale}}{\text{consommation minimale}} \quad (\text{III-2})$$

Il est comprise entre 1,1 et 1,3 ;

On prend : $K_{\max,j} = 1,3$;

Le tableau N°III-01 présente les besoins en eau maximale journalière pour les différents horizons

Tableau III-1 : les besoins en eau maximale journalière pour les différents horizons

Horizon	Population	Q_{moyj} (m ³ /j)	Q_{maxj} (m ³ /j)	Débit (l/s)
2 005	48 113	6 017	8 445	98
2 015	57083	7135	9 898	115
2 020	62138	7767	10 720	124
2 025	67 697	8462	11 623	135
2 035	80285	10 036	13 670	158

D'après ce tableau, le centre de Chellala aura besoin un débit de 13670m³/j, soit 158 l/s pour l'horizon 2035.

III-1-2. Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$)

Pour le jour le moins chargé pendant l'année correspond à la consommation minimale. Elle est calculée par la relation suivante :

$$Q_{min,j} = K_{min,j} \times Q_{moy,j} \quad (III-3)$$

$Q_{moy,j}$: consommation moyenne journalière (m³/j)

$K_{min,j}$: coefficient d'irrégularité journalière minimum. Ce coefficient représente le rapport entre la consommation minimale et moyenne journalière :

$$K_{min,j} = \frac{\text{consommation minimale}}{\text{consommation moyenne}}$$

Il comprise entre 0,7 et 0,9 ;

On prend : $K_{min,j} = 0,9$;

Le tableau N°III-02 présente les besoins en eau minimale journalière pour les différents horizons

Tableau III-2 : les besoins en eau minimale journalière pour les différents horizons

Horizon	Population	Q_{moyj} (m³/j)	Q_{minj} (m³/j)	Débit (l/s)
2 005	48 113	6 496	5846,4	68
2 015	57083	7 614	6852,6	79
2 020	62138	8 246	7421,4	86
2 025	67 697	8 941	8046,9	93
2 035	80285	10 515	9463,5	110

III-2. Etude des variations des débits horaires

Les variations journalières des débits associées par des variations horaires au cours de chaque jour.

$$Q_{\text{moy.h}} = \frac{Q_{\text{max.j}}}{24\text{h}} \quad (\text{III-4})$$

- Le nombre d'habitant de cette localité à long terme est **80285 hab.**
- Le débit maximum journalier est **Q_{max.j} = 13670m³/j.**

Tableau III.3 : la variation horaire en fonction du nombre de la population

Heures	Nombres d'habitants				
	Moins de 10000	De 10001 à 50000	De 50001 à 100000	Plus de 100000	Agglo. de type rural
1	2	3	4	5	6
0_1	1	1,5	3	3,35	0,75
1_2	1	1,5	3,2	3,25	0,75
2_3	1	1,5	2,5	3,3	1
3_4	1	1,5	2,6	3,2	1
4_5	2	2,5	3,5	3,25	3
5_6	3	3,5	4,1	3,4	5,5
6_7	5	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	6
11_12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12_13	7	5	4,4	4,6	8,5
13-14	7	5	4,1	4,55	6
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	5
15-16	4,5	6	4,4	4,7	5
16-17	5	6	4,3	4,65	3,5
17-18	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
18-19	6,5	5	4,5	4,4	6
19-20	5	4,5	4,5	4,3	6
20-21	4,5	4	4,5	4,3	6
21-22	3	3	4,8	4,2	3
22-23	2	2	4,6	3,75	2
23-24	1	1,5	3,3	3,7	1

- Source polycop de M.SALAH

Le nombre d'habitant de Chellala est compris entre 50001 et 100000 hab, donc la variation horaire de débit sera comme suit :

Tableau III-4 : Variation du débit horaire

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j} = 13\,670\text{m}^3/\text{j}$.		Consommation cumulée	
	%	$Q_{\text{hor}} (\text{m}^3/\text{h})$	%	$Q_{\text{hor}} (\text{m}^3/\text{h})$
00-1	3	410,1	3	410,1
1-2	3,2	437,44	6,2	847,54
2-3	2,5	341,75	8,7	1189,29
3-4	2,6	355,42	11,3	1544,71
4-5	3,5	478,45	14,8	2023,13
5-6	4,1	560,47	18,9	2583,63
6-7	4,5	615,15	23,4	3198,78
7-8	4,9	669,83	28,3	3868,61
8-9	4,9	669,83	33,2	4538,44
9-10	5,6	765,52	38,8	5303,96
10-11	4,8	656,16	43,6	5960,12
11-12	4,7	642,49	48,3	6602,61
12-13	4,4	601,48	52,7	7204,09
13-14	4,1	560,47	56,8	7764,56
14-15	4,2	574,14	61	8338,7
15-16	4,4	601,48	65,4	8940,18
16-17	4,3	587,81	69,7	9527,99
17-18	4,1	560,47	73,8	10088,46
18-19	4,5	615,15	78,3	10703,61
19-20	4,5	615,15	82,8	11318,76
20-21	4,5	615,15	87,3	11933,91
21-22	4,8	656,16	92,1	12590,07
22-23	4,6	628,82	96,7	13218,89
23-00	3,3	451,11	100	13670

En remarque que le débits de pointe est $765,52 \text{ m}^3/\text{h}$ entre 9H-10H .

III-2.1. Détermination des graphiques de consommation

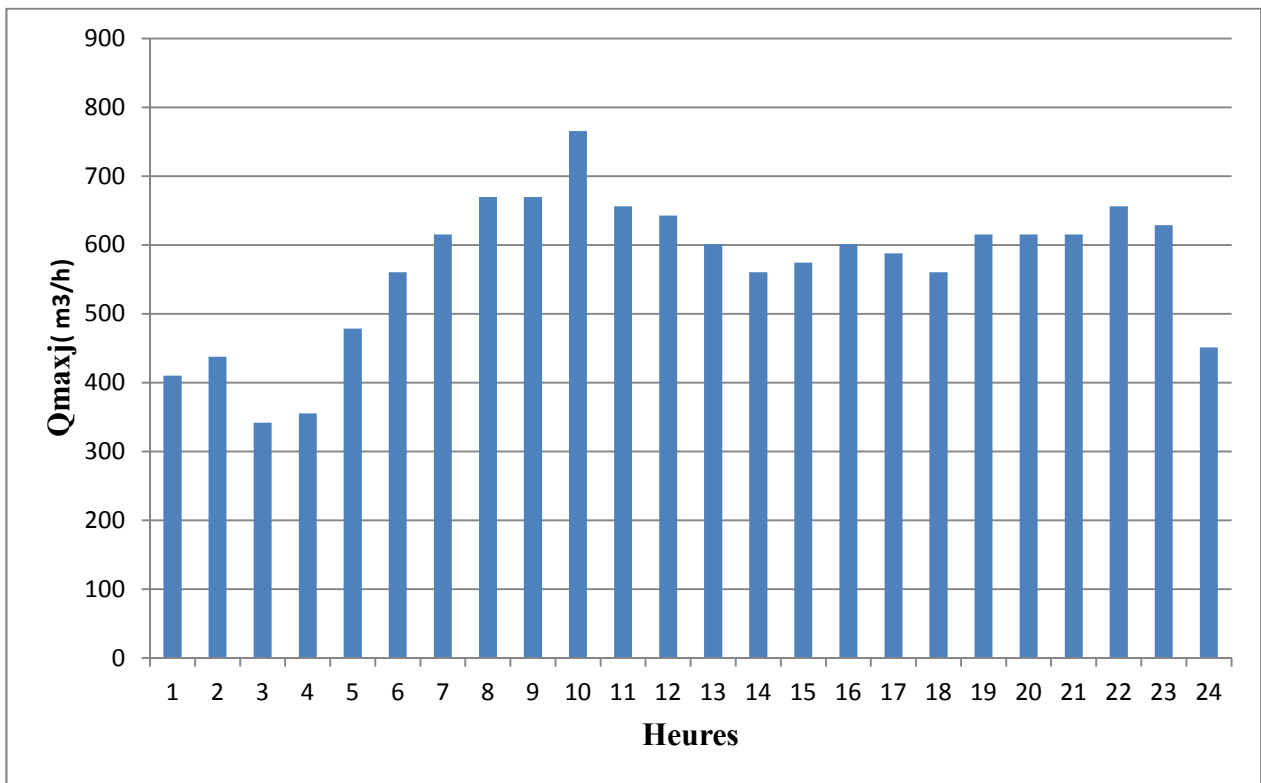


Figure III-1 : Graphique des consommations journalières

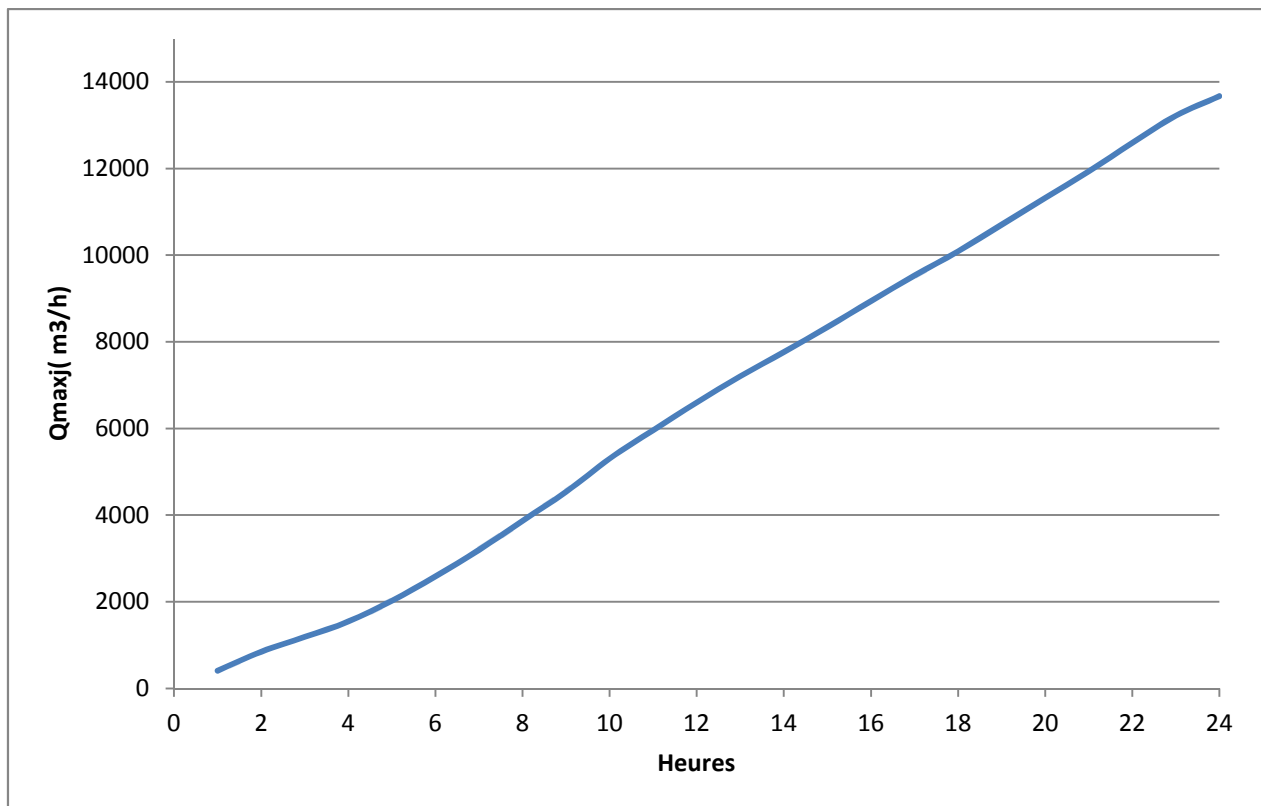


Figure III-2 : courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération

III-3. Comparaison entre les ressources et les besoins :

L'ouvrage de stockage ou le réservoir doit satisfaire les besoins de la population de Ksar Chellala à l'horizon 2035.

La capacité du réservoir est déterminée par la formule suivante

$$V_r = 50 \times \frac{Q_{\max}}{100} \quad \text{(III-5)}$$

V_r : Volume du réservoir en m^3 ;

$Q_{\max j}$: Débit maximum journalier en m^3/s .

Le tableau III-5 : présente les besoins en eau et en stockage pour les différents horizons

Horizon	$Q_{\max j}$ (l/s)	Besoin en Stockage (m^3)
2 005	98	4223
2 015	115	5360
2 020	124	4502
2 025	135	5812
2 035	158	6835

D'après ce tableau, le centre de Ksar Chellala est satisfait en matière de ressource en eau et stockage.

La ressource en eau (157l/s) suffira jusqu'à l'horizon 2035.

Les ouvrages de stockage (7300 m^3) suffiront jusqu'à l'horizon 2035

CONCLUSION

Ce chapitre nous a permis de déterminer tous les débits journaliers (maximum et minimum) et tracer les courbes de consommation horaires afin de déterminer tous les débits horaires (moyen, maximum et minimum).

En définitif nous disons qu'on peut satisfaire le besoin de l'agglomération à l'horizon mais il faut que prévoir une autre ressource en eau pour l'horizon 2035. (Bien qu'il y ait deux forages qui sont en réalisation).

CHAPITRE IV

ETUDE DES RESERVOIRS

INTRODUCTION

Les points de relie entre les réseaux de distribution et d'adduction sont les réservoirs, ces derniers se sont des ouvrages hydrauliques permettant l'accumulation des eaux et leur distribution d'une façon continue, et assurent la régularisation des débits et de pressions dans le réseau de distribution.

Leur dimensionnement doit être bien fait, pour assurer un bon fonctionnement dans le temps et une quantité nécessaire et suffisante lors des heures de pointe.

IV-1. Rôle des réservoirs

IV-1-1.Rôle de régulateur et accumulateur

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

IV-1-2.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.

IV-1-3. 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).

IV-1-4. 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.

IV-1-5. 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 accumulée dans le réservoir d'accumulation

IV-2. CLASSIFICATION DES RESERVOIRS

Types de réservoirs

- Enterrés.
- Semi-enterrés.
- Sur sol.
- Sur tour ou surélevé (château d'eau).

De multiples facteurs interviennent dans la détermination du type de réservoir

- 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.

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.

Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme

- **Rectangulaire ou carrée** : En règle générale, les réservoirs sont rectangulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit s'adapter à la forme de la parcelle ou aux conditions du terrain). Ces formes permettent une construction statique sans surprises et adaptable, une exécution solide ainsi que des agrandissements ultérieurs sans difficultés majeures.

- **Circulaire** : Des grands réservoirs circulaires peuvent être réalisés en béton précontraint. Dans la plupart des cas, on ne réalise pas d'économies substantielles par rapport aux réservoirs rectangulaires. Les avantages sont une bonne stabilité des talus d'excavation et un moindre risque de fissuration. Ce type d'exécution ne convient pas dans un terrain en pente soumis à des sollicitations dissymétriques.

IV-3. Choix de la cote d'implantation et emplacement des réservoirs

Dans notre étude, l'emplacement choisi pour les réservoirs, d'une façon qu'il soit compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer, c.à.d. assurer aux abonnées une pression suffisante.

En conséquence, l'altitude de la cuve et, plus précisément, son radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur l'adduction.

IV-4. Equipements du réservoir

Le réservoir doit être équipé :

IV-4.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation

La conduite d'adduction a son débouché dans le réservoir et doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal, Obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

Cette conduite peut être installée de plusieurs manières :

IV-4. 1.1. Par Le haut

Soit avec chute libre soit en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.

IV-4. 1.2. Par Le bas

Soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

IV-4.2. Conduite de départ ou de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.2m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement pourrait se décompter dans la cuve.

On réserve au minimum 0.5m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau.

L'extrémité de la conduite est munie d'une grille ou crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex.

En cas de rupture de la conduite de distribution et dans l'hypothèse d'un grand réservoir, il faut avoir la possibilité de l'isoler rapidement pour éviter les pertes d'eau en cas de cassure de la conduite de distribution .il pourra être envisagé de rendre automatique la fermeture du robinet en utilisant une vanne-papillon qui se met en marche dès qu'une survitesse se manifestera dans la conduite.

IV-4.3. Conduite de trop-plein

Cette conduite devra pouvoir évacuer la totalité du débit Q arrivant au réservoir. Elle ne comportera pas de robinet sur son parcours. Sa section transversale sera disposée selon un plan horizontal situé à une distance h au-dessous du niveau maximal susceptible d'être atteint dans la cuve.

La canalisation de trop-plein débouchera à un exutoire, mais on peut craindre par cet exutoire une pollution ou une introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le réservoir, ainsi ménage –ton un joint hydraulique constitué par un siphon qui maintient en eau le tronçon.

Si le réservoir est compartimenté chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein.

IV-4.4. Conduite de vidange

La conduite de vidange placée au point bas du réservoir permet une décharge complète vers l'égout pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations.

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein, Elle comporte un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable (difficulté de manœuvre).

Un dispositif de clapet de nez doit être installé sur les canalisations de trop-plein et de vidange afin de protéger le réservoir d'éventuelle contamination.

Des détecteurs de niveau peuvent être installés dans le réservoir pour signaler les niveaux critiques, le niveau de débordement et le niveau bas notamment pour la protection des pompes.

IV-4.5. Conduite by-pass

En cas d'indisponibilité de nettoyage ou réparation si le réservoir n'est pas compartimenté il est bon de prévoir une communication entre les deux conduites (adduction et distribution).

IV-4.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

Quand la surveillance du plan d'eau dans le réservoir ne peut être assurée par du personnel à demeure, ce qui est le cas pour les installations automatiques, il importe que des dispositions soient prises en vue d'éviter dans le cas d'un soutirage intensif que la réserve d'incendie ne puisse passer dans la distribution .Nous distinguons deux types de systèmes : le système à deux prises et le système à siphon.

Dans le système à deux prises on remarque une tranche d'eau morte qui ne se renouvelle pas contrairement au système à siphon qui se désamorce grâce à un évent ouvert à l'air libre et la réserve ne serait pas entamée en cas de sinistre.

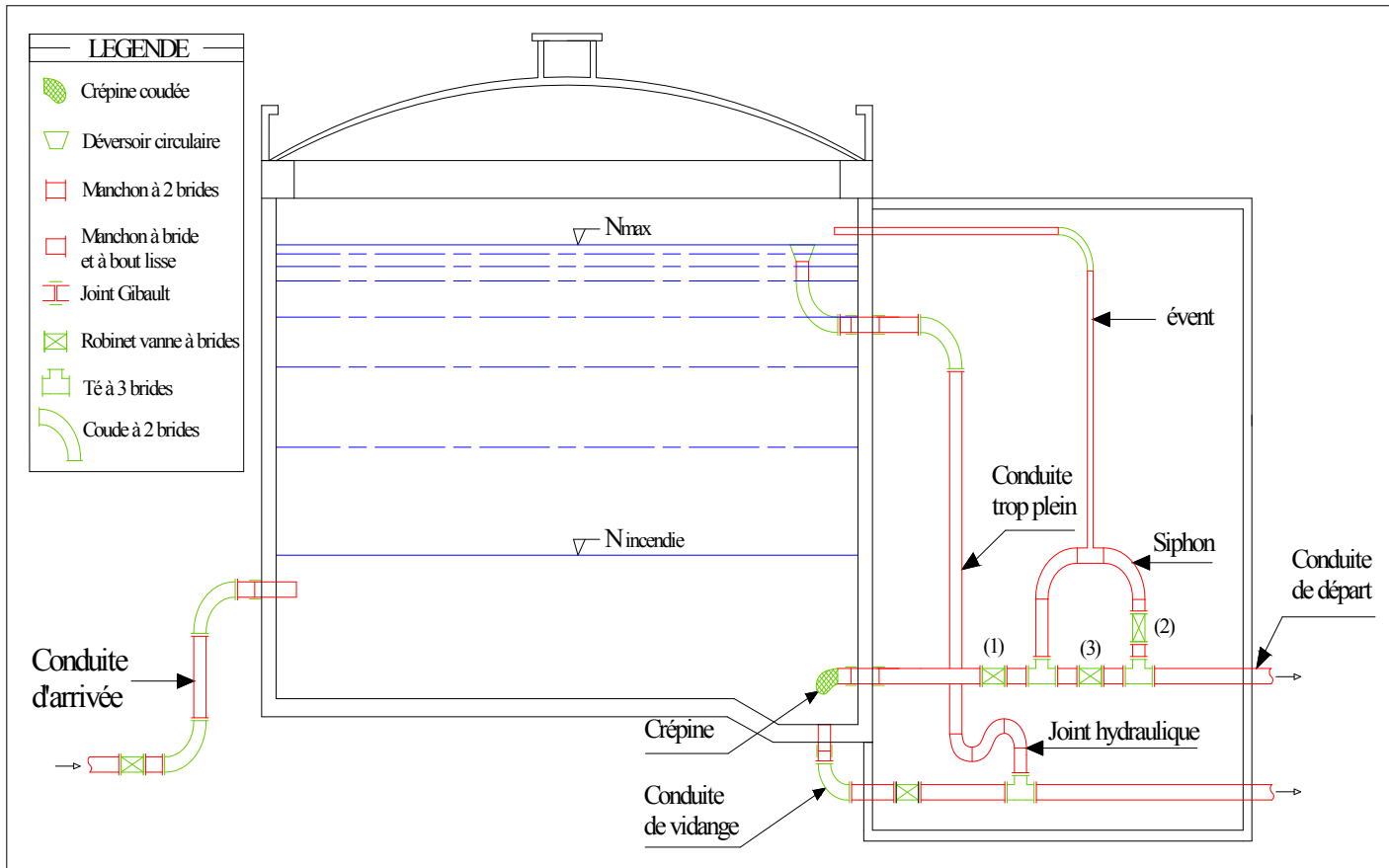


Figure IV-1 : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré

IV-5. CAPACITES DES RESERVOIRS

Le volume d'eau à stocker peut être réparti sur un ou plusieurs réservoirs en fonction de l'importance de la collectivité à alimenter.

La capacité d'un réservoir doit être estimée en tenant compte des variations de débit à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situées en amont, et d'autre part de la variabilité de la demande.

La capacité d'un réservoir peut être calculée selon deux méthodes à savoir :

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

IV-5.1. Méthode analytique

La méthode analytique consiste à faire un calcul de résidus entre un régime d'alimentation qui est caractérisé par un débit constant avec un régime de consommation caractérisé par un débit variable (en fonction de la consommation des habitants).

Le volume qui ressort de ce calcul est comme suit:

$$V_r = \frac{a \times Q_{\max j}}{100} \quad (IV-1)$$

V_r : capacité résiduelle (m³).

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

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

Tout on ajoutant le volume de la réserve d'incendie, donc le volume total sera :

$$V_T = V_r + V_{inc} \quad (IV-2)$$

V_T : capacité totale du réservoir (m³).

V_r : capacité résiduelle (m³).

V_{inc} : volume d'incendie estimé à **120 m³**.

Détermination du résidu maximum dans les réservoirs

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le résidu maximal. Souvent celui-ci peut être localisé aux environs des heures de pointe où la consommation est élevée.

La variation entre le débit entrant et le débit à distribuer peut nous permettre sa localisation.

Donc si la différence de débit entrant au réservoir est supérieure à celui qui sort de ce dernier cela indique qu'il y a un surplus ; et dans le cas contraire, on aura un déficit.

On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.

IV-5.2. Méthode graphique

Cette méthode est basée sur le volume d'eau entrant et sortant pendant un jour. On trace les courbes de volumes cumulés 'Va' provenant de l'alimentation et 'Vc'

Correspondant à la consommation. Ensuite, On traçant la courbe de la différence entre les deux courbes précédentes, qui est :

$$[V_a - V_c].$$

Alors, le volume minimum nécessaire du réservoir V_{rais} sera égal à la somme en valeurs absolues, de la plus grande valeur (positive) ' V^+ ' et de la plus petite valeur (négative) ' V^- ' de cette différence, on obtiendra le résidu maximal journalier.

Donc, Le volume de régulation V_r est calculé selon la formule suivante :

$$V_r = \frac{Q_{max,j} \times R_{max}}{100} \quad (IV-3)$$

Avec :

V_r : le volume de régulation (m^3).

$Q_{max,j}$: le débit maximum journalier (m^3/j).

R_{max} : résidu maximal journalier (%).

Tel que ce résidu représente $R_{max} = V^-$

$$R_{max} = |V^+| + |V^-| (\%) \quad (IV-4)$$

Pour calculer le volume total en (m^3), on ajoutant le volume de la réserve d'incendie ($120 m^3$)

$$V_T = V_r + V_{inc} \quad (IV-5)$$

Cette méthode est très précise. Car, on dispose des statistiques suffisantes concernant la variation horaire de la consommation pendant la journée de pointe. Elle est illustrée par la figure suivante :

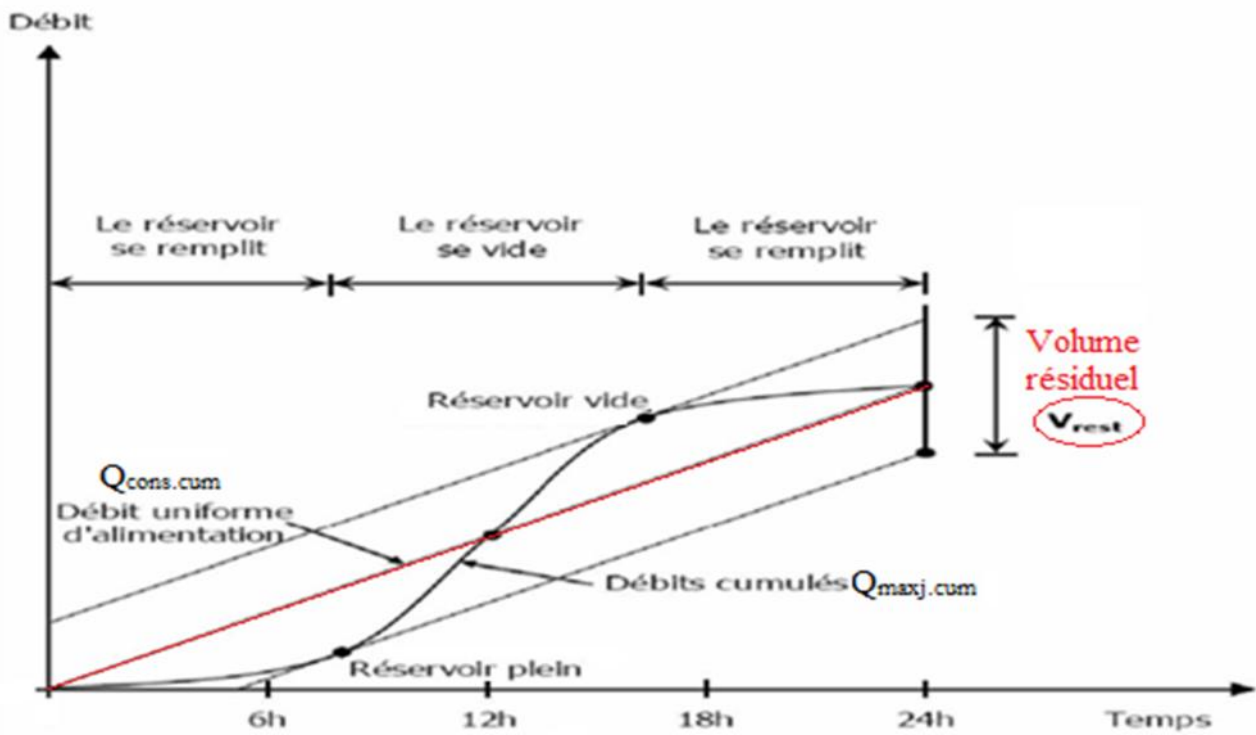


Figure IV-2 : La méthode graphique

IV-6. Comparaison entre le volume calculé et le volume existant

Pour le calcul de ce volume, nous utilisons la méthode analytique.

Cette capacité sera déduite à partir des résidus, entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure, pendant 24 heures comme le montre le tableau ci-dessous, en ajoutant bien sûr la réserve minimale destinée à l'incendie, elle est estimée à $120m^3$ c'est-à-dire pendant deux heures du fait qu'au-delà l'incendie aura tout détruit.

Tableau IV-1 : Calcul de la capacité de réservoir

Heures	Apports	Distribution	Surplus	Deficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4.16	3	1.16	-	2.02
01 - 02	4.16	3.2	0.96	-	2.98
02 - 03	4.16	2.5	1.66	-	4.64
03 - 04	4.16	2.6	1.65	-	6.29
04 - 05	4.16	3.5	0.66	-	6.95
05 - 06	4.16	4.1	0.06	-	7.01
06 - 07	4.17	4.5	-	0.33	6.68
07 - 08	4.17	4.9	-	0.73	5.95
08 - 09	4.17	4.9	-	0.73	5.22
09 - 10	4.17	5.6	-	1.43	3.79
10 - 11	4.17	4.8	-	0.63	3.16
11 - 12	4.17	4.7	-	0.53	2.63
12 - 13	4.17	4.4	-	0.23	2.4
13 - 14	4.17	4.1	0.07	-	2.47
14 - 15	4.17	4.2	-	0.03	2.44
15 - 16	4.17	4.4	-	0.23	2.21
16 - 17	4.17	4.3	-	0.13	2.08
17 - 18	4.17	4.1	0.07	-	2.15
18 - 19	4.17	4.5	-	0.33	1.82
19 - 20	4.17	4.5	-	0.33	1.49
20 - 21	4.17	4.5	-	0.33	1.16
21 - 22	4.17	4.8	-	0.63	0.44
22 - 23	4.16	4.6	-	0.44	0
23 - 00	4.16	3.3	0.86	-	0.86
Total	100 %	100 %	--	--	--

Calcul de la capacité du réservoir :

$$\text{Le volume résiduel sera : } V_r = \frac{7.01 * 13670}{100} = 958,267 \text{ m}^3$$

$$\text{La capacité totale sera : } V_t = 958,267 + 120 = 1078,267 \text{ m}^3$$

$$\text{La capacité normalisée sera : } V_n = 1500 \text{ m}^3.$$

CONCLUSION :

La capacité totale des réservoirs existants est de 7300 m³, alors que le volume calculé est estimé à 1500 m³. La capacité existante est largement suffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération ; donc on n'a pas besoin de faire la projection d'un autre réservoir.

CHAPITRE V

LE RESEAU DE DISTRIBUTION

Introduction

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

V-1.Classification du réseau de distribution

Les deux principales classifications des réseaux sont :

V-1.1.Classification selon la disposition des réseaux dans l'agglomération

V-1.1.a. réseau unique

Dans le cas d'un relief plat ou moyennement accidenté ; on peut projeter un seul réseau et avoir de bonnes conditions technique (pressions).

V-1.1.b. réseau en zones étagées

Dans le cas d'un relief accidenté la différence de niveau entre les points les plus hauts et les plus bas est remarquablement élevée, c'est-à-dire lorsqu'une pression minimale est assurée pour les point amont ; les points bas se retrouvent sous des pressions très importante ; dans ce cas la solution du réseau en zones étagées s'impose.

V-2.Classification selon la disposition du tronçon dans le réseau

V-2.1. Le réseau ramifié

Le réseau ramifié est constitué par une conduite principale et des conduites secondaires (branches) branchées tout le long de la conduite principale : c'est un réseau arborescent.

C'est un réseau qui n'assure aucune distribution du retour, il suffit qu'une panne se produise sur la conduite principale et que toute la population à l'aval sera privée d'eau..

V-2.1.1. Dimensionnement du réseau ramifié

Pour le dimensionnement du réseau de se placer les hypothèses les points les plus défavorables. Ces conditions produisent lorsque les robinets de prise ouverts sont situés le plus aval possible.

Les canalisations doivent être dimensionnées à partir du débit de pointe et celui d'incendie avec une pression de service suffisante pour les habitations élevées.

-le prix de revient du réseau doit être minimum

-pour le calcul de réseau de distribution, les données de départ sont :

- La longueur de tronçon du réseau qui est déterminée d'après les plans d'urbanisme et topographie de l'agglomération
- Les débits en chaque point de la conduite principale et branches puissent être obtenus en fonction des besoins de l'agglomération et calculés à la base des normes choisies.
- Les débits de distribution continue.
- Les cotes du terrain au point nodal du système déterminent d'après le plan topographique.

Le schéma de ce type de réseau est conçu de telle façon que :

- Les conduites reliées en série auront une forme arborescente
- Chaque branche se termine par une conduite en impasse (pour les conduites destinées à l'alimentation domestique).
- L'écoulement ne se fait que dans un seul sens.

Ce schéma n'est utilisé que pour les zones dont l'agglomération est éparpillée et le système d'alimentation ne peut être qu'à réservoir de tête.

V-2.2.Le réseau maillé

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

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

NB : Pour notre étude, nous avons choisi un réseau maillé

V-2.2.a. Avantage du réseau maille

-il permet une alimentation en retour ; c'est-à-dire qu'en cas d'accident sur un tronçon, il poursuit l'alimentation des abonnés en aval situés le long des autres tronçons.

-bien qu'il soit plus coûteux que le réseau maille, il procurera beaucoup plus de sécurité et de souplesse dans la distribution.

V-2.2.b. Principe de trace du réseau maille

Pour tracer le réseau, il y a un certain nombre d'instructions à respecter, à savoir :

- choisir le lieu des consommateurs principaux
- déterminer le sens principal, il faut tracer les conduites maitresses
- tracer les conduites maitresses à travers les cotes géodésiques pour bien répartir l'eau.
- pour avoir des mailles, il faut raccorder les conduites maitresses.
- tracer les conduites principales à travers les quartiers entre lesquels, les conduites seront prévues

V-2.2 .c. Calcul du réseau maille

Le calcul d'un réseau maille est conduit par approximations successives, selon la méthode de HARDY-CROOS basée sur deux lois à savoir :

1. **Loi des nœuds** : En un nœud quelconque de conduites, la somme des débits qui arrive à ce nœud est égale à la somme des débits qui en sortent ;
2. **Loi des mailles** : Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme algébrique des pertes de charges est nulle. Cette loi est appliquée au contour fermé ou l'orientation positive est donnée par le sens du déplacement des aiguilles d'une montre.

V-3. Calcul hydraulique du réseau maille

Le dimensionnement et la détermination des débits dans un réseau maillé s'effectuent de la manière suivante :

Tout d'abord nous déterminons

- la longueur de chaque tronçon du réseau maillé
- les débits routes pendant les heures considérées
- les débits spécifiques en considérant les débits routes

- les débits supposés concentrés aux nœuds.

V-3.1.détermination des débits

a. Le débit route :

Il est défini comme étant le débit reparti uniformément le long d'un tronçon du réseau, il est donné par la relation suivante :

$$\sum Q_r = Q_{cons} - \sum Q_{conc} \quad (V-1)$$

Avec

$\sum Q_r$: Le débit route global

Q_{cons} : le débit consommé

$\sum Q_{conc}$: Somme de débits concentrés

b. Le débit spécifique

Le débit spécifique est définie comme étant le rapport entre le débit route et la somme des longueurs de tous les tronçons.

$$Q_{spe} = \frac{\sum Q_r}{\sum L_i} \quad (V-2)$$

Q_{spe} : débit spécifique (l/s/m)

$\sum L_i$: somme des longueurs des tronçons du réseau (m)

c. Le débit au nœud

Le débit au nœud est celui qui est concentré à chaque point de jonction des conduites du réseau, il doit être déterminé à partir de la relation suivante :

$$Q_{n,i} = 0.5 \sum Q_{ri-k} + \sum Q_{conc} \quad (V-3)$$

Avec : $Q_{n,i}$: débit au nœud i

$\sum Q_{ri-k}$: somme des débits route des tronçons reliés au nœud i

$\sum Q_{conc}$: somme des débits concentrés au nœud.

NB : Ces débits énumérés ci-dessus nous permettent de dimensionner le réseau de distribution dans les deux cas : cas de pointe et cas de pointe +incendie.

V-3.2.Calcul des débits

a. Cas de pointe :

Le cas de pointe est détecté à partir du graphique de consommation entre 9 heures et 10 heures.

Nous avons :

$$Q_{\text{cons}} = 765,52 \text{ m}^3/\text{h} = 212,64 \text{ l/s} \text{ et } Q_{\text{conc}} = 0 \text{ (pas de débit concentré)}$$

$$\text{Donc } Q_{\text{route}} = Q_{\text{cons}} = \mathbf{212,64 \text{ l/s}}$$

$$\sum L_i = 19116,68 \text{ m} ; \text{ donc } : Q_{\text{spc}} = 212,64 / 19116,68 = 0,011123 \text{ l/s/m}$$

Finalement on a donc : $Q_{\text{spc}} = \mathbf{0,011123 \text{ l/s/m}}$

Tableau V-1 : récapitulatif des débits de calcul cas de pointe.

Heure de pointe (9heures à10heures)	Q_{cons} (l/s)	212,64l/s
	Q_{conc} (l/s)	0 (pas d'usine)
	Q_{route} (l/s)	212,64l/s
	$\sum L_i$ (m)	19116.68
	Q_{spc} (l/s/m)	0.011123

Ces données nous permettent de calculer le débit route de chaque tronçon ainsi que le débit du chaque nœud du réseau

Tous les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessus.

Tableau V-2 : calcul des débits aux nœuds

Nœuds	Tronçons	Longueurs (m)	Q_{spec} (l/s/m)	Q_{route} (l/s)	Q_{nœuds} (l/s)	Cotes (m)
1	1*2	190,7	0,011123	2,12	2,38	800,91
	1*5	236,14		2,63		
2	2*1	190,7		2,12	4,66	799,19
	2*3	141,1		1,57		
	2*4	504,9		5,62		
3	3*2	141,1		1,57	0,79	800,47
4	2*4	504,9		5,62	2,81	790
5	1*5	236,14		2,63	4,98	806,45
	5*6	222,15		2,47		
	5*10	421,91		4,69		
6	6*5	222,15		2,47	5,94	808,12
	6*7	845,6		9,41		
7	7*6	845,6		9,41	5,82	825
	7*8	199,34		2,22		
8	7*8	199,34		2,22	4,45	824,98
	8*9	430,83		4,79		
	8*27	170,7		1,9		
9	8*9	430,83		4,79	7,09	824,9
	9*10	656,49		7,3		
	9*20	186,67		2,08		
10	10*5	421,91	4,69	8,43	812	
	10*9	656,49	7,3			
	10*11	437,3	4,86			
11	11*10	421,91	4,69	2,68	810,28	
	11*12	46,11	0,51			

Tableau V-2 (suite)

Nœuds	Tronçons	Longueurs (m)	Q _{spec} (l/s/m)	Q _{route} (l/s)	Q _{nœuds} (l/s)	Cotes (m)																																																																																							
12	12*11	46,11	0,011123	0,51	2,08	809,81																																																																																							
	12*13	327		3,64			13	13*12	327	3,64	7,68	812,7	13*14	685,1	7,62	13*18	367	4,09	14	14*13	685,1	7,62	4,78	803,5	14*15	174,5	1,94	15	15*14	174,5	1,94	1,36	806,28	15*16	69,03	0,77	16	16*15	69,03	0,77	1,77	807,07	16*17	249,97	2,78	17	17*16	249,97	2,78	4,78	812,82	17*18	463,96	5,16	17*54	145,3	1,62	18	18*13	367	4,09	10,89	817,81	18*17	463,96	5,16	18*19	540,54	6,01	18*41	586,3	6,52	19	19*18	540,54	6,01	7,06	836,03	19*20	301,71	3,36	19*40	427,17	4,75	20	20*9	186,67	2,08	5,84	831,2	20*19	301,71	3,36
13	13*12	327		3,64	7,68	812,7																																																																																							
	13*14	685,1		7,62																																																																																									
	13*18	367		4,09																																																																																									
14	14*13	685,1		7,62	4,78	803,5																																																																																							
	14*15	174,5		1,94																																																																																									
15	15*14	174,5		1,94	1,36	806,28																																																																																							
	15*16	69,03		0,77																																																																																									
16	16*15	69,03		0,77	1,77	807,07																																																																																							
	16*17	249,97		2,78																																																																																									
17	17*16	249,97		2,78	4,78	812,82																																																																																							
	17*18	463,96		5,16																																																																																									
	17*54	145,3		1,62																																																																																									
18	18*13	367		4,09	10,89	817,81																																																																																							
	18*17	463,96		5,16																																																																																									
	18*19	540,54		6,01																																																																																									
	18*41	586,3		6,52																																																																																									
19	19*18	540,54		6,01	7,06	836,03																																																																																							
	19*20	301,71		3,36																																																																																									
	19*40	427,17	4,75																																																																																										
20	20*9	186,67	2,08	5,84	831,2																																																																																								
	20*19	301,71	3,36																																																																																										
	20*21	559,73	6,23																																																																																										

Tableau V-2 (suite)

Nœuds	Tronçons	Longueurs (m)	Q _{spec} (l/s/m)	Q _{route} (l/s)	Q _{nœuds} (l/s)	Cotes (m)
21	21*20	559,73	0,011123	6,23	7,32	856,74
	21*22	179,4		2		
	21*39	568,27		6,32		
22	22*21	179,4		2	3,78	867,2
	22*23	499,39		5,55		
23	23*22	499,39		5,55	5,93	860
	23*24	567,9		6,32		
24	24*23	567,9		6,32	4,53	840,52
	24*25	246		2,74		
25	25*24	246		2,74	4,11	841,26
	25*26	493,8		5,49		
26	26*25	493,8		5,49	3,03	828,13
	26*27	49,9		0,56		
27	27*8	170,7		1,9	1,23	827,43
	27*26	49,9		0,56		
30	30*31	200,8		2,23	1,12	870,31
31	31*30	200,8		2,23	1,12	867,1
32	32*33	185,1		2,06	2,49	897,6
	32*35	262,3		2,92		
33	33*32	185,1		2,06	2	886
	33*34	174,5	1,94			
34	34*33	174,5	1,94	0,97	870,2	
35	35*32	262,3	2,92	2,23	875	
	35*36	139,4	1,55			

Tableau V-2 (suite)

Nœuds	Tronçons	Longueurs (m)	Q _{spec} (l/s/m)	Q _{route} (l/s)	Q _{nœuds} (l/s)	Cotes (m)
36	36*35	139,4	0,011123	1,55	0,77	863
37	37*38	240,6		3,21	1,605	
38	38*39	142,2		1,58	1,61	874,23
	38*48	146,2		1,63		
39	39*21	568,27		6,32	6,1	862,65
	39*38	142,2		1,58		
	39*40	306,59		3,41		
40	40*19	427,17		4,75	5,13	844,23
	40*39	306,59		3,41		
	40*41	188,21		2,09		
41	41*18	586,3		6,52	4,83	835,34
	41*40	188,21		2,09		
	41*42	94,32		1,05		
42	42*41	94,32		1,05	5,43	832
	42*43	193,68		2,15		
	42*54	689,85		7,67		
43	43*42	193,68		2,15	3,81	833,92
	43*44	491,61		5,47		
44	44*43	491,61		5,47	5,47	860,93
	44*45	435,33		4,84		
	44*49	57,15		0,64		
45	45*44	435,33		4,84	3,36	891,55
	45*46	165,15		1,84		
46	46*45	165,15	1,84	2,25	891	
	46*47	239	2,66			

Tableau V-2 (suite)

Nœuds	Tronçons	Longueurs (m)	Q _{spec} (l/s/m)	Q _{route} (l/s)	Q _{nœuds} (l/s)	Cotes (m)																																																																														
47	47*46	239	0,011123	2,66	1,79	884,17																																																																														
	47*48	83,01		0,92			48	48*38	146,2	1,63	1,27	874,56	48*47	83,01	0,92	49	49*44	57,15	0,64	1,07	860	49*50	134,1	1,49	50	50*49	134,1	1,49	1,93	868	50*51	213,9	2,38	51	51*50	213,9	2,38	5,99	865,28	51*52	862	9,59	52	52*51	862	9,59	5,97	825,23	52*53	212,6	2,36	53	53*52	212,6	2,36	3,55	817,24	53*54	425,77	4,74	54	54*17	145,3	1,62	10,44	815,58	54*53	425,77	4,74	54*55	614,74	6,84	55	55*54	614,74	6,84	3,95	804	55*56	96,26	1,07	56	56*55	96,26
48	48*38	146,2		1,63	1,27	874,56																																																																														
	48*47	83,01		0,92			49	49*44	57,15	0,64	1,07	860	49*50	134,1	1,49	50	50*49	134,1	1,49	1,93	868	50*51	213,9	2,38	51	51*50	213,9	2,38	5,99	865,28	51*52	862	9,59	52	52*51	862	9,59	5,97	825,23	52*53	212,6	2,36	53	53*52	212,6	2,36	3,55	817,24	53*54	425,77	4,74	54	54*17	145,3	1,62	10,44	815,58	54*53	425,77	4,74		54*55	614,74	6,84			55	55*54	614,74	6,84	3,95	804	55*56	96,26	1,07	56	56*55	96,26	1,07	0,54	803			
49	49*44	57,15		0,64	1,07	860																																																																														
	49*50	134,1		1,49			50	50*49	134,1	1,49	1,93	868	50*51	213,9	2,38	51	51*50	213,9	2,38	5,99	865,28	51*52	862	9,59	52	52*51	862	9,59	5,97	825,23	52*53	212,6	2,36	53	53*52	212,6	2,36	3,55	817,24	53*54	425,77	4,74	54	54*17	145,3	1,62	10,44	815,58	54*53	425,77	4,74		54*55	614,74	6,84			55	55*54	614,74	6,84	3,95	804	55*56	96,26	1,07	56	56*55	96,26	1,07	0,54	803												
50	50*49	134,1		1,49	1,93	868																																																																														
	50*51	213,9		2,38			51	51*50	213,9	2,38	5,99	865,28	51*52	862	9,59	52	52*51	862	9,59	5,97	825,23	52*53	212,6	2,36	53	53*52	212,6	2,36	3,55	817,24	53*54	425,77	4,74	54	54*17	145,3	1,62	10,44	815,58	54*53	425,77	4,74		54*55	614,74	6,84			55	55*54	614,74	6,84	3,95	804	55*56	96,26	1,07	56	56*55	96,26	1,07	0,54	803																					
51	51*50	213,9		2,38	5,99	865,28																																																																														
	51*52	862		9,59			52	52*51	862	9,59	5,97	825,23	52*53	212,6	2,36	53	53*52	212,6	2,36	3,55	817,24	53*54	425,77	4,74	54	54*17	145,3	1,62	10,44	815,58	54*53	425,77	4,74		54*55	614,74	6,84			55	55*54	614,74	6,84	3,95	804	55*56	96,26	1,07	56	56*55	96,26	1,07	0,54	803																														
52	52*51	862		9,59	5,97	825,23																																																																														
	52*53	212,6		2,36			53	53*52	212,6	2,36	3,55	817,24	53*54	425,77	4,74	54	54*17	145,3	1,62	10,44	815,58	54*53	425,77	4,74		54*55	614,74	6,84			55	55*54	614,74	6,84	3,95	804	55*56	96,26	1,07	56	56*55	96,26	1,07	0,54	803																																							
53	53*52	212,6		2,36	3,55	817,24																																																																														
	53*54	425,77		4,74			54	54*17	145,3	1,62	10,44	815,58	54*53	425,77	4,74		54*55	614,74	6,84			55	55*54	614,74	6,84	3,95	804	55*56	96,26	1,07	56	56*55	96,26	1,07	0,54	803																																																
54	54*17	145,3		1,62	10,44	815,58																																																																														
	54*53	425,77		4,74																																																																																
	54*55	614,74	6,84																																																																																	
55	55*54	614,74	6,84	3,95	804																																																																															
	55*56	96,26	1,07																																																																																	
56	56*55	96,26	1,07	0,54	803																																																																															

b. Cas de pointe + incendie :

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie donné par le réservoir (17l/s) se trouve au point le plus défavorable qui est le nœud n°46.

Tous les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau ci-après.

Tableau V-3 : calcul des débits aux nœuds

Nœuds	Tronçons	Longueurs (m)	Q_{spec} (l/s/m)	Q_{route} (l/s)	$Q_{nœuds}$ (l/s)	Cotes (m)
1	1*2	190,7	0,011123	2,12	2,38	800,91
	1*5	236,14		2,63		
2	2*1	190,7		2,12	4,66	799,19
	2*3	141,1		1,57		
	2*4	504,9		5,62		
3	3*2	141,1		1,57	0,79	800,47
4	2*4	504,9		5,62	2,81	790
5	1*5	236,14		2,63	4,98	806,45
	5*6	222,15		2,47		
	5*10	421,91		4,69		
6	6*5	222,15		2,47	5,94	808,12
	6*7	845,6		9,41		
7	7*6	845,6		9,41	5,82	825
	7*8	199,34		2,22		
8	7*8	199,34	2,22	4,45	824,98	
	8*9	430,83	4,79			
	8*27	170,7	1,9			
9	8*9	430,83	4,79	7,09	824,9	
	9*10	656,49	7,3			
	9*20	186,67	2,08			
10	10*5	421,91	4,69	8,43	812	
	10*9	656,49	7,3			
	10*11	437,3	4,86			
11	11*10	421,91	4,69	2,68	810,28	
	11*12	46,11	0,51			

Tableau V-3 (suite)

Nœuds	Tronçons	Longueurs (m)	Q_{spec} (l/s/m)	Q_{route} (l/s)	$Q_{\text{nœuds}}$ (l/s)	Cotes (m)																																																																																							
12	12*11	46,11	0,011123	0,51	2,08	809,81																																																																																							
	12*13	327		3,64			13	13*12	327	3,64	7,68	812,7	13*14	685,1	7,62	13*18	367	4,09	14	14*13	685,1	7,62	4,78	803,5	14*15	174,5	1,94	15	15*14	174,5	1,94	1,36	806,28	15*16	69,03	0,77	16	16*15	69,03	0,77	1,77	807,07	16*17	249,97	2,78	17	17*16	249,97	2,78	4,78	812,82	17*18	463,96	5,16	17*54	145,3	1,62	18	18*13	367	4,09	10,89	817,81	18*17	463,96	5,16	18*19	540,54	6,01	18*41	586,3	6,52	19	19*18	540,54	6,01	7,06	836,03	19*20	301,71	3,36	19*40	427,17	4,75	20	20*9	186,67	2,08	5,84	831,2	20*19	301,71	3,36
13	13*12	327		3,64	7,68	812,7																																																																																							
	13*14	685,1		7,62																																																																																									
	13*18	367		4,09																																																																																									
14	14*13	685,1		7,62	4,78	803,5																																																																																							
	14*15	174,5		1,94																																																																																									
15	15*14	174,5		1,94	1,36	806,28																																																																																							
	15*16	69,03		0,77																																																																																									
16	16*15	69,03		0,77	1,77	807,07																																																																																							
	16*17	249,97		2,78																																																																																									
17	17*16	249,97		2,78	4,78	812,82																																																																																							
	17*18	463,96		5,16																																																																																									
	17*54	145,3		1,62																																																																																									
18	18*13	367		4,09	10,89	817,81																																																																																							
	18*17	463,96		5,16																																																																																									
	18*19	540,54		6,01																																																																																									
	18*41	586,3		6,52																																																																																									
19	19*18	540,54		6,01	7,06	836,03																																																																																							
	19*20	301,71		3,36																																																																																									
	19*40	427,17	4,75																																																																																										
20	20*9	186,67	2,08	5,84	831,2																																																																																								
	20*19	301,71	3,36																																																																																										
	20*21	559,73	6,23																																																																																										

Tableau V-3 (suite)

Nœuds	Tronçons	Longueurs (m)	Q _{spec} (l/s/m)	Q _{route} (l/s)	Q _{nœuds} (l/s)	Cotes (m)
21	21*20	559,73	0,011123	6,23	7,32	856,74
	21*22	179,4		2		
	21*39	568,27		6,32		
22	22*21	179,4		2	3,78	867,2
	22*23	499,39		5,55		
23	23*22	499,39		5,55	5,93	860
	23*24	567,9		6,32		
24	24*23	567,9		6,32	4,53	840,52
	24*25	246		2,74		
25	25*24	246		2,74	4,11	841,26
	25*26	493,8		5,49		
26	26*25	493,8		5,49	3,03	828,13
	26*27	49,9		0,56		
27	27*8	170,7		1,9	1,23	827,43
	27*26	49,9		0,56		
30	30*31	200,8		2,23	1,12	870,31
31	31*30	200,8		2,23	1,12	867,1
32	32*33	185,1		2,06	2,49	897,6
	32*35	262,3		2,92		
33	33*32	185,1		2,06	2	886
	33*34	174,5		1,94		
34	34*33	174,5	1,94	0,97	870,2	
35	35*32	262,3	2,92	2,23	875	
	35*36	139,4	1,55			

Tableau V-3 (suite)

Nœuds	Tronçons	Longueurs (m)	Q _{spec} (l/s/m)	Q _{route} (l/s)	Q _{nœuds} (l/s)	Cotes (m)
36	36*35	139,4	0,011123	1,55	0,77	863
37	37*38	240,6		3,21	1,605	
38	38*39	142,2		1,58	1,61	874,23
	38*48	146,2		1,63		
39	39*21	568,27		6,32	6,1	862,65
	39*38	142,2		1,58		
	39*40	306,59		3,41		
40	40*19	427,17		4,75	5,13	844,23
	40*39	306,59		3,41		
	40*41	188,21		2,09		
41	41*18	586,3		6,52	4,83	835,34
	41*40	188,21		2,09		
	41*42	94,32		1,05		
42	42*41	94,32		1,05	5,43	832
	42*43	193,68		2,15		
	42*54	689,85		7,67		
43	43*42	193,68		2,15	3,81	833,92
	43*44	491,61		5,47		
44	44*43	491,61		5,47	5,47	860,93
	44*45	435,33		4,84		
	44*49	57,15		0,64		
45	45*44	435,33		4,84	3,36	891,55
	45*46	165,15		1,84		
46	46*45	165,15	1,84	19,25	891	
	46*47	239	2,66			

Tableau V-3 (suite)

Nœuds	Tronçons	Longueurs (m)	Q _{spec} (l/s/m)	Q _{route} (l/s)	Q _{nœuds} (l/s)	Cotes (m)																																																																														
47	47*46	239	0,011123	2,66	1,79	884,17																																																																														
	47*48	83,01		0,92			48	48*38	146,2	1,63	1,27	874,56	48*47	83,01	0,92	49	49*44	57,15	0,64	1,07	860	49*50	134,1	1,49	50	50*49	134,1	1,49	1,93	868	50*51	213,9	2,38	51	51*50	213,9	2,38	5,99	865,28	51*52	862	9,59	52	52*51	862	9,59	5,97	825,23	52*53	212,6	2,36	53	53*52	212,6	2,36	3,55	817,24	53*54	425,77	4,74	54	54*17	145,3	1,62	10,44	815,58	54*53	425,77	4,74	54*55	614,74	6,84	55	55*54	614,74	6,84	3,95	804	55*56	96,26	1,07	56	56*55	96,26
48	48*38	146,2		1,63	1,27	874,56																																																																														
	48*47	83,01		0,92			49	49*44	57,15	0,64	1,07	860	49*50	134,1	1,49	50	50*49	134,1	1,49	1,93	868	50*51	213,9	2,38	51	51*50	213,9	2,38	5,99	865,28	51*52	862	9,59	52	52*51	862	9,59	5,97	825,23	52*53	212,6	2,36	53	53*52	212,6	2,36	3,55	817,24	53*54	425,77	4,74	54	54*17	145,3	1,62	10,44	815,58	54*53	425,77	4,74		54*55	614,74	6,84			55	55*54	614,74	6,84	3,95	804	55*56	96,26	1,07	56	56*55	96,26	1,07	0,54	803			
49	49*44	57,15		0,64	1,07	860																																																																														
	49*50	134,1		1,49			50	50*49	134,1	1,49	1,93	868	50*51	213,9	2,38	51	51*50	213,9	2,38	5,99	865,28	51*52	862	9,59	52	52*51	862	9,59	5,97	825,23	52*53	212,6	2,36	53	53*52	212,6	2,36	3,55	817,24	53*54	425,77	4,74	54	54*17	145,3	1,62	10,44	815,58	54*53	425,77	4,74		54*55	614,74	6,84			55	55*54	614,74	6,84	3,95	804	55*56	96,26	1,07	56	56*55	96,26	1,07	0,54	803												
50	50*49	134,1		1,49	1,93	868																																																																														
	50*51	213,9		2,38			51	51*50	213,9	2,38	5,99	865,28	51*52	862	9,59	52	52*51	862	9,59	5,97	825,23	52*53	212,6	2,36	53	53*52	212,6	2,36	3,55	817,24	53*54	425,77	4,74	54	54*17	145,3	1,62	10,44	815,58	54*53	425,77	4,74		54*55	614,74	6,84			55	55*54	614,74	6,84	3,95	804	55*56	96,26	1,07	56	56*55	96,26	1,07	0,54	803																					
51	51*50	213,9		2,38	5,99	865,28																																																																														
	51*52	862		9,59			52	52*51	862	9,59	5,97	825,23	52*53	212,6	2,36	53	53*52	212,6	2,36	3,55	817,24	53*54	425,77	4,74	54	54*17	145,3	1,62	10,44	815,58	54*53	425,77	4,74		54*55	614,74	6,84			55	55*54	614,74	6,84	3,95	804	55*56	96,26	1,07	56	56*55	96,26	1,07	0,54	803																														
52	52*51	862		9,59	5,97	825,23																																																																														
	52*53	212,6		2,36			53	53*52	212,6	2,36	3,55	817,24	53*54	425,77	4,74	54	54*17	145,3	1,62	10,44	815,58	54*53	425,77	4,74		54*55	614,74	6,84			55	55*54	614,74	6,84	3,95	804	55*56	96,26	1,07	56	56*55	96,26	1,07	0,54	803																																							
53	53*52	212,6		2,36	3,55	817,24																																																																														
	53*54	425,77		4,74			54	54*17	145,3	1,62	10,44	815,58	54*53	425,77	4,74		54*55	614,74	6,84			55	55*54	614,74	6,84	3,95	804	55*56	96,26	1,07	56	56*55	96,26	1,07	0,54	803																																																
54	54*17	145,3		1,62	10,44	815,58																																																																														
	54*53	425,77		4,74																																																																																
	54*55	614,74	6,84																																																																																	
55	55*54	614,74	6,84	3,95	804																																																																															
	55*56	96,26	1,07			56	56*55	96,26	1,07	0,54	803																																																																									
56	56*55	96,26	1,07	0,54	803																																																																															

V-4.Calcul du réseau

V-4.1.Répartition arbitraire des débits

Après le calcul des débits aux nœuds, nous pouvons donc faire la repartions arbitraire des débits pour pouvoir déterminer les diamètres dans chaque tronçon.

Sachant que les débits avantageux sont donne dans le tableau V.4 en fonction des débits véhiculent dans chaque tronçon.

Tableau V-4 : Relation entre les diamètres avantageux et les débits

Diamètres (mm)	50	75	100	125	150	175	200	250	300
Débits limites (l/s)	<3	3 à 7.3	7.3 à 10.6	10.6 à 15.10	15.10 à 19.8	19.8 à 26.5	26.5 à 42	42 à 65	65 à 93

Suite à la répartition arbitraire des débits que nous avons effectués, nous pouvons alors déterminer le diamètre avantageux de chaque tronçon

Tableau V-5 : diamètres avantageux en fonction des débit

Tronçon	Débit repartis (l/s)		Q_{max} (l/s)	D (mm)
	Pointe	Pte+incendie		
N1-N2	6.67	7.7	7.7	50
N2-N3	0.79	1.305	1.305	50
N2-N4	2.81	3.315	3.315	75
N1-N5	20.078	28.81	28.81	200
N5-N6	8.62	14.77	14.77	125
N6-N7	2.68	6.83	6.83	75
N7-N8	3.14	1.01	3.14	75
N8-N9	3.69	2.76	3.69	75
N9-N10	8.905	17.967	17.967	150
N10-N5	6.568	9.15	9.15	100
N10-N11	7.04	18.687	18.687	150
N11-N12	4.35	16.007	16.007	150

Tableau V-5 (suite)

Tronçon	Débit repartis (l/s)		Q _{max} (l/s)	D (mm)
	Pointe	Pte+incendie		
N12-N13	2.28	13.927	13.927	125
N13-N14	1.60	18.23	18.23	150
N14-N15	3.18	13.48	13.48	125
N15-N16	4.54	12.12	12.12	125
N16-N17	6.31	10.35	10.35	100
N17-N18	12.49	13.74	13.74	125
N18-N13	6.99	11.99	11.99	125
N18-N19	20.98	25.253	25.253	175
N19-N20	20.113	23.283	23.283	175
N20-N9	19.685	22.297	22.297	175
N20-N21	44.638	51.42	51.42	250
N21-N22	30.018	33.68	33.68	200
N22-N23	22.74	25.04	25.04	175
N23-N24	16.8	19.1	19.1	150
N24-N25	12.27	15.57	15.57	150
N25-N26	8.16	10.46	10.46	100
N26-N27	5.13	7.43	7.43	100
N27-N8	3.73	6.2	6.2	75
N29-N22	41.978	46.98	46.98	250
N30-N31	3.25	3.25	3.25	75
N32-N33	2.97	2.97	2.97	50
N33-N34	0.97	0.97	0.97	50
N32-N35	3.01	3.01	3.01	75
N35-N36	0.77	0.77	0.77	50
N37-N38	38.8	40.83	40.83	200
N38-N39	60.22	66.36	66.36	300

Tableau V-5 (suite)

Tronçon	Débit repartis (l/s)		Q _{max} (l/s)	D (mm)
	Pointe	Pte+incendie		
N39-N21	22.94	25.06	25.06	175
N39-N40	32.15	36.17	36.17	200
N40-N19	7.927	9.03	9.03	100
N40-N41	23.04	26.37	26.37	175
N41-N18	9.39	11.39	11.39	125
N41-N42	8.82	9.55	9.55	100
N42-N43	14.78	17.615	17.615	150
N43-N44	18.59	21.425	21.425	175
N44-N45	37.94	43	43	250
N45-N46	32.63	35.64	35.64	200
N46-N47	30.38	33.49	33.49	200
N47-N48	28.59	31.7	31.7	200
N48-N38	27.52	30.63	30.63	200
N44-N49	6.31	16.1	16.1	150
N49-N50	12.81	15.03	15.03	150
N50-N51	10.88	13	13	125
N51-N52	4.89	7.11	7.11	75
N52-N53	1.08	1.14	1.14	50
N53-N54	4.63	4.69	4.69	75
N54-N42	18.16	23.355	23.355	175
N54-N17	1.39	10.31	10.31	100
N54-N55	4.49	4.49	4.49	75
N55-N56	0.54	0.54	0.54	50
R1-N1	29.128	32.22	32.22	200
R2-N29	29.128	31.46	31.46	200
R3-N30	4.37	4.37	4.37	75

Tableau V-5 (suite)

Tronçon	Débit repartis (l/s)		Q _{max} (l/s)	D (mm)
	Pointe	Pte+incendie		
R4-N29	14.56	15.52	15.52	150
R5-N22	14.56	15.52	15.52	150
R6-N32	8.47	8.47	8.47	100
R6-N37	6.94	7.26	7.26	75
R7-N37	4.37	4.37	4.37	75
R8-N37	29.13	31.46	31.46	200
R9-N45	72.82	78.64	78.64	300

V-4.2 Simulation par le logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et de la qualité de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. IL calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes.

Une modélisation hydraulique scrupuleuse et complète est la première condition pour pouvoir modéliser la qualité de l'eau de manière efficace. EPANET contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes :

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules de Hazan-Williams, Darcy-Weisbach, et Chézy-Manning.
- Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés, etc.
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût.
- Il peut modéliser différents types de vannes, comme des clapets anti-retour, des vannes de contrôle de pression ou débit, des vannes d'arrêt, etc.
- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (le diamètre peut varier avec la hauteur).
- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression (buses par exemple).

-Le fonctionnement de station de pompage peut être piloté par des commandes simples, (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou des commandes élaborées plus complexes.

Après plusieurs essais de simulation pour pouvoir respecter les normes de pressions et de vitesses, voici les résultats de la répartition définitive des débits et des pressions ainsi que les autres paramètres, dans les tableaux suivants :

a. Cas de pointe :

Tableau V-6 : résultat des différents tronçons avec leurs caractéristiques hydrauliques et géométriques.

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte charge (m)
N1-N2	190.7	100	6.67	0.85	1.68
N2-N3	141.1	63	0.79	0.25	0.26
N2-N4	504.9	75	2.81	0.64	3.80
N1-N5	236.14	200	20.078	0.64	0.53
N5-N6	222.15	125	8.62	0.70	1.06
N6-N7	845.6	90	2.68	0.42	2.45
N7-N8	199.34	90	3.14	0.49	0.76
N8-N9	430.83	90	3.69	0.58	2.20
N9-N10	656.49	125	8.905	0.73	3.32
N10-N5	421.91	125	6.568	0.54	1.25
N10-N11	437.30	110	7.04	0.74	2.69
N11-N12	46.11	90	4.35	0.68	0.32
N12-N13	327	90	2.28	0.36	0.71
N13-N14	685.1	90	1.60	0.25	0.80
N14-N15	174.5	90	3.18	0.50	0.68
N15-N16	69.03	90	4.54	0.71	0.51
N16-N17	249.97	110	6.31	0.66	1.27
N17-N18	463.96	125	12.49	1.02	4.27
N18-N13	367.3	110	6.99	0.74	2.23

Tableau V-6 (suite)

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte charge (m)
N18-N19	179.4	200	20.98	0.67	0.44
N19-N20	301.71	200	20.113	0.64	0.68
N20-N9	186.67	150	19.685	1.11	1.61
N20-N21	306.59	250	44.638	0.91	0.98
N21-N22	179.4	200	30.018	0.96	0.83
N22-N23	499.39	200	22.74	0.72	1.41
N23-N24	567.9	200	16.8	0.54	0.94
N24-N25	246	125	12.27	1.00	2.20
N25-N26	493.8	110	8.16	0.86	3.94
N26-N27	49.9	90	5.13	0.81	0.46
N27-N8	170.7	90	3.73	0.59	0.89
N29-N22	212.5	250	41.978	0.86	0.61
N30-N31	200.8	90	3.25	0.51	0.82
N32-N33	185.1	90	2.97	0.47	0.64
N33-N34	174.5	63	0.97	0.31	0.46
N32-N35	262.3	90	3.01	0.47	0.93
N35-N36	139.4	63	0.77	0.25	0.24
N37-N38	240.6	200	38.8	1.24	1.75
N38-N39	142.2	300	60.22	0.85	0.32
N39-N21	568.27	200	22.94	0.73	1.63
N39-N40	306.59	200	32.15	1.02	1.60
N40-N19	427.17	125	7.927	0.65	1.76
N40-N41	188.21	200	23.04	0.73	0.54
N41-N18	586.3	125	9.39	0.77	3.26
N41-N42	94.32	90	8.82	1.39	2.25
N42-N43	193.68	125	14.78	1.20	2.40
N43-N44	491.61	160	18.59	0.93	2.82
N44-N45	435.33	200	37.94	1.21	3.04

Tableau V-6 (suite)

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte charge (m)
N45-N46	165.15	200	32.63	1.04	0.88
N46-N47	239	200	30.38	0.97	1.13
N47-N48	83.01	200	28.59	0.91	0.35
N48-N38	146.2	200	27.52	0.88	0.58
N44-N49	249.97	110	6.31	0.66	1.27
N49-N50	134.1	110	12.81	1.35	2.38
N50-N51	213.9	110	10.88	1.15	2.84
N51-N52	862	90	4.89	0.77	7.25
N52-N53	212.6	90	1.08	0.17	0.12
N53-N54	425.77	90	4.63	0.73	3.25
N54-N42	689.85	150	18.16	1.03	5.16
N54-N17	145.3	90	1.39	0.22	0.13
N54-N55	614.74	90	4.49	0.71	4.44
N55-N56	96.26	63	0.54	0.17	0.09
R1-N1	739.7	200	29.128	0.93	3.23
R2-N29	85.08	200	29.128	0.93	0.37
R3-N30	13.5	90	4.37	0.69	0.09
R4-N29	36.72	200	14.56	0.46	0.05
R5-N22	20	200	14.56	0.46	0.03
R6-N32	89.63	125	8.47	0.69	0.42
R6-N37	43	125	6.94	0.57	0.14
R7-N37	16.21	100	4.37	0.56	0.07
R8-N37	15	200	29.13	0.93	0.07
R9-N45	40.15	300	72.82	1.03	0.13

Les charges et la pression dans le réseau sont données par le tableau V.7

Tableau V-7 : Détermination des charges.

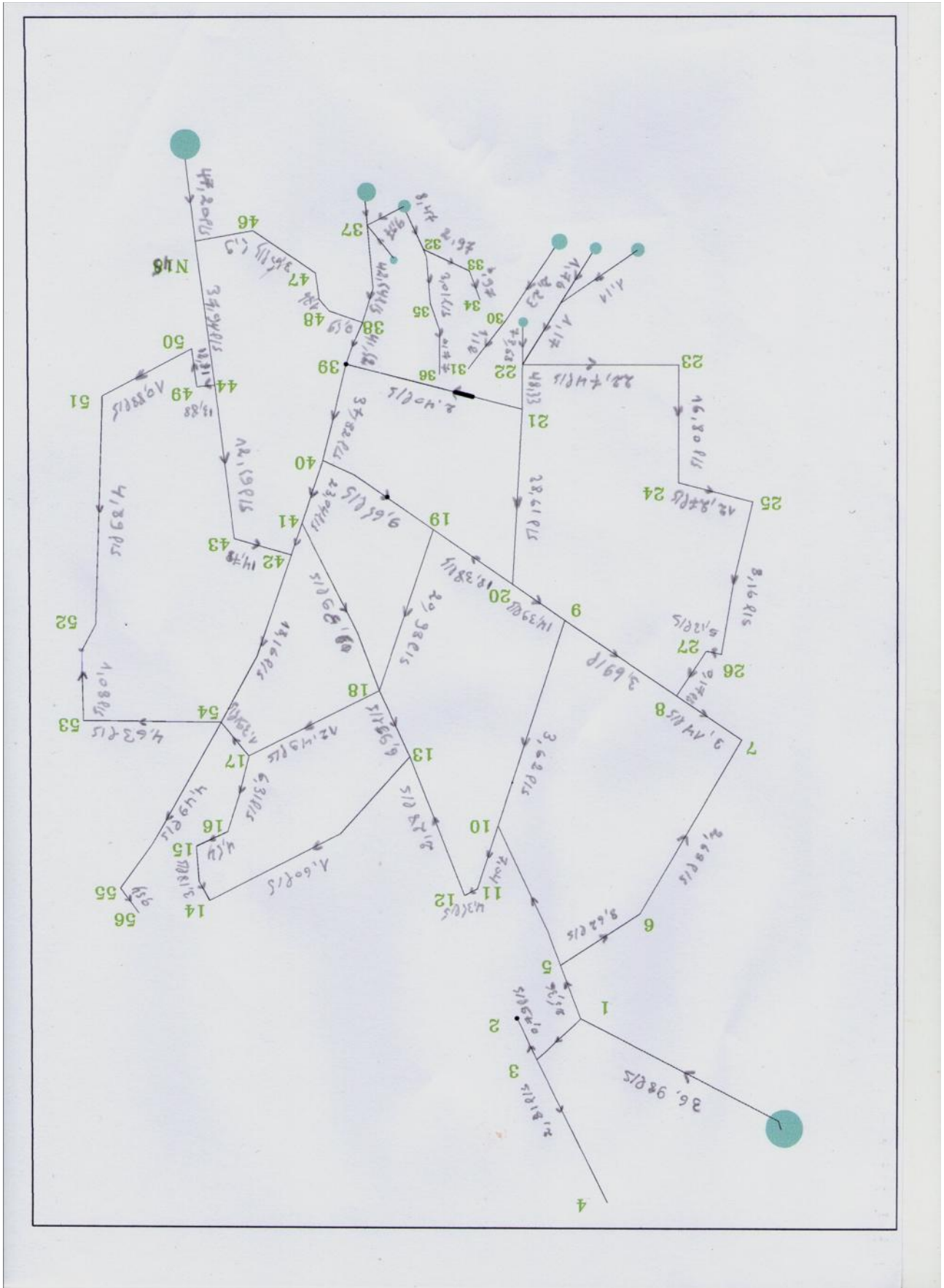
Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression(m)
N1	800.91	2.38	840.97	40.06
N2	799.19	4.66	839.29	40.1
N3	800.47	0.79	839.03	38.56
N4	790	2.81	835.49	45.49
N5	806.45	4.89	840.44	33.99
N6	808.12	5.94	839.38	31.26
N7	825	5.82	872.42	47.42
N8	824.98	4.45	873.18	48.2
N9	824.9	7.09	868.36	43.46
N10	812	8.43	844.34	32.34
N11	810.28	2.68	845.14	34.86
N12	809.81	2.08	845.77	35.96
N13	812.7	7.68	853.31	40.61
N14	803.5	4.78	857.28	53.78
N15	806.28	1.36	861.61	55.33
N16	807.07	1.77	863.87	56.80
N17	812.82	4.78	867.86	55.04
N18	817.81	10.89	869.79	51.98
N19	836.03	7.06	870.17	34.14
N20	831.2	5.84	869.97	38.77
N21	856.74	7.32	892.67	35.93
N22	867.2	3.78	885.02	17.82
N23	860	5.93	883.61	23.61
N24	840.52	4.53	882.67	42.15
N25	841.26	4.11	880.47	39.21
N26	828.13	3.03	876.53	48.4
N27	827.43	1.23	876.07	48.64

Tableau V-7 (suite) :

Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression(m)
N29	879.26	1.71	885.63	6.37
N30	870.31	1.12	885.38	15.07
N31	867.1	1.12	884.56	17.46
N32	897.6	2.49	899.98	2.38
N33	886	2.00	899.41	13.41
N34	870.2	0.97	899.01	28.81
N35	875	2.23	899.15	24.15
N36	863	0.77	898.93	35.93
N37	897.21	1.61	899.93	2.72
N38	874.23	1.61	894.62	20.39
N39	862.65	6.10	894.3	31.65
N40	844.23	5.13	883.82	39.59
N41	863	0.77	898.93	35.93
N42	832	5.43	881.04	49.04
N43	833.92	3.81	886.91	52.99
N44	860.93	5.47	893.76	32.83
N45	891.55	3.36	897.56	6.01
N46	891	2.25	896.68	5.68
N47	884.17	1.79	895.55	11.38
N48	874.56	1.27	895.2	20.64
N49	860	1.07	892.19	32.19
N50	868	1.93	888.96	20.9
N51	865.28	5.99	885.01	19.73
N52	825.23	5.97	871.47	46.24
N53	817.24	3.55	864.17	46.93
N54	815.58	10.44	864.14	48.56
N55	804	3.95	858.00	54
N56	803	0.54	856.93	53.93

Tableau V-7 (suite) :

Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Hauteur de cuve (m)
R1	842.2	-	844.20	2.00
R 2	885	-	887.00	2.00
R3	900	-	902.00	2.00
R 4	883.47	-	885.47	2.00
R 5	870.14	-	872.14	2.00
R6	900	-	902.00	2.00
R7	900	-	902.00	2.00
R8	897	-	899.00	2.00
R9	895.69	-	897.69	2.00



b. Cas de pointe +incendie :**Tableau V-8:** résultat des différents tronçons avec leurs caractéristiques hydrauliques et géométriques.

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte charge (m)
N1-N2	190.7	100	7.7	1.05	2.16
N2-N3	141.1	63	1.305	0.25	0.63
N2-N4	504.9	75	3.315	0.64	5.09
N1-N5	236.14	200	28.81	1.44	1.01
N5-N6	222.15	125	14.77	0.70	2.75
N6-N7	845.6	90	6.83	0.42	12.84
N7-N8	199.34	90	1.01	0.49	0.10
N8-N9	430.83	90	2.76	0.57	1.32
N9-N10	656.49	125	17.967	0.57	11.51
N10-N5	421.91	125	9.15	0.97	2.24
N10-N11	437.30	110	18.687	0.75	15.13
N11-N12	46.11	90	16.007	0.69	3.16
N12-N13	327	90	13.927	0.37	17.52
N13-N14	685.1	90	18.23	0.25	59.13
N14-N15	174.5	90	13.48	0.50	8.83
N15-N16	69.03	90	12.12	0.71	2.89
N16-N17	249.97	110	10.35	0.66	3.04
N17-N18	463.96	125	12.48	1.02	5.06
N18-N13	367.3	90	6.97	1.10	5.79
N18-N19	540.54	200	21.07	0.67	2.16
N19-N20	301.71	160	18.69	0.93	0.63
N20-N9	186.67	125	14.35	1.17	5.09
N20-N21	559.73	200	38.88	1.24	1.01
N21-N22	179.4	200	48.86	1.56	2.75
N22-N23	499.39	200	22.76	0.72	12.84

Tableau V-8 (suite) :

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte charge (m)
N23-N24	567.9	200	25.253	0.84	0.61
N24-N25	246	200	23.283	1.00	0.89
N25-N26	493.8	150	22.297	0.86	2.01
N26-N27	49.9	250	51.42	0.81	1.26
N27-N8	170.7	200	33.68	0.12	1.01
N29-N22	212.5	200	25.04	0.18	1.67
N30-N31	200.8	200	19.1	0.36	1.18
N32-N33	185.1	125	15.57	0.47	3.35
N33-N34	174.5	110	10.46	0.31	6.12
N32-N35	262.3	90	7.43	0.47	0.88
N35-N36	139.4	90	6.2	0.25	2.18
N37-N38	240.6	250	46.98	1.46	0.75
N38-N39	142.2	90	3.25	1.30	0.82
N39-N21	568.27	90	2.97	0.42	0.64
N39-N40	306.59	63	0.97	1.19	0.46
N40-N19	427.17	90	3.01	0.77	0.93
N40-N41	188.21	63	0.77	0.73	0.24
N41-N18	586.3	200	40.83	0.76	1.91
N41-N42	94.32	300	66.36	1.36	0.39
N42-N43	193.68	200	25.06	1.21	1.90
N43-N44	491.61	200	36.17	0.93	1.97
N44-N45	435.33	125	9.03	1.21	2.22
N45-N46	165.15	200	26.37	1.98	0.69

Tableau V-8 (suite) :

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte charge (m)
N46-N47	239	200	35.64	0.07	1.03
N47-N48	83.01	200	33.49	0.35	1.34
N48-N38	146.2	200	31.7	1.13	0.42
N44-N49	57.15	200	30.63	1.46	0.70
N49-N50	134.1	110	16.1	1.35	6.64
N50-N51	213.9	110	15.03	1.15	3.16
N51-N52	862	110	13	0.77	3.89
N52-N53	212.6	90	7.11	0.17	14.05
N53-N54	425.77	90	1.14	0.73	0.14
N54-N42	689.85	90	4.69	1.03	3.32
N54-N17	145.3	150	23.355	0.22	8.06
N54-N55	614.74	90	10.31	0.71	4.57
N55-N56	96.26	90	4.49	0.17	4.44
R1-N1	739.7	63	0.54	1.15	0.09
R2-N29	85.08	200	32.22	0.17	3.87
R3-N30	213.5	200	31.46	0.72	0.43
R4-N29	36.72	90	4.37	0.28	0.09
R5-N22	20	200	15.52	1.51	0.05
R6-N32	89.63	200	15.52	1.33	0.03
R6-N37	43	125	8.47	0.53	0.42
R7-N37	16.21	125	7.26	0.90	0.15
R8-N37	15	100	4.37	0.93	0.07
R9-N45	40.15	200	31.46	1.23	0.08

Les charges et la pression dans le réseau sont données par le tableau V.9

Tableau V-9 : Détermination des charges.

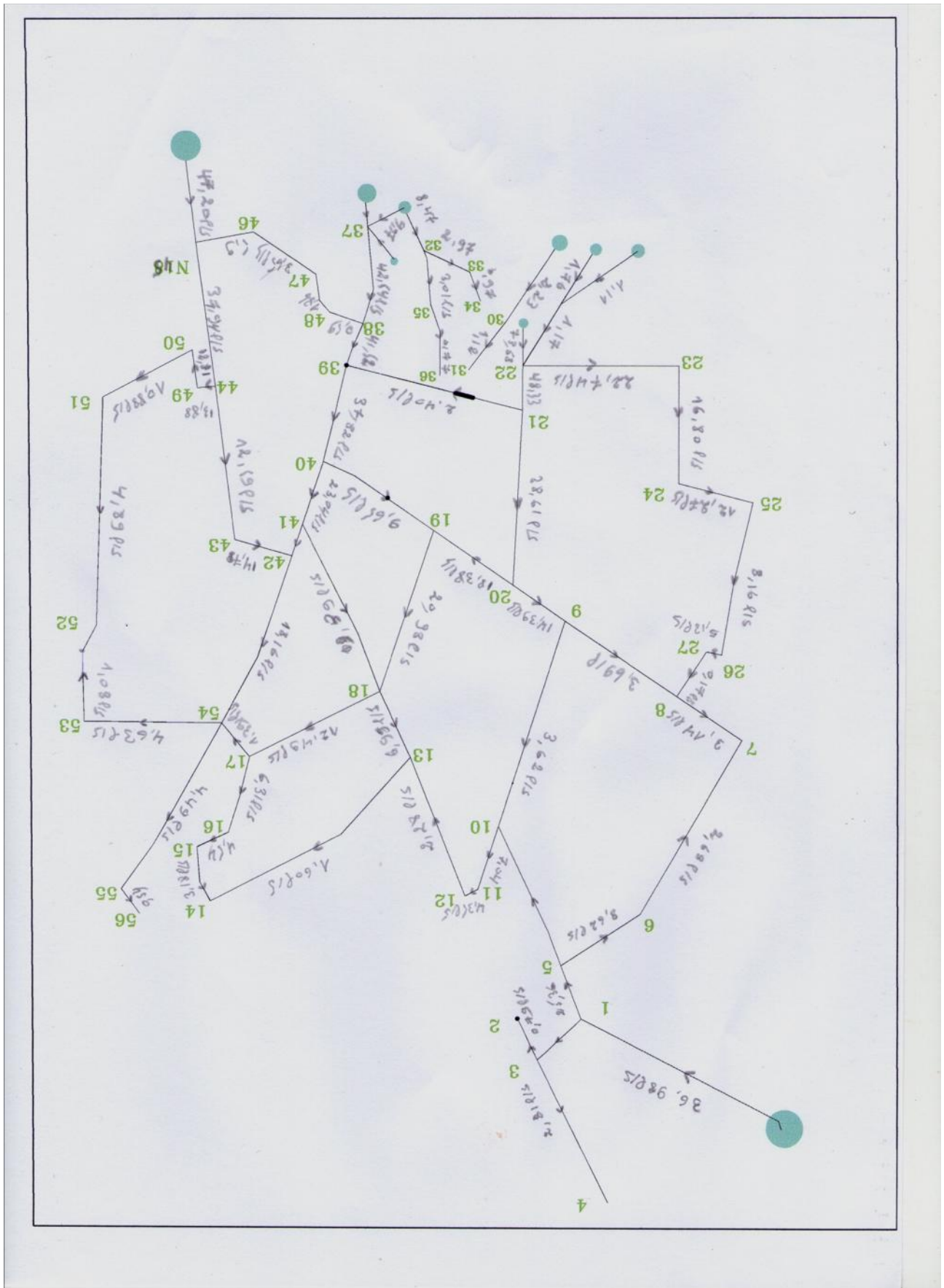
Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression(m)
N1	800.91	2.38	840.33	39.42
N2	799.19	4.66	838.17	38.98
N3	800.47	0.79	837.54	37.07
N4	790	2.81	833.03	43.08
N5	806.45	4.89	839.32	32.87
N6	808.12	5.94	836.56	28.45
N7	825	5.82	836.56	11.56
N8	824.98	4.45	870.44	45.46
N9	824.9	7.09	868.49	43.59
N10	812	8.43	856.98	44.98
N11	810.28	2.68	841.85	31.57
N12	809.81	2.08	838.69	28.88
N13	812.7	7.68	831.22	18.52
N14	803.5	4.78	822.09	11.59
N15	806.28	1.36	861.47	55.19
N16	807.07	1.77	863.72	56.65
N17	812.82	4.78	867.69	54.87
N18	817.81	10.89	869.65	51.84
N19	836.03	7.06	870.04	34.01
N20	831.2	5.84	880.5	49.3
N21	856.74	7.32	891.76	35.02
N22	867.2	3.78	885.82	18.62
N23	860	5.93	884.15	24.15
N24	840.52	4.53	882.97	42.45
N25	841.26	4.11	879.62	38.36
N26	828.13	3.03	873.5	45.37
N27	827.43	1.23	872.62	45.19

Tableau V-9 (suite)

Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression(m)
N29	879.26	1.71	886.57	7.31
N30	870.31	1.12	885.38	15.07
N31	867.1	1.12	884.56	17.46
N32	897.6	2.49	899.41	13.41
N33	886	2.00	899.01	28.81
N34	870.2	0.97	899.15	24.15
N35	875	2.23	898.93	35.93
N36	863	0.77	900.02	2.81
N37	897.21	1.61	899.93	2.72
N38	874.23	1.61	894.05	19.82
N39	862.65	6.10	893.66	31.01
N40	844.23	5.13	898.93	35.93
N41	863	0.77	881.04	49.04
N42	832	5.43	886.91	52.99
N43	833.92	3.81	894.06	33.13
N44	860.93	5.47	894.52	2.97
N45	891.55	3.36	897.54	5.99
N46	891	2.25	896.51	5.51
N47	884.17	1.79	895.17	11
N48	874.56	1.27	894.75	20.19
N49	860	1.07	893.25	25.25
N50	868	1.93	890.87	25.59
N51	865.28	5.99	870.27	45.04
N52	825.23	5.97	863.02	45.78
N53	817.24	3.55	862.9	47.32
N54	815.58	10.44	859.65	45.65
N55	804	3.95	855.21	42.21
N56	803	0.54	855.12	40.01

Tableau V-9 (suite)

Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Hauteur de cuve(m)
R1	842.2	-	844.20	2.00
R 2	885	-	887.00	2.00
R3	900	-	902.00	2.00
R 4	883.47	-	885.47	2.00
R 5	870.14	-	872.14	2.00
R6	900	-	902.00	2.00
R7	900	-	902.00	2.00
R8	897	-	899.00	2.00
R9	895.69	-	897.69	2.00



V-5.Équipement du réseau de distribution

V-5.1. Type de canalisation

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD, les diamètres utilisés varient entre 63mm et 250 mm

V-5.2- Appareils et accessoires du réseau

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau de distribution sont les suivants :

V-5.2.1. Robinets vannes

Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux.

Ils permettent aussi le réglage des débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille »

Celle-ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).

V-5.2.2. Bouches ou poteau d'incendie

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum 17(l/s) avec une pression de 10 m (1 bar).

Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 50 à 200 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus.

V-5.2.3. Clapets

Les clapets ont un rôle d'empêcher l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu.

V-5.2.4- Ventouses

Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points le plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydraulique. Elles permettent de chasser et pénétrer l'air dans la conduite ainsi que la limitation de la dépression.

V-5.2.5. Robinets de vidange

Ce sont des robinets placés aux points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange de la conduite. Ces robinets seront posés à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

V-5.2.6. Bouche d'arrosage

Ce sont des bouches situées aux alentours des jardins.

V-5.2.7. pièces spéciales de raccord

a) **les Tés** : ils utilisés au niveau d'un réseau pour soutirer ou ajouter un débit.

b) **les coudes** : ils sont utilisés pour le changement de direction.

c) **les cônes** : ils sont utilisés pour raccorder deux conduites de diamètres différents.

d) **les croix de jonction** : ils sont utilisés au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires.

e) **les manchons** : ce sont des morceaux de 25 à 50 cm, qui sont utilisés pour le raccordement des accessoires et appareillages.

f) **Les compteurs** : Le réseau de distribution nécessite l'emplacement des compteurs qui seront installés en des points adéquats, et servent à l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle de la consommation.

CONCLUSION :

A travers ce chapitre nous avons pu faire le dimensionnement de notre réseau avec le logiciel EPANET qui donne un résultat très clair.

Il faut savoir que les diamètres utilisés pour notre réseau varient entre 63 mm et 250 mm et les pressions sont acceptables.

CHAPITRE VI

ADDUCTION

INTRODUCTION

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

Mais les conduites d'amenée (ou conduites d'adduction) peuvent être classées comme suit :

- L'adduction à écoulement gravitaire
- L'adduction à écoulement par refoulement
- L'adduction mixte

Il faut savoir que l'adduction de notre réseau est une adduction par refoulement.

Mais pour faire le dimensionnement de cette conduite d'adduction, nous prenons en considération deux aspects, l'un économique et l'autre technique.

VI-1.Choix du tracé

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- On essaye toujours éviter les contres pentes qui donnent des cantonnements d'air.
- Choix d'une trace en bordure des routes et chemins.

VI-2.Choix du matériau

Le choix du matériau se fait en fonction :

- du diamètre.
- du pressions exigés.
- des conditions d'installation.
- de la disponibilité de la marche nationale.
- du prix unitaire de pose de l'adduction.

Dans notre projet, nous avons opté pour les conduites on PEHD en raison des avantages qu'ils présentent :

- Disponibilité sur marche (production locale).

- Résistance à de grandes pressions (> 20 bars).
- Facile à poser (grande flexibilité) et possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres
- Permet de faibles rayons de courbures aux réseaux
- longue durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement (durée de vie 50 ans à 20 °C)
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très fiable)
- Répond parfaitement aux normes de potabilités
- Se raccorde facilement à d'autres réseaux (fonte, acier)
- Résiste à la corrosion interne, externe et micro biologique
- Insensible aux mouvements de terrain (tremblement de terre)

VI-3. Dimensionnement des conduites de refoulement

- les frais d'amortissement de la conduite augmentent dans le même sens que son diamètre
- les frais d'exploitation seront inversement proportionnels au diamètre de la conduite

VI-3.1. Détermination des diamètres économiques

La notion du diamètre économique s'introduit dans le cas d'un écoulement par refoulement (par pompage), ce diamètre peut se calculer par plusieurs formules

$$1. \text{ Formule de BESSE} \quad D = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{VI-1})$$

$$2. \text{ Formule de BONNIN} \quad D = \sqrt{Q} \quad (\text{VI-2})$$

$$3. \text{ Formule de MUNIER} \quad D = (1 + 0.02n) * \sqrt{Q} \quad (\text{VI-3})$$

n = nombre d'heure de pompage

Q= débit en m³ /s

4. Formule de VIBERT :(conduite en fonte)

$$D= 1,35 \times (e/f)^{0,154} \times Q^{0,46} \quad (\text{pompage continu}) \quad (\text{VI-4})$$

$$D= 1.547 (e/f)^{0.154} Q^{0.46} \quad (\text{pompage de 10 h/24 h}) \quad (\text{VI-5})$$

Avec :

e =prix du KWh d'énergie

f = prix de 1 Kg de fonte en DA

Puisque ces deux formules (BRESSE, BONNIN) ne prennent que le débit et un coefficient économique (1,5 ou 1) comme paramètres influant sur le diamètre, on ne peut pas les utiliser sans connaître une erreur sur son évaluation.

Et les deux formules (MUNIER, VIBERT) ne peuvent pas être utilisées dans notre cas, vu que la station de pompage ou le groupe électropompe fonctionne 24h /24h et conduites sont en PEHD et pas en fonte.

Donc nous allons utiliser le calcul des diamètres économiques la formule suivante :

$$D= E^{1/(a+m)} \cdot Q^{(\beta+1)/(a+m)} \cdot C_J^{(\beta)/(a+m)} \quad (\text{VI-6})$$

Avec :

Q=débit en m³/s

E= un facteur économique, donnée par la formule suivante

$$E= 10 \cdot M \cdot \sigma \cdot \gamma \quad (\text{VI-7})$$

Avec :

σ = prix du KWh en DA

γ = coefficient de l'irrégularité de la consommation et du régime de travail de la station de pompage :

$$\gamma = 1 / (K_0 \cdot K_J \cdot K_H) \quad (\text{VI-8})$$

K_0 : Coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau.

$K_0 = 1,03$ à $1,04$.

K_j : Coefficient de variation journalière de la consommation.

$K_j = 1,1$ à $1,3$.

K_h : Coefficient de variation horaire de la consommation.

$\gamma = 1 / (1,03 \cdot 1,3 \cdot 1,4878) = 0,502$

M : Facteur tenant compte du matériau de la canalisation :

Tableau VI -1 : Les valeurs de M

Tuyau	M
Acier	0,92
Fonte	0,43
Amiante ciment	0,24
Plastique	0,13

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau on choisit les coefficients K' , m et β .

Tableau VI-2 : Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau

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

Dans notre cas, on prend : $K^2 = 0,001052$; $\beta = 2$; $m = 4,772$.

α : Coefficient tenant compte du lien : investissement diamètre

Tableau VI.3 : Les valeurs de α

Tuyau	α
Acier	1,4
Fonte	1,6
Amiante Ciment	1,95
Plastique	1,95

Dans notre cas, on prend : $\alpha = 1,95$.

Ce qui donne : $D = E^{0,15} \cdot Q^{0,41} \cdot C_J^{0,297}$

Sachant que le prix d'énergie aux de pointe (d'après l'ADE) est de 5,231 DA / KWh, on aura :

$$E = 3,414$$

D'où : $D = 1,202 \cdot Q^{0,41} \cdot C_J^{0,297}$

En utilisant la formule précédente, on trouve les résultats donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI-4 Diamètres économiques de la conduite de refoulement

Adduction	Forage	Destination	Q (l/s)	D_{ec} (mm)	D_N (mm)	V (m/s)
1	Mharim 1	Boulanouar R 1000m ³	45	337	250	0.917
		Boulanouar R 500m ³		337	250	0.917
2	Mharim 2	Lala Raia R 2500m ³	30	285	250	0.611

3	Fretissa 1	BENYAHIA R 1000 m ³	36	308	250	0.734
		BENYAHIA BE 150 m ³		308	250	0.734
4	Guediet Djerad	Guediet R1000m ³	30	285	200	0.955
		BENYAHIA R 500 m ³		285	200	0.955
5	F. I.F.H	Guediet R 1000m ³	10	182	150	0.566
6	Puits 1	Ras El Ain R 500m ³	5	137	80	0.995
7	Puits 2	Boulanouar BE 150m ³	1	71	50	0.510

Remarque :

Lors de vérification de paramètre hydraulique pour les diamètres calculés, on constate des vitesses faibles pour cela on apprend des diamètres inférieurs pour avoir des vitesses acceptables.

VI-3.2.Détermination des nouvelles hauteurs manométriques pour les nouveaux diamètres

Puisque nous avons les côtes du trop-plein dans chaque réservoir, les diamètres des conduites, les débits et les longueurs des tronçons, on peut calculer les pertes de charges :

$$\Delta H = K.L. Q^\beta / D^m \quad (\text{VI-9})$$

Et d'après le tableau N : VI.2 :

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ($\beta = 1,77$)

m : exposant tenant compte du type du matériau ($m = 4,774$)

$K = 0,001052$

Remarque :

Les pertes de charges singulières sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires.

La hauteur manométrique totale donnée pompe est donnée par la formule suivante :

$$H_{mt} = H_g + \Delta H_T \quad (\text{VI-10})$$

$$H_g : \text{hauteur géométrique ;} \quad H_g = C_{TP} - C_p \quad (\text{VI-11})$$

C_{TP} : cote de trop pleine de réservoir

C_p : cote de plan d'eau de la bache d'aspiration de station de pompage.

$$\Delta H_T = 1,15 \Delta H$$

En utilisant les formules précédentes, on trouve les résultats donnés dans le tableau suivant

Tableau VI-5 Hmt de pour chaque conduites de refoulements

Adduction	Q (l/s)	D_N (mm)	Longueur r (m)	ΔH (m)	ΔH_T (m)	C_{TP} (m)	C_p (m)	H_g (m)	H_{mt} (m)
1	45	250	5500	17.90	20.58	883.47	852,57	30.9	51.48
2	30	250	7 500	11.91	13.69	895.69	860,74	34.95	48.64
3	36	250	6 500	14.25	16.39	900	830,22	69.78	86.17
4	30	200	5 500	25.34	29.14	870.14	784,8	85.34	114.48
5	10	150	1 300	3.38	3.89	842.2	784,8	57.4	61.29
6	5	80	700	10.74	12.35	897	794,41	102.59	114.94
7	1	50	1 100	9.22	10.60	884.2	794,41	89.79	100.39

CONCLUSION

D'après notre étude nous avons dimensionné les conduites de refoulement avec des différents diamètres qui permettent de véhiculer le débit jusqu'aux réservoirs de stockage avec des vitesses acceptables.

CHAPITRE VII

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER ET CORROSION

VII-1. Protection des conduites contre le coup de bélier

Définition

Le coup de bélier est une onde de pression, positive ou négative, provoquée par une variation du régime hydraulique, et se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité, Elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite.

VII-1.1. Les causes du coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes sont les suivantes :

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- Modification de la vitesse d'une pompe.
- Variation d'un plan d'eau.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.

VII-1.2 Les conséquences du coup de bélier

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps).

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrée par les manœuvres brusques.

a) Cas de la surpression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due

au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

b) Cas de dépression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10mce, il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

c) Fatigue de la canalisation

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

VII-1.3. Description des phénomènes physiques

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

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 a .

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

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 $\frac{L}{a}$

c'est-à-dire à $\frac{2L}{a}$ 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.

Phase03 : 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 $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{3L}{a}$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

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 $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{4L}{a}$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

La période du mouvement est donc $\frac{4L}{a}$

VII-2.Moyen de protection contre le coup de bélier

Nous disons qu'il n'est pas possible de supprimer totalement l'effet du coup de bélier mais on peut arriver à limiter ceci à une valeur compatible à la résistance des installations que pour la conduite de refoulement ou autres.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- Les volants d'inertie qui interviennent dans la protection contre les dépressions.
- Les soupapes de décharge qui interviennent dans la protection les surpressions.
- Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

Mais pour notre étude, nous avons choisi comme moyen de protection un réservoir d'air grâce à quelques avantages qu'il présente :

- Intervient dans la protection contre la dépression et la surpression.
- Simple à l'installer et facilement contrôler.
- Choisi pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement.

VII-3. Dimensionnement des réservoirs d'air

En pratique, le volume du réservoir d'air anti-bélier a été toujours déterminé en supposant les conduites non enterrées : c'est ce qui ne reflète pas la réalité vu que les réseaux sont toujours enterrés. L'effet du sol néglige implique des erreurs sur la valeur du coup de bélier et dimensionnement des anti-béliers.

Pour tenir compte de l'effet du sol la conduite, B.SALAH trouve et publie la formule suivante, donnant la célérité d'onde du coup de bélier quand la conduite est enterrée :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot 2 \cdot a \cdot (1 - \nu_m^2) \cdot (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) \cdot a \cdot E_s + E_m \cdot e_m \cdot (1 - \nu_s)}}} \quad (\text{VII-1})$$

Avec :

C : Célérité en [m/s]

k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2,07 \cdot 10^9$ pascal

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

e_m : Epaisseur de la conduite (m) :5mm

a : Rayon intérieur de la conduite (m)

ν_m : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ; $\nu_m=0,46$ (PEHD)

ν_s : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite ; $\nu_s=0,33$

E_m : Le module de Young du matériau de la conduite ; $E_m=3,10^3$ MPascal

E_s : Module de Yong du sol considéré $E_s=200$ MPascal

1. La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z = Hg + \frac{C \cdot V_0}{g} \quad (\text{VII-2})$$

V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

g: l'accélération de pesanteur.

2. La charge statique absolue :

$$Z_0 = Hg + 10 \quad (\text{VII-3})$$

3. La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C \cdot V_0}{g} \quad (\text{VII-4})$$

$$\text{D'où : } \left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 \cdot g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe I I})$$

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}} \quad (\text{VII-5})$$

U_{\max} : volume du réservoir d'air.

VII-3.1. Calcul de la célérité d'onde C

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 : Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement et célérités d'onde

Adduction	Type de matériau	Q (l/s)	D_N (mm)	V₀ (m/s)	Hg (m)	L (m)	C (m/s)
1	PEHD	45	250	0.917	30.9	5500	529.40
2	PEHD	30	250	0.611	34.95	7 500	529.40
3	PEHD	36	250	0.734	69.78	6 500	529.40
4	PEHD	30	200	0.955	85.34	5 500	529.40
5	PEHD	10	150	0.566	57.4	1 300	579.39
6	PEHD	5	80	0.995	102.59	700	671.10
7	PEHD	1	50	0.510	89.79	1 100	765.44

VII-3.2. Calcul des capacités des différents réservoirs d'air

Tableau VII.3 : Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement

Adduction	Z ₀ (m)	Z _{max} (m)	Z _{max} / Z ₀	V ₀ (m/s)	h ₀ (m)	h ₀ /Z ₀ (x10 ⁻⁴)	U ₀ /L*S (x10 ⁻⁴)	Z _{min} / Z ₀	U ₀ (L)	U _{max} (L)
1	40.9	90.3	2.21	0.917	0.04	10.479	80	0.57	2073.2	3637.3
2	44.95	77.9	1.73	0.611	0.02	4.233	40	0.63	1413.5	2243.7
3	79.78	119.3	1.50	0.734	0.03	3.442	50	0.7	1531.3	2187.7
4	95.34	146.8	1.54	0.955	0.05	4.876	65	0.69	1684.5	2441.3
5	67.4	100.8	1.50	0.566	0.02	2.423	36	0.7	77.24	110.35
6	112.5	180.6	1.60	0.995	0.05	4.482	50	0.67	15.45	23.07
7	99.79	139.5	1.40	0.510	0.01	1.328	24	0.74	4.20	5.67

VII-4. Protection des conduites contre la corrosion

Définition

La corrosion c'est l'attaque du métal due à des facteurs extérieurs, en liaison avec la nature du sol et des installations électriques au voisinage des canalisations d'alimentation en eau (corrosion externe), ou soit avec la nature d'eau transportée (corrosion interne).

VII-4.1. Facteurs de la corrosion

- L'eau elle-même n'a pas un caractère corrosif par contre certains éléments qui peuvent lui conférer ont des effets importants sur la corrosion.
- Le PH de l'eau dépend de la teneur en gaz dissout tel que CO₂ et H₂S, pratiquement, si le PH de l'eau est inférieur à 10, elle a un effet corrosif envers l'acier donc pour diminuer la corrosion, il faut augmenter le PH de l'eau tout en veillant sur son oxydation.

- La température : les fortes variations de la température entraînent l'accélération de la corrosion.
- Le métal : les conduites en acier enterrées dans un milieu de potentiel différent

Seraient constamment attaquées si une protection n'était pas envisagée.

- La vitesse de l'eau : L'excès de vitesse de l'eau dans les conduites, peut contribuer à la destruction du précipité calcique protecteur, il provoque une détérioration des canalisations.
- L'homme a sa part de responsabilité dans la détérioration des canalisations, en effet, il intervient :
 - Dans la qualité de la conduite et le choix du remblai.
 - La mauvaise installation des joints qui perturbe la circulation de l'eau.
- Hétérogénéité du terrain : La traversée des terrains des natures différentes par une conduite, peut être influencée sur la corrosion de cette dernière. Ceci induit à des différents électrolytes ; et la différence de potentiel du métal par rapport à cet électrolyte va varier. D'où la corrosion de la conduite va se déclencher.
- Hétérogénéité du métal : L'assemblage des métaux des natures différentes peut aussi encourager la corrosion. Etant donné que la différence de potentiel de ces métaux est différente, il peut s'établir par conséquent, une circulation d'électrons à l'intérieur de métaux surtout au niveau de leur liaison, le courant électrique ainsi établi, sort du métal en direction d'électrolyte et le métal se corrode.

VII-4.2. Corrosion externe

Cette corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison, le plus souvent, soit avec la nature du sol, soit avec des installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau. Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des canalisations par formation de cratères qui mènent à une perforation, ou à une attaque sous forme de couche de rouille croûteuse ou filandreuse, annonçant une diminution de l'épaisseur du métal. Particulièrement les réseaux de conduite en acier, lesquels, ordinairement, sont plus vulnérables que les conduites en fonte.

VII-4.3. Corrosion interne

Il arrive que les eaux fortement minéralisées provoquent, dans les canalisations, des dépôts se fixant sur les parois, surtout si la vitesse de l'eau est faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et il en résulte des attaques locales du métal et éventuellement, des perforations.

La présence de fer dans l'eau, même à des doses inférieures à 0,10 mg/l, peut, également, être la cause de perforation. En flocculant sous forme d'oxyde, il constitue des dépôts, donc des piles très actives. Il apparaît, sous chaque concrétion, une diminution rapide d'épaisseur du métal de la conduite.

En vue de remédier aux inconvénients signalés ci-dessus, il est indispensable, tout d'abord, d'exiger un revêtement très soigné des canalisations. Par ailleurs, on devra étudier soigneusement notre canalisation de façon à éviter les faibles vitesses.

L'exécution des travaux devra être ensuite attentivement faite.

La pose de la canalisation, en particulier les joints, doit être correctement effectuée.

VII-4.4. Principaux types de protection contre la corrosion extérieure

- Couche de zinc avec revêtement
- Couche de zinc-aluminium avec revêtement
- Revêtement en mortier de ciment armé
- Revêtement en polyéthylène

VI-4.5. Principaux types de protection contre la corrosion intérieure

- Revêtement intérieur au mortier de ciment
- Revêtement intérieur en polyuréthane

CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons vu deux moyens de protection contre le régime transitoire et la corrosion. Pour le régime transitoire on prévoit l'installation, juste à la sortie des stations de pompage des réservoirs d'air. Pour la corrosion nous avons adopté une manche en polyéthylène ou une couche de goudron assurant la protection des conduites qui traversant des terrains agressifs.

CHAPITRE VIII

GESTION ET EXPLOITATION

INTRODUCTION

La gestion d'un système d'alimentation en eau potable nécessite d'accomplir avec rigueur un ensemble de tâches et de mettre l'accent sur les procédés à respecter afin d'assurer le bon fonctionnement du réseau d'alimentation en eau potable et de garantir l'ensemble des besoins, en tenant compte de tous les usagers, dans les bonnes conditions de quantité, de pression et de qualité.

Donc gérer c'est d'effectuer des opérations qui permettent de conserver le potentiel du matériel et d'assurer la continuité et la qualité de la production telle que la maintenance, l'entretien et la bonne exploitation des ouvrages et des équipements, bien gérer c'est rassurer cette opération au coût global minimum.

VIII-1. But de la gestion

La gestion des réseaux d'alimentation en eau potable a pour objet d'assurer :

- La pérennité des ouvrages par des options de conservation.
- L'entretien courant des réseaux et des ouvrages mécaniques par des interventions de nettoyage, de dépannage et de maintenance.
- L'exploitation par la régulation des débits et la synchronisation, relevage, traitement, stockage et distribution.

VIII-2. Gestion et exploitation des ouvrages de stockage

Les réservoirs sont des ouvrages de stockage dont la durée de vie est généralement longue (50 ans au minimum).

Les problèmes d'exploitation ou d'entretiens qui concernent les réservoirs trouvent le plus souvent leur origine dans les insuffisances au niveau de la construction et d'équipements.

VIII-2.1. Equipements du réservoir

Le tableau ci-dessous fournit une liste des équipements susceptibles d'être installés dans un réservoir :

Tableau VIII : Equipements du réservoir

Fonction	Equipements
Hydraulique	<ul style="list-style-type: none"> - Clapet - Equipements de trop plein - Vidange - Siphon pour réserve incendie - Canalisation de liaison - Compteur - Clapet à rentrer d'air - Purgeur d'air
Exploitation	<ul style="list-style-type: none"> - Niveau - Poste de livraison électrique - Débit - Télécommande - Equipements de télétransmission
Nettoyage	<ul style="list-style-type: none"> - Trappes de visite pour les personnels et le matériel - Equipements spéciaux pour le nettoyage - Pompe d'alimentation en eau
Entretien	<ul style="list-style-type: none"> - Appareils de manutention - Joints de montage - Eclairage

VIII-2.2. Aspects liés à l'exploitation des réservoirs

Les réservoirs sont des ouvrages qui nécessitent des interventions régulières (opérations courante de surveillance, entretien et nettoyage) où occasionnelle (réparation).

Ils doivent être conçus pour permettre ces interventions avec le maximum de facilité et de sécurité.

Parmi les opérations de contrôle et d'inspection sur les ouvrages de stockage on cite :

VIII-2.2.1. Contrôle hebdomadaire

- État de propreté, porte, fenêtre et accès, étanchéité de la fermeture.
- Aération, obstruction et détérioration des grilles de protection.
- Turbidité de l'eau.

VIII-2.2.2. Contrôle semestriel

- État de l'ouvrage, fissuration.
- Trop plein et vidange, fonctionnement des clapets, nettoyage et écoulement d'eau dans la conduite de drainage.
- Contrôle de l'appareillage de mesure.

VIII-2.2.3. Nettoyage

Les opérations de nettoyage et de désinfection des réservoirs comportent des diverses phases, comme le décapage des dépôts et rinçage des parois des poteaux et du radier avec un jet sous pression, on prend soin de ne pas détériorer les revêtements éventuels.

VIII-3. Gestion et exploitation des réseaux

Afin d'assurer une bonne gestion du réseau d'adduction et de distribution, il faut que ce dernier soit bien conçu en respectant les diverses normes et les conditions de pose des conduites, et d'équiper le réseau de différentes organes et accessoires en adaptant les matériaux aux appropriés qui facilitera sa gestion et son entretien.

VIII-3.1. Prévention, contrôle et surveillance de la qualité d'eau

Le maintien de la qualité de l'eau pendant sa distribution nécessite un suivi de contrôle et de prévention ; il est indispensable de procéder à des analyses périodiques sur la majorité du réseau pour obtenir une cartographie de la qualité sur les paramètres tels que : le chlore, la bactériologie, la turbidité.

VIII-3.2. La surveillance et l'entretien courant

La garantie d'une maintenance contenue comporte les activités d'inspection, d'entretiens et de remise en état, est l'une des tâches les plus importantes dans le cadre de la gestion d'un réseau.

Pour l'exploitation, la première tâche est de suivre le fonctionnement des adductions et de réseau ; cette surveillance systématique s'appuiera sur les observations faites lors de l'entretien courant des ouvrages et sur l'interprétation des opérations faites à l'occasion des travaux de réparations.

VIII-3.3. Les actions de réduction des pertes d'eau

Elles portent généralement en priorité sur la recherche de fuite du réseau et sur le comptage.

VIII-3.3.1. La recherche systématique des fuites

La fuite engendre des vibrations acoustiques, ces dernières ont une fréquence audible variable de 100 à 3500 Hz, et se propagent avec une atténuation plus ou moins rapide le long de la conduite et dans le sol.

Les méthodes employées depuis très longtemps pour rechercher des fuites consistent à écouter et analyser les bruits captés au niveau de la conduite ou du sol.

a) Les amplificateurs mécaniques

Ils sont composés d'une tige métallique servant de capteur d'une membrane vibrante et d'une cloche métallique formant caisse de résonance reliée à une paire d'écouteurs, ces écouteurs isolant partiellement des bruits transmis par l'air.

b) Les amplificateurs électriques

ces appareils sont identiques aux précédents dans leur principe, mais le capteur est constitué d'un microphone. Ce sont les appareils les plus utilisés actuellement.

VIII-3.3.2. Le comptage

Pour l'exploitation rationnelle d'un système d'AEP, il est impératif de connaître avec précision les volumes d'eau en différents points des installations (au prélèvement, de traitement et de distribution...).

Le choix du compteur est basé sur les critères suivants : le débit, le diamètre, la précision, la fiabilité et la pression de service.

VIII-3.4. Rendement du réseau

Le rendement du réseau de distribution d'eau potable mesure l'écart entre le volume entrant dans le réseau et les volumes consommés ou facturés.

Donc c'est un élément important pour le gestionnaire de service et il doit lui porter une attention constante.

VIII-3.5. La lutte contre le vieillissement des conduites

Le vieillissement d'une conduite correspond à sa dégradation dans le temps, celui-ci est due, soit au mauvais fonctionnement hydraulique du réseau (chute de pression, chute de rendement du réseau et coupure), soit à d'autres dommages (dégradation de la qualité de l'eau, déstabilisation et inondation des lits de pose).

CONCLUSION

Les premières dispositions sont bien entendu à prendre en amont de la conception et de l'adaptation des équipements nécessaires pour chaque système (captage, adduction, stockage et distribution) ainsi, les mesures et les actions portant en priorité sur la détection des fuites et la maîtrise de captage.

La remise en œuvre d'une organisation d'exploitation et de maintenance efficace tout en assurant l'amélioration du niveau de formation et de compétence du personnel est conseillée pour toutes les structures de gestion. Elle permet l'amélioration de la sécurité et le fonctionnement du système, la réduction des pertes d'eau, l'amélioration de la qualité d'exécution des travaux, le prolongement de la durée de vie des équipements et des installations, la réduction voir même l'élimination des risque de contamination.

CHAPITRE IX

PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

INTRODUCTION

Les problèmes et les accidents du travail qui en découlent ont une grande incidence sur le plan financier, sur le plan de la protection et surtout sur le plan humain. C'est la raison pour laquelle un certain nombre de dispositions doivent être prises afin de permettre aux travailleurs d'exercer leur profession dans les bonnes conditions.

Donc la sécurité du travail est l'une des principales conditions pour le développement, elle peut devenir dans certain cas une obligation contraignante.

L'essentiel objectif de la sécurité d'un travail sera la diminution de la fréquence et la gravité des accidents dans les chantiers, d'où le domaine hydraulique couvre un large éventuel lors de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, différentes phases d'exécution des travaux sont effectués tel que :

- Travaux d'excavation et de terrassements (pose des conduites, implantation des réservoirs de stockage, station de pompage etc.).
- Réalisation d'un forage (creusement, équipement, essai de pompage et protection).
- Travaux de construction (génie civil).tel que le bétonnage, ferrailage et autre phase de réalisation concerne l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage, pour cela il faut que les ingénieurs hydrauliciens doivent résoudre tous les phénomènes qui concernent la sécurité et la protection du travail dans leur études, suivies, exécution des projets réels dans le domaine hydraulique et génie civil.

IX-1.Causes des accidents de travail dans un chantier

Généralement les accidents de travail imputables à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

1. Facteurs humains

- Manque de contrôle et négligence.
- La fatigue des travailleurs, agent de maîtrise et les responsables.
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux.
- Erreurs de jugement ou de raisonnement.

- Suivre un rythme de travail inadapté.

2. Facteurs matériels

- Outillage, engins, et machines de travail.
- Nature des matériaux mis en œuvre.
- La difficulté posée lors de l'exécution du travail.
- Les installations mécaniques et électriques.

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement ouvert, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations, etc.)

IX-2. Liste des conditions dangereuses

- Installations non protégées.
- Installations mal protégées.
- Outillages, engins et machines en mauvais état.
- Protection individuelle inexistante.
- Défaut dans la conception, dans la construction.
- Matières défectueuses.
- Stockage irrationnel.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Eclairages défectueux.
- Facteurs d'ambiance impropres.
- Conditions climatiques défavorables.

IX-3. Liste des actions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Neutraliser les dispositifs de sécurités.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.

- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin.
- Importance durant les opérations de stockage.
- Adopter une position peu sûre.
- Travailler dans une altitude inappropriée.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.

IX-4. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents

a. Protection individuelle

Pour mieux protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gants, chaussures, lunette protectrice etc.)

b. Autre protections

Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).

Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.

Climatisation des surcharges en bordure des fouilles.

Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

c. Protection collective

L'entrepreneur ou bien le chef de chantier, en ce poste doit mettre en évidence les points suivants :

- Application stricte des règlements de sécurité.
- Affectation rugueuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.

d. Engin de levage

La grue, pipe layer et autres engins par leurs précisions et possibilité de manutention variés, constituent la pose de travail ou la sécurité n'admet pas la moindre négligence, alors le technicien responsable veillera à : Affecter du personnel compétent.

Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.

Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

e. Appareillage électrique

Pour éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage, car une ligne ou une installation électrique ne doit pas être placée que par des électriciens qualifiés.

IX-5.Organisation de la prévention des accidents du travail

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une l'immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressés figures dans l'organigramme ci-après :

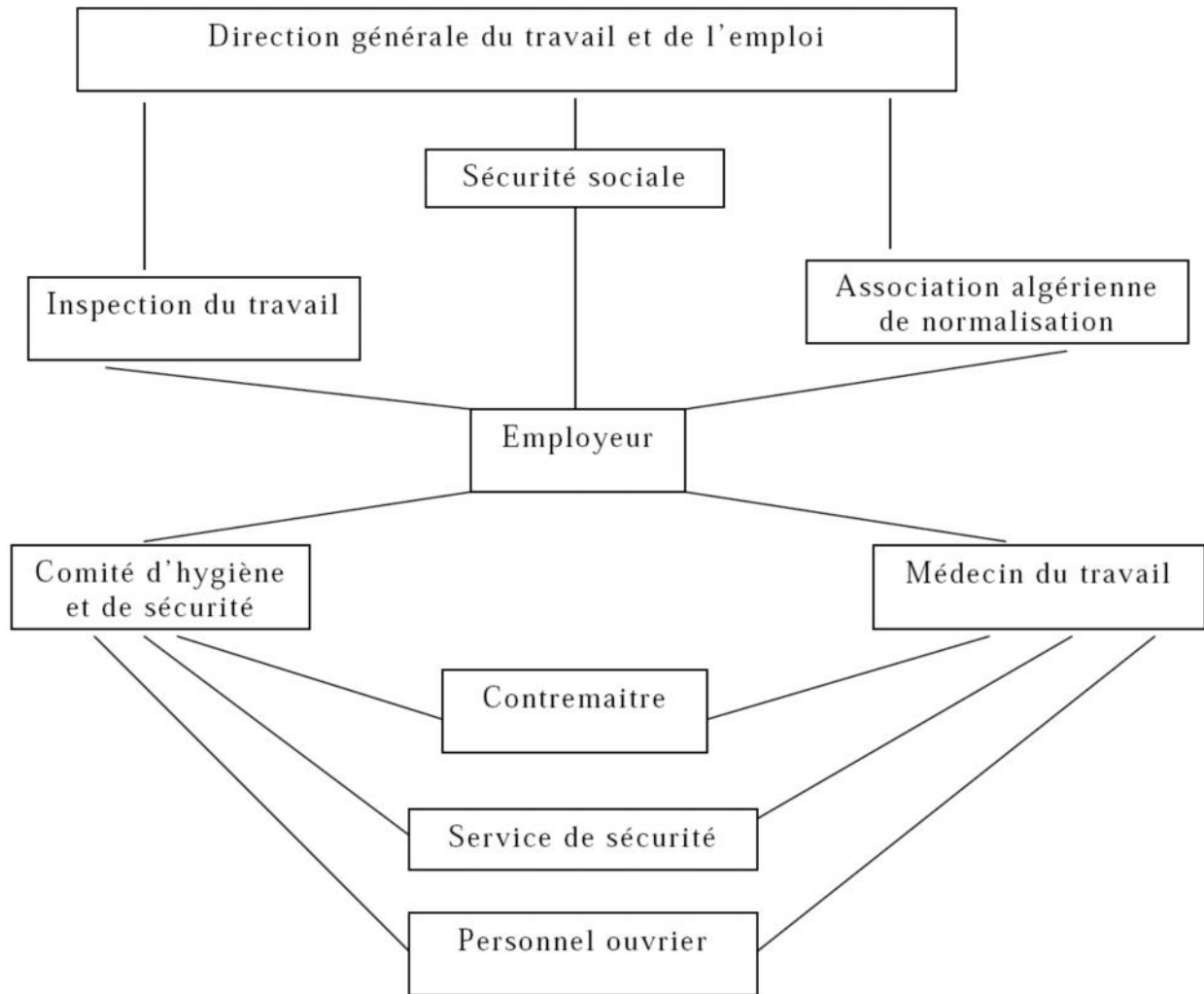


Figure IX1 : diagramme de prévention

Le contremaitre constitue le maillon essentiel de la chaîne de prévention des accidents du travail. Vu sous l'angle de la protection du personnel, le rôle du contremaitre revêt trois aspects importants, pédagogique, de surveillance, de suggestion.

Parmi les principales fonctions du service de protection :

- Etudes, participatives fonctions du comité d'hygiène et de sécurité.
- Exécutions, mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail, réalisations pratiques des suggestions et des études).

-les mesures de prévention collective Sont la suite logique de l'étude de sécurité. Les mesures de prévention collectives peuvent être classées en deux catégories distinctes :

-Respect de la réglementation, la législation, les contrôles techniques.

-Les moyennes techniques (protection des éléments de machines et mécanismes en mouvement).

Devant les dangers constatés dans l'exercice certaines professions ou dans l'emploi de nouveaux produits, la législation a de plus en plus tendance à compléter la prévention collective par des moyens de protection individuelle.

- La protection des membres supérieurs est assurée par le port de gants, moufles, maniques, épaulières, doigtiers.
- Protection des membres inférieurs.
- Protection des yeux.
- Protection du tronc.
- Protection de la tête.
- Protection des voies respiratoires.

L'équipement de protection est nécessaire lorsque les risques auxquels est exposé le personnel n'ont pu être éliminés ou supprimés à la source.

Cet équipement doit remplir les conditions suivantes :

-correspondre au danger considéré.

-être pratique et confortable.

-Etre solide.

-Etre d'un entretien facile.

CONCLUSION

Comme l'environnement de travail contribue au développement et à une bonne gestion et exploitation des ouvrages, il est impératif de savoir les causes des accidents et éviter les actions dangereuses. Ainsi donc on peut gagner sur le plan financier et offrir une meilleure condition de travail pour les personnels et une bonne performance de fonctionnement des ouvrages. Dans le chapitre qui suit, nous allons parler de la gestion du réseau d'alimentation en eau potable.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Arrivé au terme de notre travail, nous disons tout simplement que le problème de l'alimentation en eau potable de KSAR CHELLALA réside dans la mauvaise gestion du réseau, le sous dimensionnement de conduites, qui ont entraînés par la suite une forte perte de charge dans le réseau de distribution et l'état de vétusté avancé dans lequel se trouve le réseau. Pour y remédier, nous avons conçu un nouveau réseau de distributions de type maillé composé de conduites non corrosives en polyéthylène haute densité qui répondent à la norme de potabilité et aux besoins de la population.

Par ailleurs, on a constaté également que le nombre de la population à presque doublé à l'horizon d'étude (2035), autrement dit la consommation à considérablement augmenter. Notre ressources d'eau et les ouvrages de stockages existants peuvent satisfaire le demande jusqu'à cet l'horizon.

En effet la mise en œuvre d'une organisation performante de gestion permet également l'amélioration de la sécurité et du contrôle du fonctionnement du système, la réduction des pertes, la prolongation de la durée de vie des équipements et installations et la réduction des risques de contamination.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ❖ **A. DUPONT**, «Hydraulique urbaines (Exercices et projets) », Edition EYROLLES, Paris ,1980
- ❖ **YACOUB OUSMAN BOURMA**, «Mémoire de fin d'étude Alimentation en eau potable de la ville de Bouarfa W. BLIDA », E.N.S.H, 2008.
- ❖ **ISSA MAHAMAT NOUR**, «Mémoire de fin d'étude diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable de la cite 20 aout (boudouaou)», E.N.S.H, 2008.

ANNEXES

Répartition des débits horaires 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	1.00	1.5	03	3.35	0.75
1-2	1.00	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1.00	1.5	2.5	3.3	01
3-4	1.00	1.5	2.6	3.2	01
4-5	2.00	2.5	3.5	3.25	03
5-6	3.00	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5.00	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.50	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.50	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.50	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.50	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.50	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7.00	5.00	4.4	4.6	8.5
13-14	7.00	5.00	4.1	4.55	06
14-15	5.50	5.50	4.2	4.75	05
15-16	4.50	6.00	4.4	4.7	05
16-17	5.00	6.00	4.3	4.65	3.5
17-18	6.50	5.50	4.1	4.35	3.5
18-19	6.50	5.00	4.5	4.4	06
19-20	5.00	4.50	4.5	4.3	06
20-21	4.50	4.00	4.5	4.3	06
21-22	3.00	3.00	4.8	3.75	03
22-23	2.00	2.00	4.6	3.75	02
23-24	1,00	1.50	3.3	3.7	01

Source : (polycop d'A.E.P de Salah Boualem).

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

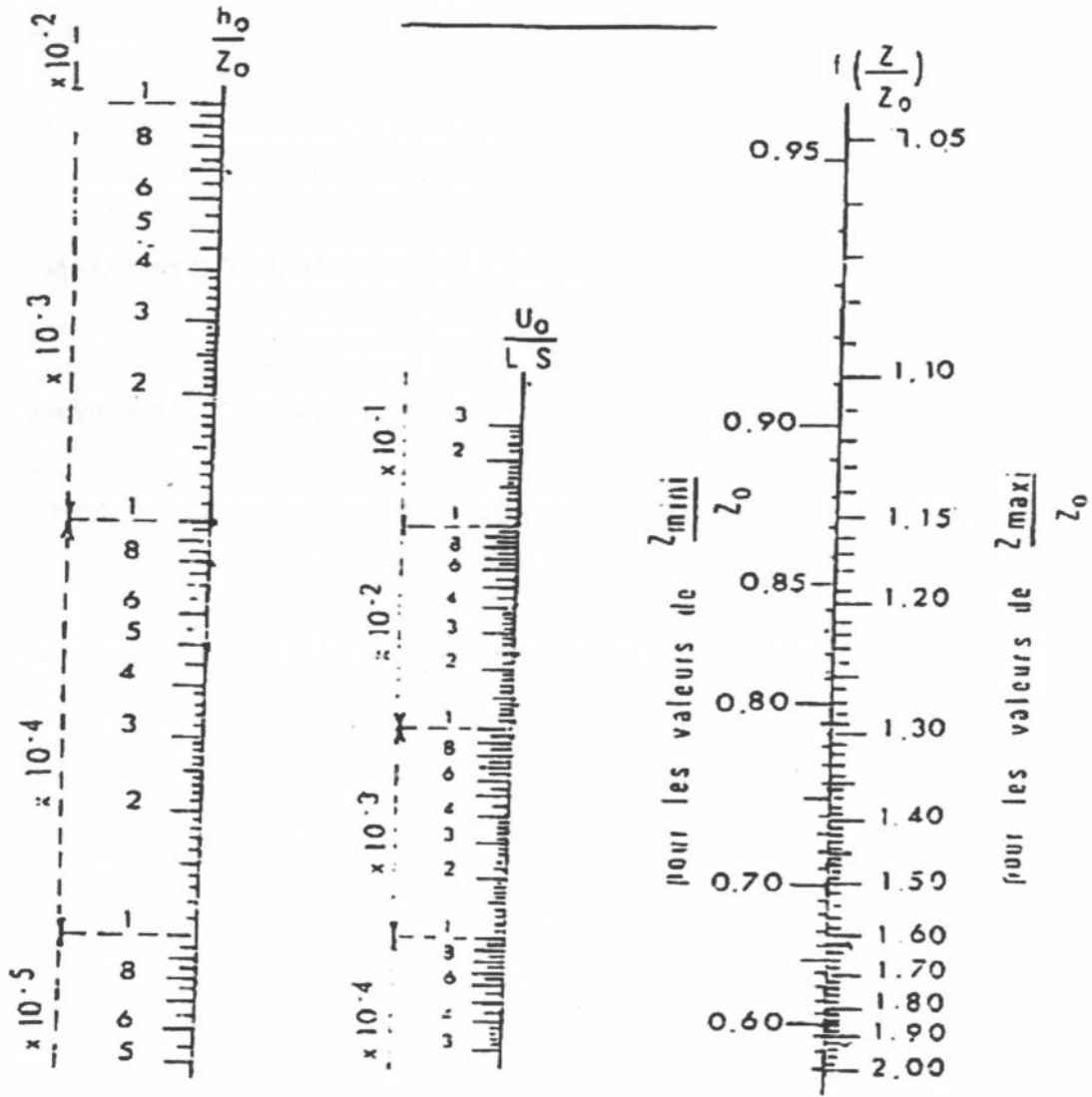


PLANCHE XXVII