

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude de schéma directeur de la ville de Bir Oueld Khelifa (w. Ain defla) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0051-13

APA Citation (APA توثيق):

Rezkallah, Abdelhak (2013). Etude de schéma directeur de la ville de Bir Oueld Khelifa (w. Ain defla)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 بتنظيم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'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 :

**ETUDE DE SCHEMA DIRECTEUR DE SYSTEME D'AEP DE LA
VILLE DE BIR OUELD KHELIFA (W. AIN DEFLA)**

Présenté par :

M^r REZKALLAH Abdelhak

DEVANTLES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r B.SALAH	PROFESSEUR	Président
M^r M.S BENHAFID	M.A.A	Examineur
M^{me} W.MOKRANE	M.A.A	Examinatrice
M^r A.HACHEMI	M.A.A	Examineur
M^r M.BOUZIANE	M.A.B	Examineur
M^{me} N.CHENITI	M.A.B	Promotrice

Mars 2014

Dédicace

Je dédie ce modeste Travail :

*A ma très chère mère. Je souhaite pour elle une
longue vie pleine de santé, que Dieu la protège.*

*A mon père et mon meilleur ami bouabdellah pour ses conseils, ses
soutiens et ses patiences.*

A ma mes frères mohamed et youcef .

Mes sœurs chahira et ibtessem pespussa.

A toutes les familles : REZKALLAH, BEHARKAT

A mes cousins amar hamza et sofiane

Aux enseignants de l'Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique.

A tous mes amis KHEMIS MALIANA et de setif .

Remerciement

Je remercie tout d'abord Dieu le tout puissant de m'avoir donné la chance et le courage pour mettre à terme ce travail.

Qu'il me soit permis de présenter mes vifs remerciements à M^{me} N.CHENITI d'avoir accepté de m'encadrer lors du présent travail et les précieux conseils qu'il a bien voulu prodiguer pour cibler les aspects traités dans ce rapport technique.

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.

Je remercie tout particulièrement mon père, ma mère ma futur femme nchalah , mes freres mes sœurs

Enfin, je ne saurais pas oublier de remercier tout mes amis: abderauf ,adeldjalil, amine chinwi, amine spipo,amine boukha,negrido,nasro,birrichi, bachire, mohamed amari,kassam,farouk,djamal,abderrahim doctor, tahar,nourdinne,fethi,sadek,mahdi,amer,les amis de ensH.

Et les autres ...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.

أطروحتنا لنهاية الدراسة تشمل كل الجوانب التي لها علاقة مع المخطط النوعي للدراسة
شبكة التوزيع المياه الصالحة للشرب لمدينة بئر ولد خليفة من أجل الأستجابة النوعية و
الكمية للطلبات المتزايدة للسكان
بئر ولد خليفة تقع في سهل الشلف تتميز بتضاريس منتظمة مع منحدرات خفيفة و ذات مناخ
البحر الأبيض المتوسط .

Résumé :

Notre mémoire de fin d'étude consiste à englober tous les points qui touchent le plan spécifique de l'étude du réseau d'A.E.P de la ville de Bir Oueld Khelifa a fin de répondre qualitativement et quantitativement aux besoins croissants de la population.

Bir Oueld Khelifa est située sur la plaine de Chelif, Présente un relief uniforme et un climat de type méditerranéen.

Abstract :

Owr work consists in joining all points which touch the specific plan of the A.W.P net's renewal of Bir Oueld Khelifa in order to answer qualitatively and Quantitatively the growing needs of the population.

Bir Oueld Khelifa wich is situated in the Chelif plain and represent a uniform relief and a mediterranean climate.

Sommaire

CHAPITRE I :

Introduction :	2
I.1 Situation géographique :	2
I.2 Situation climatique :	4
I.3 Topo-morphologie :	7
I.5 Hydrogéologique :	8
Conclusion :	9

CHAPITRE II :

Introduction.....	10
II.1 : Description de système d'AEP de la ville de Bir Oueld Khelifa	10
II.1.1 : Caractéristiques des conduites de l'adduction :	10
II.1.2 : Captage.....	11
II.1.3 Ouvrages de stockage :.....	12
II.1.3.1 Equipements des réservoirs :.....	13
II.1.3.2 : Réservoir R1 : 400m ³	13
II.1.3.3 : Réservoir R2 : 300m ³	13
II.1.4 Caractéristique du réseau de distribution	13
II.1.4 .1 : Types des conduites du réseau de distribution :.....	13
II.1.4 .2 : état des conduites du réseau de distribution :.....	14
II.1.4 .3 : état des lieux sur le réseau de distribution :	14
Conclusion.....	14

CHAPITRE III :

Introduction.....	14
III.2 Evaluation des débits	15
III.2.1 Généralité.....	15
III. 2.2 Choix de la dotation	15
III.2.3 Catégories des besoins en eau	16
III.3 Evaluation de la consommation moyenne journalière	16
III.3.1 Besoins domestiques	16
III.3.2 Besoins scolaires	17
III.3.3 Besoins sanitaires.....	17

III.3.4 Besoins administratifs	18
III.3.5 Besoins socioculturels.....	18
III.5 Besoins d'équipements à court terme (2018).....	18
III.6 Besoins d'équipements à court, moyen et long terme	19
III.7 : Récapitulation des besoins totaux à court, moyen et long terme	19
III.9 Détermination des consommations maximales et minimales journalières[1].....	20
III.9.1 Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$)	20
III.9.2 Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$).....	21
III.10 Etude des variations des débits horaires[1].....	21
III.10.1 Débit moyen horaire	21
III.10.2 Débit maximal horaire	22
III.10.3 Coefficient d'irrégularité maximal horaire	22
III.10.4 Débit minimal horaire	22
III.11 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants.....	23
Conclusion.....	27

CHAPITRE IV :

Introduction.....	28
IV.1 Fonctions des réservoirs	28
IV.1.1 Fonctions techniques des réservoirs	28
IV.1.2 Fonctions économiques	28
IV.2 Classification des réservoirs	28
IV.3 Emplacement des réservoirs	29
IV.5 Analyse de la capacité de stockage.....	32
IV.5 Bilan de stockage	35
Conclusion :	35

CHAPITRE V :

Introduction.....	36
V.1-Classification des réseaux.....	36
V.1.1- Réseau ramifié	36
V.1.2- Réseau maillé.....	36
V.2- Conception du réseau de l'agglomération	37
V.3 - Choix de matériau des conduites	37
V.3.1 - Les tuyaux en fonte.....	38
V.3.2 - Tuyaux en acier.....	38
V.3.3 - Tuyaux en PEHD.....	38
V.4 - Calcul hydraulique du réseau maillé.....	39

V.4.1 - Détermination des débits	40
V.4.1.1-Détermination du débit en route	40
V.4.1.2- Détermination du débit spécifique.....	40
V.4.1.3- Détermination des débits nodaux.....	40
V.5 - Répartition arbitraire des débits	44
V.6 - Détermination des diamètres du réseau	47
V.7 - Détermination du diamètre du tronçon R1-N ₂₀	48
V. 8 - Modélisation hydraulique du réseau de distribution.....	51
V.8.1 - Calcul des paramètres hydrauliques	52
V.8.2 - Interprétation des résultats	60
V.9 - Tracé du profil au long	60
Conclusion	61

CHAPITRE VI :

Introduction.....	62
VI.1 pose de canalisations.....	62
VI.1.1 Pose selon la nature de terrain	62
VI.1.2 Pose selon la nature des conduites.....	63
VI.1.2.1Raccordement par emboîtement	63
VI.1.2.2Raccordement par soudure	63
VI.1.2.3 Raccordement par collage.....	63
VI.1.3Traversées des routes	63
VI.1.4 Traversée des Oueds	64
VI.2 Exécution des travaux de pose des canalisations.....	65
VI.2.1 Travaux préliminaires	65
VI.2.2 Excavation des tranchées	65
VI.2.2.1 Profondeur de la tranchée (Htr)	65
VI.2.2.2Largeur de la tranchée (b).....	65
VI.2.2.3 Choix du coefficient du talus (m)	66
VI.2.2.4 Section de la tranchée (Str).....	66
VI.2.3 Aménagement du lit de sable.....	66
VI.2.4 Mise en place des canalisations	66
VI.2.5 Remblaiement de la tranchée.....	67
VI.3 Accessoires du réseau	67
VI.3.1 Équipement du réseau de distribution.....	67

VI.3.1.1 Type de canalisation	67
VI.3.2 Appareils et accessoires du réseau.....	68
Conclusion	77

CHAPITRE VII :

Introduction.....	78
VII.1 : Réalisation du réseau d'AEP.....	78
VII. 2 : Implantation de la trace des tranchées sur le terrain	78
VII.3 : Excavation des tranchées	78
VII. 4 : la section transversale de la tranchée	79
VII.5 : Choix des engins :	81
VII.5-1 : l'engin pour l'excavation des tranchées :	81
VII.6 : Calcul du volume de terrassement	82
VII.6.1 : Calcul du volume de déblai	82
VII 6.2 : calcule du volume de lit de sable	84
VII.6.3 : Calcul du volume de remblai	84
VII.6.4 : Volume excédentaire.....	86
Conclusion	87

CHAPITRE VIII :

Introduction.....	88
V11I.1-Cause des accidents de travail dans un chantier hydraulique.....	88
V11I.2.1-Facteurs humains	88
V11I.2.2-Facteurs matériels.....	89
V11I.2-Liste des conditions dangereuses	89
V11I.3-Liste des actions dangereuses.....	89
V11I.4-Mesures préventives pour éviter les causes des accidents	90
VIII.4.1 :Protection individuelle	90
VIII.4.2 : Autre protection	90
V11I.5 : Protection collective	90
V11I.6 : Appareillage électrique.....	91
Conclusion	91

Liste des Tableaux

Chapitre I

Présentation de la ville.

Tableau I.1.la station de khemis miliana.	5
Tableau I.2.Répartition mensuelle des pluies	5
Tableau I.3 : Températures moyennes mensuelles :	5
Tableau I.4: Vitesses moyennes mensuelles du vent.	6
Tableau I.5: Humidité mensuelles moyennes (%) :	6

Chapitre II

Caractéristique du réseau et diagnostique.

Tableau II.1 : Caractéristiques de l'adduction	10
Tableau .II.2 : Les équipements des deux forages	12
Tableau .II.3 : Caractéristiques des forages	12
Tableau II.4 : Caractéristiques des réservoirs	12
Tableau II.5 : caractéristiques des conduites du réseau de distribution.	13
Tableau II.5 (Suite)	14

Chapitre III

Evaluation des besoins en eau.

Tableau III.1:Evaluation des besoins domestiques à court, moyen et long terme :	17
Tableau III.2 :Tableau récapitulatif des besoins scolaires.	17
Tableau III.3 :Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.	17
Tableau III.4: Tableau récapitulatif des besoins administratifs.	18
Tableau III.5: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.	18
Tableau III.6 :Tableau récapitulatif des besoins des équipements à court terme (2018).	19
Tableau III.7 :Evaluation des besoins d'équipements à court, moyen et long terme :	19
Tableau III.8:Evaluation des besoins totaux à court, moyen et long terme :	20
Tableau III.9 :Tableau récapitulatif des débits journaliers $Q_{min,j}$; $Q_{moy,j}$; $Q_{max,j}$	21
Tableau III.10 :Variation du coefficient max.	22
Tableau III.11 :Variation du coefficient min.	23
Tableau III.12 :Débits (max et min) horaires pour l'horizon actuel et à long terme.	23
Tableau III.13 :Répartition des débits horaire : (Actuelle et à long terme).	25

Chapitre IV

Etude de capacité de stockage

Tableau IV.1 : Détermination de la capacité du stockage à l'horizon.	34
Tableau IV.2 : Calcul du volume total de stockage à l'horizon (2038).	35
Tableau IV.3: Bilan de stockage.	35

Tableau V.1 : Récapitulatif des débits de calcul pour le cas de pointe.....	41
Tableau V.2- calcul de débit en route de chaque tronçon.....	42
Suite du Tableau V.2.....	43
Tableau V.3 : Calcul de débits aux nœuds : cas de pointe.....	43
Tableau V.3 (Suite).....	44
Tableau V.4 : les diamètres avantageux	47
Tableau V.4 (Suite).....	48
Tableau V.5 : Coefficients K' , m , β pour différents types de tuyau.....	50
Tableau V.6 : Caractéristiques hydrauliques du tronçon $R_{400}-N_{20}$	50
Tableau V.7: Caractéristiques géométriques et hydrauliques des nœuds : cas de pointe.....	52
Tableau V.7 (Suite).....	53
Tableau V.8 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons : cas de pointe.....	53
Tableau V.8 (Suite).....	54
Tableau V.9: Caractéristiques géométriques et hydrauliques des nœuds : cas de pointe plus incendie	56
Tableau V.10 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons : cas de pointe plus incendie	57
Tableau V.10(Suite).....	58

Tableau VI.1 : Choix du coefficient du talus	66
--	----

Tableau VII.1 Coefficient de talus en fonction de type de sol.....	81
Tableau VII.2 Calcul du volume du déblai de réseau	83
Tableau VII.3 Volume de lit de sable	84
Tableau VII.4 Calcul du volume du remblai pour le réseau	85
Tableau VII.5 calcul du volume excédentaire pour le réseau	86
Tableau VII.6 Le volume total des travaux pour le réseau.....	87

Liste des figures

Chapitre I

Présentation de la ville.

- Figure I.1 : Situation administrative de la ville de Bir Ouled Khelifa **Erreur ! Signet non défini.**
Figure I.2 : Extrait de la carte-thème (atlas) **Erreur ! Signet non défini.**
Figure I.3 : graphe de la température moyenne mensuelle **Erreur ! Signet non défini.**
Figure I.4 : graphe de l'humidité mensuelle moyenne (%) **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre II

Caractéristique du réseau et diagnostique.

- Figure II.1 : état du Forage F1 **Erreur ! Signet non défini.**
Figure II.2 : état du Forage
F2.....**Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre III

Evaluation des besoins en eau.

- Figure III.1 : Répartition de la population**Erreur ! Signet non défini.**
Figure III.2 : histogramme de la consommation journalière.....**Erreur ! Signet non défini.**
Figure III.3 : la courbe de la consommation cumulée**Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre IV

Etude de capacité de stockage

- Figure .IV.1: Conduite d'adduction **Erreur ! Signet non défini.**
Figure .IV.2: Conduite de distribution..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure .IV.3: Matérialisation de la réserve d'incendie **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre V

Dimensionnement du réseau de distribution

- Figure .V.1: Ripartition arbitraires des débit pour le cas de point45
Figure .V.2: Ripartition arbitraires des débit pour le cas de point+incendie46
Figure .V.2: Vitesse et pressions pour le cas de point.....55
Figure .V.2: Vitesse et pressions pour le cas de point.....59

Figure VI.1 : Pose de conduite en galerie.	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI.2 : Traversée d'un Oued	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI.3 : Vanne de régulation	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI.4 : Vanne à papillon	69
Figure VI.5 : Vanne à survitesses.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI.6 : Robinet altimétrique.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI.7 : Robinet à opercule.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI.8 : Appareil de régulation à membrane.	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI.9 : Joint de démontage.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure VIII.10 : Robinet vanne.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure VIII.11 : Poteau d'incendie	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI.12 : Clapet anti retour.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure VIII.13 : Venteuse.	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI.14 : Pièces spéciales.....	77

Figure VII.1 : section transversale d'une tranchée rectangulaire.....	79
Figure VII.2 : section transversale d'une tranchée trapézoïdale	80

INTRODUCTION GENERALE :

Les ressources mobilisables de Bir Oueld Khelifa restent supérieures à la demande, mais le citoyen souffre toujours du déficit d'eau à ça domicile.

Le problème de manque d'eau dans la ville de Bir Oueld Khelifa ne résulte pas du manque de la ressource; au contraire, la commune de Bir Oueld Khelifa est célèbre par ces eaux souterraines venantes de la nappe phréatique d'oued chellif.

Le système d'alimentation existant dans cette ville ne répond plus à sa demande, de part les dégradations avancées du réseau (d'après les service de la commune). Nous projetons cette étude pour répondre qualitativement et quantitativement aux besoins croissants conformément au plan de développement national et aux souhaits des populations.

Dans ce cadre notre thème de mémoire de fin d'études est intitulé :étude de schéma directeur de la ville de Bir Oueld Khelifa située dans la wilaya de Ain defla.

CHAPITRE I
PRESENTATION DE LA
ZONE D'ETUDE

Introduction :

Connaître la situation de la zone d'étude du point de vue géographique, climatique, topomorphologique, hydrographique, nous permet de mener à bien notre travail et de prendre des mesures lors de l'élaboration de l'étude et la réalisation du projet sur le terrain. Ces caractéristiques vont nous guider à faire un bon diagnostic de réseau de distribution et la mise en place du schéma d'alimentation projeté.

I.1 Situation géographique :

La ville de BIR OUELD KHELIFA est située dans la partie centrale de wilaya d'Ain Defla, a une distance de 35 KM environ du chef lieu de la wilaya et elle fait partie de daïra de Borj Emir Khaled.

Cette ville est limitée :

- Au Nord par la ville de Khemis Miliana et Sidi Lakhdar.
- Au Sud par la commune Borj Emir Khaled.
- A l'Ouest par la commune de Djelida
- A l'Est par la commun de Ain Soltan



Figure I.1 : Situation administrative de la ville de Bir Ouled Khelifa

I.2 Situation climatique :

Du fait de sa situation géographique, la ville se caractérise par un climat semi-aride, qui présente les caractères principaux suivants : Un été sec et chaud, un hiver relativement humide et froid.

La saison sèche et chaude, s'étale du mois d'Avril au mois de Septembre suivie d'une saison froide et humide du mois d'Octobre au mois Mars. Les différents phénomènes météorologiques d'intérêt peuvent être caractérisés, avec une précision suffisante pour les besoins de l'étude, à partir des observations enregistrées à une station (011717) voisine qui est celle de KHEMIS MILIANA qui est la plus représentative, tant pour sa période d'observation que pour sa proximité de notre zone d'étude.

D'après la carte-thème, Bir Oueld khelifa est dans la zone d'un climat tempéré humide caractérisé par une sécheresse estivale (été chaud).

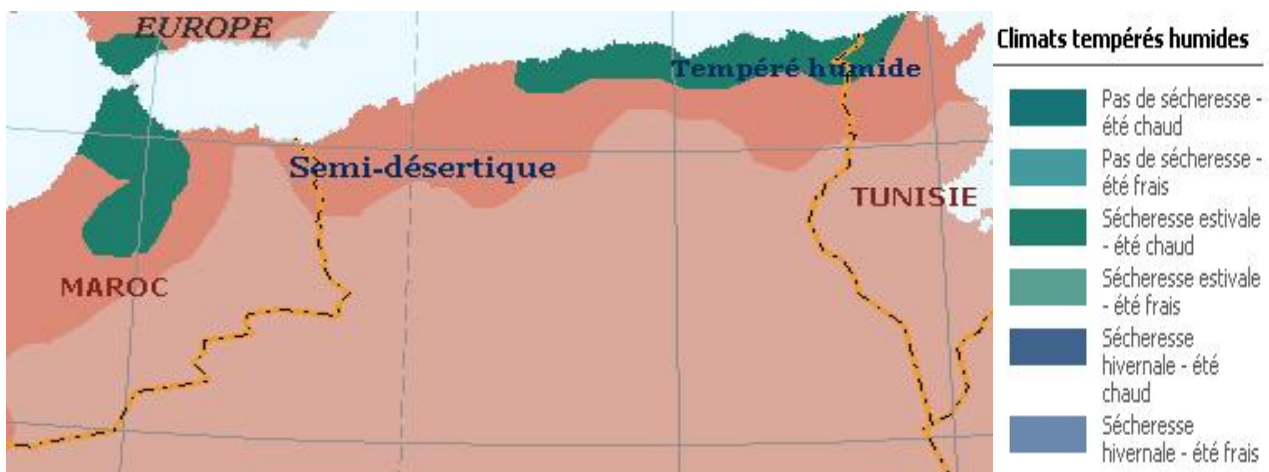


Figure I.2 : Extrait de la carte-thème (atlas)

A) La pluviométrie :

L'étude des précipitations porte sur les moyennes mensuelles et annuelles. Compte tenu que la station pluviométrique de **KHEMIS Miliana** qui se trouve à 10 km au nord de Bir Oueld Khelifa, est considérée dans l'étude. Cette station a l'avantage de présenter une série longue.

L'étude des précipitations constitue un élément essentiel pour l'analyse des ressources en eau, les projets de développement en agriculture et en aménagement hydraulique. Egalement, elle est d'un apport considérable dans l'étude des nappes et les changements climatiques.

Dont la connaissance des pluies journalières et intensités maximales est primordiale.

La répartition des précipitations est irrégulière sur l'échelle annuelle. Les observations de cette station (011717) sont fournies par le service climatologique de L'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH).

Tableau I.1. la station de khemis miliana.

Nom de la station	X, km	Y, km	Altitude (Z), m
KHEMIS Miliana	456,2	329	300

Tableau I.2. Répartition mensuelle des pluies

Mois	09	10	11	12	01	02	03	04	05	06	07	08	Mo y
P en mm	33,5	74,8	99,9	163, 3	170, 6	122, 3	92,1	91,4	58,8	16,8	1,4	6,1	77 , 58
P en %	3,6	8,0	10,7	17,5	18,3	13,1	9,9	9,8	6,3	1,8	0,2	0,7	

B) Température :

La région de Bir Oueld Khelifa est caractérisée par un climat méditerranéen, avec un été chaud et sec et un hiver humide et froid. La température moyenne annuelle varie entre 10,48°C et 30,05°C.

Tableau I.3 : Températures moyennes mensuelles

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
T _{max} (°c)	15,6	16,8	20,4	23,5	28,5	35,2	38,2	38,3	33	28,3	19,9	15,1
T _{min} (°c)	5,36	6,11	8,01	10,3	14	18,9	21,9	21,8	17,9	14,7	9,0	65,9
T _{moy} (°c)	10,48	11,46	14,21	16,9	21,25	27,05	30,05	30,05	25,45	21,5	14,45	11

Source : ANRH d'Alger

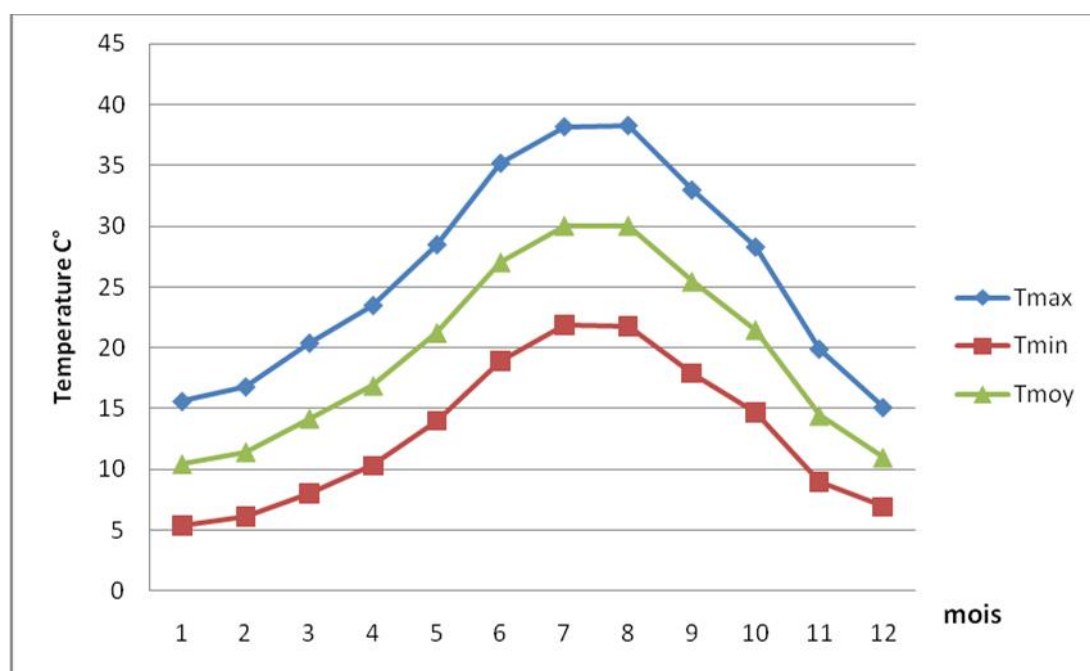


Figure I.3 : graphe de la température moyenne mensuelle

C) Le Vent :

Les vents sont de fréquences différentes durant l'année et les vents dominants sont de direction sud-ouest et ouest. Surtout pendant la saison chaude.

Tableau I.4: Vitesses moyennes mensuelles du vent.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy
V _{moy} (km/h)	12,9	11,8	13,6	14,4	13,3	14,7	13,3	12,2	12,2	11,5	10,4	11,5	12,7

Source : ANRH d'Alger

D) Humidité :

L'humidité de l'air est un élément atmosphérique aussi important que la précipitation, C'est un paramètre important du cycle hydrologique contrôlant l'évaporation du sol et la couverture végétale et qui représente un degré de saturation de l'air en vapeur d'eau.

L'exactitude de ces valeurs dépend de la précision des instruments employés.

Tableau I.5: Humidité mensuelles moyennes (%) :

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy
H(%)	79	82	72	68	61	57	49	50	64	72	78	82	68

Source : ANRH d'Alger

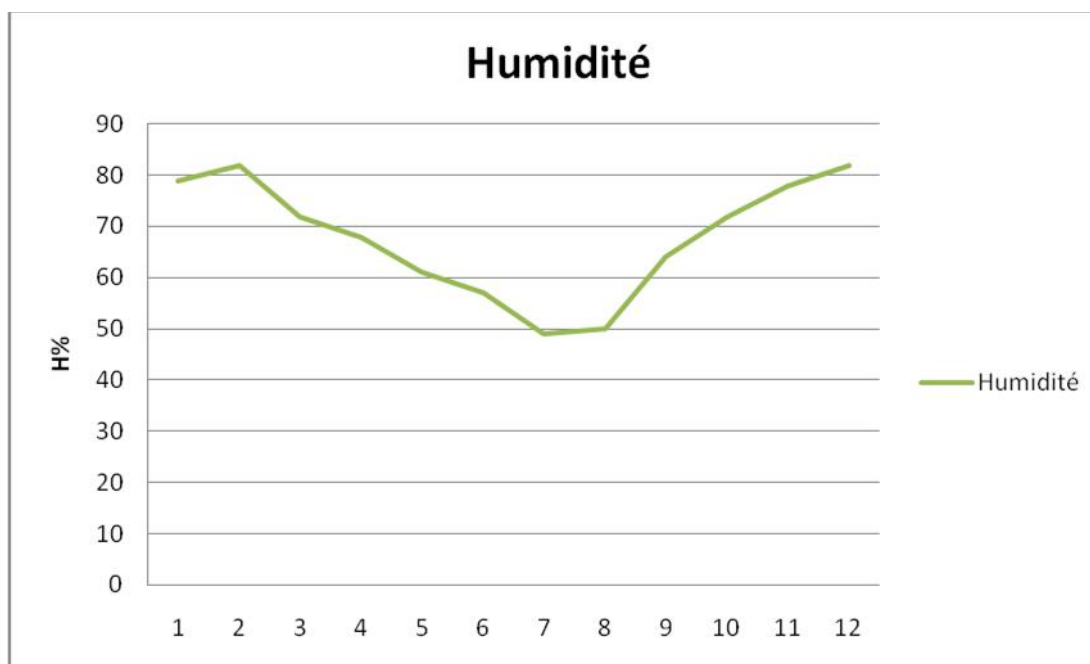


Figure I.5 : graphe de l'humidité mensuelle moyenne (%)

La moyenne annuelle de la région est de 68 %. Ses valeurs maximales sont atteintes en Décembre, Janvier et Février (79 à 82 %) et minimales en Juillet (49 %).

I.3 Topo-morphologie :

la commune de Bir Ouel Kheifa fait partie de la vaste plaine de chélif ,connue par des terres agricoles.

Le territoire communal est dominé par une topographie de la plaine intérieure sous forme d'une dépression et de vastes plaines ondulées avec des pentes inférieures à 12%.

Quant aux altitudes celles –ci décroissent allant vers le nord, et varient de 400 mètres à 250 mètres dans la partie nord de la commune.

I.4 Hydrographie :

La commune de Bir Ouled Khelifa est traversée par plusieurs oued et dont les plus importants sont :

- L'oued Chellif, constitue le plus important oued dans la region , d'une importance régionale qui travers le territoire communal d'Est en Ouest dans sa partie Nord constituant ainsi la limite Nord avec les communes de Khemis Milian et sidi lakhdar
- L'Oued dardeur, traverse la commune dans sa partie Est, du sud au nord pour rejoindre l'oued chellif il constitue la limite Est de la commune avec celle d'Ain soltane

I.5 Hydrogéologique :

Les eaux souterraines sont représentées par la nappe phréatique d'oued chellif qui constitue actuellement la seule source en eau potable de la commune

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter la commune, connaître la situation géographique, climatique Hydrographique, Hydrogéologique et définir toutes les données nécessaires ce qui nous permet de faire une approche plus rigoureuse .

Cette étape constitue la phase la plus importante, elle est basée sur la collecte des informations brutes, et aussi de vérifier leur fiabilité pour une prise de décisions correcte. Nous allons donc, procéder dans le chapitre qui suit à la présentation des caractéristiques du réseau existant (état des lieux).

CHAPITRE II

CALCUL DES BESOINS

Introduction

L'objet de ce chapitre est d'établir un constat sur les conditions du fonctionnement du système d'alimentation en eau de la ville de Bir Oueld Khelifa à l'état actuel, et la détermination des défaillances du système d'adduction, les ouvrages de stockage et du réseau de distribution.

II.1 : Description de système d'AEP de la ville de Bir Oueld Khelifa

La distribution de la ville de Bir Ouled Khelifa est assurée par deux (02) réservoirs R1, R2 qui sont respectivement de capacité de 400m³, 300m³.

Ces réservoirs alimentent notre ville par un réseau de distribution type maillé.

II.1.1 : Caractéristiques des conduites de l'adduction :

Cette description a pour but de mettre en évidence la situation actuelle de la chaîne d'adduction en eau potable de la ville de Bir Ouled Khelifa et faire ressortir la production, le stockage des eaux à partir des ressources existantes.

On rappelle que l'adduction comprend l'ensemble des éléments à savoir les ressources, les infrastructures et les équipements nécessaires pour l'approvisionnement en eau potable des différents usagers

Nous avons dressé un tableau pour donner un aperçu de conduites en place avec la désignation, le diamètre, le matériau et son état.

Tableau II.1 : Caractéristiques de l'adduction

Désignation Des Tronçons	Type De Matériau	Longueur m	Diamètre Mm	Etat De La Conduite
Forage F1 ----- R1	FONTE	6000	150	Bon
Forage F2 ----- R2	ACIER	2300	150	Bon

II.1.2 : Captage

Cette partie a pour objet de présenter les ressources en eaux souterraines dans les environs de la commune de Bir Oueld Khelifa.

Il existe deux forages :

- Forage f1 : à 7km au ouest de la ville Bir Oueld Khelifa il est implanté sur la rive droite de la route qui mène vers le centre de la ville. La conduite qui ressort du forage f1 est en acier enrobé de diamètre DN 200mm puis elle continue en diamètre 150mm en fonte rénovée.

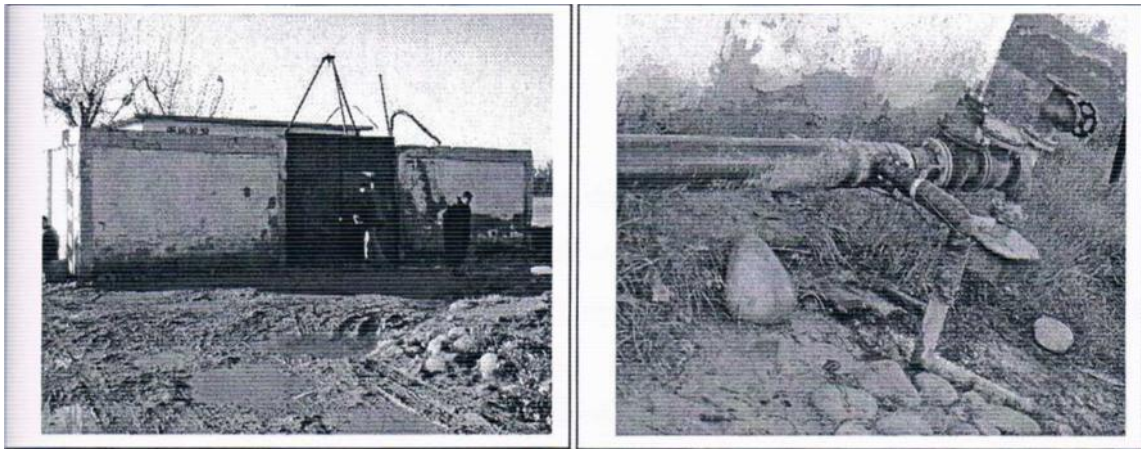


Figure II.1 : état du Forage F1

- Forage f2 : presque les mêmes caractéristiques de premier forage. il situé à 2 km au nord de la ville.

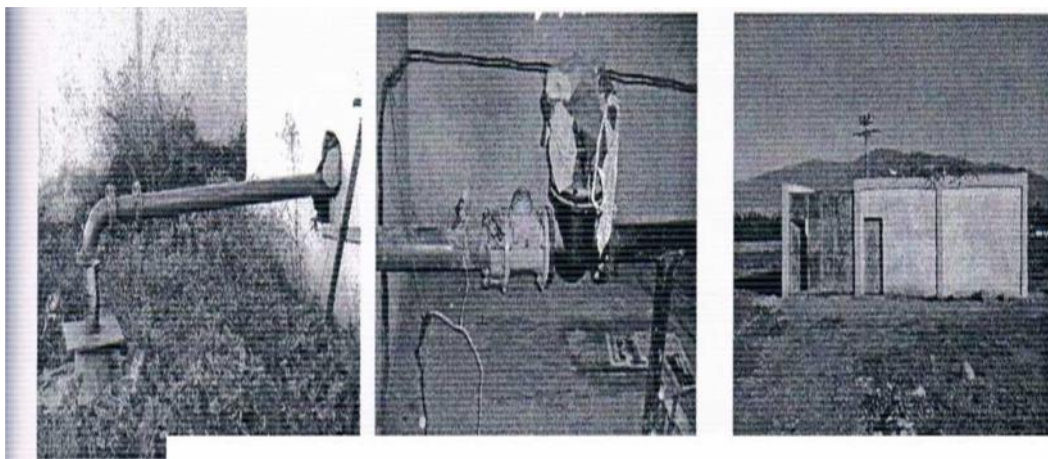


Figure II.2 : état du Forage F2

Tableau .II.2 : Les équipements des deux forages

Forage	équipements	état
F1	1 Vanne D100 PN16	Moyen
	1 capet D100 PN16	Bon
F2	1 Vanne D100 PN16	Bon
	1 capet D100 PN16	Bon
	1 compteur D 125 PN20	Bon

(Source APC)

Tableau .II.3 : Caractéristiques des forages

Forage	Année de mise en service	Débit
		(l/s)
F ₁	1977	17
F ₂	2001	17

(Source APC)

II.1.3 Ouvrages de stockage :

Notre ville est dotée de deux réservoirs de stockage dont les caractéristiques sont données dans le tableau ci-après :

Tableau II.4 : Caractéristiques des réservoirs

Réservoirs	Capacité (m ³)	état	Remarque
R1	400	En fonction	Distribution du centre de la ville
R2	300	En fonction	Distribution du centre de la ville

II.1.3.1 Equipements des réservoirs :

L'alimentation des trois châteaux d'eau est assurée par les deux forages. Chaque château d'eau est équipé hydrauliquement par différentes conduites telles que :

- conduite de trop plein ;
 - conduite de vidange ;
 - conduite d'arrivée (d'amenée)
 - conduite de distribution ;

II.1.3.2 : Réservoir R1 : 400m³

Ce réservoir est surélevé, il est dans un état moyen général

On signalera :

- Des fuites au niveau des vannes
- les conduites sont en moyen état

Ce réservoir est construit en béton et alimenté par une conduite DN 150mm

En fonte provenant le forage F1.

Toutes les vannes sont en fonte et leur état est moyen (en fuite)

II.1.3.3 : Réservoir R2 : 300m³

Ce réservoir surélève, situé au centre de la ville, il est dans un état moyen dont :

- les conduites sont en état moyen.

Ce réservoir est construit en béton.il est alimenté par une conduite DN 150mm

En acier à partir du forage F2.

II.1.4 Caractéristique du réseau de distribution**II.1.4 .1 : Types des conduites du réseau de distribution :**

Le réseau de distribution de la ville de Bir Ouled Khelifa est constitué essentiellement de conduite en PVC de différents diamètres.

Le linéaire des conduites tel qu'il ressort de nos diverses investigations est donné ci-après par nature du matériau et par diamètre.

Les caractéristiques principales des conduites du réseau de distribution sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.5 : caractéristiques des conduites du réseau de distribution.

Nature du matériau	Diamètre (mm)	Longueur totale (m)
PVC	DN200	2133.00
PVC	DN160	432.50
PVC	DN110	1997.00
PVC	DN90	3932.50

Suite du tableau II.5

PVC	DN63	5246.00
PVC	DN50	761.00
PVC	DN32	261.50
	Total PVC	14763.50

II.1.4 .2 : état des conduites du réseau de distribution :

Les conduites du réseau de distribution de Bir Ouled Khelifa sont dans un état mauvais.

II.1.4 .3 : état des lieux sur le réseau de distribution :

D'après l'analyse de l'état des lieux du réseau de distribution et les informations recueillies au niveau de l'APC et de la subdivision hydraulique de la ville de Khemis Milliana l'alimentation en eau potable des différentes parties de la ville se fait actuellement par intermittence.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté l'ensemble des équipements formant le système d'alimentation en eau potable de la ville de Bir Ouled Khelifa passant par le diagnostic physique des conduites d'adduction, des ouvrages de stockage et du réseau de distribution.

CHAPITRE III
ETUDE DES RESERVOIRS
DE STOCKAGE

Introduction

L'estimation de la quantité d'eau nécessaire à l'agglomération dépend étroitement du développement démographique, de l'amélioration de mode de vie de la population et des infrastructures existantes. Cette estimation est faite en fonction de l'évaluation de la population dans différents horizons.

III.1 Evaluation de la Population future

Pour l'estimation de la population future, nous prenons un horizon de 25 ans et nous adopterons un taux d'accroissement de 2,1%. Pour les calculs de la population future nous utiliserons finalement la formule des intérêts composés :

$$P = P_0 \times (1 + t)^n \dots\dots\dots(III.1)$$

Avec :

P_n : Population à l'horizon 2038

P_0 : Population actuelle

t : Taux d'accroissement de la population en %

n : Nombre d'années séparant les deux horizons

Selon le dernier recensement général de la population et de l'habitat effectué en 2008, la population de la commune de Bir Oueld Khelifa datait de 13420 habitants.

Tableau III.1:Répartition de la population.

HORIZON	2008	actuel 2013	2018	2028	2038
Taux d'accroissement (%)	---	2.1	2.1	2.1	2.1
Population	13420	14890	16520	20336	25034

Remarque : Ce calcul est fait avec un taux d'accroissement de 2.1%, et cela d'après le service d'A.P.C de Bir Oueld Khelifa.

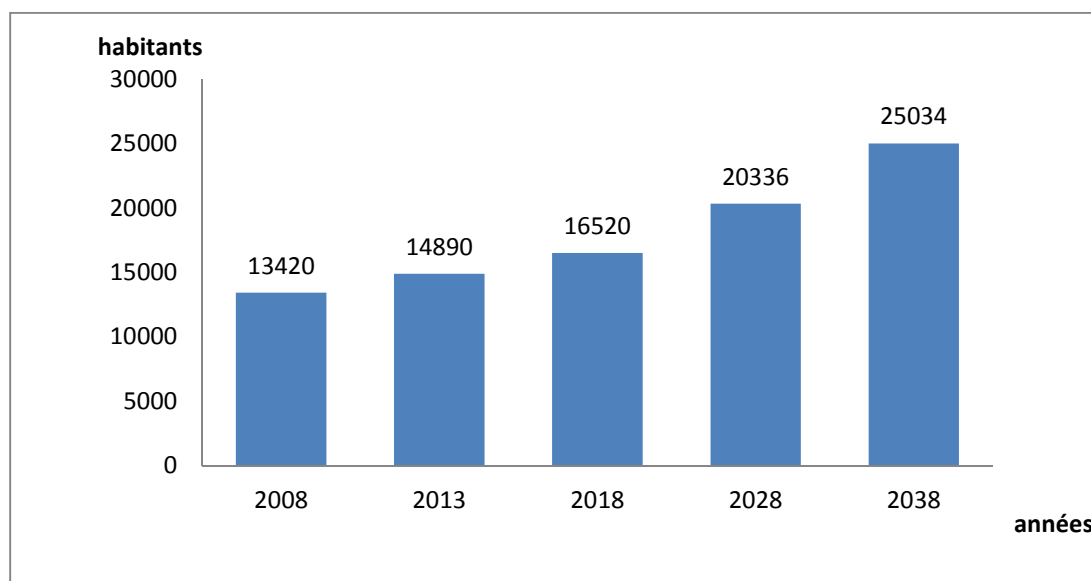


Figure III.1 : Répartition de la population

III.2 Evaluation des débits

III.2.1 Généralité

Les quantités des eaux de consommations sont à considérer selon les valeurs des débits de pointe qui conditionnent explicitement le dimensionnement des conduites, les débits seront évalués sur la base des consommations d'eaux globales de l'agglomération observée au jour de la forte consommation de l'année, rapporté à l'unité habitant sur une période de 24 heures.

III. 2.2 Choix de la dotation

En plus de la situation économique du consommateur, la disponibilité des ressources, l'utilisation des équipements domestiques modernes et de l'activité industrielle. qui influent sur la variation des besoins d'une agglomération, nous avons une variation saisonnière qui atteint un minimum en hiver et un maximum en été, résultante d'une consommation plus élevée au temps chaud et humide et en se basant sur les tendances et les recommandations internationales la dotation moyenne par habitant et par jour, sans tenir compte de l'industrie, se situe comme suit :

- Ville de moins de 20000 hab. : 150 à 200 l/j/hab.
- Ville de 20000 à 100000 hab. : 200à300 l/j/hab.
- Ville de plus de 100000 hab. : 300 à 350 l/j/hab.

III.2.3 Catégories des besoins en eau

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Mais avant tout projet d'alimentation en eau potable, Il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération. Pour l'étude de la commune, il est nécessaire de se pencher sur les différentes catégories de besoins telles que :

- Besoins domestiques
- Besoins scolaires
- Besoins sanitaires
- Besoins administratifs
- Besoins socioculturels

Il est très difficile d'évaluer avec précisions les besoins en eau d'une agglomération à cause de l'absence des systèmes de comptage au niveau des réservoirs et des conduites de distribution.

III.3 Evaluation de la consommation moyenne journalière

Dans une agglomération donnée, la consommation en eau dépend essentiellement du développement sanitaire et les habitudes de la population. Pour les petites agglomérations la dotation varie de 60 à 100 l/j/hab et de 100 à 200 l/j/hab pour les grandes agglomérations. Pour notre projet il s'agit des grandes agglomérations et d'après la direction de l'hydraulique de la wilaya de Bir Oueld Khelifa, les besoins seront estimés sur la base d'une dotation de 150 l/j/hab.

III.3.1 Besoins domestiques

L'estimation des besoins domestiques en eau potable dépend de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie. La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation que multiplie le nombre total des habitants.

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} \times dot \times N \dots\dots\dots (m^3 / j) \dots\dots\dots (III.2)$$

Dot : Dotation moyenne en (l/j/hab)

N : Nombre d'habitants

Tableau III.1: Evaluation des besoins domestiques à court, moyen et long terme :

Année	2008	Actuel 2013	Court terme 2018	Moyen terme 2028	Long terme 2038
Nombre d'habitants	13420	14890	16520	20336	25034
Dotation (l/j/hab)	150	150	150	180	180
Débit Qmoy,j (m3/j)	2013	2233,5	2478	3660,48	4506,12

III.3.2 Besoins scolaires

Les besoins des différents équipements scolaires recueillis au niveau des différentes localités concernées par notre étude sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des besoins scolaires.

Etablissement	Nombre	Effectifs	Dotation (l/j/élève)	Débit (m3/j)
Primaires	03	1000	10	10
CEM	02	900	10	9
lycée	01	500	20	10
Total	03	1520	10	29

III.3.3 Besoins sanitaires

Les différents besoins sanitaires des différentes localités sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau III.3 : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.

Type d'équipement	Nombre	Unité (m ²)	Dotation (l/j/m ²)	Débit (m3/j)
Centre de santé	01	200	05	1
Cabinets	01	200	05	1
Pharmacies	03	500	05	2,5
Total	04	2600	05	4.5

III.3.4 Besoins administratifs

Les divers équipements administratifs des localités concernées, leurs dotations et les débits journaliers correspondant sont dans le tableau suivant :

Tableau III.4: Tableau récapitulatif des besoins administratifs.

Type d'équipement	Nombre d'employés	Dotation (l/j/usager)	Débit (m3/j)
Poste	20	30	0,6
A.P.C	50	30	1,5
Siège de police	100	40	4
Station de service	10	70	0,7
Total	180	----	6,8

III.3.5 Besoins socioculturels

Équipements socioculturels et leurs besoins en eau sont présentés dans le tableau suivant

Tableau III.5: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.

Type d'équipement	Nombre	Effectifs	Dotation (l/j/usager)	Débit (m3/j)
Maison de jeune	01	----	40	15
Mosquée	03	----	----	80
stade	1	----	-----	50
Total	03	----	----	145

III.5 Besoins d'équipements à court terme (2018)

D'après les informations que nous avons recueillies au niveau de la direction de l'urbanisme et de la construction de la commune de Bir Oueld Khelifa(D.U.C), les différents équipements qui vont être projetés dans le proche futur sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.6 :Tableau récapitulatif des besoins des équipements à court terme (2018).

Equipements	Unité	Nombre	Dotation (l/j/usager)	Qmoyj (m3/j)
Existants	--	--	--	187
Mosquée	Fidèle	---	---	30
Salle de sport	Employé	150	100	15
Centre culturel	Employé	----	25	5
Total	---	---	---	237

III.6 Besoins d'équipements à court, moyen et long terme

On va faire une approximation en majorant les besoins d'un horizon de 10% pour trouver les besoins d'équipement de l'horizon qui suit, donc en somme on considère un taux de développement global de 20%. Cette approximation est la plus appropriée dans des cas similaires POS et PDAU incomplets .Les différents besoins d'équipements pour les horizons d'étude considérés à savoir l'actuel 2013,court terme 2028, moyen terme 2028 et long terme 2038 sont présentés dans le tableau qui suit :

Tableau III.7 :Evaluation des besoins d'équipements à court, moyen et long terme :

Zone	Besoins d'équipements pour les horizons (m3/j)			
	Actuel	2018 (calculé)	2028 Approximation (10%)	2038 Approximation (10%)
BirOuldKhelifa	187	237	260.7	286.77

III.7 : Récapitulation des besoins totaux à court, moyen et long terme

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers à différents horizons sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.8: Evaluation des besoins totaux à court, moyen et long terme :

Année	Actuel 2013	Court terme 2018	Moyen terme 2028	Long terme 2038
Domestiques Q_{moy,j} (m³/j)	2233,5	2478	3660,48	4506,12
Equipements Q_{moy,j} (m³/j)	187	237	260.7	286.77
Besoins Totaux Q_{moy,j}(m³/j)	2420,5	2715	3921,18	4792,89

III.9 Détermination des consommations maximales et minimales journalières [1]

En fonction des jours, des semaines et des mois, on observe des variations de la consommation. Le débit d'eau consommé n'est pas constant, mais varie en présentant des maximums et des minimums. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité $K_{max,j}$ et $K_{min,j}$

III.9.1 Consommation maximale journalière (Q_{max,j})

Ce débit représente la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année, il s'obtient par la relation suivante

$$Q_{max,j} = K_{max,j} \times Q_{moy,j} \dots\dots\dots(III.3)$$

Avec :

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

K_{max,j} : Coefficient d'irrégularité journalière maximum, $K_{max,j}$ varie de (1,1 à 1,3)

On prend : $K_{max,j} = 1,2$

III.9.2 Consommation minimale journalière (Q_{min,j})

Ce débit représente la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année, il s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{min,j} = K_{min,j} \times Q_{moy,j} \dots\dots\dots(III.4)$$

Avec :

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

K_{min,j} : Coefficient d'irrégularité journalière minimum , K_{min,j} varie de (0,7 à 0,9)

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

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III.9 :Tableau récapitulatif des débits journaliers Q_{min,j}; Q_{moy,j} ; Q_{max,j}.

Horizons		Besoins totaux Q _{moy,j} (m ³ /j)	K _{max,j}	Q _{max,j} (m ³ /j)	K _{min,j}	Q _{min,j} (m ³ /j)
La ville de BirOueldKhelifa	2013	2420,5	1,2	2904,6	0,9	2178,45
	2018	2715	1,2	3258	0,9	2443,5
	2028	3921,18	1,2	4705,416	0,9	3529,062
	2038	4792,89	1,2	5751,468	0,9	4313,601

III.10 Etude des variations des débits horaires[1]

III.10.1 Débit moyen horaire

Le débit moyen subit non seulement des variations journalières mais aussi des variations horaires.

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{moy,h} = Q_{max,j} / 24 \text{ (m}^3\text{/h)} \dots\dots\dots (III.5)$$

Avec :

- **Q_{moy,h}** : Débit moyen horaire (m³/h)
- **Q_{max,j}**: Débit maximal journalier (m³/j)

III.10.2 Débit maximal horaire

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

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \times Q_{moy,h} \dots\dots\dots (III.6)$$

Avec :

- **Q_{moy,h}** : débit moyen horaire en m³/h.
- **K_{max,h}** : coefficient d'irrégularité maximale horaire.

III.10.3 Coefficient d'irrégularité maximal horaire

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie. D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : r_{max} et S_{max} ; tel que :

$$K_{max,h} = r_{max} \times S_{max} \dots\dots\dots (III.7)$$

Avec :

r_{max} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $r_{max} = 1,3$.

S_{max} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau suivant nous donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau III.10 :Variation du coefficient r_{max} .

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
r_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,13	1,1

III.10.4 Débit minimal horaire

$$Q_{min,h} = K_{min,h} \times Q_{moy,h} \dots\dots\dots (III.8)$$

Avec :

- **Q_{moy,h}** : Débit moyen horaire en m³/h
- **K_{min,h}** : Coefficient d'irrégularité minimal horaire

III.10.5 Coefficient d'irrégularité minimal horaire

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire qui nous permet d'évaluer le fonctionnement de notre réseau du point de vue pression dans le réseau :

$$K_{\min,h} = r_{\min} \times S_{\min} \dots\dots\dots (III.9)$$

Avec :

min : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail. Il varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend : $\min = 0,5$.

min : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau suivant donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau III.11 :Variation du coefficient \min .

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
min	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,63	0,7

Tableau III.12 :Débits (max et min) horaires pour l'horizon actuel et à long terme.

Horizon	Qmoy,h (m3/h)	max	max	Kmax,h	min	min	Kmin,h	Qmax,h (m3/h)	Qmin,h (m3/h)
Actuel	121,03	1,3	1,49	1,937	0,5	0,38	0,19	234,43	22,99
2038	239,64	1,3	1,25	1,625	0,5	0,45	0,225	389,42	53,92

III.11 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau (Annexe III.1).

Remarque : Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération

Pour notre cas on a tous les variantes (actuelle et au 2038) se trouve dans l'intervalle de 1000 à 50000 habitants donc d'après le tableau si dessous.

Le débit horaire est obtenu par la formule suivante:

$$Q_h = \frac{P\% * Q_{\max j}}{100} (m^3 / h) \dots\dots\dots (III.10)$$

- Qh : Débit horaire nécessaire
- Qmax.j : Débit maximal journalière nécessaire
- P% : Pourcentage horaire

La répartition horaire des débits de consommation journalière pour l’horizon actuel et l’horizon 2038 de notre agglomération est indiquée dans les tableaux suivants :

Tableau III.13 :Répartition des débits horaire : (Actuelle et à long terme).

Heures	Horizon actuel				Horizon 2038			
	$Q_{\max,j} = 2904,6 \text{ m}^3/j$		Courbe de conso cumulée		$Q_{\max,j} = 5571,47 \text{ m}^3/j$		Courbe de conso cumulée	
(h)	%	m^3/h	%	m^3/h	%	m^3/h	%	m^3/h
0--1	1,50	43.57	1,50	43.57	1,50	83,57	1,50	83,57
1--2	1,50	43.57	3,00	87.14	1,50	83,57	3,00	167,14
2--3	1,50	43.57	4,50	130.71	1,50	83,57	4,50	250,72
3--4	1,50	43.57	6,00	174.28	1,50	83,57	6,00	334,29
4--5	2,50	72.62	8,50	246.89	2,50	139,29	8,50	473,57
5--6	3,50	101.66	12,00	348.55	3,50	195,00	12,00	668,58
6--7	4,50	130.71	16,50	479.26	4,50	250,72	16,50	919,29
7--8	5,50	159.75	22,00	639.01	5,50	306,43	22,00	1225,72
8--9	6,25	181.54	28,25	820.55	6,25	348,22	28,25	1573,94
9--10	6,25	181.54	34,50	1002.09	6,25	348,22	34,50	1922,16
10--11	6,25	181.54	40,75	1183.62	6,25	348,22	40,75	2270,37
11--12	6,25	181.54	47,00	1365.16	6,25	348,22	47,00	2618,59
12--13	5,00	145.23	52,00	1510.39	5,00	278,57	52,00	2897,16
13-14	5,00	145.23	57,00	1655.62	5,00	278,57	57,00	3175,74
14-15	5,50	159.75	62,50	1815.38	5,50	306,43	62,50	3482,17
15-16	6,00	174.28	68,50	1989.65	6,00	334,29	68,50	3816,46
16-17	6,00	174.28	74,50	2163.93	6,00	334,29	74,50	4150,75
17-18	5,50	159.75	80,00	2323.68	5,50	306,43	80,00	4457,18
18-19	5,00	145.23	85,00	2468.91	5,00	278,57	85,00	4735,75
19-20	4,50	130.71	89,50	2599.62	4,50	250,72	89,50	4986,47
20-21	4,00	116.18	93,50	2715.80	4,00	222,86	93,50	5209,32
21-22	3,00	87.14	96,50	2802.94	3,00	167,14	96,50	5376,47
22-23	2,00	58.09	98,50	2861.03	2,00	111,43	98,50	5487,90
23-24	1,50	43.57	100,00	2904.60	1,50	83,57	100,00	5571,47
total	100	2904.60			100,00	5571,47		

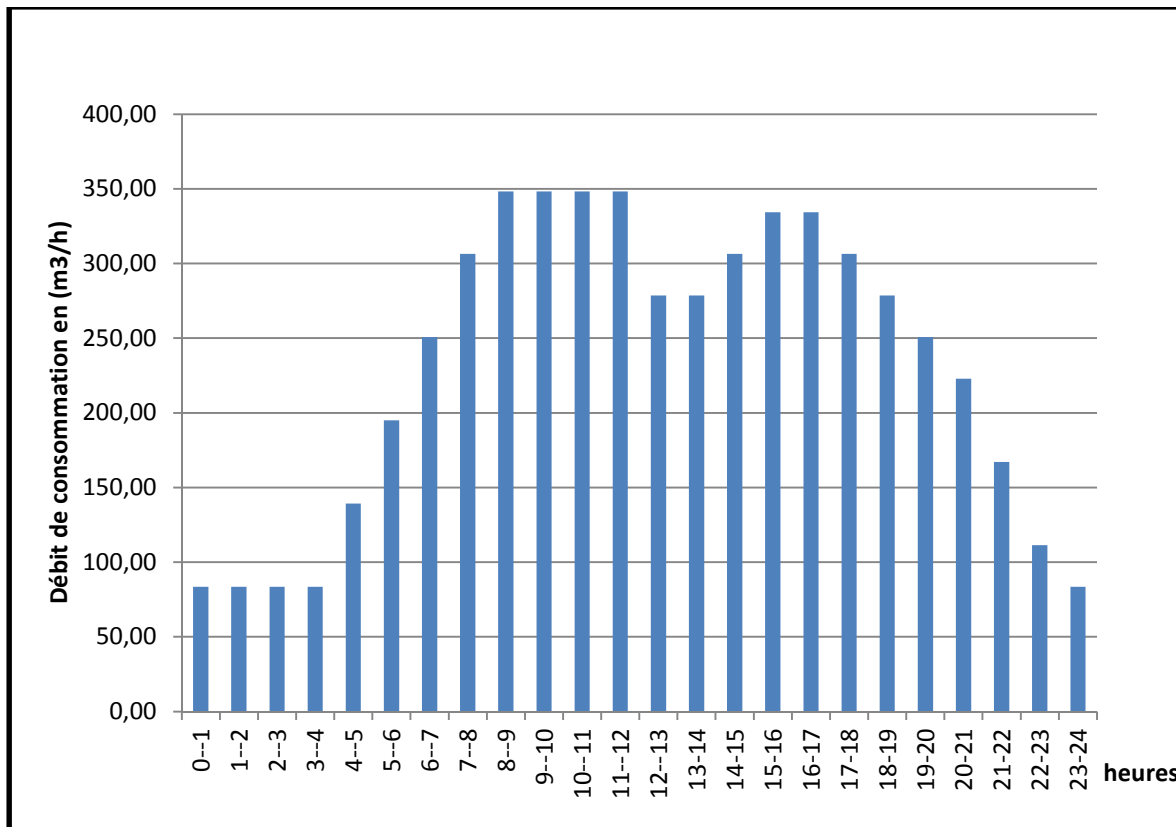


Figure III.2 : histogramme de la consommation journalière

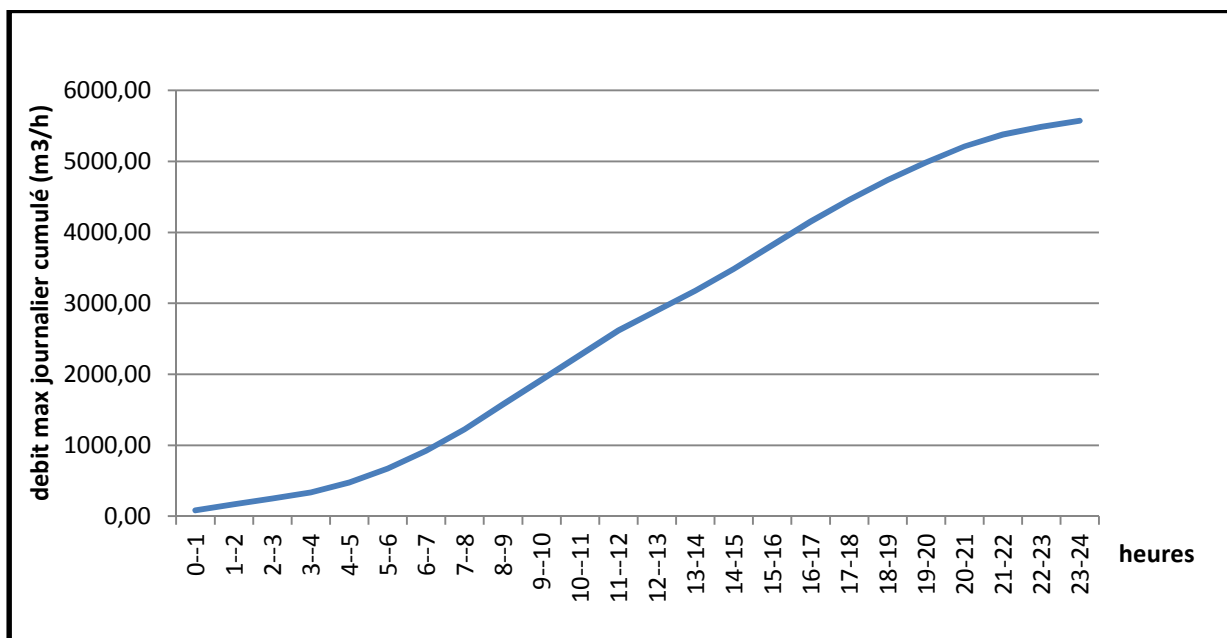


Figure III.3 : la courbe de la consommation cumulée

Conclusion

Nous avons remarqué que la population de la ville Bir Oueld Khelifa a élevé à l'horizon d'étude ainsi que la consommation maximale journalière. Il est donc nécessaire de vérifier à ce que nos sources vont satisfaire la demande de notre agglomération dans le temps. Nous allons déterminer dans le chapitre qui suit la capacité de stockage de la ville.

CHAPITRE IV
DIAGNOSTIC DE SYSTEME
D'AEP EXISTANT

Introduction

Le réservoir est un ouvrage de stockage régulateur de débit qui permet d'adapter la production à la consommation. La commune de Bir Oueld Khelifa va prendre en charge un développement futur, donc le but de ce chapitre est de déterminer le volume de stockage nécessaire actuellement et à l'horizon de telle façon a assuré le meilleur fonctionnement du réseau.

IV.1 Fonctions des réservoirs

IV.1.1 Fonctions techniques des réservoirs

Les différentes fonctions d'un réservoir partant surtout sur la :

- Régularisation de l'apport de la consommation d'eau pour permettre aux pompes un refoulement constant pour assurer la :
- Sécurité d'approvisionnement.
- Régulation de la pression.
- Simplification de l'exploitation.
- Le rôle de volant.

Ils doivent être :

- Etanches.
- Construits avec des matériaux qui ne soit pas susceptibles d'altérer l'eau.
- Bien protéger contre toute contamination d'eau susceptible.
- Etablir de façon à préserver l'eau contre les variations de la température.

IV.1.2 Fonctions économiques

Les Réservoirs de tête sont des réservoirs économique par ce que il y a réduction des dépenses d'énergie.

IV.2 Classification des réservoirs

Parmi les classifications des réservoirs nous distinguons les cuves :

- Enterrés.
- Semi enterres.
- Surélevés.

D'après leurs formes, ils peuvent être :

- Circulaires.
- Carrés.

D'après la topographie de notre agglomération les réservoirs existants de types surélevés

IV.3 Emplacement des réservoirs

L'emplacement des réservoirs pose souvent un problème topographique. Aussi, on doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité.
- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité du centre important de consommation.
- La côte du radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau ; afin de satisfaire les abonnés en pressions suffisantes.

VI.4 - Les équipements des réservoirs :

- La cuve et la tour seront exécutées en béton armé
- La cuve doit être visitable et ventilée
- La ventilation est facilitée par la présence de la cheminée d'accès qui comporte à sa partie supérieure des orifices à l'air libre obturés par des grillages
- la chambre des vannes se situe au pied de la tour ou se trouvent réunies les vannes
- l'accès à la cuve s'effectue par une échelle qui longe les paroi

IV.4.1- Conduite d'adduction :

L'arrivée de la conduite d'adduction du réservoir peut être placée soit au fond de celui-ci, soit à la partie supérieure, d'où oxygénation de l'eau (figure.IV.1)

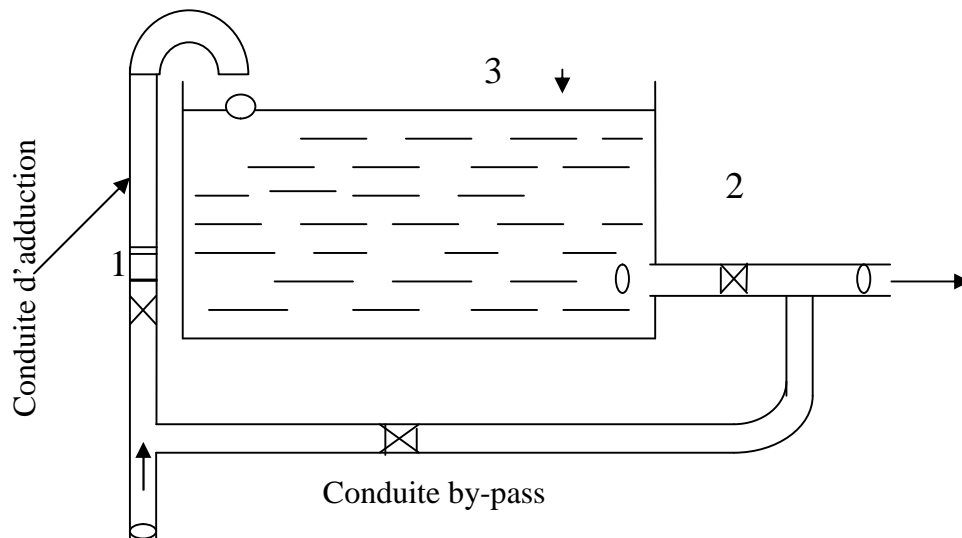


Figure.IV.1: conduite d'adduction

A son débouché dans le réservoir, la conduite s'obture quand l'eau atteint son niveau maximum.

L'obturation est assurée par un robinet flotteur si l'adduction est gravitaire, par un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

IV.4.2- Conduite de distribution :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.20 m au dessus du radier afin d'éviter l'introduction des matières et sables décantés dans la cuve (figure.IV.2)

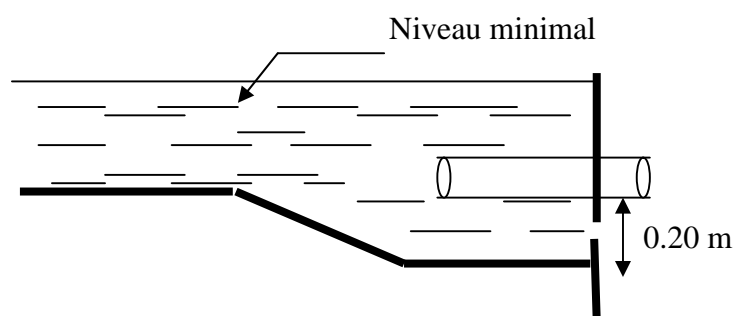


Figure.IV.2: conduite de distribution

IV.4.3- Conduite du trop-plein :

La conduite du trop-plein est destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal, elle se termine par un système simple bout à emboîtement.

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

IV.4.4- Conduite de vidange :

La conduite de vidange se trouve au point le plus bas du réservoir, elle permet la vidange du réservoir, à cet effet, le radier du réservoir est réglé en pente vers son origine.

Elle est raccordée à la conduite de trop-plein et comporte un robinet-vanne (figure.IV.3)

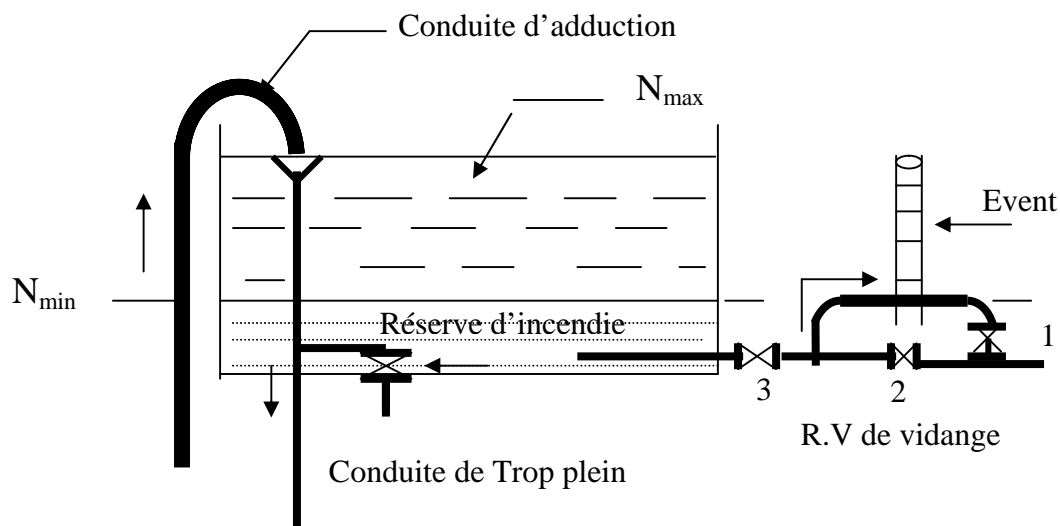


Figure .IV.3: Matérialisation de la réserve d'incendie

IV.4.5- Conduite BY-PASS :

Elle relie la conduite d'adduction a celle de distribution (figure.IV.1)

Elle assure la distribution pendant le nettoyage du réservoir son fonctionnement est le suivant :

Normale 1 et 2 sont ouverts le 3 est fermé,

En BY-PASS : 1 et 2 sont fermés le 3 est ouvert.

IV.4.6- Matérialisation de la réserve d'incendie :

Pour conserver sûrement un réserve permettant de lutter contre l'incendie, il faut en interdire son utilisation, pour cela la figure (IV.3) présentée un système en siphon :

- (En temps normale 1 est fermé 2 est ouvert, en cas de sinistre il suffit d'ouvrir le 1), la réserve dans ce cas de sinistre une zone d'eau morte ' qui peut avec le temps, donner une odeur désagréable à l'eau du réservoir.

Lèvent d'un siphon interdit l'utilisation du au dessous du niveau N-N tant que la vanne 2 est fermée (vanne d'incendie)

Son fonctionnement est le suivant :

Normal : 3 et 1 ouverts, le 2 est fermé.

Incendie : il suffit d'ouvrir 1 et 2.

IV.5 Analyse de la capacité de stockage [1]

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie ; c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières du débit de consommation en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

Il est possible de réduire leur capacité en calculant le volume minimum pour assurer la continuité de la distribution. A la limite, le réservoir peut servir de simple régulateur de pression en fonction du rythme d'enclenchement.

Pour estimer la capacité d'un réservoir, on recourt soit à la méthode analytique soit à la méthode graphique. Dans ce projet on a utilisé la méthode analytique qui exige deux régimes distincts :

- Le régime de consommation de notre agglomération caractérisée par la courbe de consommation .
- Le régime d'apport d'eau à partir de la source vers le réservoir que nous avons fixé un régime de pompage de 24 heures.

En conséquence, la capacité sera déduite à partir des résidus entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure pendant 24 heures.

Le volume utile du réservoir est donné par la relation suivante :

$$V_u = \frac{a\% \times Q_{\max,j}}{100} \dots\dots\dots (IV.1)$$

- **a %** : Représente le maximum des restes de $Q_{\max,j}$ en pourcentage.
- **Q max, j**: Débit maximum journalier (m³/j).

La réserve d'incendie est par définition, la réserve minimale d'eau nécessaire pour l'extinction d'un sinistre moyen d'une durée de deux heures avec un débit moyen de 60m³/h, en conséquence cette réserve minimale à prévoir est de 120 m³.

Alors le volume total du réservoir serait le suivant :

$$V_t = V_u + V_{inc} \dots\dots\dots (IV.2)$$

Tableau IV.1 : Détermination de la capacité du stockage à l'horizon.

Heures	Consommation de l'eau en	Refoulement de l'eau en %	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste d'eau dans le
0 – 1	1,5	0		1.5	8.5
1 – 2	1,5	0		1.5	7
2 – 3	1,5	0		1.5	5.5
3 – 4	1,5	0		1.5	4
4 – 5	2,5	5	2.5		6.5
5 – 6	3,5	5	1.5		8
6 – 7	4,5	5	0.5		8.5
7 – 8	5,5	5		0.5	8
8 – 9	6,25	5		1.25	6.75
9 – 10	6,25	5		1.25	5.5
10 – 11	6,25	5		1.25	4.25
11 – 12	6,25	5		1.25	3
12 – 13	5	5	0	0	3
13 – 14	5	5	0	0	3
14 – 15	5,5	5		0.5	2.5
15 – 16	6	5		1	1.5
16 – 17	6	5		1	0.5
17 – 19	5,5	5		0.5	0
18 – 19	5	5	0	0	0
19 – 20	4,5	5	0.5		0.5
20 – 21	4	5	1		1.5
21 – 22	3	5	2		3.5
22 – 23	2	5	3		6.5
23 – 24	1,5	5	3.5		10
Totaux	100	100	19,12	19,12	/

$$Vu = \frac{10 \times 5571.47}{100} = 557.14 m^3$$

Tableau IV.2 : Calcul du volume total de stockage à l'horizon (2038).

Paramètres	Q max, j (m3/j)	a (%)	Vu (m3)	V inc (m3)	Vt (m3)
Résultats	5571.47	10	557.14	120	677.14

Après la normalisation du volume totale du réservoir, on a trouvé que la capacité du stockage nécessaire à l'horizon 2038 est de 700 m3.

IV.5 Bilan de stockage

On a établi un bilan entre la capacité du stockage en eau potable disponible dans la ville de BirOueldKhelifa et celle du stockage nécessaire à court et à long terme, on a trouvé comme le montre le tableau ci-dessus que la capacité existante est suffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération jusqu'à l'horizon d'étude.

Tableau IV.3:Bilan de stockage.

Année	Stockage nécessaire (m ³)	Stockage disponible (m3)	Déficit (m ³)	Surplus (m ³)
2035	700	700	0	0

Remarque : Après l'analyse des besoins en eau de la ville de Bir Oueld Khelifa, on peut dire que le problème de stockage est inexistant pour satisfaire les besoins de notre agglomération à long terme.

Conclusion :

A partir de ce présent chapitre on a constaté que les ressources existantes sont suffisantes à long terme, donc la capacité de ces réservoirs est suffisante, la projection de nouveau réservoir et inutile.

CHAPITRE IX
PROTECTION ET SECURITE
DE TRAVAIL

Introduction

Après le diagnostic du réseau existant nous avons constatés que nous devons changer totalement ce réseau a cause de leur matériau(PVC) qui est déconseillé et néfaste pour la santé humaine pour cela nous devons projeter un nouveau réseau de distribution tout en assurant les débits et les pressions nécessaires aux abonnés.

V.1-Classification des réseaux

Un réseau de distribution peut avoir une forme ramifié ou une forme maillé ce qui est plus courant. Les principaux éléments d'un réseau sont les conduites, les branchements et les pièces spéciales (coudes, raccordements, vannes, compteurs, bouches d'incendie, ...etc.). Les conduites de distribution doivent suivre les rues de la ville et sont posées en terre, généralement, au niveau des accotements des chaussées et des routes (sous les trottoirs).

V.1.1- Réseau ramifié

Un réseau ramifié est un réseau tel que tous les points du réseau ne peut être alimenté que d'une seule façon. Ainsi, les caractéristiques d'un réseau ramifié est que l'eau circule dans toute la canalisation dans un seul sens (des conduites principales vers les conduites secondaires, vers les conduites tertiaires...). En d'autres termes. Un réseau ramifié ne peut comporter qu'un seul nœud référence amont.

V.1.2- Réseau maillé

Le réseau maillé est constitué d'une série des conduites qui sont disposées entre elles de telle manière qui il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles suivant le tracé choisi. La présence des boucles ou des mailles réduit le risque de coupure en cas de panne dans la conduite, car elle assure une redondance sur l'acheminement de l'eau, néanmoins ce type de réseau présente certains inconvénients pour lesquels nous citons :

- Encombrement au niveau du réseau de distribution
- Détection très difficile des fuites.
- Gestion délicate du réseau de distribution

Ce type de réseau est utilisé généralement dans les zones urbanisées et tend à se généraliser dans les agglomérations rurales. Vu ses avantages, ce type de réseau convient bien pour notre agglomération étant donné sa structure et sa configuration.

Ainsi, chaque point du réseau peut être alimenté en eau de deux ou plusieurs cotés. Les petites rues sont toujours alimentées par des ramifications.

Ce type de réseaux présente les avantages suivant : plus de sécurité dans l'alimentation (en cas de casse d'une conduite, il suffit d'isoler et tous les abonnés situés à l'aval seront alimentés par les autres conduites) et une répartition plus uniforme des pressions et des débits dans tout le réseau. Il est par contre coûteux et plus difficile à calculer.

Eventuellement, on peut utiliser d'autres types de réseaux :

- Réseau mixte, qui est un réseau maillé comportant en cas de besoin quelques ramifications permettant d'alimenter quelques zones isolées de la ville (zones industrielles ou zones rurales).

V.2- Conception du réseau de l'agglomération

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

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

V.3 - Choix de matériau des conduites

Dans l'objectif de faire un bon choix de matériau qui répond aux critères technico-économiques, nous devons prendre en considération les paramètres suivants :

- Le diamètre de la conduite
- La pression de service supportée par le matériau
- Le prix du matériau
- La durée de vie du matériau
- Les conditions de pose des conduites

- La disponibilité de ce dernier dans le marché

Parmi les matériaux utilisés pour la conception des réseaux d'alimentation en eau potable, nous distinguons : la fonte, l'acier et le PEHD (polyéthylène haut densité).

V.3.1 - Les tuyaux en fonte

Les conduites en fonte présentent certains avantages mais aussi plusieurs inconvénients

a-Avantages des tuyaux en fonte

- Bonne résistance au choc et aux charges compressibles
- Bonne résistance aux forces internes (solicitation de fluide)
- Pose des conduites très facile

b-Inconvénients des tuyaux en font

- Très lourds et chères
- Sensible à la corrosion surtout dans les sols agressifs, cela nécessite une maintenance rigoureuse.
- Sensible à la corrosion pendant le transport et frais de pose très élevé
- Mauvaise résistance au cisaillement

V.3.2 - Tuyaux en acier

Les tuyaux en acier sont plus légers que les tuyaux en fonte, cela résulte une économie sur les frais de pose et de transport. Ils présentent certains avantages :

- Bonne résistance aux contraintes (choc et écrasement)
- Permettent une réduction important du nombre des joints.

L'inconvénient majeur des tuyaux en acier c'est la corrosion.

V.3.3 - Tuyaux en PEHD

A- Avantages

- Bonne résistance à la corrosion interne, externe
- Disponible sur le marché
- Pose de canalisation très facile, cela est dû à une flexibilité élevée

- Fiabilité au niveau des branchements, ce qui réduit le problème des fuites
- Meilleures caractéristiques hydrauliques de l'écoulement
- Durée de vie prouvée par le test de vieillissement théoriquement 50 ans à une température de 20°C.
- Souplesse d'utilisation
- Résistance aux conditions climatiques

Le seul inconvénient c'est la nécessité d'une technicité élevée pour les jonctions.

Dans le cadre de ce projet, nous avons opté pour les conduites en matériaux de PEHD. Ce choix est justifié par de nombreux avantages qu'il présente.

V.4 - Calcul hydraulique du réseau maillé

Le calcul hydraulique du réseau maillé alimenté par deux réservoirs s'effectue pour les deux cas : cas de pointe et pointe plus incendie. La détermination des débits dans le réseau maillé s'effectue de la manière suivante : d'abord nous appliquons le principe de tracé du réseau maillé :

- Repérer les quartiers ayant une densité de population importante
- Déterminer l'itinéraire principal pour assurer la distribution à ces consommateurs
- Tracer les conduites principales, pour alimenter l'intérieur des quartiers ces conduites principales doivent être liées entre eux par des conduites secondaires
- Déterminer la longueur de chaque tronçon du réseau de distribution
- Déterminer les débits en route pour les heures considérées (pointe et pointe plus incendie)
- Connaissant le débit en route, déterminer le débit spécifique
- Connaissant les débits en route, calculer les débits nodaux supposés concentrés aux nœuds.
- Le réseau donc sera alimenté par deux réservoirs : réservoir R1 et réservoir R2, nous calculons le débit sortant de chaque réservoir : ces débits sont repartis comme suit :

$$Q(R1) = Q_{\max, h} * (V_1 / (V_1 + V_2)) \dots \dots \dots (V.1)$$

$$Q(R2) = Q_{\max, h} * (V_2 / (V_1 + V_2)) \dots \dots \dots (V.2)$$

- V1 : c'est la capacité du réservoir R1 qui est égale à 400 m³
- V2 : c'est la capacité du réservoir R2 qui est égal à 300 m³
- Q_{max, h} : c'est le débit maximum horaire, dans notre cas est égal à 348.22 m³/h

Donc:

$$Q(R1) = 348.22 \cdot (400/700) = 198.98 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q(R2) = 348.22 \cdot (300/700) = 149.23 \text{ m}^3/\text{h}$$

- Ces débits donc sont connus, nous calculons les débits nodaux tout en choisissant le nœud d'incendie et en vérifiant l'équation suivant :

$$Q_{\max,h} = \sum Q_{\text{nodaux}} \dots\dots\dots(V.3)$$

- Nous faisons la première répartition arbitraire des débits tout en vérifiant la loi des nœuds
- Nous proposons des diamètres en fonction des débits repartis tenant compte de la fourchette de vitesse acceptable en hydraulique urbaine.
- Nous procédons au calcul itératif jusqu'à satisfaire la 2^{ème} loi d'Hardy Cross.
- Finalement nous déduisons les pressions de service après calcul des pertes de charge.

V.4.1 - Détermination des débits

V.4.1.1-Détermination du débit en route

Le débit en route est défini comme étant le débit reparti uniformément le long de tronçon du réseau, ce dernier est calculé par la formule suivante :

$$\sum Q_r = Q_{\text{cons}} - \sum Q_{\text{conc}} \dots\dots\dots(V.4)$$

Avec :

Q_{cons} : débit consommé (l/s)

Q_r : somme des débits en route (l/s)

Q_{conc} : somme des débits concentrés qui sont nuls dans notre cas

V.4.1.2- Détermination du débit spécifique

Le débit spécifique est défini comme étant le rapport entre le débit en route et la somme des longueurs des tronçons du réseau assurant le service en route. Nous avons intérêt à déterminer ce débit pour les raisons suivants :

- Le dimensionnement d'une conduite, parce que la loi de consommation en eau le long de la longueur de la conduite est mal connue.
- Pour ne pas avoir un surdimensionnement de la conduite de distribution assurant le service en route et mixte.

Le débit spécifique est déterminé par la formule suivante :

$$Q_{sp} = \frac{\sum Q_r}{\sum L_i} \dots\dots\dots(V.5)$$

V.4.1.3- Détermination des débits nodaux

Le débit nodal associé à chaque nœud, nous indique la consommation des habitants supposée entourant ce nœud, il est déterminé par la formule suivante :

$$Q_{ni} = 0,5 \sum Q_{ri-k} + \sum Q_{conc} \dots\dots\dots(V.6)$$

Q_{ri-k} : est la somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i (l/s)

Q_{conc} : somme des débits concentrés au nœud (l/s)

Q_{ni} : débit au nœud i de consommation (l/s)

a-Cas de pointe

A partir de histogramme de la consommation journalière, nous avons constaté que le débit maximum consommé se trouve entre 8 heures et 12 heures, et qui est de l'ordre de 96.73 l/s. notre agglomération n'est pas dotée de gros consommateurs, par conséquent les débits concentrés sont nuls.

Nous avons :

$$Q_{cons} = 348.22 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{conc} = 0 \text{ (pas de débit concentré)}$$

Donc :

$$Q_{route} = Q_{cons} = 96.73 \text{ l/s}$$

La somme des longueurs assurant le service en route est de 13269.32m, il en résulte donc un débit spécifique de :

$$Q_{spec} = 96.73/13269.32=0.007289 \text{ l/s/ml}$$

Tableau V.1 : Récapitulatif des débits de calcul pour le cas de pointe

Période de pointe (8 heures et 12 heures)	Q_{cons} (l/s)	96.73
	Q_{conc} (l/s)	0
	Q_{route} (l/s)	96.73
	L_i (m)	13269.32
	Q_{spec} (l/s/ml)	0.007289

Ces données nous permettent de calculer le débit en route de chaque tronçon ainsi que le débit de chaque nœud du réseau destiné à la consommation.

Tableau V.2- calcul de débit en route de chaque tronçon

tronçons	longueur (m)	q spécifique (l/s/ml)	q route (l/s)
1_2	353,62	0,0072897	2,578
1_6	812,05		5,920
2_3	177,77		1,296
3_4	498,72		3,636
3_23	613,28		4,471
4_13	604,65		4,408
4_5	86,79		0,633
5_6	367,37		2,678
5_9	252,47		1,840
6_7	504		3,674
7_8	381,87		2,784
8_9	255,18		1,860
8_10	158,42		1,155
9_12	759,37		5,536
10_11	767,4		5,594
11_12	309,84		2,259
12_14	318,57		2,322
12_16	792,98		5,781
13_14	162,52		1,185
13_18	366,31		2,670
15_17	591,1	4,309	
15_19	364,91	2,660	
16_17	319,4	2,328	
17_20	388,72	2,834	
18_19	410,88	2,995	
18_23	186,42	1,359	
19_20	584,36	4,260	

Suite du Tableau V.2

19_21	216,79	1,580
20_22	546,41	3,983
21_22	718,18	5,235
21_23	398,97	2,908
total	13269,32	96,730

Tableau V.3 : Calcul de débits aux nœuds : cas de pointe

Nœud	Tronçons	Q nodal(l/s)
1	1_2,1_6	4,25
2	2_3,2_1	1,94
3	3_2,3_4,3_23	4,70
4	4_3,4_5,4_13	4,34
5	5_4,5_6,5_9	2,58
6	6_1,6_5,6_7	6,14
7	7_6,7_8,	3,23
8	8_7,8_9,8_10	2,90
9	9_5,9_8,9_12	4,62
10	10_8,10_11	3,37
11	11_12,11_10	3,93
12	12_9,12_11,12_14,12_16	7,95
13	13_14,13_4,13_18	4,13
14	14_13,14_12	1,75
15	15_19,15_17	3,48
16	16_17,16_12	4,05

Suite du tableau V.3

17	17_15,17_16,17_20	4,74
18	18_23,18_13,18_19	3,51
19	19_18,19_15,19_20,19- 21	5,75
20	20_17,20_19,20_22	5,54
21	21_19,21_22,21_23	4,86
22	22_20,22_21	4,61
23	23_21,23_3,23_18	4,37
Total		96,73

b-Cas de pointe plus incendie

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas de pointe, seulement nous devons ajouter le débit d'incendie estimé à 17 l/s et que sera donné par le réservoir R1 de capacité 400m³. Ce débit considéré comme concentré sera soutiré du nœud n° 12, supposé le point où le risque d'incendie est important.

Donc : $Q_{\text{nœud 12}} = 7.95 + 17 = 24,95 \text{ l/s}$

V.5 - Répartition arbitraire des débits

Après avoir calcul les débits de chaque nœud, nous pouvons donc faire la répartition arbitraire de première approximation des débits pour pouvoir déterminer les diamètres de chaque tronçon.

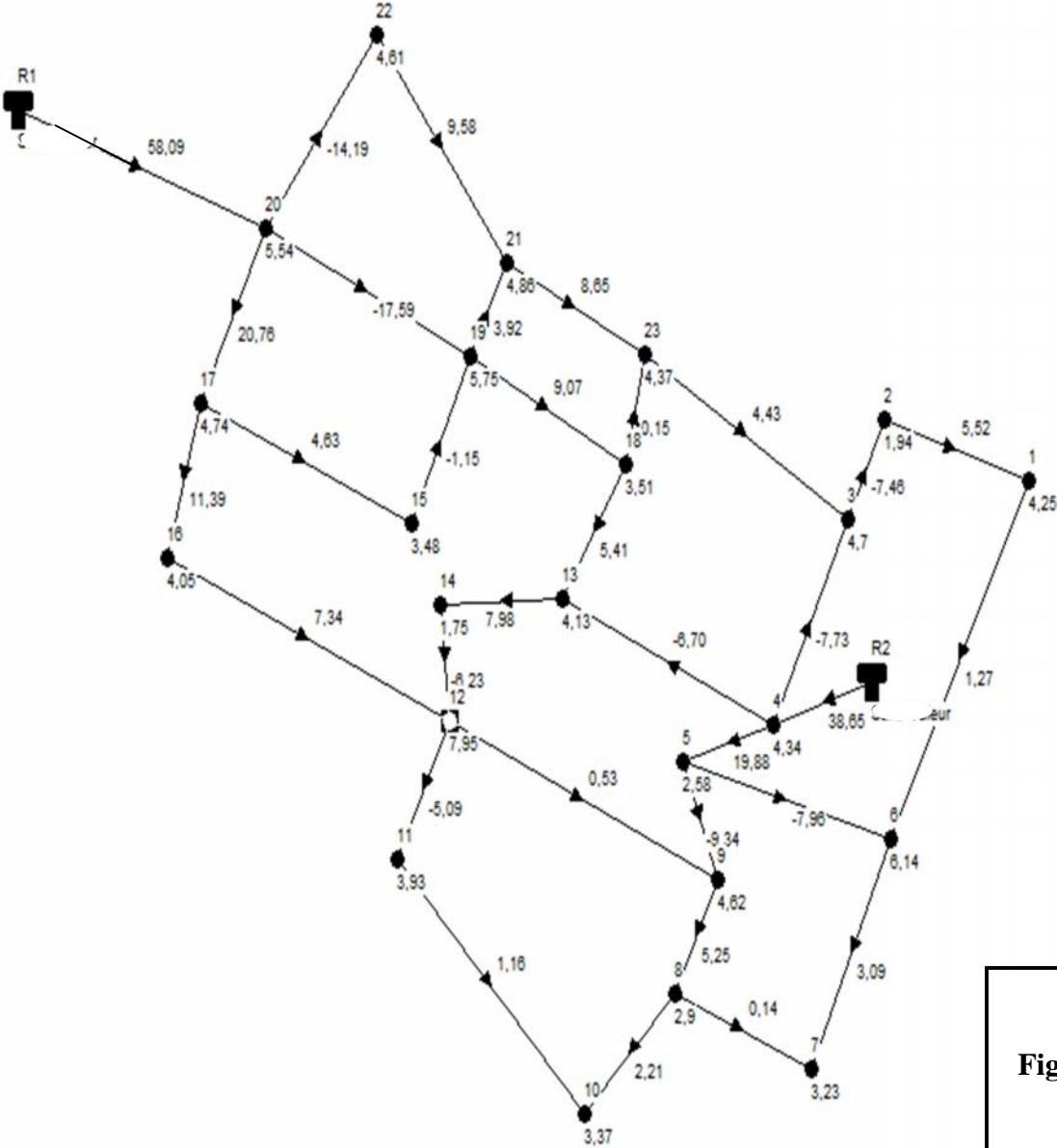


Figure V.1 : Répartition arbitraires des débits pour le cas de pointe.

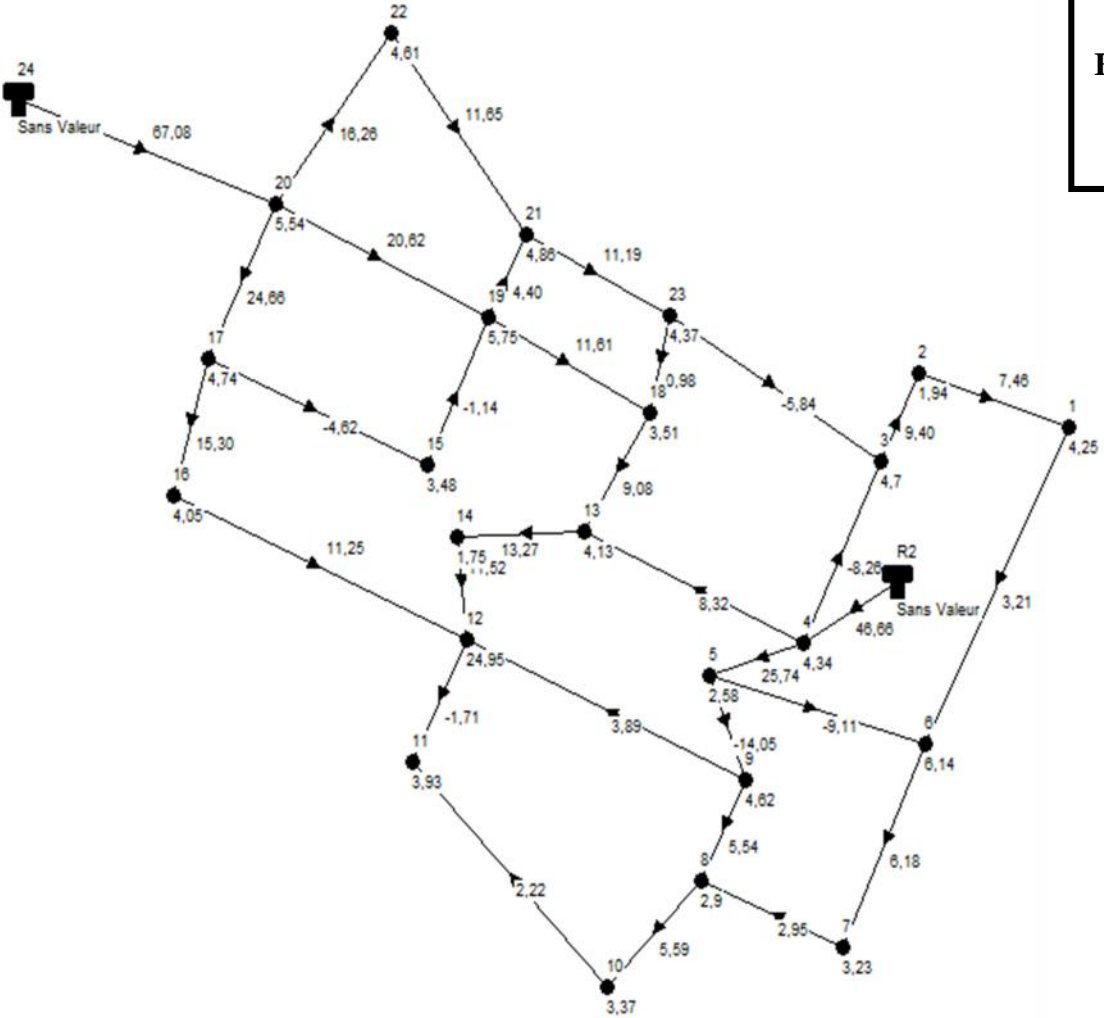


Figure V.2 : Répartition arbitraires des débits pour le cas de pointe plus incendie.

V.6 - Détermination des diamètres du réseau

Connaissant les débits arbitraires, nous pouvons déterminer les diamètres avantageux pour chaque tronçon à travers l'abaque (voir annexe V.1), tout en introduisant le concept des débits limites et les vitesses limites.

Le calcul de la vitesse d'écoulement est établi par la formule de la continuité suivante :

$$V_0 = \frac{Q}{A} = \frac{4Q}{f D^2} \dots\dots\dots (V.7)$$

Cette vitesse doit être comprise entre 0.5 à 1.5 m/s même jusqu'à 2 m/s, et cela pour éviter les problèmes suivants :

- Accumulation des dépôts solides
- Erosion dans les conduites

Le calcul est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau V.4 : les diamètres avantageux

Tronçons	Pointe	Pte+Incendie	Qmax (l/s)	D inter (mm)	V (m/s)
1_2	5,52	7,46	7,46	96,8	1,01
1_6	1,27	3,21	3,21	63,8	1,00
2_3	7,46	9,40	9,40	96,8	1,28
4_13	6,70	8,32	8,32	96,8	1,13
4_5	19,88	25,74	25,74	176,2	1,06
5_6	7,96	9,11	9,11	96,8	1,24
5_9	9,34	14,04	14,04	141	0,90
6_7	3,09	6,18	6,18	96,8	0,84
7_8	0,14	2,95	2,95	63,8	0,92
8_9	5,25	5,53	5,53	96,8	0,75
8_10	2,21	5,59	5,59	69,8	1,46
9_12	0,53	3,89	3,89	96,8	0,53
10_11	1,16	2,22	2,22	63,8	0,69
11_12	5,09	1,75	5,09	63,8	1,59

Suite du Tableau V.4

12_14	6,23	11,52	11,52	110,2	1,21
12_16	7,34	11,25	11,25	110,2	1,18
13_14	7,98	13,27	13,27	110,2	1,39
13_18	5,41	9,08	9,08	96,8	1,23
15_17	4,63	4,62	4,63	63,8	1,45
15_19	1,15	1,14	1,15	42,8	0,80
16_17	11,39	15,30	15,30	141	0,98
17_20	20,76	24,66	24,66	176,2	1,01
18_19	9,07	11,61	11,61	110,2	1,22
18_23	0,16	0,98	0,98	42,8	0,68
19_20	17,59	20,62	20,62	141	1,32
19_21	3,92	4,40	4,40	63,8	1,38
20_22	14,19	16,26	16,26	141	1,04
21_22	9,58	11,65	11,65	110,2	1,22
21_23	8,65	11,19	11,19	110,2	1,17
3_23	4,43	5,84	5,84	96,8	0,79

V.7 - Détermination du diamètre du tronçon R1-N₂₀

Dans notre étude, le nœud 12 a été considéré comme point le plus défavorable du réseau de distribution. La cote de radier du réservoir existant de volume 400 m³ a été imposée égale à 343 m.

Le calcul du diamètre de raccordement de ce réservoir au réseau de distribution s'effectue de la manière suivante :

- Imposer une pression de service égale à 10 m au point le plus défavorable supposé le nœud 12 dans notre cas pour calculer la cote piézométrique dans ce point.
- Nous avons calculé les pertes de charge suivant le tracé R400-N17-N16-N12 par la formule de Darcy Weisbach :

$$\Delta H_t = \frac{8 * \lambda * L_e * Q^2}{g * \Pi^2 * D^5}$$

- Q : Débit véhiculé dans la conduite en m³/s
- D : Diamètre de la conduite en mètre
- R : C'est la résistance totale de la conduite
- } : Coefficient de frottement qui peut être évalué par :

La formule de Colebrook :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{\nu}{3.7D} + \frac{2.51}{\Re \sqrt{\lambda}} \right) \dots\dots\dots(V.8)$$

Ou par la formule de Nikuradze :

$$\lambda = \left(1.14 - 0.86 \ln \frac{\nu}{D} \right)^{-2} \dots\dots\dots(V.9)$$

- ν : rugosité absolue de la conduite, qui dépend du matériau de la conduite

Dans note cas ν est pris égale à 0.1 mm pour le matériau en PEHD

- Le : désigne la longueur équivalente de la conduite en mètre

$$Le = L_g + L_{es}$$

- L_g : longueur géométrique de la conduite en mètre
- L_{es} : désigne la longueur équivalente due aux pertes de charge singulières

Les pertes de charge singulières sont estimées à 15 des pertes de charge linéaires, ce qui revient à majorer la longueur géométrique L de la conduite de 15 .

$$Le = 1,15 * L.$$

Sachant que l'écoulement est variable suivant le régime et la nature du matériau, donc nous utilisons la formule de Darcy Weisbach simplifiée :

$$\Delta H_t = \frac{K^s * L * Q^B}{D^m} \dots\dots\dots(V.10)$$

- S : Coefficient qui tient compte du régime d'écoulement

- m : coefficient qui tient compte de la correction du diamètre en fonction du matériau

Tableau V.5 : Coefficients K' , m , β pour différents types de 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, nous prenons : $K' = 0,001052$; $S = 2$; $m = 4.772$ (conduites en P.E.H.D)

Puis nous allons déterminer la cote piézométrique de nœud N° 20 (C_{P20})

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau 4.5 suivant

Tableau V.6 : Caractéristiques hydrauliques du tronçon R_{400} - N_{20}

Nœuds	Tronçon	Débit (l/s)	Diamètre (mm)	Longueur Géométrique (m)	Longueur équivalente totale (m)	Perte de charge totale (m)	Cote piézométrique (m)
20	20-17	24,66	176,2	388.7	447	1,13	327,66
17	17-16	15,30	141	319.5	367.42	1,03	326,53
16	16-12	11,25	110,2	793	911.95	4,52	325,5
12	16-12	11,25	110,2	793	911.95	4,52	320.49

Donc, nous constatons que :

$$H_{R1-N20} = C_{R400} - C_{PN20} = 339 - 327,53 = 11,33 \text{ m}$$

Le diamètre du tronçon R1-N20 est déterminé par la formule de Darcy-Weisbach suivante :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K' L_{eq} Q^B}{\Delta H_t}}$$

- D : diamètre de la conduite du tronçon R1-N20
- Leq : longueur équivalente totale de la conduite R₁-N₂₀

$$\text{Leq} : 1,15 * L$$

$$\text{Leq} = 1,15 * 600 = 690 \text{ m}$$

- Q : débit sortant du réservoir de capacité de 400 m³ égal à 67,08 l/s

Nous obtenons une valeur de diamètre égal à 181 mm

Nous arrondissons la valeur de diamètre de telle façon à avoir une pression au nœud N20 égale à la hauteur de château d'eau qui prise égale à 24 mce dans notre cas. La valeur du diamètre qui vérifie cette condition est prise égale à 200 mm.

V. 8 - Modélisation hydraulique du réseau de distribution

Le dimensionnement du réseau sera traité par le Logiciel EPANET qui est un logiciel de simulation du comportement hydraulique sur de longues durées dans les réseaux sous pression.

L'injection de paramètres fiables et cohérents est la condition nécessaire et scrupuleuse pour pouvoir simuler le réseau 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 Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy-Manning. Dans notre étude nous avons opté pour utiliser la formule de Darcy-Weisbach. Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés, etc. la rugosité est prise égale à 0,1 mm pour le PEHD.

V.8.1 - Calcul des paramètres hydrauliques

Après avoir introduit les diamètres avantageux dans le logiciel EPANET, nous avons les résultats des deux cas (cas de point et cas de pointe + incendie) représentés respectivement dans les tableaux suivants :

Tableau V.7: Caractéristiques géométriques et hydrauliques des nœuds : cas de pointe

Noeud	Altitude m	Demande L/S	Charge m	Pression m
Noeud 20	305,5	5,54	342,53	37,03
Noeud 17	307,21	4,74	341,78	34,57
Noeud 15	302,6	3,48	335,83	33,23
Noeud 19	307,19	5,75	340,74	33,55
Noeud 21	303,2	4,86	335,58	32,38
Noeud 16	307,74	4,05	341,39	33,65
Noeud 12	310,49	7,95	339,47	28,98
Noeud 14	308,4	1,75	336,93	28,53
Noeud 4	310,3	4,34	340,33	30,03
Noeud 10	309,52	3,37	331,78	22,26
Noeud 11	311	3,93	332,79	21,79
Noeud 9	310,25	4,62	335,81	25,56
Noeud 8	311,82	2,90	333,39	21,57
Noeud 7	310,51	3,23	329,48	18,97
Noeud 6	304,93	6,14	337,80	32,87
Noeud 5	310,27	2,58	338,96	28,69
Noeud 2	305	1,94	337,51	32,51
Noeud 1	302	4,25	325,28	23,28
Noeud 18	307,77	3,51	333,95	26,18
Noeud 23	306,65	4,37	331,95	25,30

Suite du Tableau V.7

Noeud 3	309,70	4,70	338,86	29,16
Noeud 13	308,56	4,13	337,74	29,18
Noeud 22	304,13	4,61	340,75	36,62
Réservoir R2	321	43,13	341,00	2,00
Réservoir R1	319	53,61	343,00	4,00

Tableau V.8 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons : cas de pointe

	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge
Tronçon	M	mm	L/S	m/s	m
Tuyau p2	388,7	220,4	25,14	0,66	0,75
Tuyau p3	591,1	53,6	0,76	0,53	5,95
Tuyau p12	209,2	79,2	6,33	1,28	5,16
Tuyau p18	319,5	220,4	19,64	0,51	0,39
Tuyau p19	793	176,2	15,59	0,64	1,92
Tuyau p20	318,6	53,6	1,23	0,55	2,55
Tuyau p24	309,8	79,2	5,9	1,2	6,68
Tuyau p25	759,3	53,6	0,51	0,35	3,66
Tuyau p26	381,9	63,8	2,24	0,7	3,91
Tuyau p27	504	53,6	0,99	0,69	8,32
Tuyau p28	367,3	141	-9,91	0,63	1,16
Tuyau p32	812,1	63,8	2,78	0,87	12,52
Tuyau p34	186,4	53,6	0,79	0,55	2,00
Tuyau p35	613,2	53,6	1,48	0,66	6,90
Tuyau p38	158,4	53,6	1,4	0,62	1,61
Tuyau p39	255,2	96,8	6,54	0,89	2,42

Suite du tableau V.8

Tuyau p40	252,5	110,2	10,65	1,12	3,15
Tuyau 1	410,88	63,8	2,89	0,9	6,79
Tuyau 2	353,62	53,6	1,47	1,02	12,23
Tuyau 3	125,25	63,8	1,97	0,62	1,01
Tuyau 4	398,97	63,8	2,1	0,66	3,63
Tuyau 5	394,91	63,6	2,72	0,79	4,91
Tuyau 6	366,31	53,6	1,41	0,63	3,78
Tuyau 7	604,65	110,2	6,06	0,64	2,59
Tuyau 8	162,52	53,6	0,52	0,36	0,81
Tuyau 9	584,36	176,2	17,69	0,73	1,79
Tuyau 11	546,41	110,2	5,24	0,55	1,79
Tuyau 12	718,18	53,6	0,63	0,44	5,16
Tuyau 14	177,77	79,2	3,41	0,69	1,35
Tuyau 15	498,72	141	9,59	0,61	1,47
Tuyau 16	86,79	141	23,14	1,48	1,37
Tuyau 17	158	176,2	43,13	1,77	2,67
Tuyau 13	600	220,4	53,61	0,55	0,47

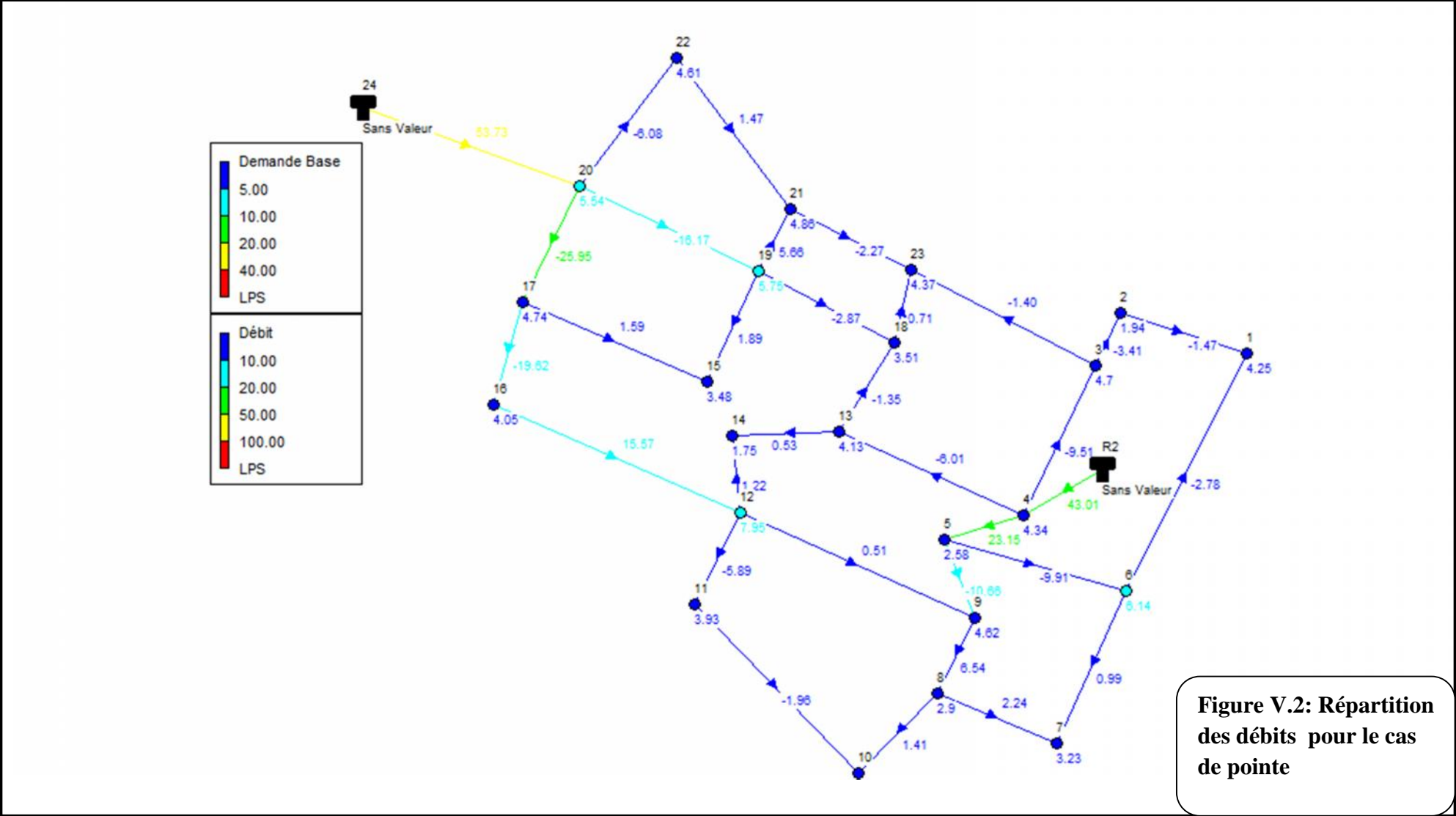


Figure V.2: Répartition des débits pour le cas de pointe

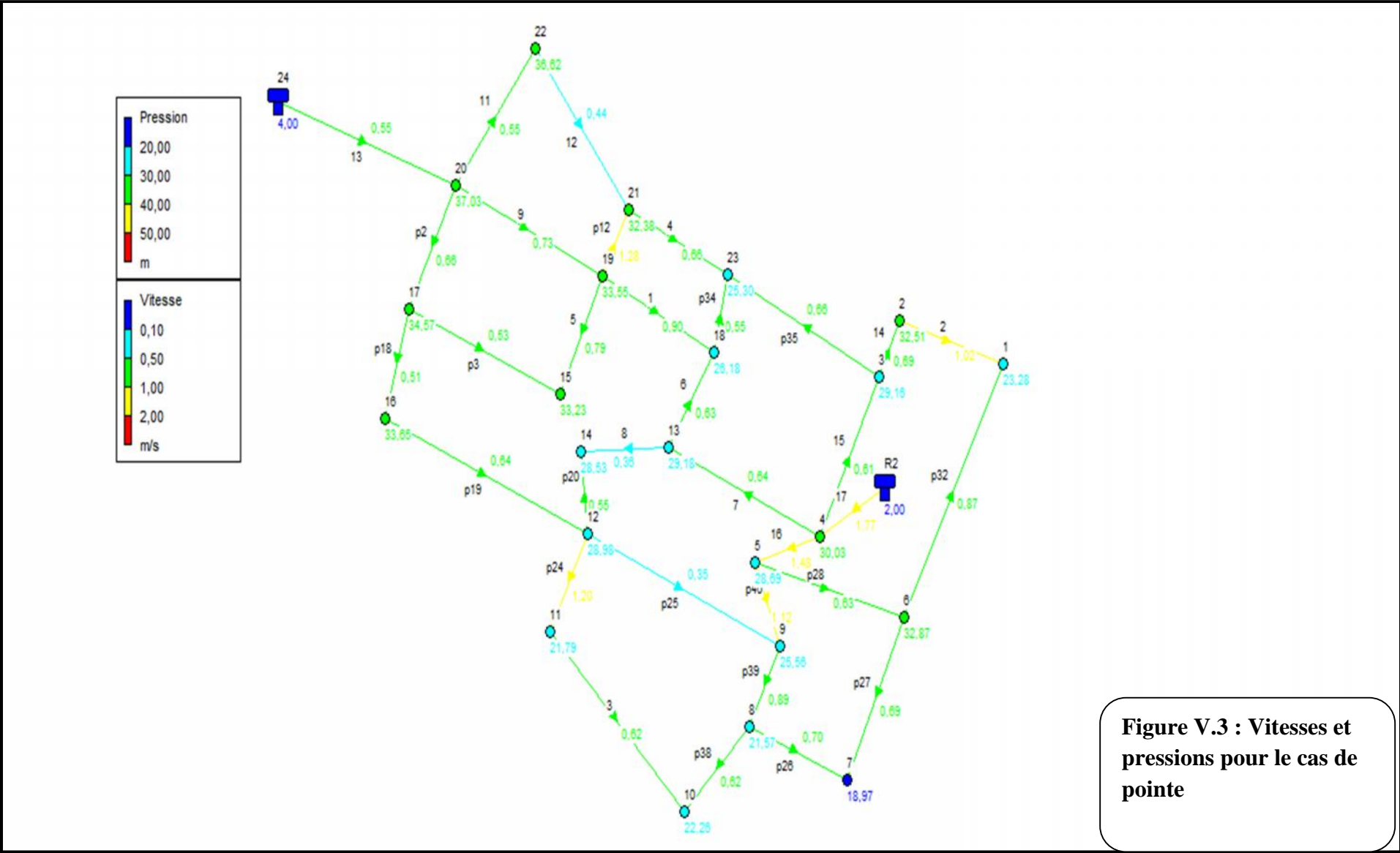


Figure V.3 : Vitesses et pressions pour le cas de pointe

Tableau V.9: Caractéristiques géométriques et hydrauliques des nœuds : cas de pointe plus incendie

	Altitude	Demande	Charge	Pression
Nœud	M	LPS	m	m
Noeud 20	305,5	5,54	342,27	36,77
Noeud 17	307,21	4,74	340,48	33,27
Noeud 15	302,6	3,48	335,34	32,74
Noeud 19	307,19	5,75	340,45	33,26
Noeud 21	303,2	4,86	335,27	32,07
Noeud 16	307,74	4,05	339,37	31,63
Noeud 12	310,49	24,95	332,67	22,18
Noeud 14	308,4	1,75	332,28	23,88
Noeud 4	310,3	4,34	340,03	29,73
Noeud 10	309,52	3,37	327,37	17,85
Noeud 11	311	3,93	327,72	16,72
Noeud 9	310,25	4,62	334,33	24,08
Noeud 8	311,82	2,9	331,33	19,51
Noeud 7	310,51	3,23	327,68	17,17
Noeud 6	304,93	6,14	337,29	32,36
Noeud 5	310,27	2,58	338,46	28,19
Noeud 2	305	1,94	337,2	32,2
Noeud 1	302	4,25	324,83	22,83
Noeud 18	307,77	3,51	333,44	25,67
Noeud 23	306,65	4,37	331,57	24,92
Noeud 3	309,7	4,7	338,55	28,85
Noeud 13	308,56	4,13	336,84	28,28
Noeud 22	304,13	4,61	340,48	36,35
Réservoir R2	321	45,55	341	2
Réservoir R1	319	68,19	343	4

Tableau V.10 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons : cas de pointe plus incendie

Tronçons	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge
	M	Mm	L/S	m/s	M
Tuyau p2	388,7	220,4	39,59	1,04	1,79
Tuyau p3	591,1	63,8	0,7	0,49	5,14
Tuyau p12	209,2	79,2	6,35	1,29	5,18
Tuyau p18	319,5	220,4	34,15	0,9	1,11
Tuyau p19	793	176,2	30,1	1,23	6,70
Tuyau p20	318,6	53,6	0,44	0,19	0,39
Tuyau p24	309,8	79,2	5,04	1,02	4,95
Tuyau p25	759,3	53,6	0,33	0,23	1,66
Tuyau p26	381,9	63,8	2,16	0,68	3,65
Tuyau p27	504	53,6	1,07	0,74	9,61
Tuyau p28	367,3	141	9,99	0,64	1,17
Tuyau p32	812,1	63,8	2,77	0,87	12,46
Tuyau p34	186,4	53,6	0,76	0,53	1,87
Tuyau p35	613,2	53,6	1,49	0,66	6,98
Tuyau p38	158,4	53,6	2,26	1	3,96
Tuyau p39	255,2	96,8	7,32	0,99	3,00
Tuyau p40	252,5	110,2	12,27	1,29	4,13
Tuyau 1	410,88	63,8	2,94	0,92	7,01
Tuyau 2	353,62	53,6	1,48	1,03	12,36
Tuyau 3	125,25	63,8	1,11	0,35	0,35

Suite du Tableau V.10

Tuyau 4	398,97	63,8	2,12	0,66	3,70
Tuyau 5	394,91	63 ,8	2,78	0,81	5,11
Tuyau 6	366,31	53,6	1,33	0,59	3,40
Tuyau 7	604,65	110,2	6,78	0,71	3,19
Tuyau 8	162,52	53,6	1,31	0,91	4,55
Tuyau 9	584,36	176,2	17,81	0,73	1,82
Tuyau 11	546,41	110,2	5,25	0,55	1,79
Tuyau 12	718,18	63,8	0,64	0,44	5,21
Tuyau 14	177,77	79,2	3,42	0,69	1,36
Tuyau 15	498,72	141	9,6	0,61	1,48
Tuyau 16	86,79	141	24,83	1,59	1,57
Tuyau 17	158	176,2	45,55	1,87	2,97
Tuyau 13	600	220,4	68,19	0,7	0,73

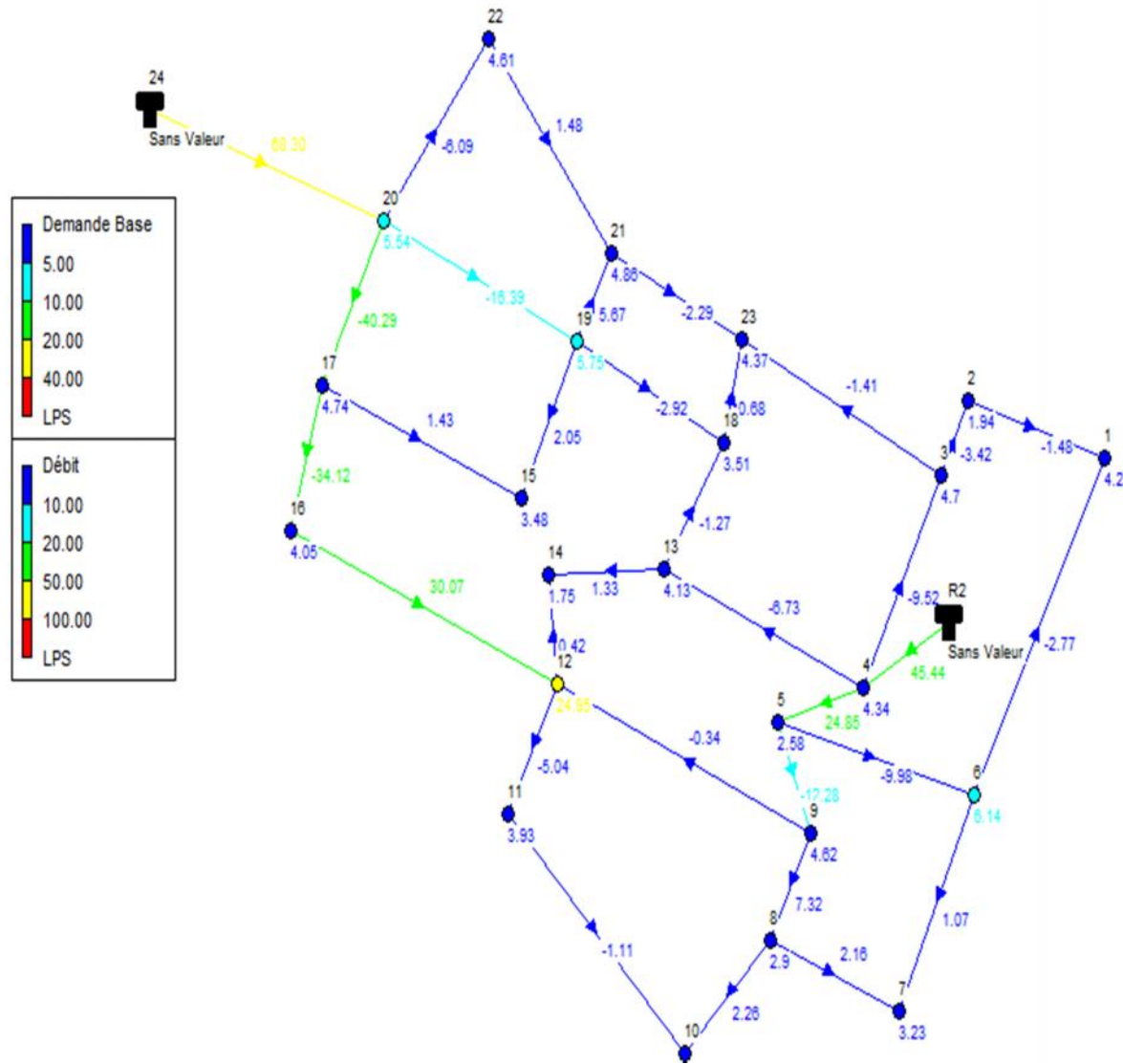


Figure V.4 : Répartition des débits pour le cas de pointe plus incendie

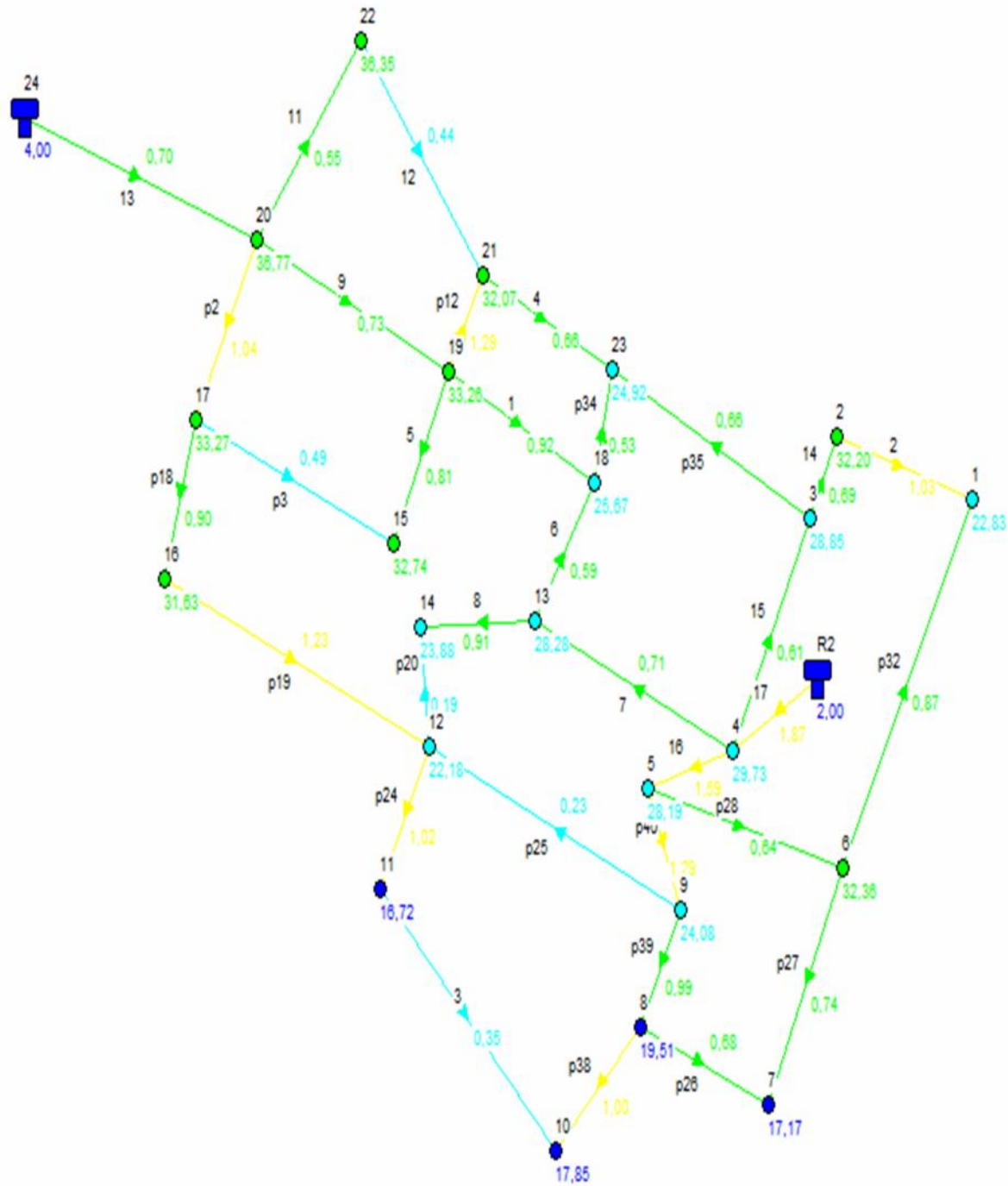
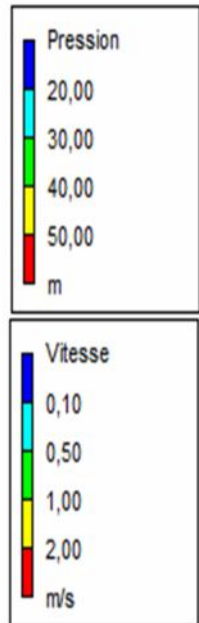


Figure V.5 : Vitesses et pressions pour le cas de pointe plus incendie

V.8.2 - Interprétation des résultats**a- Cas de pointe**

Nous avons remarqué que nous avons des pressions acceptables compris entre 18 -37 m.c.e, dans tous les nœuds de réseau, nous constatons que la répartition des pressions est acceptable.

Après avoir fait la simulation, nous avons remarqué que la majorité des vitesses sont comprises entre 0,5 m/s et 1,5 m/s, la chose qui confirme le bon écoulement de l'eau dans les conduites et évite l'entartrage.

Nous avons remarqué aussi la présence de certaines vitesses faibles à savoir les tronçons N9-N12 et N13-N14 (inférieure à 0,5 m/s), pour remédier à ce problème nous procédons par l'ouverture, soit des vannes de vidange, soit des poteaux d'incendie.

b- Cas de point plus incendie

Pour le cas de point plus incendie, nous avons procédé au même travail que le cas de pointe sauf qu'on doit assurer le débit d'incendie (17 l/s) dans le nœud le plus défavorable choisi, dans notre cas c'est le nœud N12. Cette réserve d'incendie est assurée par le réservoir R1 de capacité de 400 m³.

Nous avons obtenu des pressions acceptables variables entre 16 et 37 m.c.e.

Pour les vitesses, nous avons remarqué qu'il y a certaines vitesses inférieures à 0,5 m/s, mais cela n'influe pas sur notre réseau, puisque le cas de point plus incendie se marque par des vitesses un peu élevées par rapport au cas de pointe.

V.9 - Tracé du profil au long

Dans les profils en long, nous présentons la ligne d'eau dans chaque tronçon avec les cotes piézométriques calculées, et les côtes du terrain. La ligne piézométrique permet de visualiser la pression engendrée par l'eau en chaque point du tracé.

Conclusion

Ce chapitre a été consacré pour le dimensionnement du réseau de distribution alimenté à partir des deux réservoirs. La méthode de calcul utilisée est celle d'Hardy Cross, au moyen d'un logiciel EPANET. Après la simulation, nous avons obtenu des vitesses et des pressions répondant aux valeurs comprises dans la fourchette acceptable en hydraulique urbaine. Le calcul a été fait pour les deux cas, à savoir le cas de pointe et le cas de pointe plus incendie.

CHAPITRE V
DIMENSIONNEMENT DU
RESEAU PROJETE

Introduction

Les canalisations destinées au transport de l'eau sous pression se composent de tuyaux droits cylindriques et d'éléments de raccordement appelés pièces spéciales (coudes, brides, réductions).

Les principaux matériaux utilisés pour la fabrication des tuyaux sont : la fonte et la fonte ductile, l'acier, les matières plastiques, le béton armé ou non armé et le béton précontraint.

VI.1 pose de canalisations

Les canalisations sont généralement posées en tranchée à l'exception de certains cas où elles sont posées sur sol à condition d'être rigoureusement entretenues et protégées. Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même, par contre le mode de pose est variable d'un terrain à l'autre ceci dans le fait de diminuer l'effet des différentes contraintes agissant sur la canalisation.

En principe pour permettre un écoulement naturel des eaux d'infiltration, la pose de canalisation s'effectue à partir des points hauts. Si la canalisation est posée en tranchée, celle-ci doit être suffisamment large (minimum 70 cm), de façon à permettre l'accès aux ouvriers pour effectuer le travail. Au niveau des joints, la tranchée devra présenter un élargissement plus important.

VI.1.1 Pose selon la nature de terrain

Dans notre projet, la pose de canalisation est ordinaire vu que le sol de l'agglomération ne présente pas d'anomalie (pas de rivière...etc.). Dans un terrain ordinaire, la canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm et une profondeur de telle façon à recevoir le lit de pose (Sable), la conduite et l'épaisseur du remblai (80 cm minimum). Le fond de la tranchée est garni d'un lit du sable de 10 à 20 cm d'épaisseur au minimum, destiné à constituer un matelas élastique au-dessous du tuyau. Avant la mise en fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subi de chocs, fissuration... etc. Après cela, on pratique la descente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon plus lente. Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempts de pierres et bien pilonné, et sera par la suite achevé avec des engins.

VI.1.2 Pose selon la nature des conduites

Pour notre projet, comme les canalisations sont en polyéthylène haute densité (PEHD), l'enfouissement à la charrue est interdit, sauf dérogations expresses. Si le cintrage a lieu

suivant une courbure de diamètre compris entre 06 à 16 fois le diamètre extérieur du tuyau, il doit s'effectuer à chaud ; de plus fortes courbures sont à proscrire. En cas de pose pendant les journées chaudes, le serrage de jonctions extrême des canalisations et le remblaiement ne doivent avoir lieu qu'aux heures fraîches, de préférence dans la matinée.

On peut également classer les tuyaux en fonction des types de raccordement utilisés selon trois grandes familles.

VI.1.2.1 Raccordement par emboîtement

Il y a en général alors un joint assurant l'étanchéité. Les tuyaux en fonte, PVC, béton à âme tôle, PRV sont de ce type. Ces raccordements impliquent presque toujours une surépaisseur par rapport au diamètre extérieur du tuyau ; les techniques de pose par fonçage ou forage ne sont alors pas toujours possibles.

VI.1.2.2 Raccordement par soudure

Ces techniques sont réservées aux Polyéthylènes (électro-soudages par manchon ou « au miroir »), à l'acier parfois, à la partie acier des bétons à âme tôle. En raison de la surépaisseur du manchon, le PE soudé de cette façon se prête mal également aux forages et fonçages.

VI.1.2.3 Raccordement par collage

Le PVC en petits diamètres peut également être assemblé par collage. Les tuyaux se présentent le plus souvent en longueurs droites de 6 m, sauf pour les PE qui se présentent en tourets de plusieurs centaines de mètres selon le diamètre. Cette dernière présentation facilite leur utilisation en fonçage ou forage pour les diamètres de 100 à 400 mm.

VI.1.3 Traversées des routes

Nous avons dans notre projet la traversée de plusieurs routes. En raison des charges supportées, qui peuvent amener des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles au niveau des conduites et des routes, les traversées de routes doivent être limitées dans la mesure du possible. Dans le cas où on n'a pas d'autres alternatives, on doit faire la pose des conduites dans une gaine (buse de diamètre supérieur dans laquelle la conduite est introduite), dans le double but de protéger la canalisation contre les chocs et les vibrations, et d'évacuer l'eau provient des fuites éventuelles hors de la chaussée. D'autre part, la profondeur d'enfouissement doit être au minimum d'un mètre sous la chaussée (0,70 m sous accotement). Enfin, le remblaiement et la reconstitution de la chaussée doivent être exécutés avec soin.

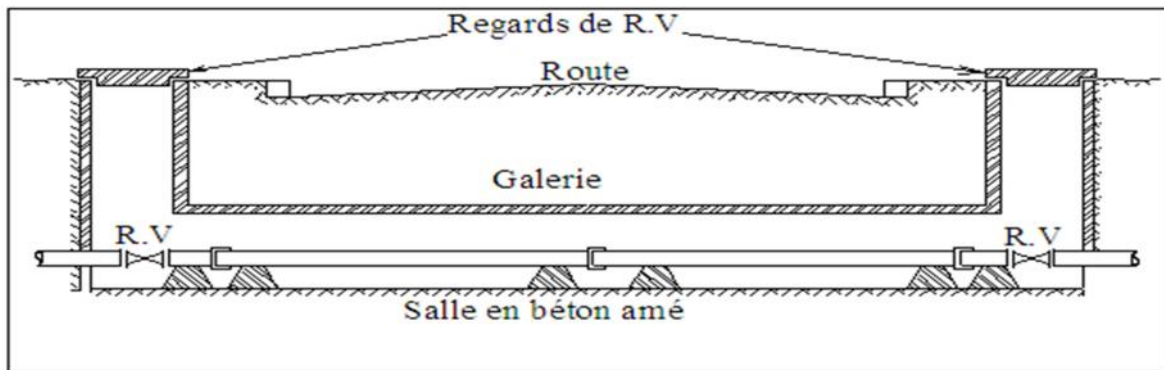


Figure VI.1 : Pose de conduite en galerie.

VI.1.4 Traversée des Oueds

La pose de canalisations à la traversée d'un oued demande certains travaux spécial en fonction de l'état de la traversé. L'existence d'un pont-route suivra également de support de la canalisation .Dans le cas où le pont-route n'existe pas, on va choisir le traversé aérienne.

Le franchissement aérien des oueds est assuré par l'implantation des piliers au niveau de lit d'oued. Les piliers seront dimensionnés d'une manière à supporter les charges appliquées par la conduite.

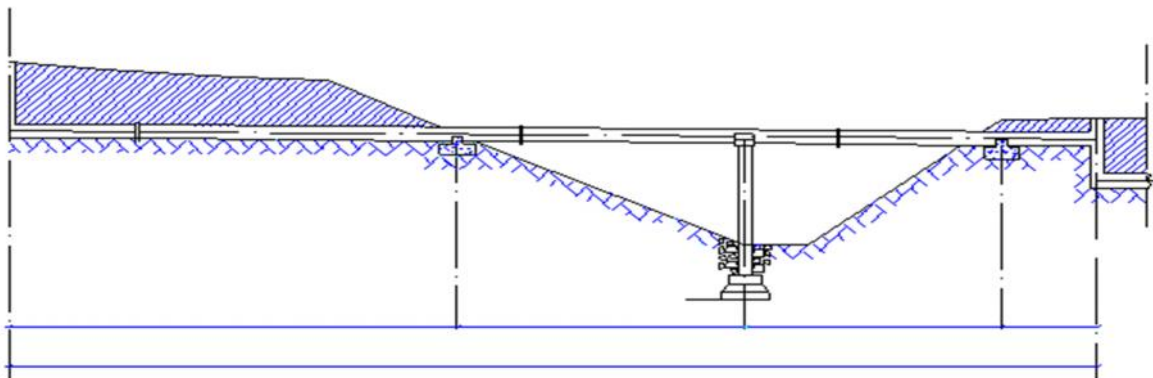


Figure VI.2 : Traversée d'un Oued

VI.2 Exécution des travaux de pose des canalisations [4]

VI.2.1 Travaux préliminaires

Avant de commencer les travaux de pose, on doit procéder aux opérations de piquetage et de jalonnement qui permettent :

- De matérialiser sur le terrain le tracé et le profil en long de canalisation.

- De reporter la position de tous les ouvrages enterrés (réseaux d'assainissement, câbles électriques et PTT, canalisation de gaz). Pour un repérage précis, il faut exécuter des sondages de reconnaissance perpendiculairement aux lieux des canalisations indiquées sur les plans du projet.

La vérification et la manutention des canalisations (Les quantités, L'aspect et le contrôle de l'intégrité, Le marquage en cas de défaut) sont des étapes nécessaires avant la mise en pose des conduites.

VI.2.2 Excavation des tranchées

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée à excaver est de 1 m pour :

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

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

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

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

VI.2.2.1 Profondeur de la tranchée (H_{tr})

Les tranchées sont établies en chaque point à la profondeur indiqué au profil en long, en générale la profondeur est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D+h+e \quad (\text{m}) \dots\dots\dots (\text{VI.1})$$

D : Diamètre de la conduite (m) ;

h : Hauteur de la génératrice supérieur de conduite à la surface du sol, elle est varié entre 80 et 120cm.

e : Epaisseur du lit de pose (e = 0,2 m).

VI.2.2.2 Largeur de la tranchée (b)

La largeur de la tranchée est évidemment en fonction du diamètre de la conduite. Elle varie aussi selon la nature du sol, le matériau constituant la conduite, le type de joint et les conditions de pose. La tranchée devra présenter en son fond une largeur au moins égale au diamètre extérieur du tuyau avec 30 cm d'espacement sur chaque côté de la conduite.

Avec :

$$b = D + 0,6 \text{ (m)} \dots \dots \dots \text{(VII.2)}$$

b : Largeur de la tranchée (m).

D : Diamètre de la conduite (m).

VI.2.2.3 Choix du coefficient du talus (m)

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

Tableau VI.1 : Choix du coefficient du talus

Sols	Profondeur de la tranchée	
	jusqu'à 1.5 m	jusqu'à 3m
Sable	m=0,5	m=1
Limon sableux	m=0,25	m=0,67
Limon argileux	m=0	m=0,5

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

VI.2.2.4 Section de la tranchée (Str)

Les sections des tranchées sont en forme rectangulaire dont l'aire est donnée par la formule :

$$S_{tr} = H_{tr} \times b \text{ (m}^2\text{)} \dots \dots \dots \text{(VI.3)}$$

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

b : Largeur du fond de la tranchée (m).

VI.2.3 Aménagement du lit de sable

Le lit de pose a pour fonction première d'assurer une répartition uniforme des charges sur la zone d'appui, il y a donc lieu de poser les tuyaux de manière à ce qu'il n'y ait ni appui linéaire, ni appui ponctuel. Avant la pose des conduites on procède aux opérations suivant :

- Eliminer les grosses pierres sur les talus de la tranchée.
- Respecter les côtes du profil en long.
- Nivelier soigneusement le fond de la tranchée.
- Etablir une suite le fond de la fouille en confectionnant un lit de pose (Sable).

VI.2.4 Mise en place des canalisations

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont.

- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé.
- Réaliser un fond de fouille bien rectiligne pour que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur et éliminer les grosses pierres sur les talus de la tranchée.
- Creuser le fond de fouille à côté de l'emboîtement de façon à éviter que celui-ci ne se pose pas sur le sol.
- Réaliser si possible un appui de manière à ce que le tuyau repose sur un arc égal au moins au quart de sa circonférence extérieure.

VI.2.5 Remblaiement de la tranchée

Un remblayage de qualité est nécessaire pour assurer, d'une part la transmission régulière des charges sur la canalisation et d'autre part sa protection contre tout dégât lors de l'exécution des remblais supérieurs. Le matériau utilisé est généralement similaire à celui mis en œuvre pour l'enrobage du tuyau. Le remblaiement est réalisé par couches successives dont l'épaisseur est déterminée en fonction de l'engin de damage (<0,3m), en tenant compte de la nature du remblai, afin de garantir une compacité optimale et régulière durant cette opération les tuyaux ne devront subir aucun dommage.

Pour cette raison, l'utilisation d'engins de compactage moyens ou lourds n'est admissible qu'à partir d'une hauteur de couverture de 1m. Par ailleurs dans le cas de faible couverture des tuyaux, la circulation des véhicules ainsi que le stockage des déblais des tranchées sont interdits sur le tracé de la canalisation.

VI.3 Accessoires du réseau[5]

VI.3.1 Équipement du réseau de distribution

VI.3.1.1 Type de canalisation

Le réseau de distribution sera constitué par PEHD, les diamètres utilisés varient entre 50mm et 250 mm.

VI.3.2 Appareils et accessoires du réseau

Les accessoires qui devront être utilisés pour le réseau de distribution sont les suivants :

a. Vanne de régulation (multifonction)

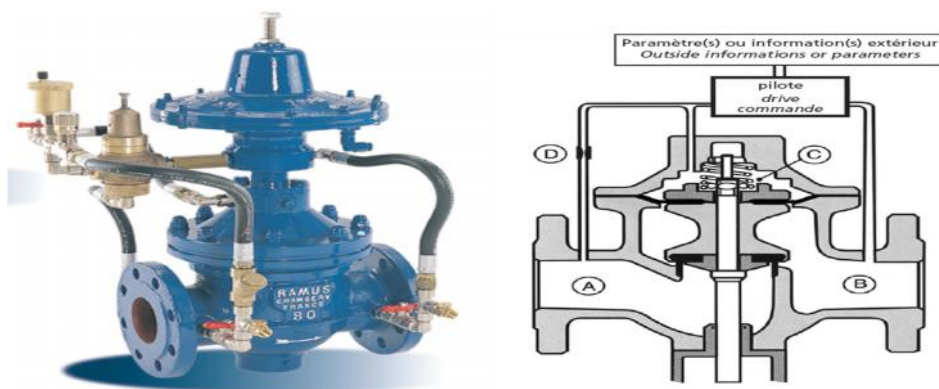


Figure VI.3 : Vanne de régulation

➤ Principe de fonctionnement

La Chambre “C” est alimentée par l’amont. Cette alimentation est freinée par un diaphragme “D”.

Les pilotes en régulant l’échappement de la chambre modifient l’ouverture de l’appareil.

A partir du même ensemble de base on peut réaliser plusieurs fonctions, par modification de la partie commande.

- **Utilisations les plus courantes**
 - Régulateur amont
 - Régulateur aval
 - Régulateur amont/aval
 - Robinet altimétrique
 - Robinet altimétrique/régulateur amont
 - Régulateur de débit
- **Avantages**
 - Fonction modifiable sans dépose de l’appareil

- Ne nécessite aucun apport d'énergie extérieure
- Etanchéité parfaite à débit nul

b. Vanne à papillon



Figure VI.4 : Vanne à papillon

- Organe de sectionnement et de régulation adapté spécialement au transit de tous fluides courants.
- Etanchéité totale et permanente dans les deux sens d'écoulement, par manœuvre au quart de tour.
- Raccordement adapté à tous les gabarits de brides normalisées.
- Fixation aisée en extrémité de canalisation par brides normalisées pour sectionnement temporaire du circuit.
- Protection du corps et de l'axe de manœuvre grâce à sa bague d'étanchéité assurant l'isolement total avec le fluide transité.

Construction simple, robuste et éprouvée, garantissant un fonctionnement parfait et durable sans entretien dans de nombreux domaines d'utilisation

c. Vanne à survitesse

Figure VI.5 : Vanne à survitesse.

- **Fonction**

Les vannes de survitesse sont destinées à couper le débit dans les canalisations sur lesquelles elles sont installées lorsqu'une rupture se produit à l'aval. L'accroissement de la vitesse du fluide qui en résulte entraîne la fermeture irréversible de la vanne, évitant ainsi les dégâts d'inondation ou la vidange des réservoirs.

- **Avantages**

La fermeture est automatique. Elle s'obtient sans apport d'énergie extérieure. Elle peut être télécommandée.

- La vitesse de fermeture est réglable. La vanne peut être équipée d'un système à 2 vitesses de fermeture.
- Etanchéité maximum.
- Modification possible du seuil de déclenchement en cours d'exploitation.

d. Robinet à opercule**Figure VI.7 :** Robinet à opercule.**• Fonction**

Sectionner tout transit d'eau potable et d'eau brut à l'aide d'un couple de manœuvre faible.

• Avantage

- Parfaite vanne fermée : compression de l'élastomère de l'opercule.
- Un palier d'étanchéité démontable sous pression assure l'étanchéité vers l'extérieur et interdit l'entrée de corps étrangers.

Les vis de fixation du corps et du couvercle sont à têtes noyées recouvertes d'une protection plastique.

- Opercule surmoulé élastomère.
- Vis de manœuvre en acier inoxydable.
- Pas d'accumulation de corps étrangers sous l'opercule.

e. Appareil de régulation à membrane

f. Joint de démontage**Figure VI.9 :** Joint de démontage.

Il se compose de 2 brides extérieures pour la reprise sur la conduite et d'une bride serre-joint assurant l'étanchéité dans toutes les positions intermédiaires.

❖ Fonction

- Le joint de démontage auto-buté est un organe, dont la conception permet d'assurer sous un encombrement minimum un montage réglable ou un démontage aisé en cas de dépose de matériel de canalisation ou de robinetterie.
- Il peut transmettre toute la poussée axiale de la conduite grâce à leur rigidité assurée par les tirants traversant.

g. Robinet vanne

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 ainsi de régler les 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).



Figure VIII.10 : Robinet vanne.

h. Bouche 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 50à 200 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus.



Figure VIII.11 : Poteau d'incendie

i. Clapets

Ils sont destinés à empêcher la circulation en retour, leur emploi est général dans les stations de pompage où ils sont souvent disposés à la sortie même des pompes, entre celles-ci et les robinets de sectionnement. On en trouve également sur les canalisations de distribution.



Figure VI.12 : Clapet anti retour

j. Venteuses



Figure VIII.13 : Venteuse.

Les venteuses sont des organes qui sont placés aux points le plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydraulique. Les ventouses ont pour formation spéciale l'alimentation des poches d'air dans la canalisation des conduites en cas de vidange par pénétration d'air.

k. Robinets de vidange

Ce sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange qui sera posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

l. Pièces spéciales de raccordement

1. **Tés** : utilisés pour le raccordement des canalisations secondaires sur la canalisation principale.
2. **Coudes** : utilisés en cas de changement de direction.
3. **Cônes de réduction** : ce sont des organes de raccord en cas de changement de diamètre.



Figure VI.14 : Pièces spéciales

Conclusion

Les accessoires sont indispensables dans un réseau d'alimentation en eau potable car on vient de constater le rôle que jouent ces différents accessoires au niveau d'un réseau. Certains pour l'incendie par contre d'autre chassent l'air de la conduite en cas d'écoulement ou font rentrer l'air dans la conduite en cas de vidange (cas des venteuses).

**CHAPITRE VI
D'ADDUCTION ET DE
POMPAGE**

Introduction

Un des critères prépondérants lors de l'attribution d'un projet immobilier à une entreprise de Travaux Publics et hydraulique est la durée du chantier qui va de pair avec le respect des délais. Le temps est en effet très important pour le client qui peut même le privilégier au détriment du budget. Les constructeurs ont donc rapidement compris l'importance de ce paramètre et ont à cet effet élaboré différentes méthodes d'organisation afin d'en assurer la maîtrise.

VII.1 : Réalisation du réseau d'AEP

La réalisation d'un réseau d'A.E.P sur le terrain oblige le technicien à suivre les étapes suivantes :

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

VII. 2 : Implantation de la trace des tranchées sur le terrain

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des marques placées en ligne droite et espacés de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminées.

VII.3 : Excavation des tranchées

L'excavation des tranches s'effectue en deux étapes :

a) Enlèvement de la couche végétale

Cette étape peut être effectuée par un bulldozer ou un angledozer au d'autres engins de terrassements comme une pelle munie d'une chargeur-pelleteuses.

Le volume de couche végétale a excaver est calculé par :

$$V = b \cdot h \cdot L \quad (\text{m}^3) \dots\dots\dots(\text{VII.1})$$

Avec :

b: longueur de la couche végétale (m)

h : hauteur de la couche végétale (h = 0.2 m)

L : longueur des tranchées de même diamètre (m)

B) Excavation

Selon les caractéristiques du terrain, l’excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée à excaver atteint 0.8 m pour les raisons suivantes :

- Pour garder la fraîcheur de l’eau pendant les grandes chaleurs.
- Pour protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être d’une façon qu’un homme puisse y travailler sans difficulté ; et elle est variée selon le diamètre des conduites à mettre en place ;

Donc l’excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres telles que :

- Profondeur de la tranchée « H_{tr} »
- Largeur de la tranchée « b »

VII. 4 : la section transversale de la tranchée

On a deux types de tranchées selon la section transversale, section rectangulaire et trapézoïdale.

a. Section rectangulaire

On a déterminé les paramètres de tranchée comme le suivant :

La profondeur de la tranchée rectangulaire

$$H_{tr} = D + h + h_1) \dots\dots\dots(\text{VII.2})$$

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

D : diamètre de la conduite (m).

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

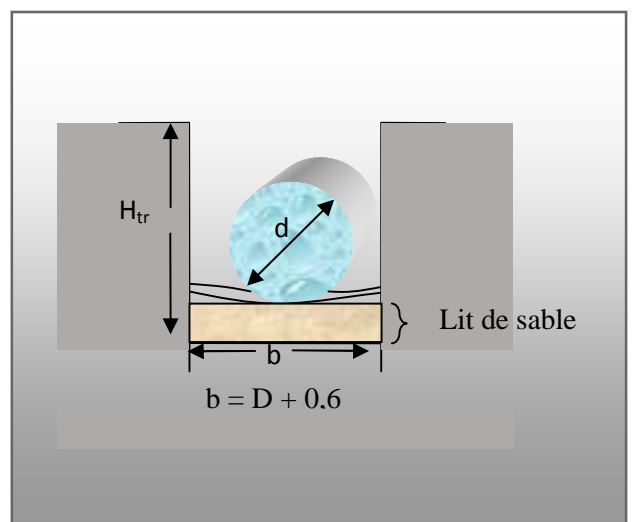


Figure VII.1 section transversale d’une tranchée rectangulaire

On prend : $h=1$ m.

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,15$ m.

D'où : $H_{tr} = 1,15 + D$).....(VII.3)

Largueur de la tranchée rectangulaire

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

$b = D + 0,6$ m.).....(VII.4)

b : largeur de la tranchée (m) et D : diamètre de la conduite (m).

b. Section trapézoïdale

H_{min} : profondeur minimale au-dessus de la génératrice supérieure de la Conduite, égale en générale 1 m.

e : épaisseur de la couche préparée (lit de sable)

b : largeur du fond de la tranchée.

a : distance entre la génératrice latérale et la base du talus : on prend $a=0.5$ m

B : largeur superficielle de la tranchée.

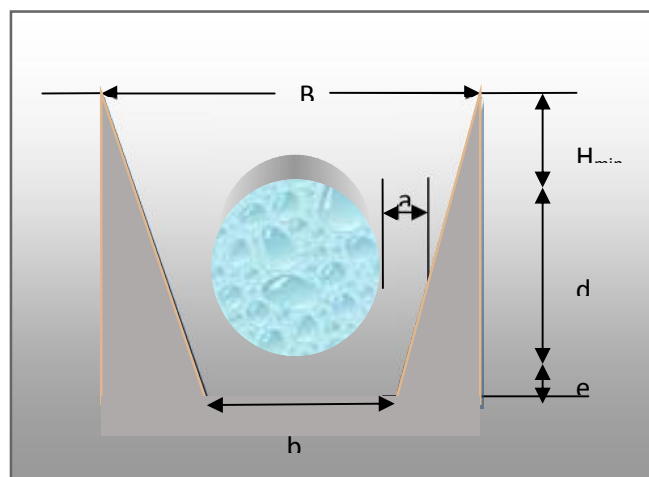


Figure VII.2 section transversale d'une tranchée trapézoïdale

La profondeur de la tranchée trapézoïdale

Il est le même calcul en cas de tranche rectangulaire

Largueur de la tranchée trapézoïdale

On a la largeur du fond de la tranchée et largeur superficielle de la tranchée

$$B = b + 2(m \times H_{tr}) \dots \dots \dots (VII.5)$$

Avec ;

H_{tr} : hauteur de tranchée

m : choix du coefficient du talus elle est en fonction de type de sol.

Tableau VII.1 : Coefficient de talus en fonction de type de sol

Sols	profondeur de la tranchée	
	jusqu'à 1.5 m	jusqu'à 3m
Sable	m=0,5	m=1
limon sableux	m=0,25	m=0,67
limon argileux	m=0	m=0,5

Dans notre cas on a un sol argileux on prend m=0 c.-à-d. une tranchée rectangulaire

VII.5 : Choix des engins :**VII.5-1 : l'engin pour l'excavation des tranchées :**

On utilise une pelle équipée en rétro

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est à dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

- Temps de fouille ;
- Temps de transport ;

- Temps de déchargement ;
- Temps de remise en position de déblais.

Ces engins très répandus et utilisés à grande échelle grâce à leur bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir.

VII.5-2 : l'engin pour le remblaiement des tranchées

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur. Les chargeurs : ce sont des tracteurs sur lesquels monte à l'avant deux bras articulés, actionnés par des vérins et porte un godet.

Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur.

Dans ce projet on utilise chargeur-pelleteuses car elle est disponible et les tranchées ont de petites profondeurs en plus du terrain qui est facile à manipuler.

VII.6 : Calcul du volume de terrassement

VII.6.1 : Calcul du volume de déblai

La surface à calculer est la surface rectangulaire

$$s = b \times H_{tr} \dots \dots \dots (VII.6)$$

$$b = 0.3 * (N-1) + (0.3 * 2) + (\emptyset * N)$$

N = nombre de conduites dans la tranchée =1

$$\text{Donc } b = 0.6 + \emptyset$$

Tableau VII.2 Calcul du volume du déblai de réseau

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Largueur b=D+0.6 (m)	Profondeur Htr=D+1.1(m)	Surface d'une tranchée (m²)	Volume de déblai (m³)
50	1616,9	0,65	1,15	0,75	1212,67
63	1456,51	0,663	1,163	0,77	1121,51
75	3438,38	0,675	1,175	0,79	2716,32
90	209,2	0,690	1,190	0,82	171,54
110	255,2	0,71	1,21	0,86	219,47
125	1403,06	0,725	1,225	0,89	1248,72
200	1535,36	0,8	1,3	1,04	1596,77
250	1308,2	0,85	1,35	1,15	1504,43
total	11222,81				9791,43

VII 6.2 : calcul de volume de lit de sable**Tableau VII.3** Volume de lit de sable

Diamètre (mm)	Longueur de la conduite (m)	Largueur d'une tranchée b :(m)	Volume de sable (m³)
50	1616,9	0,65	210,2
63	1456,51	0,663	193,13
75	3438,38	0,675	464,18
90	209,2	0,690	28,87
110	255,2	0,71	36,23
125	1403,06	0,725	203,44
200	1535,36	0,8	245,66
250	1308,2	0,85	222,39
Total	11222,81		1604,1

VII.6.3 : Calcul du volume de remblai

Ce volume est déduit à partir du volume du déblai et le volume qu'occupe-la conduite et le volume occupé par le lit de sable

$$V_r = V_d - (V + V_s)$$

V_r : Volume du remblai compacté (m³) ;

V_d : Volume du déblai (m³) ;

V_s : Volume du sable

V : Volume occupé par la conduite (m³) ; $V = L * \frac{f * D^2}{4}$ (VII.7)

L : Longueur de la conduite

D : Diamètre de la conduite.

Tableau VII.4 Calcul du volume du remblai pour le réseau

Diamètre (mm)	Volume de déblai (m³)	Volume de la conduite (m³)	Volume du lit de sable (m³)	Volume de remblai (m³)
50	1212,67	3,17	210,2	999,3
63	1121,51	4,53	193,13	923,85
75	2716,32	15,18	464,18	2236,96
90	171,54	1,33	28,87	141,34
110	219,47	2,42	36,23	181,09
125	1248,72	17,21	203,44	1028,07
200	1596,77	48,21	245,66	1302,9
250	1504,43	64,18	222,39	1217,86
total	9791,43	156,23	1604,1	8031,1

VII.6.4 : Volume excédentaire

$$V_{\text{exc}} = V_f - V_r$$

V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m³).

V_f : Volume du sol foisonné en (m³).

Avec : $V_f = V_d \cdot K_f$

V_d : Volume du déblai en (m³)

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a : $K_f = 1,24$.

Tableau VII.5 calcul du volume excédentaire pour le réseau

Diamètre (mm)	Volume de déblai (m ³)	Volume foisonné (m ³)	Volume du remblai (m ³)	Volume excédentaire (m ³)
50	1212,67	1697,74	999,3	698,44
63	1121,51	1390,67	923,85	466,82
75	2716,32	3368,23	2236,96	1131,28
90	171,54	212,70	141,34	71,36
110	219,47	272,14	181,09	91,05
125	1248,72	1548,41	1028,07	520,34
200	1596,77	1979,99	1302,9	677,09
250	1504,43	1865,49	1217,86	647,63
total	9791,43	12141,37	8031,1	4110,27

Tableau VII.6 Le volume total des travaux pour le réseau

Diamètre (mm)	Longueur(m)	Volume de déblai (m³)	Volume du remblai (m³)	Volume du lit de sable(m³)	Volume excédentaire (m³)
50	1616,9	1212,67	999,3	210,2	698,44
63	1456,51	1121,51	923,85	193,13	466,82
75	3438,38	2716,32	2236,96	464,18	1131,28
90	209,2	171,54	141,34	28,87	71,36
110	255,2	219,47	181,09	36,23	91,05
125	1403,06	1248,72	1028,07	203,44	520,34
200	1535,36	1596,77	1302,9	245,66	677,09
250	1308,2	1504,43	1217,86	222,39	647,63
total	11222,81	9791,43	8031,1	1604,1	4110,27

VIII. Conclusion

La bonne organisation permet de respecter la qualité, les prix et les délais pour satisfaire le client. A travers la prévision des difficultés qui peuvent mettre en danger ces délais, le planning aide à tenir de tels engagements.

CHAPITRE VII
POSE DE CANALISATIONS
ET ACCESSOIRES

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 est pris afin de permettre aux travailleurs d'exercer leurs profession dans les bonnes conditions.

Doc 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 de la gravité des accidents dans les chantiers, d'où le domaine hydraulique couvre un large éventuel lors de la réalisation d'un objet en alimentation en eau potable.

Les différentes phrases d'exécution des travaux sont :

- 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) tels que le bétonnage, ferrailage et autre phase de réalisation concernant l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage.

Pour cela il faut que les ingénieurs hydrauliciens doivent résoudre tous les problèmes qui concernent la sécurité et la protection du travail dans leurs études.

Pour notre cas, nous avons seulement les travaux qui concernent la pose de canalisation et les travaux de terrassement pour l'implantation du réservoir.

V11I.1-Cause des accidents de travail dans un chantier hydraulique

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

V11I.2.1-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.

VIII.2.2-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.)

VIII.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.

VIII.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.

VIII.4-Mesures préventives pour éviter les causes des accidents[1]

VIII.4.1 :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.)

VIII.4.2 : Autre protection

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.

VIII.5 : 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 rigoureuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.

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 compteur.
- 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.

V11I.6 : 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.

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de savoir comment faire les travaux de réalisation un réseau d'alimentation en eau potable dans les meilleurs conditions.

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer sur les critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis renverser la tendance, c'est-à-dire faire de la prévention une action offensive pour qui il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.

CHAPITRE VIII
ORGANISATION DU
CHANTIER

Introduction :

La mise en œuvre d'une gestion technique efficace des installations de protection et de distribution d'eau est un enjeu majeur pour les collectivités locales comme pour les particuliers elle passe par la recherche d'une adéquation permanente entre ressources en eau et besoins.

L'exploitation des ouvrages de production et de distribution d'eau doit anticiper sur l'évolution de la demande pour être en mesure de prendre rapidement que possible les décisions de gestion adéquats afin d'assurer le bon fonctionnement du réseau.

VIII. Gestion des forages :

Trois conditions sont essentielles pour gérer et exploiter correctement les forages :

Adaptation de la pompe au captage :

La pompe et un élément essentiel du captage elle doit être dimensionnée en fonction de nombreux critères :

- La hauteur d'élévation totale.
- Le débit refoule.

La connaissance des paramètres patrimoniaux :

La connaissance des données patrimoniales est essentielle pour une bonne gestion, les paramètres d'exploitation de l'ouvrage doivent absolument être mis à la disposition des exploitants.

La base de données qui permet de disposer de l'ensemble des paramètres patrimoniaux regroupe notamment :

- La coupe technique de l'ouvrage.
- Les principales caractéristiques physico-chimiques de l'eau.
- La position du niveau statique et du niveau dynamique à différents débits.
- Le débit spécifique de l'ouvrage.
- Le débit maximum d'exploitation à ne pas dépasser.

Un exploitant ne peut pas gérer correctement ces ouvrages sans avoir connaissance de ces informations patrimoniales.

Les équipements techniques :

Il faut avoir les équipements suivants :

- Un compteur d'eau.
- Un compteur horaire par pompe.
- Un ampère mètre par pompe.
- Un voltmètre.
- Un manomètre.
- Un dispositif de protection des pompes contre le désamorçage.
- Une prise d'échantillon pour analyse

Gestion technique et suivie général des installations (pour un captage par forage) :

La gestion d'un forage où d'un champ captant nécessite un suivie général des installations et des équipements qui les composent pour ce la les opérations de Contrôle de suivie et d'inspection seront détaillées dans ce qui suit : [2]

Contrôle hebdomadaire :

- Étanchéité de la fermeture des trappes.
- Étanchéité de la fermeture de la tête de puit.
- Mesure des niveaux statiques et dynamiques.

Contrôle semestriel :

- Affaissement de terrains contournant les forages.
- Comparaison du niveau de forage et du niveau d'eau et du piézomètre de contrôle.
- Mesure des prélèvements et niveau.
- État de fonctionnement de l'installation.

Vieillessement des forages :

Le vieillissement des forages est un phénomène inéluctable qui s'accompagne de plusieurs effets :

a)Phénomène de corrosion :

- Corrosion électrochimique.
- Corrosion bactérienne.

b) Phénomène de colmatage :

- Colmatage mécanique.

- Colmatage chimique.
- Colmatage biologique.

VIII. Gestion des ouvrages de stockage :

Les réservoirs sont des ouvrages de stockage dont la durée de vie est généralement longue (50 ans minimum) les problèmes d'exploitation ou d'entretien peuvent concerner les réservoirs trouvent le plus souvent leur origine dans les insuffisances au niveau de la conception.

Équipements du réservoir:

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

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-1 **Équipements du réservoir**

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

Entretien	<ul style="list-style-type: none">➤ Appareils de manutention➤ Joints de montage➤ Eclairage
-----------	--

Les réservoirs constituent un élément important des réseaux de distribution puisque ce sont des ouvrages qui assurent la régulation et la sécurité de distribution.

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. Les réservoirs 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 site :

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.

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.

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.

Gestion du réseau de distribution :

Le coût et l'organisation du réseau dépendent de façon très importante du linéaire du réseau et de sa consistance de sa vétuste et de son état

Le coût global d'entretien intègre les divers éléments détaillés dans le tableau suivant :

Tableau-2 éléments du coût d'entretien

Détection	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Coût de surveillance ➤ Coût de campagnes de recherche des fuites ➤ Coût de fonctionnement et poste de protection cathodique
Entretien courant	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Coût d'entretien des branchements ➤ Coût d'entretien de la fontainerie ➤ Coût d'entretien des compteurs
Réparation	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Coût de réparation des fuites ➤ Coût de remise a niveau des boches à clé

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 facturé.

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

La lutte contre le vieillissement des conduites :

Le vieillissement d'une conduite correspond à sa dégradation dans le temps celui-ci donnant lieu 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 plainte des abonnés).

Conclusion :

Pour assurer une bonne gestion du réseau 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 différents organes et accessoires, en adaptant les matériaux appropriés qui faciliteront sa gestion et son entretien.

Conclusion générale

Arrivé au terme de notre travail, nous disons tout simplement que le problème de l'alimentation en eau potable de Bir Oueld Khelifa réside dans le mauvais état du réseau, l'alimentation en eau potable des différentes parties de la ville se fait actuellement par intermittence et le matériau de réseau existant c'est le (pvc), les adductions et les forages sont on bon état.

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 (2038), autrement dit la consommation à considérablement augmenter. Pour répondre à ce besoin galopant, nous avons après avoir diagnostiqué les réservoirs existant et calculé la capacité de stockage futur, on trouve que la capacité actuelle est suffisante donc on n'a pas besoin d'implanté un nouveau réservoir.

Le dimensionnement du nouveau réseau fait par le logiciel EPANET qui nous donne des diamètres normalisés varient entre 63 et 250mm avec des vitesses et des pressions acceptables.

Pour le bon fonctionnement nous mettons des accessoires au niveau de réseau (les appareils de mesure).

**REFERENCE
BIBLIOGRAPHIQUES**

Références Bibliographiques

- [1] **B.SALAH.** Cours d'Alimentation en Eau Potable. Cinquième année 1993, P 150.
- [2] **E.IVANOV.** Organisation et la construction d'un système du projet de distribution de l'eau, ENSH 1985.
- [3] **CHIALI Group (éd).** Catalogue techniques des tubes polyéthylène. p 9.
- [4] **M . CARLIER.** Hydraulique générale et appliquée, Édition Eyrolles, Paris 1972, P289.
- [5] **CATALOGUE DE PEHD.** Édition 2010.
- .

ANNEXE

ANNEXE III.1: S_{\max} En Fonction du nombre d'habitants.

population (hab.) 10^3	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	1000
S_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1

ANNEXE III.2: S_{\min} En Fonction du nombre d'habitants.

population (hab.) 10^3	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	50	100
S_{\min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.63	0.7

ANNEXE IV.18: Répartition des débits horaire en fonction du nombre d'habitants.

HEURES	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	De 10001 à 50000	De 50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rural
0-1	1.00	1.50	3.00	3.35	0.75
1-2	1.00	1.50	3.20	3.25	0.75
2-3	1.00	1.50	2.50	3.30	1.00
3-4	1.00	1.50	2.60	3.20	1.00
4-5	2.00	2.50	3.50	3.25	3.00
5-6	3.00	3.50	4.10	3.40	5.50
6-7	5.00	4.50	4.50	3.85	5.50
7-8	6.50	5.50	4.90	4.45	5.50
8-9	6.50	6.25	4.90	5.20	3.50
9-10	5.50	6.25	5.60	5.05	3.50
10-11	4.50	6.25	4.80	4.85	6.00
11-12	5.50	6.25	4.70	4.60	8.50
12-13	7.00	5.00	4.40	4.60	8.50
13-14	7.00	5.00	4.10	4.55	6.00
14-15	5.50	5.50	4.20	4.75	5.00
15-16	4.50	6.00	4.40	4.70	5.00
16-17	5.00	6.00	4.30	4.65	3.50
17-18	6.50	5.50	4.10	4.35	3.50
18-19	6.50	5.00	4.50	4.40	6.00
19-20	5.00	4.50	4.50	4.30	6.00
20-21	4.50	4.00	4.50	4.30	6.00
21-22	3.00	3.00	4.80	4.20	3.00
22-23	2.00	2.00	4.60	3.75	2.00
23-24	1.00	1.50	3.30	3.70	1.00
Total	100	100	100	100	100

(Extrait de l'ouvrage d'alimentation en eau potable d'ABRAMOV, édition 1982)

ANNEXE V.1: Table d'ABRAMOV

(Débits en fonction des diamètres et gradients de perte de charge)

Q (l/s)	0.4	0.7	1.0	1.5	2.0	2.2	2.2	2.5	3.0	3.5
D (mm)	50	50	50	50	50	50	75	75	75	75
1000i	1.43	3.97	7.61	160	27.3	32.6	4.51	5.77	7.97	10.7
Q (l/s)	4.00	4.5	5.0	5.2	5.2	5.5	6.00	7.00	8.0	9.1
D (mm)	75	75	75	75	100	100	100	100	100	100
1000i	13.60	16.9	20.5	22.0	5.40	6.00	7.03	12.0	12.0	15.2
Q (l/s)	9.1	10	11	12	13	13.8	13.8	16	18	20
D (mm)	125	125	125	125	125	125	150	150	150	150
1000i	6.49	7.72	9.21	10.8	12.6	14.0	6.02	8.05	10.0	12.2
Q (l/s)	22	23.6	23.6	25	30	35	40	44	44	50
D (mm)	150	150	200	200	200	200	200	250	250	250
1000i	14.5	16.5	3.94	4.38	6.14	8.18	10.5	12.5	4.29	5.45
Q (l/s)	55	60	65	71	71	80	90	100	103	103
D (mm)	250	250	250	250	300	300	300	300	300	350
1000i	6.50	7.64	8.88	10.5	4.50	5.63	7.00	8.53	9.01	4.29
Q (l/s)	110	120	130	140	144	144	150	160	170	180
D (mm)	350	350	350	350	350	400	400	400	400	400
1000i	5.03	5.92	6.87	7.89	8.31	4.31	4.65	5.24	5.87	6.53

(Extrait de l'ouvrage d'alimentation en eau potable d'ABRAMOV, édition 1982)

ANNEXE V.2: Tube PEHD eau potable (PN10)

Référence	Désignation	Diamètre Ext (mm)	Épaisseur (mm)	Diamètre Int (mm)
110 030 161	Tube PEHD	16	/	/
110 030 201	Tube PEHD	20	2.0	16
110 030 251	Tube PEHD	25	2.0	21
110 030 321	Tube PEHD	32	2.4	27.2
110 030 401	Tube PEHD	40	3.0	34
110 030 501	Tube PEHD	50	3.7	42.6
110 030 631	Tube PEHD	63	4.7	53.6
110 030 751	Tube PEHD	75	5.6	
110 070 901	Tube PEHD	90	5.4	79.2
110 071 101	Tube PEHD	110	6.6	96.8
110 071 251	Tube PEHD	125	7.4	110.2
110 071 601	Tube PEHD	160	9.5	141
110 072 001	Tube PEHD	200	11.9	176.2
110 072 501	Tube PEHD	250	14.8	220.4
110 073 151	Tube PEHD	315	18.7	277.6
110 074 001	Tube PEHD	400	23.7	352.6
110 075 001	Tube PEHD	500	29.7	440.6
110 036 301	Tube PEHD	630	51.2	527.6