

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Dimensionnement de réseau d'alimentation en eau potable de la nouvelle ville Ali Mendjeli (w. Constantine).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0027-14

APA Citation (توثيق APA):

Merbai, Brahim (2014). Dimensionnement de réseau d'alimentation en eau potable de la nouvelle ville Ali Mendjeli (w. Constantine)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE URBIN

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 DU PROJET :

**DIMENSIONNEMENT DE RESEAU D'ALIMENTATION
EN EAU POTABLE DE LA NOUVELLE VILLE ALI
MENDJELI W.CONSTANTINE**

PRESENTE PAR :

M^r MERBAI BRAHIM

Devant les membres du jury

	Noms et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r	S.BOUALEM	Professeur	Président
M ^{me}	F.AMOUR	M.A.A	Examinatrice
M ^{me}	W.MOKRANE	M.A.A	Examinatrice
M ^{me}	L.KADDI	M.A.A	Examinatrice
M ^{me}	L.MOUHOUB	Ingénieur en chef	Examinatrice
M ^r	S.BERBACHE	M.A.A	Promotrice

Sep - 2014

Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissances et de respect :

A ma très chère mère et mon cher père

A mes frères amar et hamza, qui n'a Jamais cessé de m'aider

A petite soeure ; et mes gandes sœurs avec ces mariés charif et mouhamed

Et ces zayneb, ayoub, amdjed, ishak, imen , lilia, ines.

A toute ma grande famille

A mes amis, bilal, hamza, moussaab, zakj, mahfoud, oussaama, omar,

saadik, mouhamed , salah ,youcef, , noredin, hichem, chihab,kouka,

amar, fares, ishak, mouh lakriz, boukada, nabil, walid, tayeb, mokhtar,

nadjib, rabah,fares.

A toutes mes amies

A toute ma famille de l'ENSH

MERBAI BRAHIM



Remerciement

D'abord je remercie dieu tout puissant pour m'avoir permis d'accomplir dans les meilleures conditions ce travail et toutes mes études.

Ma reconnaissance va plus particulièrement à :

Mon promotrice Mme Berbache Sabah pour sa disponibilité et son aide.

A L'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude.

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

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

العمل الذي نقوم به يتمثل في
ولاية قسنطينة
وتصميم نظام التزويد بالمياه
لمدينة الجديدة علي
بتحديد مختلف مشاكل شبكة التوزيع، محطات الضخ، أنابيب الدفع
لأجل هذا نتطرق إلى تقديم النظام
وخزانات المياه. استعملنا آخر نسخة من برنامج **EPANET** وهذا من أجل إظهار حالة شبكة التوزيع. بعد هذه
المعاينة وصلنا إلى التوصيات الضرورية أجل التزويد الجيد للمدينة بالمياه وضمان تشغيل
غاية **2040**.

Résumé

Ce présent mémoire a pour objectif de faire une étude et conception du système d'alimentation en eau potable de la nouvelle ville ALI MENDJELI wilaya de CONSTANTINE.

Le travail consiste à présenter le système et déterminer les différents problèmes des adductions, stations de pompage, réservoirs de stockage et défaillances du réseau de distribution. Nous avons utilisé la dernière version du logiciel de modélisation EPANET afin de bien visualiser le comportement hydraulique de notre système, des recommandations ont été proposées afin d'améliorer l'alimentation en eau potable de la ville et de garantir le bon d'analyse du système à l'horizon d'étude 2040.

Abstract

The present work aims at studying and designing the water supply system of the new City ALI MENDJELI (w-Constantine).

The works consists in presenting the system and identify the various problems of supply systems, pumping stations, tanks storage and failures of the distribution network. We used the latest version of EPANET software modeling to visualize the hydraulic behavior of our network. Recommendations are propose to improve city drinking water supply and ensure the proper functioning of the system to the study horizon of 2040.

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : PRESENTATION DE LA VILLE

Introduction	2
I.1. Situation géographique.....	2
I-2- Situation administrative.....	4
I.3- Situation climatologique	4
I.3.1 la température.....	5
I.3.2 les précipitations.....	6
I.3.3 Le vent.....	6
I.3.4 La gelée	7
I.3.5 l'évaporation.....	8
I.4 Situation topographique	8
I.5 situation géologique	9
I.6 situation hydraulique	9
I .6.1 production	9
I .6.2 stockage.....	9
I .6.3 dotations	10
Conclusion.....	10

Chapitre II : ESIMATION DES BESOINS EN EAU

II.1 Estimation de la Population future.....	11
II.2 Estimation des débits	12
II.2.1 Généralité.....	12
II.2.2 Choix de la dotation	12
II.2.3 Catégories des besoins en eau.....	12
II.3.1 Estimation de la consommation moyenne journalière.....	13
II.3.1 Besoins domestiques.....	13
II.3.2 Besoins scolaires.....	13
II.3.3 Besoins sanitaires.....	14
II.3.4 Besoins socioculturels.....	15
II.3.5 Besoins administratifs.....	15

SOMMAIRE

II.3.7 Besoins d'arrosage	16
II.4 Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération	16
II.5 Récapitulation des besoins moyens journaliers	17
II.6 Détermination des consommations maximales et minimales journalières	17
II.6.1 Consommation maximale journalière ($Q_{\max j}$)	17
II.6.2 Consommation maximale journalière ($Q_{\max j}$)	17
II.7 Besoins d'équipements à court, moyen et long terme	18
II.8 Besoins domestiques à court, moyen et long terme	19
II.9 Récapitulation des besoins totaux à court, moyen et long terme	19
II.10 Détermination des consommations maximales et minimales journalières	19
II.10.1 Consommation maximale journalière ($Q_{\max j}$)	19
II.10.2 Consommation minimale journalière ($Q_{\min,j}$)	20
II.11 Etude des variations des débits horaires	21
II.11.1 Débit moyen horaire	20
II.11.2 Débit maximal horaire	21
II.11.3 Coefficient d'irrégularité maximal horaire	21
II.11.4 Débit minimal horaire	22
II.11.5 Coefficient d'irrégularité minimal horaire	22
II.12 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants	23
Conclusion	28

CHAPITRE III: L'ETUDE DU RESERVOIR

Introduction	29
III.1 Généralités	29
III.2 Rôle et fonctions des réservoirs	30
III.2.1 Fonctions techniques des réservoirs	30
III.2.2 Fonctions économiques	30
III.3 Emplacement des réservoirs	30
III.4 Construction des réservoirs	30
III.5 Le type du réservoir	31
III.6 Détermination de la capacité	31
III.7 Les équipements des réservoirs	33
III.7.1 Conduite d'adduction	33
III.7.2 Conduite de distribution	34

SOMMAIRE

III.7.3 Conduite du trop-plein.....	34
III.7.4 Conduite de vidange	34
III.7.5 Conduite BY-PASS	34
III.7.6 Matérialisation de la réserve d'incendie	35
III.7.7 Les joints d'étanchéité	35
III.7.8 système de canalisation	36
III.7.9 Robinet flotteur.....	36
III.7.10 Matérialisation de la réserve d'incendie	36
Conclusion.....	37

CHAPITRE IV : LE RESEAU DE DISTRIBUTION

Introduction	39
IV.1 Les différents types de réseaux	39
IV.1.1 Le réseau ramifié	39
IV.1.2. Le Réseau étage.....	39
IV.1.3 Le réseau maillé.....	39
IV.2 Conception d'un réseau.....	40
IV.3. Principe du tracé du réseau maillé.....	40
IV.4. Calcul hydraulique du réseau maille	40
IV.4.1 détermination des débits	41
IV.4.1.2 Calcul des débits en route.....	41
IV.4.1.2 Détermination du débit spécifique	41
IV.4.1.3 Détermination des débits nodaux	41
IV.4.2 Calcul des débits.....	42
IV.4.2.1 Cas de pointe	42
IV .4.2.2 Cas de pointe + Incendie	46
IV.5 Présentation du logiciel de calcul EPANET	47
IV.5.1 Description du logiciel EPANET	47
IV5.2 Fonction et application	47
IV.5.3Formule utilisée	47
IV.6Les résultats de calcul hydraulique	48
IV.5 Le calcul hydraulique	48
IV.6 Détermination Des diamètres avantageux	48
IV.7 Résultat de la simulation	49
IV.8.Équipement du réseau de distribution	57

SOMMAIRE

IV.8.1 Type de canalisation.....	57
IV.8.2 Appareils et accessoires du réseau	57
IV.8.2.1 Robinets vannes.....	57
IV.8.2.2 Bouches ou poteau d'incendie.....	57
IV.8.2.3 Ventouses	57
IV.8.2.4 pièces spéciales de raccord.....	57
Conclusion.....	58

CHAPITRE V : ADDUCTION ET POMPAGE

Introduction	59
V.1 Choix du tracé (condition technique)	59
V.2 Choix du matériau.....	59
V.3 Dimensionnement de l'adduction	60
V.3.1 Méthode de calcul.....	60
V.3.1.1 Calcul des pertes de charge.....	60
V.3.1.2 Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt.....	61
V.3.2 Puissance absorbée par la pompe.....	61
V.3.3 Energie consommée par la pompe.....	62
V.3.4 Frais d'exploitation	62
V.3.5 Calcul le prix de la conduite	62
V.3.6 Frais d'amortissement.....	62
V.4 Dimensionnement de l'adduction (SP – réservoir de 2*2000 m ³).....	63
V.4.1 Analyse de la capacité de la bache de reprise.....	63
V.4.2 Calcul du diamètre économique.....	64

CHAPITRE VI: PROTECTION ANTI BELIER

Introduction	69
VI.1 Causes du coup de bélier.....	69
VI.2 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier	69
a) Réservoirs d'air	69
b) Cheminée d'équilibre	70
c) Soupape de décharge	70
d) Volant d'inertie	70
VI.3 Calcul des réservoirs d'air.....	70
VI.4 Dimensionnement des réservoirs d'air.....	71

SOMMAIRE

VI.5 Application.....	72
Conclusion.....	.73

CHAPITRE VII : POSE DE CANALISATION

Introduction	74
VII.1 Différentes poses de la canalisation Pose en terre	74
VII.1.1 Exécution et aménagement de la tranchée	74
VII.1.2 Pose de la conduite.....	76
VII.1.3 Remplissage	78
VII.1.4 Essai hydraulique	78
VII.1.5 Remblayage.....	78
VII.2 Franchissement des points spéciaux	79
VII.2.1 Traversée de route.....	79
VII.2.2 Traversée de rivière.....	79
VII.3 Butées.....	80
VII.4 Équipement du réseau de distribution.....	81
VII.4.1 Type de canalisation	81
VII.4.2 Appareils et accessoires du réseau	81
A- Robinets vannes.....	81
B- Bouches ou poteau d'incendie.....	81
C- Clapets	81
D- Ventouses	81
E- Robinets de vidange.....	82
F- Bouche d'arrosage.....	82
G- pièces spéciales de raccord.....	82
Conclusion.....	83
Conclusion générale.....	84

Liste des tableaux

Tableau I.01 Répartition mensuelle moyenne des températures (période 1994/2008).....	5
Tableau I.02 Répartition mensuelle moyenne des précipitations (période 1984/2010).....	6
Tableau I.03 Répartition mensuelle moyenne des vitesses du vent (période 1994/2008)	6
Tableau N°04 : Répartition mensuelle moyenne des gelées	7
Tableau I.05 : évaporation moyenne mensuelle	8
Tableau I.06 : capacités des réservoirs alimentation la nouvelle ville ALI MENDJELI.....	9
Tableau II.1: Estimation de l'évolution de la population.	10
Tableau II.2: Besoins domestiques	12
Tableau II.3: Tableau récapitulatif des besoins scolaires	13
Tableau II.4: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires	13
Tableau II.5: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels	14
Tableau II.6: Tableau récapitulatif des besoins administratifs	14
Tableau II.7: évaluation des besoins commerciaux	15
Tableau II.8: évaluation des besoins d'arrosage	15
Tableau II.9 : Récapitulation des besoins eau de l'agglomération	15
Tableau II.10: Estimation des besoins moyens.....	16
Tableau II.11: Evaluation des besoins d'équipements à court, moyen et long terme.....	17
Tableau II.12: Evaluation des besoins domestiques à court, moyen et long terme	18
Tableau II.13: Evaluation des besoins totaux à court, moyen et long terme	18
Tableau II.14 : Tableau récapitulatif des débits journaliers $Q_{min,j}$; $Q_{moy,j}$; $Q_{max,j}$	19
Tableau II.15: Variation du coefficient \max	21
Tableau II.16: Variation du coefficient \min	22
Tableau II.17: Débits (max et min) horaires pour l'horizon actuelle et long terme	22
Tableau II.18: Répartition des débits horaire : (Actuelle et à court terme)	24
Tableau III.1 : détermination de la capacité de réservoir.....	31
Tableau IV.1 : récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe.	42
Tableau IV.2 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe)	43
Tableau IV.3 : état des nœuds du réseau	50
Tableau IV.4 : Calcul des paramètres hydraulique	51
Tableau IV.5 : état des nœuds du réseau.....	53
Tableau IV.6 : Calcul des paramètres hydrauliques.....	55
Tableau V.1 : Calcul de la hauteur manométrique total(HMT).....	64

Liste des tableaux

Tableau V.2 : Calcul des frais d'amortissement.....	65
Tableau V.3 : Calcul des frais d'exploitation.....	65
Tableau V.4 : Bilan du l'adduction.....	65
Tableau VI.1 : Les caractéristiques d'adduction de refoulement :	74
Tableau VI.2 : Calcul de célérité d'onde d'adduction de refoulement:.....	74
Tableau VI.3 : Calcul de volume de réservoir d'air de l'adduction de refoulement :	75
Tableau VII.1 : Choix du coefficient du talus :	78

Liste des figure

Figure I.1 : Situation géographique de la ville d'Ali Mendjeli (Google earth)	3
-Figure I .2 localisation de la zone d'étude.....	4
Figure I -3Graphique de la température moyenne mensuelle.....	5
Figure I -4 Graphique de la précipitation moyenne mensuelle.....	6
Figure I -5Graphique de la vitesse du vent moyenne mensuelle	7
Figure I -6Graphique de l'évaporation moyenne mensuelle	8
Figure II.1 : Répartition de la population.....	11
Figure II.2 : Diagramme à barres représente la consommation actuelle.....	25
Figure II.3 : Graphique de consommation cumulé actuelle.....	25
Figure II.4 : Diagramme à barres représente la consommation à court terme(2040).	26
Figure V.1: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitatio.....	66

Liste des planches

1. plan de mass
2. plan de réseau de distribution pos 08-pos-09
3. plan de jonction pos 08 (un14) – pos 09(uv15et uv16).
4. profil en long d'adduction par refoulement (SP-réservoir 2*2000).
5. plan des accessoires utilisés dans une adduction d' A.E.P

Introduction générale

L'eau c'est la chose la plus offerte au choix de l'individu, ayant une importance considérable pour le développement social et économique et technologique du pays.

Nul n'ignore en effet, que faute d'un approvisionnement en eau potable dans le milieu, la santé de la population, facteur clé pour le développement économique en est affectée.

Jadis on croyait que l'eau est en quantités abondantes et que ses ressources sont inépuisables, aujourd'hui son abondance et sa pureté sont mises à défaut par les conditions climatiques et les activités humaines.

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

Dans ce contexte s'inscrit le thème de notre mémoire de fin d'étude qui est l'étude de réseaux d'alimentation en eau potable de la nouvelle ville ALI MANDJLI W.CONSTANTINE.

Cette étude analyse le système d'alimentation en eau potable en abondant sept chapitres tous d'une grande importance pour permettre d'améliorer le réseau d'A.E.P et on obtient par conséquence une amélioration du cadre de vie des citoyens.

CHAPITRE I

PRESENTATION

DE LA VILLE

PRESENTATION DE LA VILLE

Introduction

Constantine l'une des plus importantes agglomérations du pays. La ville qui reprend son droit de ville touristique s'investit depuis quelques années pour renouveler la qualité urbaine notamment par des projets d'embellissement minutieux pouvant léguer à cette ville historique son visage coutumier.

On ne va pas modifier l'image de la ville mais la moderniser. Constantine aborde donc ce troisième millénaire par un ensemble projets. Certains sont déjà en chantier d'autres sont déjà entamés. L'un des plus importants projets futuristes est certainement la construction d'une nouvelle ville ALI MENDJELI

I.1. Situation géographique

La nouvelle ville D'ALI MENDJELI se trouve au sud de la willaya de CONSTANTINE, elle dépend administrativement de la commune d'EL KHROUB, elle étend sur une superficie de 1500Ha avec une capacité de 50000 logements pour une population attendue de 300000 habitants, cette surface est répartie sur 5quartiers chacun est divisé en quatre (4) unités de voisinage (UV).

- Quartier N⁰01 : UV N⁰ 01 ,02 ,03 et 04.
- Quartier N⁰02 : UV N⁰ 05 ,06 ,07 et 08.
- Quartier N⁰03 : UV N⁰ 09, 10, 11 et 12.
- Quartier N⁰04 : UV N⁰ 13. 14. 15 et 16.
- Quartier N⁰05 : UV N⁰ 17, 18, 19 et 20.

La nouvelle ville est caractérisée par sa position stratégique comme un élément de jonction entre les quatre grandes agglomérations à savoir la ville de CONSTANTINE au nord, ville d'EL KHROUB à l'est, AIN SMARA à l'ouest et GUETTRE EL AICHE au sud, sa proximité de grande infrastructure de communication, la route nationale reliant CONSTANTINE, BATNA et BISKRA , l'autoroute Est Ouest et l'aéroport de CONSTANTINE.



Figure I.1 : Situation géographique de la ville d'Ali Mendjeli (Google Earth)

Notre étude consiste à alimenter en eau potable les présents projets des Pos qui rentrent dans le programme de la ville Nouvelle ALI MENDJELI 4 suivant :

- POS 08 (UV14).
- POS 09 (UV15 + UV16)

La base des données disponibles au niveau de la station de Constantine (AIN ELBEY).
Les caractéristiques de la station retenue sont données :

Station	Altitude	Longitude	Latitude
Ain el bey	694m	6 37 E	36 17 N

I.3.1 la température

L'écart moyen de température entre la saison hivernale et estivale est très important.
Les données moyennes mensuelles interannuelles sont présentées dans le tableau I-01 :

Tableau I.01 Répartition mensuelle moyenne des températures (période 1994/2008)

Mois	Jan	Fév.	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec
T (°c)	7,28	7.91	10,43	14,38	19,13	26,15	27,75	26,93	22,33	18,48	11,53	7,8

(Source : ONM)

L'analyse du tableau I-01 montre que la saison froide s'installe pendant trois (03) mois. En cette période la température moyenne ne dépasse pas 08C⁰. En période chaude, la température moyenne excédé les 26 C⁰. la température minimale est moins de 7 C⁰, elle est prise au mois de janvier. La maximale dépasse les 27C⁰ au mois de juillet.

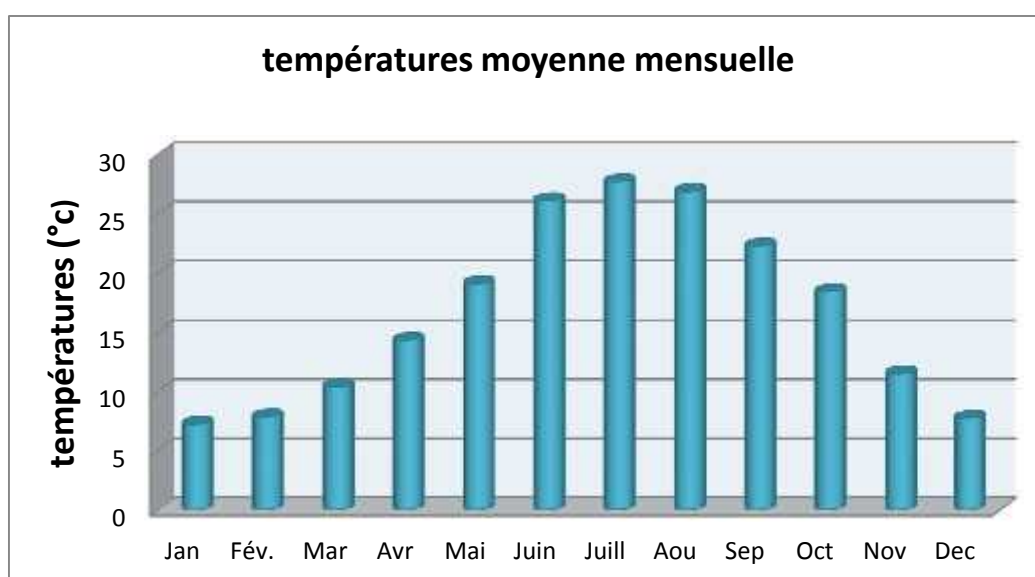


Figure I -3Graphique de la température moyenne mensuelle

I.3.2 les précipitations

Les données pluviométriques interannuelles sont données dans le tableau I-03

Tableau I.02 Répartition mensuelle moyenne des précipitations (période 1984/2010)

Mois	Sep	oct.	Non	déc.	jan	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juill.	Aout
P (mm)	46,7	41,6	57,45	97,76	76,77	62,44	62,7	58,51	46,85	18,92	4,97+	10,6

(Source : ANRH w.constantine2013)

Le régime pluviométrique est caractérisé par :

- Une répartition mensuelle des plus irrégulières, par ailleurs le mois le plus pluvieux est le mois de décembre avec une valeur de 97.76 mm
- La pluie moyenne interannuelle est de 585.3mm

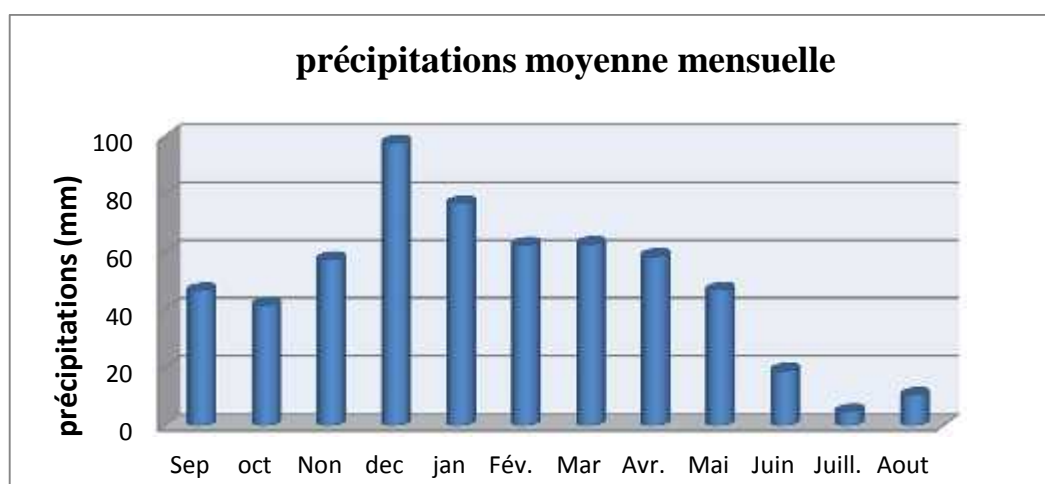


Figure I -4 Graphique de la précipitation moyenne mensuelle

I.3.3 Le vent

Les moyennes mensuelles des vitesses du vent exprimées en (m/s), sont rassemblées dans le tableau

Tableau I.03 Répartition mensuelle moyenne des vitesses du vent (période 1994/2008)

Mois	Jan	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juill.	aout	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	V _{moy}
V (m/s)	1.9	2.25	2.43	2.38	2.05	2.38	2.18	2.07	1.8	1.73	1.85	2.13	2.10

(Source : ONM)

Dans cette région les sont modérés à faible selon la série de vents, ils sont fréquents pendant toute l'année.

La vitesse moyenne annuelle du vent est de l'ordre de 2,10m/s, la vitesse moyenne maximale est enregistrée aux mois d'avril et mars avec des valeurs respectives de 2,38m/s, 2,43m/s et le minimal est de 1,73 m/s enregistrée au mois d'octobre.

Les vents dominants sont principalement nord-ouest et sud.

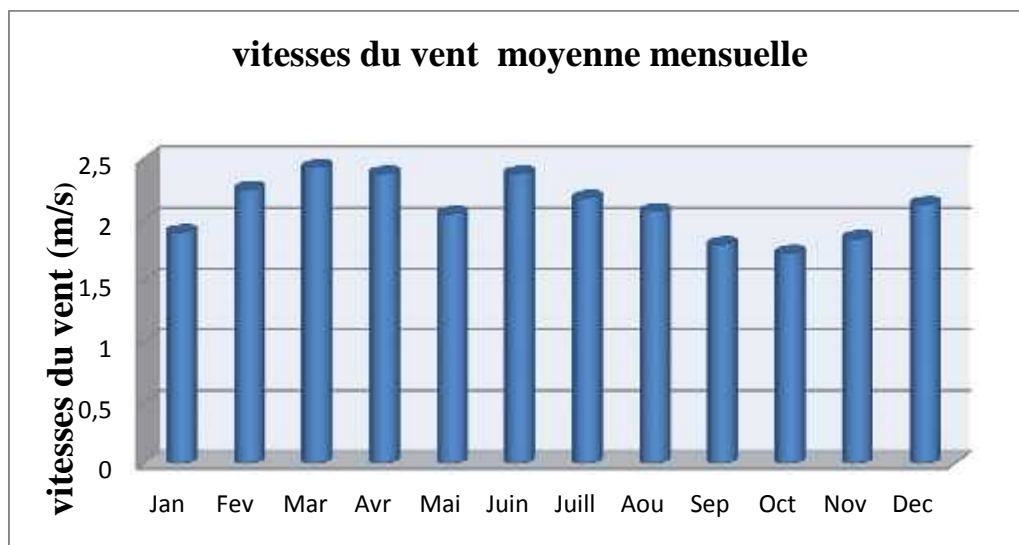


Figure I -5Graphique de la vitesse du vent moyenne mensuelle

I.3.4 La gelée

Dans le Tableau N°04: nous avons présenté les données concernant le nombre des jours de gelées pour notre région d'étude de l'année 2000/2010.

Tableau N°04 : Répartition mensuelle moyenne des gelées

Mois	Jan	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juill.	Aout	Sep	Oct.	Nov.	Déc.
gelée	9,1	7,6	4,2	1,1	0	0	0	0	0	0	0,3	6,1

Source: station météorologique (2000/2010)

La fréquence de jours de gèle est relativement faible. C'est pendant les mois de janvier qu'on note le nombre de journées de gèle où il dépasse les neuf (09) jours par an. Cette composante du climat a un effet néfaste sur la végétation

I.3.5 l'évaporation

Les données obtenues au niveau de la station météorologique de Constantine sont exprimés dans le tableau suivant :

Tableau I.05 : évaporation moyenne mensuelle

Mois	Jan	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juill.	Aout	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	E _{moy}
E _{vap} (mm)	29.45	35.3	55.19	60.55	87.7	111.1	157	122	94	87.8	47.4	31.9	76.66

(Source : ONM)

On remarque que les valeurs extrêmes sont observées durant le mois de juillet pour le maximum (157mm) et le mois de janvier pour le minimum (29.45mm) et une moyenne annuelle de 76.56mm.

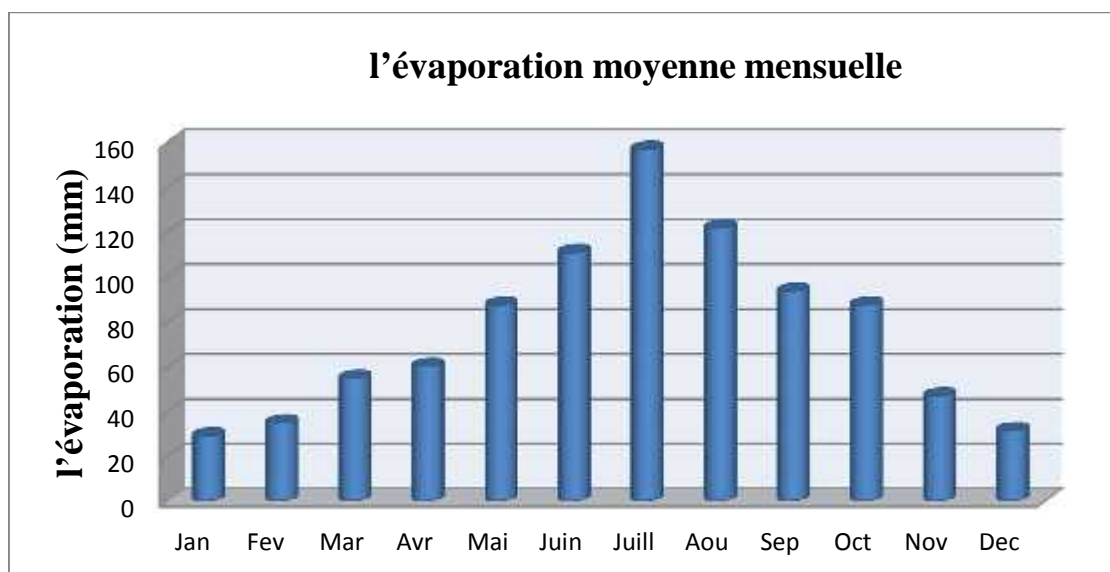


Figure I -6Graphique de l'évaporation moyenne mensuelle

I.4 Situation topographique

La commune de ALI MENDJELI possédé des pontes douces entre 8% et 14% . Son une altitude moyenne est de 800 m. Elle est implantée sur site vierge et vaste.

Les coordonnées du site sont : latitude (36°14 21, 90 N), longitude (6°35 11,51 E).

I.5 situation géologique

La lecture de la carte géologique d'El Khroub /Constantine, détaillée au 1/50 000 adjointe de sa notice explicative ainsi que la lecture des résultats de fouilles et les analyses géologiques effectuées par l'ANRH, a permis d'apporter les indications suivantes :

- 1- le périmètre de l'étude présente une pente d'environ 2,5% favorisant un écoulement rapide et sans infiltration des eaux de pluies dans le sol.
- 2- il est couvert de diverses formations qui sont :
 - Alluvien caillouteuses des plateaux (avec une croûte calcaire bien développée).
 - Le turonien : sables fauves ou bruns et argiles grises.
 - Pontien conglomérats et grés continentaux.
 - Pliocène lacustre qui est une alternance de marnes souvent rouges ou grises et de calcaires lacustre blanchâtres, rosés ou grise beige(voir figure N°03).

I.6 situation hydraulique

Cette partie a pour but de mettre en évidence la situation actuelle de système d'alimentation en eau potable de la ville d'ALI MENDJELI et faire une analyse sur les ressources existantes et les différents réservoirs de stockage.

I.6.1 production

D'après les services de la direction de l'hydraulique de wilaya de Constantine, la nouvelle ville ALI MENDJELI est alimentée par le barrage de **BENIHAROUN** avec un débit de 860 l/s au quel est ajouté de 130l/s à partir du forage de **BOUMERZOUG**

I.6.2 stockage

La nouvelle ville ALI MENDJELI est dotée de plusieurs ouvrages de stockage (réservoirs) existants, en cours de réalisation et projetés.

Les ouvrages de stockages qui assurent la distribution dans la ville sont indiqués dans le tableau suivant.

Tableau I.06 : capacités des réservoirs alimentation de la nouvelle ville ALI MENDJELI

Observation	Capacité (m ³ /j)	Nombres de réservoirs	Unité de voisinage
Réalisés	2500	2	04
Réalisés	2500	4	14
Réalisés	2500	2	18
Réalisés	2500	4	
Réalisés	2500	4	20

(Source : DHW)

I.6.3 dotations

- Le réseau actuel est un réseau maillé avec quelques ramifications.
- Le taux de raccordement en eau potable est de 100%, car la grande majorité des habitations sont collectives et relativement récentes.

Conclusion

Dans ce chapitre on a essayé de représenter la commune, connaître la situation géographique et administrative, topographique, climatique et définir toutes les données nécessaires à l'étude. Cette étape constitue la phase la plus importante, elle est basée sur la collecte des informations brutes, et aussi de vérifier leurs fiabilité pour une prise de décisions correcte. Nous allons donc, procéder dans le chapitre qui suit à la présentation des caractéristiques du nouveau réseau

CHAPITRE II

Estimation des besoins en eau

Introduction

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur.

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (de l'évolution de la population, du niveau de vie de la population,...). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à autre.

II.1 Estimation de la Population future

Pour l'estimation de la population future, nous prenons un horizon de 28 ans et nous adopterons un taux d'accroissement de 2.3%. Pour les calculs de la population future nous utiliserons finalement la formule des intérêts composés :

$$P_n = P_0 \times (1 + t)^n$$

Avec :

P_n : Population à l'horizon futur.

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 2012, la population de la zone d'étude est de 48564 habitants.

Remarque

Ce calcul est fait avec un taux d'accroissement de 2.3%, et cela d'après le service d'A.P.C de Constantine.

Tableau N°II.1: Estimation de l'évolution de la population.

Année	2012	2014	2020	2030	2040
Nombre d'habitants	44010	46058	52791	66670	83190

Source : (A.P.C de Ali mendjeli)



Figure II.1 : Répartition de la population

II.2 Estimation des débits

II.2.1 Généralité

Les quantités des eaux de consommation 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'eau globales de l'agglomération observée au jour de la consommation moyenne de l'année, rapporté à nombre d'habitant sur une période de 24 heures.

II.2.2 Choix de la dotation

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. : 200 à 300 l/j/hab.
- Ville de plus de 100000 hab. : 300 à 350 l/j/hab.

II.2.3 Catégories des besoins en eau

Les différentes catégories des besoins de consommations sont :

- Besoins domestiques

- Besoins scolaires
- Besoins sanitaires
- Besoins administratifs
- Besoins socioculturels
- Besoins commerciaux
- Besoins d'arrosage.

II.3 Estimation de la consommation moyenne journalière

Les besoins journaliers sont calculés comme suit

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

$Q_{moy,j}$: consommation moyenne journalière en m³/j.

dot: Dotation moyenne en (l/j/hab).

N: Nombre d'habitants

II.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.

Les besoins seront estimés d'après DHW de Constantine.

Tableau N°II.2: Besoins domestiques

Horizon	Population	Dotation (l/j/hab.)	$Q_{moy,j}$ (m³/j)
2014	46058	150	6908.7
2040	83190	250	20797.5

II.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 N°II.3: Tableau récapitulatif des besoins scolaires

Etablissement	Nombre	Effectifs	Dotation (l/j/élève)	Débit (m³/j)
Primaires	07	3395	10	33.95
CEM	04	3260	10	32.6
Lycée	03	2950	20	59
Total	14	6671	-----	125.55

II.3.3 Besoins sanitaires

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

Tableau N°II.4: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires

Type d'équipement	Nombre	Unité individué	Dotation (l/j/m²)	Débit (m³/j)
Polyclinique	01	400	15	6
Centre de santé	04	850	20	17
7 Salle de soin	07	400	20	8
Laboration de police	01	100	15	1.5
Pharmacies	05	500	05	2,5
Total	13	1850	-----	35

II.3.4 Besoins socioculturels

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

Tableau N°II.5: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels

Type d'équipement	Unité	Capacité unitaire	Dotation (l/j/m ²)	Débit (m ³ /j)
Maison de jeune	Employé	50	15	6
Centre culturel	Adhèrent	500	25	12.5
3Mosquées	Fidèle	14000	20	280
Cinéma	m ²	250	05	1.25
Stade	m ²	3000	05	15
Parc d'attraction	Visiteur	6000	05	30
Totale	-----	15100	-----	344.75

II.3.5 Besoins administratifs

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

Tableau N°II.6: Tableau récapitulatif des besoins administratifs

Type d'équipement	d'employés	Capacité unitaire	Dotation (l/j/usager)	Débit (m ³ /j)
Centre régional des impôts	Employé	30	15	0.45
D.A.S	Employé	20	15	0.3
Algérie télécom	Employé	150	15	0.6
Poste	Employé	30	15	0.45
Sureté urbaine	Agent	100	25	2.5
Protection civile	Unité	1	25000	25
Total	-----	-----	-----	29.3

II.3.6 Besoins commerciaux

Tableau N°II.7: évaluation des besoins commerciaux

Equipement	Nombre d'équipement	unité	Capacité unitaire	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy,j} (m ³ /j)
Marché	1	m ²	1000	5	5
Douche publique	6	m ²	6	10000	60
Centre commercial	2	m ²	2000	10	20
Boucherie	5	m ²	5	50	0.25
Boulangerie	8	m ²	8	400	3.8
Total	9	-----	-----	-----	89.05

II.3.7 Besoins d'arrosage

Tableau N°II.8: évaluation des besoins d'arrosage

Equipement	Unité	Capacité unitaire	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy,j} (m ³ /j)
Jardin publique	m ²	1200	5	6

II.4 Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération

Après l'étude détaillée des besoins, nous dressons un tableau récapitulatif pour pouvoir calculer le débit total nécessaire pour l'alimentation de la localité jusqu'à l'horizon.

Tableau N°II.9 : Récapitulation des besoins eau de l'agglomération

Catégories des besoins	Q _{moy,j} (m ³ /j)
Domestiques	20797.5
Scolaires	125.55
Administratifs	29.3
Sanitaires	35
Socioculturels	344.75
Commerciaux	89.05
Arrosages	6
Total	21427.15

II.6 Détermination des consommations maximales et minimales journalières

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 $K_{\min,j}$

II.6.1 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 :

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} \times Q_{\text{moy},j}$$

Avec :

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

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

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

II.6.2 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 :

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} \times Q_{\text{moy},j} \quad \text{Avec :}$$

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

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

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

II.6.3 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 :

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} \times Q_{\text{moy},j}$$

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

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

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

II.7 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 30%. 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 2014, court terme 2020, moyen terme 2030 et long terme 2040 sont présentés dans le tableau qui suit :

Tableau N°II.11: Evaluation des besoins d'équipements à court, moyen et long terme

Zone	Besoins d'équipements pour les différents horizons (m3/j)			
	Actuel	2020 Approximation (10%)	2030 Approximation (10%)	2040 Approximation (10%)
ville d'Ali mendjeli	629.65	692.62	761.88	838.07

II.8 Besoins domestiques à court, moyen et long terme**Tableau N°II.12: Evaluation des besoins domestiques à court, moyen et long terme**

Année	Actuelle 2014	Court terme 2020	Moyen terme 2030	Long terme 2040
Nombre d'habitants	46058	52791	66670	83190
Dotation (l/j/hab)	150	200	250	250
Débit Q_{moy,j} (m³/j)	6908.7	10558.2	16667.5	20797.5

II.9 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 N°II.13: Evaluation des besoins totaux à court, moyen et long terme

Année	Actuelle 2014	Court terme 2020	Moyen terme 2030	Long terme 2040
Domestiques Q_{moy,j} (m³/j)	6908.7	10558.2	16667.5	20797.5
Equipements Q_{moy,j} (m³/j)	629.65	692.62	761.88	838.07
Besoins Totaux Q_{moy,j}(m³/j)	7538.35	11250.82	17429.38	21635.57

II.10 Détermination des consommations maximales et minimales journalières

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 $K_{min j}$

II.10.1 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

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} \times Q_{\text{moy},j}$$

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

II.10.2 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 :

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} \times Q_{\text{moy},j}$$

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 N°II.14 : 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 d'Ali mendjeli	2014	7538.35	1,2	9046.02	0,9	6784.52
	2020	11250.82	1,2	13500.98	0,9	10125.74
	2030	17429.38	1,2	20915.26	0,9	15686.44
	2040	21635.57	1,2	25962.68	0,9	19472.01

II.11 Etude des variations des débits horaires

II.11.1 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 :

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

Avec :

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

II.11.2 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 :

$$Q_{\text{max,h}} = K_{\text{max,h}} \times Q_{\text{moy,h}}$$

Avec :

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

II.11.3 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 :

$$K_{\text{max,h}} = r_{\text{max}} \times S_{\text{max}}$$

Avec :

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 $\text{max} = 1,3$.

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

Tableau N°II.15: Variation du coefficient max

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

II.11.4 Débit minimal horaire

$$Q_{\min,h} = K_{\min,h} \times Q_{\text{moy},h}$$

Avec :

- **Qmoy,h** : Débit moyen horaire en m³/h
- **Kmin,h** : Coefficient d'irrégularité minimal horaire

II.11.5 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 :

$$K_{\min,h} = r_{\min} \times S_{\min}$$

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 : $\text{min} = 0,5$.

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

Tableau N°II.16: 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 N°II.17: Débits (max et min) horaires pour l'horizon actuelle et long terme

Horizon	Qmoy, h (m3/h)	max	max	Kmax, h	min	min	Kmin, h	Qmax, h (m3/h)	Qmin, h (m3/h)
Actuelle	376.92	1,3	1,13	1,47	0,5	0,63	0,32	554,07	120,61
2040	1081.78	1,3	1,1	1,43	0,5	0,70	0,35	1546,94	378.62

II.12 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.

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 2040) se trouve dans l'intervalle de 1000 à 50000 habitants donc d'après le tableau ci-dessous.

Le débit horaire est obtenu par la formule suivante :

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

- Q_h : Débit horaire nécessaire
- $Q_{\max j}$: Débit maximal journalière nécessaire
- $P\%$: Pourcentage horaire

La répartition horaire des débits de consommation journalière pour l'horizon actuel et l'horizon 2040 de notre agglomération est indiquée dans les tableaux suivants :

Tableau N°II.18: Répartition des débits horaire : (Actuelle et à long terme)

Heures	Horizon actuel				Long terme			
	$Q_{\max,j}= 9046.02 \text{ m}^3/j$		Courbe de conso cumulée		$Q_{\max,j}= 25962.68 \text{ m}^3/j$		Courbe de conso cumulée	
(h)	%	m^3/h	%	m^3/h	%	m^3/h	%	m^3/h
0--1	1.5	135.69	1.5	135.69	3	778.88	3	778.88
1--2	1.5	135.69	3	271.38	3.2	830.81	6.2	1609.69
2--3	1.5	135.69	4.5	407.07	2.5	649.07	8.7	2258.75
3--4	1.5	135.69	6	542.76	2.6	675.03	11.3	2933.78
4--5	2.5	226.15	8.5	768.91	3.5	908.69	14.8	3842.48
5--6	3.5	316.61	12	1085.52	4.1	1064.47	18.9	4906.95
6--7	4.5	407.07	16.5	1492.59	4.5	1168.32	23.4	6075.27
7--8	5.5	497.53	22	1990.12	4.9	1272.17	28.3	7347.44
8--9	6.25	565.38	28.25	2555.5	4.9	1272.17	33.2	8619.61
9--10	6.25	565.38	34.5	3120.88	5.6	1453.91	38.8	10073.52
10--11	6.25	565.38	40.75	3686.25	4.8	1246.21	43.6	11319.73
11--12	6.25	565.38	47	4251.63	4.7	1220.25	48.3	12539.97
12--13	5	452.3	52	4703.93	4.4	1142.36	52.7	13682.33
13-14	5	452.3	57	5156.23	4.1	1064.47	56.8	14746.8
14-15	5.5	497.53	62.5	5653.76	4.2	1090.43	61	15837.23
15-16	6	542.76	68.5	6196.52	4.4	1142.36	65.4	16979.59
16-17	6	542.76	74.5	6739.28	4.3	1116.4	69.7	18095.99
17-18	5.5	497.53	80	7236.82	4.1	1064.47	73.8	19160.46
18-19	5	452.3	85	7689.12	4.5	1168.32	78.3	20328.78

Tableau N°II.18: Répartition des débits horaire : (Actuelle et à long terme) –suit-

Heures	Horizon actuel				Long terme			
	$Q_{\max,j}= 9046.02 \text{ m}^3/j$		Courbe de conso cumulée		$Q_{\max,j}= 25962.68 \text{ m}^3/j$		Courbe de conso cumulée	
19-20	4.5	407.07	89.5	8096.19	4.5	1168.32	82.8	21497.1
20-21	4	361.84	93.5	8458.03	4.5	1168.32	87.3	22665.42
21-22	3	271.38	96.5	8729.41	4.8	1246.21	92.1	23911.63
22-23	2	180.92	98.5	8910.33	4.6	1194.28	96.7	25105.91
23-24	1.5	135.69	100	9046.02	3.3	856.77	100	25962.68

Remarque : après l'estimation des besoins en eaux et la répartition des débits horaires sur long terme, nous avons trouvé que le débit maximal horaire est durant l'heure 9-10 ($Q_{\max}=1453.91$), et c'est le débit que nous allons prendre pour dimensionner notre réseau.

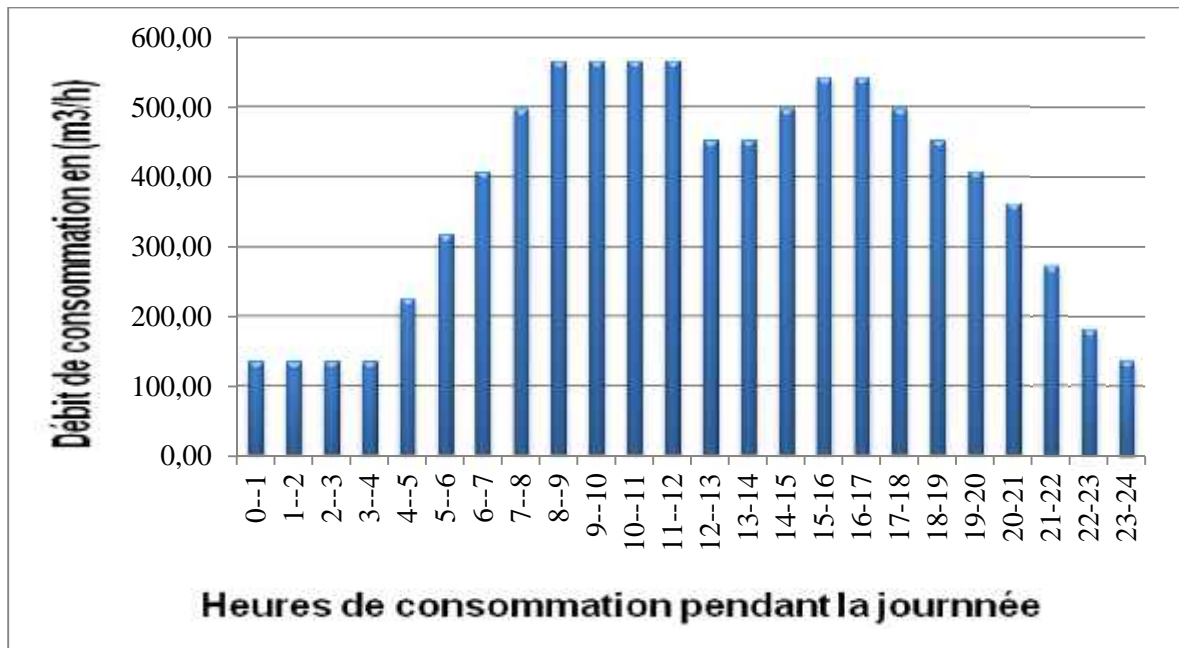


Figure II.2 : Diagramme à barres représente la consommation actuelle.

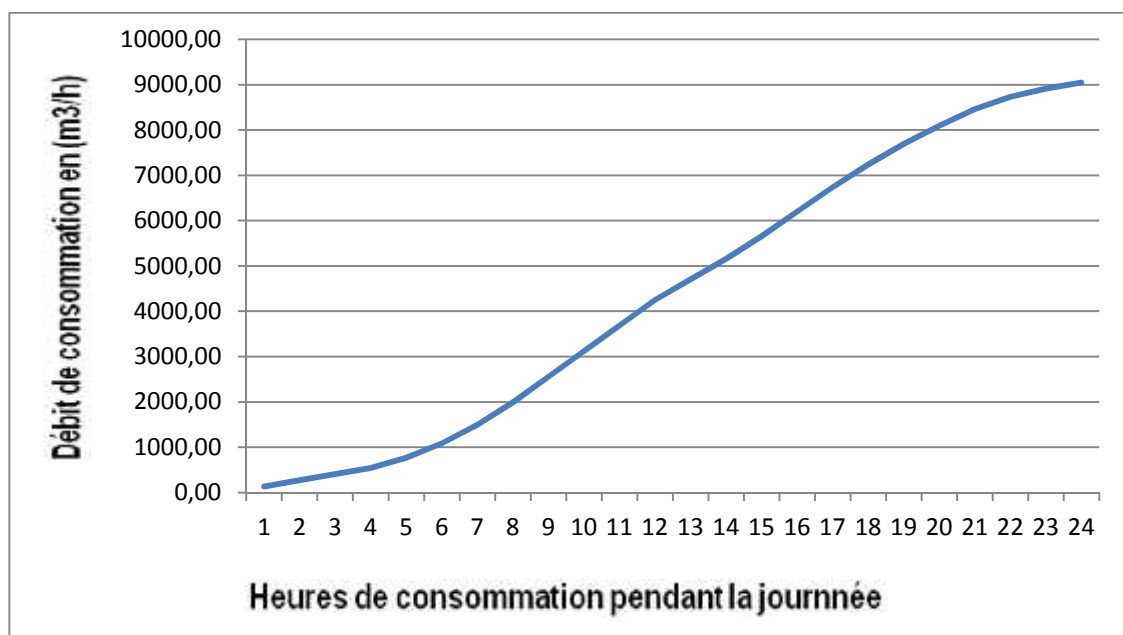


Figure II.3 : Graphique de consommation cumulé actuelle.

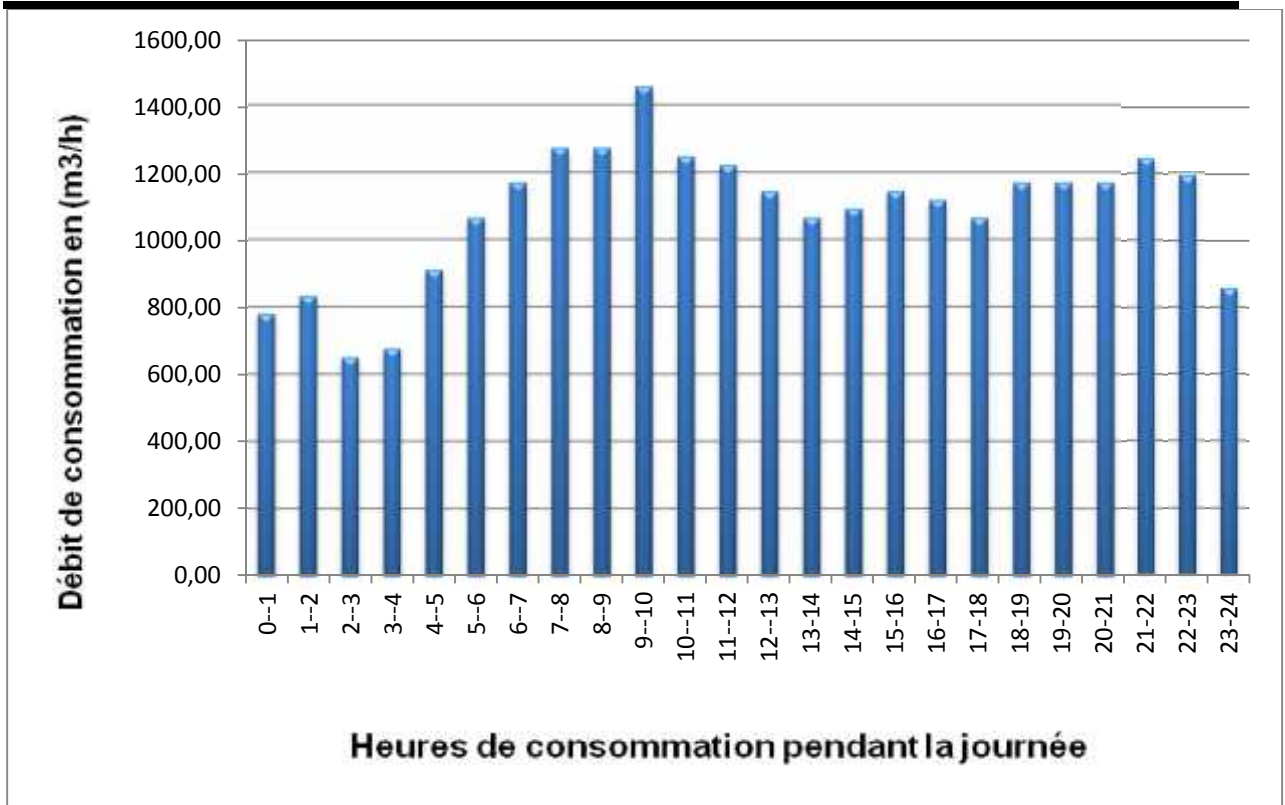


Figure II.4 : Diagramme à barres représente la consommation à court terme(2040).

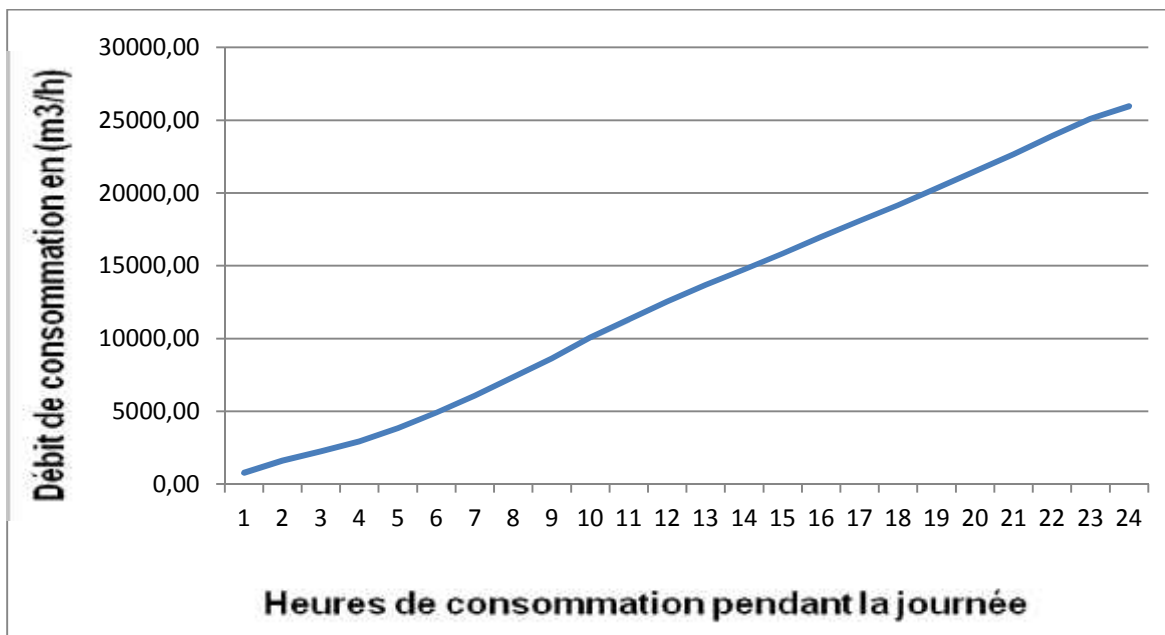


Figure II.5 : Graphique de consommation cumulé à court terme 2040

Conclusion

Nous avons remarqué que la population de Ali mendjeli a pratiquement doublé à l'horizon d'étude ainsi que la consommation maximale journalière est presque triplée. 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 suivant la capacité de stockage des réservoirs ville.

Chapitre III

Le réservoir

Introduction

Dans notre projet, nous allons utiliser deux réservoirs semi-enterrés existants avec les caractéristiques suivantes :

- Côte de l'assiette des deux réservoirs jumelés est de 804 m
- Côte radier des deux réservoirs est de 803 m.
- Côte du trop-plein des deux est de 808 m.
- Volume des deux est de $2*2000 \text{ m}^3$.

. Il convient de souligner que l'existence de ce réservoir est une contrainte pour le projeteur du fait que les côtes sont imposées

Pour l'alimentation de nos réservoirs, une station de pompage est prévue. Ils refoulent directement vers le réservoir.

III.1 Généralités

Lorsque les besoins journaliers sont supérieurs au volume d'eau produit par la source en 24 heures, il est nécessaire de construire un réservoir de stockage.

Le principe est de stocker l'eau sur les périodes où la demande des populations est faible, et de pouvoir fournir un débit plus important lorsque la demande augmente.

Les réservoirs sont des ouvrages dont la durée de vie est généralement assez étendue. Ils trouvent le plus souvent leur défaillance dans des insuffisances au niveau de leur conception.

Ces raisons montrent l'importance qu'il convient d'accorder à la phase de conception de l'ouvrage. Un ouvrage bien conçu sera facile à exploiter et requerra des travaux d'entretien faciles et simples.

La conception des réservoirs doit impérativement tenir compte des deux facteurs suivants :

- Conserver la qualité de l'eau stockée.
- Faciliter les conditions d'exploitation et d'entretien.

III.2 Rôle et fonctions des réservoirs

Le rôle des réservoirs a sensiblement changé au cours du temps, servant tout d'abord de réserve d'eau, leur rôle principal fut ensuite de parer à un incident survenu dans l'adduction. Les fonctions générales des réservoirs d'eau potable sont multiples.

III.2.1 Fonctions techniques des réservoirs

- Régulation de l'apport de la consommation d'eau pour permettre aux pompes un refoulement constant.
- Sécurité d'approvisionnement.
- Régulation de la pression.
- Simplification de l'exploitation.

III.2.2 Fonctions économiques

Puisque les deux réservoirs existants sont des réservoirs de tête, donc il y aura réduction des dépenses d'énergie.

III.3 Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème. On doit toujours tenir compte des considérations suivantes

- pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau haut par rapport à la prise d'eau, cas de nos réservoir.
- l'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.
- la cote radiée doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau.
- l'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés par une pression suffisante.

III.4 Construction des réservoirs

Les matériaux employés dans la construction des réservoirs devront être choisis pour assurer leur parfaite étanchéité concurremment avec les conditions de leur mise en œuvre, et ne devront en aucun cas provoquer une altération des qualités de l'eau emmagasinée, à cet effet. Seront choisis pour la construction du réservoir des matériaux durable. Le béton armé présente l'avantage de ne pas être atteint par la rouille, tout en préservant l'eau des variations de température. Un accès avec un regard en double couverture et une échelle de sécurité seront prévus pour les voiles du réservoir.

Une ventilation convenablement choisie sera aménagée, conçus de façon à éviter l'entrée d'une certaine espèce nuisible (insectes, rats...etc.).

Toute vanne sera disposée dans une chambre de manœuvre.

III.5 Le type du réservoir

- C'est un réservoir sur sol.
- Construit en béton armé
- Forme cylindrique
- Fonction stockage

III.6 Détermination de la capacité

Le calcul du volume du réservoir se fait à partir du débit rentrant et du débit sortant pour les différentes heures de la journée. La détermination de cette capacité, tient compte de la répartition journalière maximale du débit consommé caractérisé par le coefficient horaire.

La détermination analytique de la capacité du réservoir d'alimentation 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 à raison de 20 heures d'apport du fait d'un captage divers de la source souterraine.
- 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 comme le montre le tableau III.1 en ajoutant bien entendu la réserve minimale destinée à l'incendie estimée 120 m³ Le volume utile est donnée par

$$V_u = \frac{P \% Q_{\max} \cdot j}{100}$$

P %: représente le maximum des restes de $Q_{\max j}$ en pourcentage (le maximum de Signe (-) plus le maximum de Signe (+)).

Tableau III.1 : détermination de la capacité de réservoir

Heures (h)	Consommation Horaire en	Apport par la pompe (%)	Arrivé au réservoir (%)	Départ du réservoir (%)	reste d'eau (%)
H	%	%	%	%	%
0-1	3	0		3	8.3
1-2	3.2	0		3.2	5.1
2-3	2.5	0		2.5	2.6
3-4	2.6	0		2.6	0
4-5	3.5	5	1.5		1.5
5-6	4.1	5	0.9		2.4
6-7	4.5	5	0.5		2.9
7-8	4.9	5	0.1		3
8-9	4.9	5	0.1		3.1
9-10	5.6	5		0.6	2.5
10-11	4.8	5	0.2		2.7
11-12	4.7	5	0.3		3
12-13	4.4	5	0.6		3.6
13-14	4.1	5	0.9		4.5
14-15	4.2	5	0.8		5.3
15-16	4.4	5	0.6		5.9
16-17	4.3	5	0.7		6.6
17-18	4.1	5	0.9		7.5
18-19	4.5	5	0.5		8
19-20	4.5	5	0.5		8.5
20-21	4.5	5	0.5		9
21-22	4.8	5	0.2		9.2
22-23	4.6	5	0.4		9.6
23-24	3.3	5	1.7		11.3
Total	100	100	11.9	11.9	

La capacité totale de stockage nécessaire est calculée par la formule suivante :

$$V_r = V_u + V_{inc} \quad (m^3)$$

Avec :

V_r : volume du réservoir en m^3 .

V_u : Le volume utile en m^3 .

V_{inc} : Volume réservé pour l'incendie ; il est estimé à $120m^3$

Alors le volume total du réservoir est :

$$V_u = \frac{11.3 * 25962.68}{100} = 2933.78m^3$$

Donc

$$V_r = V_u + V_{inc} \Rightarrow V_r = 2933.78 + 120$$

$$V_r = 3053.8m^3$$

Remarque

La capacité totale des réservoirs existants est de $2*2000m^3$, alors que le volume calculé est estimé à **$3053.8m^3$** . La capacité existante est largement suffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération, donc on n'a pas besoin de faire la projection d'un autre réservoir.

III.7 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 a sa partie supérieure des orifices a l'air libre obtures 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 parois

III.7.1 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.

A son débouche 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.

III.7.2 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 (Fig. III.1).

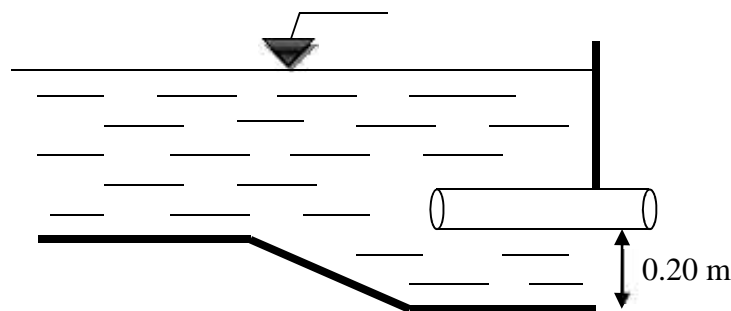


Fig. III.1: Conduite de distribution

III.7.3 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.

III.7.4 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

III.7.5 Conduite BY-PASS

Elle relie la conduite d'adduction à celle de distribution (figure III.2).

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.

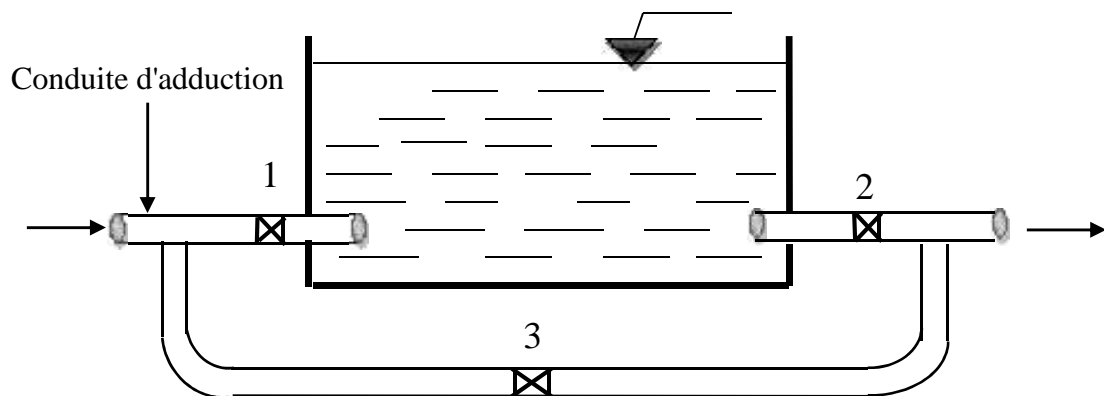


Fig. III.2 Conduite BY-PASS

III.7.6 Matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre l'incendie, il faut en interdire son utilisation, pour cela la (figure III.2) 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.

III.7.7 Les joints d'étanchéité

Il faudra veiller aux traversés des conduites dans le béton de la cuve (les parois ou le radier). A cet effet, un barrage devra être effectué à l'aide d'un produit plastique recouvert de mortier de ciment.

III.7.8 système de canalisation

- **conduite** : les conduites sont de forme circulaire en PEHD ductile, caractérisée par d'excellentes propriétés mécaniques (déformabilité, résistance à la corrosion).
- **Coudes et TES** : Elles sont placées dans la tuyauterie ; le coude permet le changement de direction, le TES permet la prise de canalisation secondaire sur la conduite principale.
- **Vannes** : On prévoit des vannes au niveau de la conduite d'adduction à fin d'isoler les tronçons de la conduite en cas d'avarie, à la sortie de la conduite de départ, on admet des vannes papillons (à survitesse) ; utile en cas de vidange rapide.

III.7.9 Robinet flotteur

IL permet de maintenir à un niveau déterminé le plan d'eau dans la cuve et ceci en fermant la conduite d'arrivée quand ce niveau est atteint.

III.7.10 Matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver notre réserve incendie qui nous permet de lutter contre le feu, il faut que notre réservoir soit équipé de manière à ce que cette capacité ne soit pas utilisée à d'autres fins autres que l'incendie.

Nous proposons d'installer un système de matérialisation d'incendie dans les deux réservoirs jumelés.

Le système utilisé est un dispositif spécial de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie atteint.

En service normal, vanne 2 est fermée et la vanne 1 et 3 sont ouvertes. Si le niveau dans le réservoir descend jusqu'au niveau N_{incendie} , le siphon se désamorce grâce à l'évent ouvert à l'air libre et la réserve d'incendie ne sera pas utilisée.

En cas de sinistre, il suffit la vanne 2 tout en restant imprenable, la tranche d'eau consistant la réserve se trouve ainsi constamment renouvelée

Conclusion

Le réservoir d'une cote de 804m doit être protégé contre toute pollution d'origine extérieure et contre les élévations importantes de température Il doit être facile d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.

L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou odeurs désagréables.

Chapitre IV

Le réseau de distribution

Introduction

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

IV.1 Les différents types de réseaux

On distingue trois types de réseaux :

- Réseau ramifié.
- Réseau étagé.
- Réseau maillé.

IV.1.1 Le réseau ramifié

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

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

IV.1.2. Le Réseau étagé

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

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

IV.1.3 Le réseau maillé

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

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

NB : Pour notre étude, nous avons choisi un réseau maillé car c'est un réseau qui présente les avantages suivants :

- une alimentation de retour
- isolation du tronçon en cas d'une panne par un simple manœuvre robinetterie.

IV.2 Conception d'un réseau

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.

IV.3. Principe du tracé du réseau maillé

Le tracé se fait comme suit :

- Tout d'abord, il faut repérer les consommateurs importants (par exemple l'usine) ;
- repérer les quartiers ayant une densité de population importante ;
- déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution à ces consommateurs
- suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle ;
- Ces conduites principales doivent être bien réparties pour avoir une bonne distribution d'eau ;
- pour alimenter l'intérieur des quartiers, ces conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles).

IV.4. Calcul hydraulique du réseau maille

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

Tout d'abord nous déterminons

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

- les débits spécifiques en considérant les débits routes
- les débits supposés concentrés aux nœuds.

IV.4.1 détermination des débits

IV.4.1.2 Calcul des débits en route

Le débit en route se définit comme étant le débit réparti uniformément le long d'un tronçon de réseau le débit en route est donné par la formule suivante :

Avec :

$$Q_{ri} = Q_{sp} * L_i$$

Q_{ri} : débit en route dans le tronçon i (l/s).

Q_{sp} : débit spécifique (l/s/m).

L_i : longueur du tronçon (m).

IV.4.1.2 Détermination du débit spécifique

Défini comme étant le rapport entre le débit de pointe et la somme des longueurs des tronçons du réseau, on suppose que les besoins domestiques sont uniformément répartis sur toute la longueur du réseau:

$$Q_{sp} = Q_{pointe} / L_i$$

Q_{pointe} : débit de pointe (l/s).

Q_{sp} : débit spécifique (l/s/m).

L_i : Somme des longueurs du tronçon (m).

IV.4.1.3 Détermination des débits nodaux

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

$$Q_{ni} = 0.5 * (Q_{ri-k} + Q_{ci})$$

Q_{ni} : débit au nœud i (l/s).

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

Q_{ci} : la somme des débits concentrés au nœud i (l/s).

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

IV.4.2 Calcul des débits

IV.4.2.1 Cas de pointe

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

Nous avons :

$Q_{cons} = 1453.91 \text{ m}^3/\text{h} = 403.86 \text{ l/s}$ et $Q_{conc} = 0$ (pas de débit concentré)

Donc $Q_{route} = Q_{cons} = 403.86 \text{ l/s}$

$\sum Li = 15032.2 \text{ m}$; donc : $Q_{spc} = 403.86 / 15032.2 = 0,0668 \text{ l/s/m}$

Finalement on a donc : **$Q_{spc} = 0,0268 \text{ l/s/m}$**

Tableau N°IV.1 : récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe.

Heure de pointe (16 heures à 17heures)	Q_{cons} (l/s)	403.86
	Q_{conc} (l/s)	0 (pas d'usine)
	Q_{route} (l/s)	403.86
	$\sum Li$ (m)	15032.2
	Q_{spc} (l/s/m)	0,0268

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

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

Tableau N°IV.2 : calcul de débits aux nœuds : cas de pointe

Dans le cas de pointe le débit concentré égale à 0.

Tableau IV.2 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe)

nœuds	tronçons	Longueurs (m)	Qspec (l/s/m)	Q _{route}	Q _{nœuds}	Cotes																																																																																																																																													
J1	T1	432.43	0.0268	11.59	13.12	782.35																																																																																																																																													
	T2	546.8		14.65			J2	T3	259.5	6.95	17.52	782	T8	363.75	9.75	27	424.51	11.38	J3	T3	259.5	6.95	10.65	779.3	T4	201	5.39	T7	232.55	6.23	J4	T46	361.46	9.69	11.35	778.32	T4	201	5.39	T5	258	6.91	T6	104.4	2.80	J5	T24	283.85	7.61	13.42	771	T5	358	9.59	J6	T45	643.8	17.25	6.83	772	T6	104.4	2.80	J7	T10	218.15	5.85	11.86	772.1	T11	187.08	5.01	T7	232.55	6.23	J8	T9	253.28	6.79	11.46	765.91	T10	218.15	5.85	T12	181.41	4.86	J9	T8	363.75	9.75	9.41	756	T9	253.28	6.79	T13	238.24	6.38	J10	T13	238.24	6.38	10.70	756.4	T14	233.69	6.26	T18	230.68	6.18	T12	181.41	4.86	J11	T14	233.69	6.26	7.81	760.18	T15	151.22	4.05	T17	232.12	6.22	J12	T11	187.08	5.01	6.69	759.42	T15	151.22	4.05	T16	244.18	6.54	J12	T16	244.18	6.54	6.69	759.42	T20	94.12	2.52
J2	T3	259.5		6.95	17.52	782																																																																																																																																													
	T8	363.75		9.75																																																																																																																																															
	27	424.51		11.38																																																																																																																																															
J3	T3	259.5		6.95	10.65	779.3																																																																																																																																													
	T4	201		5.39																																																																																																																																															
	T7	232.55		6.23																																																																																																																																															
J4	T46	361.46		9.69	11.35	778.32																																																																																																																																													
	T4	201		5.39																																																																																																																																															
	T5	258		6.91																																																																																																																																															
	T6	104.4		2.80																																																																																																																																															
J5	T24	283.85		7.61	13.42	771																																																																																																																																													
	T5	358		9.59																																																																																																																																															
J6	T45	643.8		17.25	6.83	772																																																																																																																																													
	T6	104.4		2.80																																																																																																																																															
J7	T10	218.15		5.85	11.86	772.1																																																																																																																																													
	T11	187.08		5.01																																																																																																																																															
	T7	232.55	6.23																																																																																																																																																
J8	T9	253.28	6.79	11.46	765.91																																																																																																																																														
	T10	218.15	5.85																																																																																																																																																
	T12	181.41	4.86																																																																																																																																																
J9	T8	363.75	9.75	9.41	756																																																																																																																																														
	T9	253.28	6.79																																																																																																																																																
	T13	238.24	6.38																																																																																																																																																
J10	T13	238.24	6.38	10.70	756.4																																																																																																																																														
	T14	233.69	6.26																																																																																																																																																
	T18	230.68	6.18																																																																																																																																																
	T12	181.41	4.86																																																																																																																																																
J11	T14	233.69	6.26	7.81	760.18																																																																																																																																														
	T15	151.22	4.05																																																																																																																																																
	T17	232.12	6.22																																																																																																																																																
J12	T11	187.08	5.01	6.69	759.42																																																																																																																																														
	T15	151.22	4.05																																																																																																																																																
	T16	244.18	6.54																																																																																																																																																
J12	T16	244.18	6.54	6.69	759.42																																																																																																																																														
	T20	94.12	2.52																																																																																																																																																
	T21	160.75	4.31																																																																																																																																																

Tableau IV.2 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe) suite

nœuds	tronçons	Longueurs (m)	Qspec (l/s/m)	Q _{route}	Q _{nœuds}	Cotes
J13	T17	232.12	0.0268	6.22	7.07	756.67
	T19	201.14		5.39		
	T20	94.12		2.52		
J14	T18	230.68		6.18	8.66	753.53
	T19	201.14		5.39		
	T23	214.48		5.75		
J15	T22	246		6.59	6.17	752.58
	T23	214.48		5.75		
J16	T21	160.75		4.31	14.08	759
	T22	246		6.59		
	T45	643.8		17.25		
J17	T24	283.85		7.61	8.83	771.9
	T25	131.64		3.53		
	T31	243.83		6.53		
J18	T25	131.64		3.53	11.12	770
	T26	146.15		3.92		
	T30	190.3		5.10		
	T46	361.46		9.69		
J19	T26	146.15		3.92	13.63	769.52
	T27	424.51		11.38		
	T28	446.17		11.96		
J20	T28	446.17		11.96	11.06	752.3
	T29	99.5		2.67		
	T35	279.55		7.49		
J21	T29	99.5	2.67	7.23	756.2	
	T30	190.3	5.10			
	T32	250	6.70			
J22	T31	243.83	6.53	8.96	757.6	
	T32	250	6.70			
	T33	175.1	4.69			
J23	T33	175.1	4.69	10.27	756	
	T34	189.5	5.08			
	T40	401.55	10.76			
J24	T34	189.5	5.08	12.07	749	
	T35	279.55	7.49			
	T36	431.46	11.56			

Tableau IV.2 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe) suite

nœuds	tronçons	Longueurs (m)	Qspec (l/s/m)	Q _{route}	Q _{nœuds}	Cotes
J25	T36	431.46	0.0268	11.56	12.46	745
	T37	386.86		10.37		
	T38	111.28		2.98		
J26	T38	111.28		2.98	10.05	742.1
	T39	187.4		5.02		
	T43	451.48		12.10		
J27	T39	187.4		5.02	10.86	745.5
	T40	401.55		10.76		
	T41	221.66		5.94		
J28	T41	221.66		5.94	6.86	754
	T42	290		7.77		
J29	T42	290		7.77	13.97	757.5
	T43	451.48		12.10		
	T44	301		8.07		
J30	T37	386.86		10.37	9.22	744.5
	T44	301	8.07			

IV .4.2.2 Cas de pointe + Incendie

Pour ce cas, c’est le même calcul que le cas de pointe mais on doit s’assurer que le débit nécessaire qui est de 17 L/s donné par le réservoir se trouve au point le plus défavorable c.à.d. au nœud 2 de cote de terrain 782 m.

$$Q_{ni} = 0,5 * Q_r + Q_{cc}$$

Dans ce cas le débit d’incendie sera considéré comme un débit concentré.

sauf au nœud qui devient :

$$Q_{N_2} = 17.52 + 17 = 34.52 \text{ L/s}$$

IV.5 Présentation du logiciel de calcul EPANET

IV.5.1 Description du logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de modélisation hydraulique créé par la société EPA (Environmental Protection Agency) qui fournit des solutions qui gèrent le cycle de vie complet des infrastructures, répondant aux besoins de divers métiers ingénieurs, urbanistes,

entrepreneurs en construction, fabricants, responsables informatiques, opérateurs et techniciens de maintenance. Le logiciel EPANET peut déterminer la qualité de l'eau pour les systèmes de distribution d'eau potable, il intègre des outils avancés de modélisation, d'optimisation et de gestion parfaite du réseau. Il aide les ingénieurs et les services publics dans l'analyse, la conception et l'optimisation des systèmes de distribution d'eau et la gestion de la consommation d'énergie et des coûts d'infrastructure.

Dns cette étude nous avons travaillé avec la dernière version du logiciel EPANET 2.0.

IIV5.2 Fonction et application

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

Voici quelques exemples :

- Utilisation en alternance des différentes ressources du système ;
- Modifier le régime de pompage ou de marnage des réservoirs ;
- Planifier l'entretien et le remplacement de certaines canalisations ;
- Analyses de qualité de l'eau et Sécurité du système ;

IV.5.3 Formule utilisée

La perte de charge peut être calculée en utilisant la formule de **Darcy Weisbach** :

$$H = \frac{LV^2}{2gD}$$

Avec

H : perte de charge.

V : vitesse de l'écoulement (m/s)

g : accélération de la pesanteur $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

D : diamètre (m) .

} : Coefficient de frottement dépend du régime d'écoulement.

$$\} = f (,D,Q).$$

: rugosité absolue (mm) de la conduite.

IV.6 Les résultats de calcul hydraulique

Les résultats de calcul hydraulique obtenus par L'EPANET sont représentés dans les tableaux et les schémas suivants :

IV.5 Le calcul hydraulique

Nous savons que le calcul hydraulique se fait avec le débit de pointe pour cela nous devons satisfaire les conditions sur les vitesses et les pressions.

- **Condition sur la vitesse**

La vitesse de l'eau dans les conduites de distribution varie entre 0,3 et 2 m/s .

- **Condition sur la Pression**

Le réseau doit satisfaire les conditions de pression suivantes:

Une charge minimale de 3 m doit être prévue sur les orifices de puisage les plus élevés , en vue de la bonne tenue de la canalisation et des joints . Il faut éviter des pressions supérieures à 60m qui risquent d'apporter des désordres (fuites) et certains bruits désagréables dans les installations intérieures d'abonnés , si néanmoins, de telles pressions devraient se manifester , il y aurait lieu , en vue de les diminuer : soit d'envisager une distribution étagée , soit de prévoir l'installation sur le réseau d'appareils réducteurs de pression .

IV.6 Détermination Des diamètres avantageux

Puisque l'incendie se rencontre rarement, et pour ne pas surdimensionner les conduites le dimensionnement se fait en cas de pointe et non pas en cas de pointe plus incendie.

Pour cette raison nous avons déterminé le débit arbitraire pour chaque tronçon pour déterminer les diamètres avantageux (écoulement gravitaire), en se basant sur le tableau suivant qui donne les diamètres avantageux en fonction des débits limites.

IV.7 Résultat de la simulation

a- La première variante

1- Cas de pointe

Voir les tableaux représentés à dessous.

Tableau : Tableau N° IV.3 : état des nœuds du réseau

Nœud	Elévation (m)	Débit (L/s)	Charge piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
J1	782.35	13.12	804.32	21.97
J2	782	17.52	802.36	20.36
J3	779.3	10.65	801.59	22.29
J4	778.32	11.35	799.07	20.75
J5	771	13.42	796.27	25.27
J6	772	6.83	798.56	26.56
J7	772.1	11.86	799.73	27.63
J8	765.91	11.46	801.72	35.81
J9	756	9.41	796.03	40.03
J10	756.4	10.7	797.84	41.44
J11	760.18	7.81	796.28	36.1
J12	759.42	6.69	791.28	31.86
J13	756.67	7.07	796.15	39.48
J14	753.53	8.66	793.33	39.8
J15	752.58	6.17	792.07	39.49
J16	759	14.08	790.37	31.37
J17	771.9	8.83	796.75	24.85
J18	770	11.12	795.55	25.55
J19	769.52	13.63	800.53	31.01
J20	755	11.06	797.12	42.12

Tableau : Tableau N° IV.3 : état des nœuds du réseau (suite)

Nœud	Élévation (m)	Débit (L/s)	Charge piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
J21	756.2	7.23	795.12	38.92
J22	757.6	8.96	793.56	35.96
J23	756	10.27	791.91	35.91
J24	760	12.07	795.55	35.55
J25	750	12.46	790.97	40.97
J26	751.45	10.05	790.77	39.32
J27	753.14	10.86	790.25	37.11
J28	752	6.86	787.82	35.82
J29	757.5	13.97	785.46	27.96
J30	748	9.22	790.42	42.42
R	804	313.39	806	2

Calcul des paramètres hydrauliques les tronçon Cas de pointe

Tableau N° IV.4 : Calcul des paramètres hydrauliques

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
T1	432.43	500	388.43	1.6
T2	546.8	500	375.31	1.53
T3	259.5	400	151.48	1.21
T4	201	250	92.72	1.89
T5	358	160	22.44	1.12
T6	104.4	160	17.56	0.87
T7	232.55	200	40.86	1.3
T8	363.75	250	33.31	0.68
T9	253.28	50	1.01	0.51
T10	218.15	90	3.98	0.62
T11	187.08	125	14.7	1.2
T12	181.41	160	26.03	1.29
T13	238.24	125	20.84	1.7
T14	233.69	75	2.97	0.67
T15	151.22	50	1.17	0.6
T16	244.18	90	8.06	1.27
T17	232.12	125	11.19	0.91
T18	230.68	125	14.4	1.17
T19	201.14	50	1.38	0.7
T20	94.12	50	2.74	1.4
T21	160.75	90	4.11	0.65
T22	246	50	0.95	0.48

Tableau N° IV.4 Calcul des paramètres hydrauliques (suit).

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
T23	214.48	110	7.12	0.75
T24	283.85	200	41.38	1.32
T25	131.64	75	3.24	0.73
T26	146.15	90	10.51	1.65
T27	424.51	315	97.96	1.26
T28	424.51	250	73.83	1.5
T29	99.5	50	1.67	0.85
T30	190.3	150	9.88	0.56
T31	243.83	160	29.31	1.46
T32	250	90	4.32	0.68
T33	175.1	160	24.66	1.23
T34	189.5	50	1.63	0.83
T35	279.55	250	61.1	1.24
T36	431.46	200	47.39	1.51
T37	386.86	200	16.42	0.52
T38	111.28	200	18.51	0.59
T39	189.4	110	4.75	0.5
T40	401.55	160	16.03	0.8
T41	221.66	110	9.91	1.04
T42	290	75	3.05	0.69
T43	451.48	75	3.71	0.84
T44	301	90	7.2	1.13
T45	643.8	110	9.02	0.95
T46	361.46	90	7.25	1.14

b Cas de pointe + incendie

Tableau N° IV.5 : état des nœuds du réseau

Nœud	Élévation (m)	Débit (L/s)	Charge piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
J1	782.35	13.12	804.14	21.79
J2	782	34.52	801.96	19.96
J3	779.3	10.65	801.19	21.89
J4	778.32	11.35	798.67	20.35
J5	771	13.42	795.86	24.86
J6	772	6.83	798.16	26.16
J7	772.1	11.86	799.33	27.23
J8	765.91	11.46	801.32	35.41
J9	756	9.41	795.63	39.63
J10	756.4	10.7	797.43	41.03
J11	760.18	7.81	795.88	35.7
J12	759.42	6.69	790.88	31.46
J13	756.67	7.07	795.75	39.08
J14	753.53	8.66	792.93	39.4
J15	752.58	6.17	791.67	39.09
J16	759	14.08	789.96	30.96
J17	771.9	8.83	796.35	24.45
J18	770	11.12	795.15	25.15
J19	769.52	13.63	800.13	30.61
J20	755	11.06	796.72	41.72
J21	756.2	7.23	794.72	38.52
J22	757.6	8.96	793.15	35.55
J23	756	10.27	791.51	35.51
J24	760	12.07	795.15	35.15
J25	750	12.46	790.56	40.56
J26	751.45	10.05	790.37	38.92
J27	753.14	10.86	789.85	36.71
J28	752	6.86	787.41	35.41
J29	757.5	13.97	785.05	27.55
J30	748	9.22	790.02	42.02
R	804	-330.39	806	2

Calcul des paramètres hydrauliques le tronçon Cas de pointe+inc

Tableau N° IV.6 : Calcul des paramètres hydrauliques

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
T1	432.43	500	405.43	1.68
T2	546.8	500	392.31	1.21
T3	259.5	400	151.48	1.21
T4	201	250	92.72	1.89
T5	358	160	22.44	1.12
T6	104.4	160	17.56	0.87
T7	232.55	200	40.86	1.3
T8	363.75	250	33.31	0.68
T9	253.28	50	1.01	0.51
T10	218.15	90	3.98	0.62
T11	187.08	125	14.7	1.2
T12	181.41	160	26.03	1.29
T13	238.24	125	20.84	1.7
T14	233.69	75	2.97	0.67
T15	151.22	50	1.17	0.6
T16	244.18	90	8.06	1.27
T17	232.12	125	11.19	0.91
T18	230.68	125	14.4	1.17
T19	201.14	50	1.38	0.7
T20	94.12	50	2.74	1.4
T21	160.75	90	4.11	0.65
T22	246	50	0.95	0.48
T23	214.48	110	7.12	0.75
T24	283.85	200	41.38	1.32
T25	131.64	75	3.24	0.73
T26	146.15	90	10.51	1.65
T27	424.51	315	97.96	1.26
T28	424.51	250	73.83	1.5
T29	99.5	50	1.67	0.85
T30	190.3	150	9.88	0.56
T31	243.83	160	29.31	1.46
T32	250	90	4.32	0.68
T33	175.1	160	24.66	1.23
T34	189.5	50	1.63	0.83
T35	279.55	250	61.1	1.24

Tableau N° IV.6 : Calcul des paramètres hydrauliques (suit).

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
T36	431.46	200	47.39	1.51
T37	386.86	200	16.42	0.52
T38	111.28	200	18.51	0.59
T39	189.4	110	4.75	0.5
T40	401.55	160	16.03	0.8
T41	221.66	110	9.91	1.04
T42	290	75	3.05	0.69
T43	451.48	75	3.71	0.84
T44	301	90	7.2	1.13
T45	643.8	110	9.02	0.95
T46	361.46	90	7.25	1.14

NB :

Après la simulation sur le réseau de distribution nous remarquons que nous avons des Pressions acceptables (2-5) bars presque dans tous les nœuds du réseau, et aussi que il y a des vitesses faibles inférieures à 0,5 m/s mais ça s'influe pas sur notre réseau de distribution et les débits et les longueurs aussi sont faibles et des vitesses supérieure à 1,5 m/s dans les conduites qui sort des réservoirs ou dans les conduites qui ont des pentes élevées.

IV.8.Équipement du réseau de distribution**IV.8.1 Type de canalisation**

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD, les diamètres utilisés varient entre 50mm et 500mm.

IV.8.2 Appareils et accessoires du réseau

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

IV.8.2.1 Robinets vannes

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

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

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

IV.8.2.2 Bouches ou poteau d'incendie

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

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

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

IV.8.2.3 Ventouses

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

IV.8.2.4 pièces spéciales de raccord

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

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

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

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

Conclusion

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

Il faut savoir que les diamètres utilisés pour notre réseau varient entre 50 mm et 500 mm , les pressions varient entre 19.96m et 42.02 m et les vitesses varient entre 0.48m/s et 1.68 m/s.

Chapitre V

L'adduction et pompage

Introduction

On définit l'adduction en eau comme étant, le transport des eaux de la zone de captage aux zones d'utilisation.

Dans notre cas on va amener les eaux de bête de repris vers les réservoirs, on utilisant une station de pompage, puis au réseau de distribution.

V.1 Choix du tracé (condition technique)

Pour le choix du tracé de la conduite de refoulement sera tenu compte de certain impératif que l'on s'efforcera dans la mesure du possible de respecter.

- Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible pour éliminer les contres pentes.
- Dans le but d'économie du projet, le tracé doit être le plus court possible.
- Éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibrations de la canalisation au cours de la phase de surpression.
- Éviter les forêts, bois et zones marécageuses.
- Éviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, canaux, oueds,...).

V.2 Choix du matériau

- Le choix du matériau se fait en fonction :
- Du diamètre.
- Des pressions exigées.
- Des conditions d'installation.
- Du revêtement.
- De la disponibilité sur le marché national.
- Du prix unitaire de pose de l'adduction.
- La facilité d'entretien en cas de fuites.
- Dans notre projet, nous avons opté pour les conduites en PEHD en raison des avantages qu'ils présentent :
- Disponibilité sur le marché (production locale)
- Résistance à de grandes pressions (>à 20 bars)
- Facile à poser (grande flexibilité) et possibilité d'enroulement en couronnes pour

les petits diamètres.

- Permet de faibles rayons de courbures aux réseaux.
- Longue durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement (durée vie 50 ans à 20°C.
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très fiable).
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Résiste à la corrosion interne, externe et micro biologique.
- Se raccorde facilement à d'autres réseaux (fonte, acier).
- Insensible aux mouvements de terrain (tremblement de terre).

V.3 Dimensionnement de l'adduction

V.3.1 Méthode de calcul

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise les deux formules approchées suivantes :

-La formule de BRESS :

$$D = 1,5 * \sqrt{Q} \dots\dots\dots (V.7)$$

-La formule de BONNIN :

$$D = \sqrt{Q} \dots\dots\dots (V.8)$$

Q : débit à élever en m³/s.

Remarque

La formule de **BRESS** n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite ≤ 1 Km),

V.3.1.1 Calcul des pertes de charge

a. Pertes de charge linéaires

Pour un tronçon donné, les pertes de charge linéaires dépendent de :

- Diamètre D de la conduite en (m) ;
- Débit Q en (m³/s) ;
- La rugosité absolue Ks exprimée en mm ;
- La longueur du tronçon L en (m).

$$\Delta H_i = \lambda \frac{L V^2}{D 2 g} = l * L, \text{ Sachant que: } Q = V * S \Rightarrow \Delta H_T = \frac{8 * l * L * Q^2}{g * f^2 * D^5} \quad (V.9)$$

-V : vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).

-S : la section de la conduite (m²).

- ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m).

- I : gradient hydraulique en (m/m).

Le coefficient est obtenu par les formules de NIKURADZE suivantes :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \text{Ln} \frac{V}{D})^{-2}$$

ε : Rugosité absolue de la conduite : $\varepsilon = 0,015$

b. Pertes de charge singulières

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,.....), elles sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_s = 0,10 * \Delta H_l \dots\dots\dots$$

c. Pertes de charge totales (Ht)

Ce sont la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières alors :

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,10 * \Delta H_l \\ &\Rightarrow \Delta H_t = 1,10 * \Delta H_l \end{aligned}$$

V.3.1.2 Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt

La hauteur manométrique totale est la somme de pertes et de la hauteur géométrique.

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t$$

Hg : La hauteur géométrique

Ha: Pertes de charge à l'aspiration

Hr: Pertes de charge au refoulement

V.3.2 Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance fournie à la pompe, définie comme suit :

$$P = \frac{\gamma * Q * HMT}{\eta} \tag{V.16}$$

η : rendement de la pompe en (%) ($\eta = 82\%$).

Q : débit refoulé par la pompe en (m³/s).

g : pesanteur (9.81 m/s²).

... : Masse volumique de l'eau (kg/ m³).

V.3.3 Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \text{ [KWh]} \quad (\text{V.17}).$$

t : c'est le temps de fonctionnement de la pompe par jour en heure ; dans notre cas t =20h.

P : puissance de la pompe en (KW).

V.3.4 Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$F_{\text{exp}} = E * e \text{ [DA]} \quad (\text{V.18}).$$

E : énergie consommée par la pompe en (KWh).

e : prix unitaire d'un KWh imposé par la SONELGAZ. (e=3.12 DA)

V.3.5 Calcul le prix de la conduite

$$P_{\text{rc}} = L * P_{\text{uni}} \text{ [DA]} \quad (\text{V.19}).$$

P_{rc} : prix de la conduite en (DA).

L : la longueur de la conduite de refoulement (m).

P_{uni} : le prix unitaire de la conduite (DA).

V.3.6 Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit :

$$F_{\text{amort}} = P_{\text{rc}} * A \text{ [DA]} \quad (\text{V.20}).$$

P_{rc} : prix de la conduite en (DA)

A : Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{V.21}).$$

i : Taux d'annuité annuel, i = 8 %

n : nombre d'années d'amortissement, n = 28 ans.

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{28} - 1} + 0,08 = 0,0905 = 9,05\%$$

A=9,05 %.

V.4 Dimensionnement de l'adduction (SP – réservoir de 2*2000 m³)

Le débit refoulé par la station de pompage

$$Q_{ref} = 360.6 \text{ l/s} = 0.3606 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 2380\text{m}$$

La source d'eau de notre agglomération est le barrage d'OUDE ATHMENIA, une adduction a été réalisée vers notre bache, cette adduction a comme caractéristique D=800mm et 25 km de longueur, dans notre projet on est sensé de dimensionner l'adduction qui relie en station de pompage qui se trouver a cote de cote bache de repris et les deux réservoirs existants responsables de l'alimentation de notre agglomération.

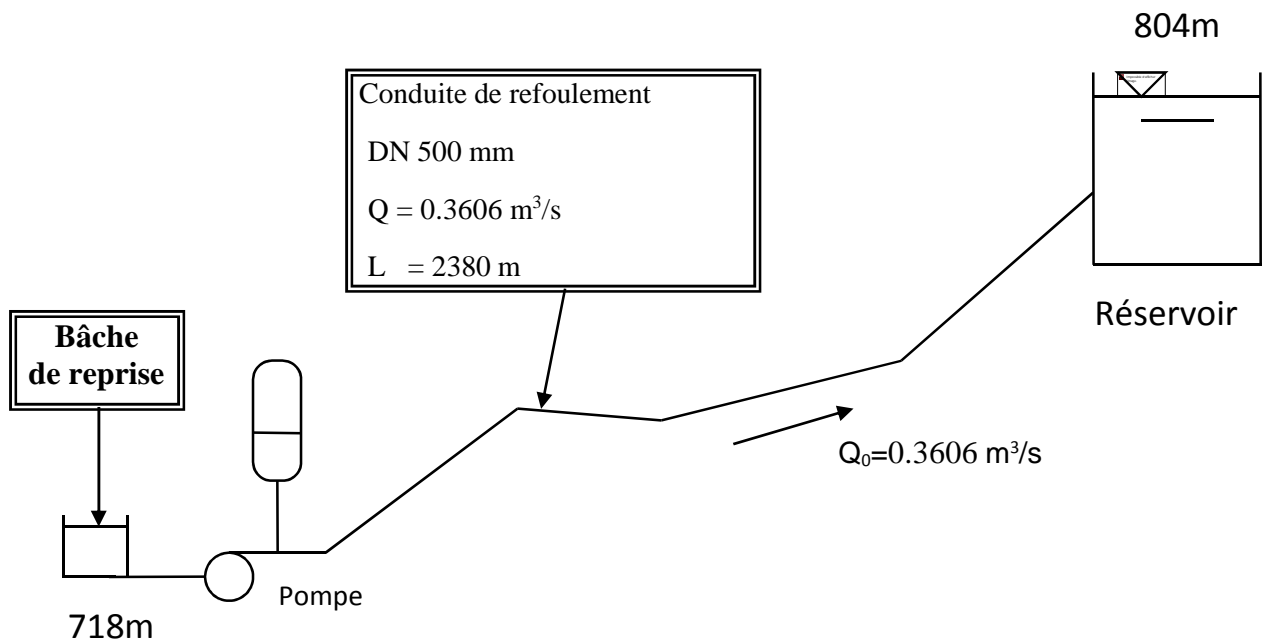


Figure V.1 : Schéma vertical de l'adduction.

V.4.1 Analyse de la capacité de la bache de reprise

La bache de reprise dans notre cas joue un rôle transitoire. Son dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estimé à un quart d'heure (15min).

Le volume de la bache de reprise est déterminé selon la formule suivante :

$$V_{\text{bache}} = Q_{\text{max.j}} * t / T$$

Avec :

$Q_{\text{max.j}}$: Débit maximal journalier total.

T : Temps de fonctionnement de la station de pompage ($T = 20\text{h}$)

t : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($t=0,25\text{h}$) A.N :

$$V_{\text{bache}} = (25962.68 * 0,25 / 20) = 324.53\text{m}^3. \quad \text{donc} \quad V_{\text{bache}} = 350\text{m}^3.$$

V.4.2 Calcul du diamètre économique

On a $Q_{\text{ref}} = 360.61 \text{ l/s}$

$$D = \sqrt{360.61 * 10^{-3}} \Rightarrow D = 0,600 \text{ m} \quad \text{donc} \quad D = 600 \text{ mm}$$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau V.1 : Calcul de la hauteur manométrique total(HMT).

D (mm)	Q(m³/s)	V (m/s)		HL (m)	Ht (m)	Hg (m)	H.M.T (m)
300	0.3606	5.10	0.0332	350.23	402.76	86	492.76
350	0.3606	3.75	0.0317	154.48	177.65	86	267.65
400	0.3606	2.87	0.0304	76.09	87.50	86	177.50
450	0.3606	2.27	0.0294	40.77	46.89	86	136.89
500	0.3606	1.84	0.0285	23.34	26.85	86	116.85
600	0.3606	1.28	0.0270	8.90	10.24	86	100.24
700	0.3606	0.94	0.0259	3.95	4.54	86	94.54

Tableau V.2 : Calcul des frais d'amortissement.

Diamètre en (mm)	Prix unitaire (DA)	A(%)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix de la conduite (DA)	F amorti (DA)
300	14781	0.0905	1337.68	2380	35178780	3183679.59
350	17820	0.0905	1612.71	2380	42411600	3838249.80
400	20425	0.0905	1848.46	2380	48611500	4399340.75
450	23546	0.0905	2130.91	2380	56039480	5071572.94
500	26632	0.0905	2410.20	2380	63384160	5736266.48
600	33383	0.0905	3021.16	2380	79451540	7190364.37
700	41577	0.0905	3762.72	2380	98953260	8955270.03

Tableau V.3 : Calcul des frais d'exploitation.

Diamètre en (mm)	HMT (m)	P (K Watt)	E (KWh)	F exploita (DA)
300	492.76	2194.796	16022008.03	33966657.02
350	267.65	1223.670	8932791.05	18937517.03
400	177.50	834.777	6093872.21	12919009.09
450	136.89	659.554	4814742.27	10207253.61
500	116.85	573.097	4183604.81	8869242.20
600	100.24	501.457	3660639.60	7760555.96
700	94.54	476.859	3481071.09	7379870.72

Tableau V.4 : Bilan du l'adduction.

Diamètre (mm)	F exploita (DA)	F amorti (DA)	Bilan (DA)
300	33966657.02	3183679.59	37150336.61
350	18937517.03	3838249.80	22775766.83
400	12919009.09	4399340.75	17318349.84
450	10207253.61	5071572.94	15278826.55
500	8869242.20	5736266.48	14605508.68
600	7760555.96	7190364.37	14950920.33
700	7379870.72	8955270.03	16335140.75

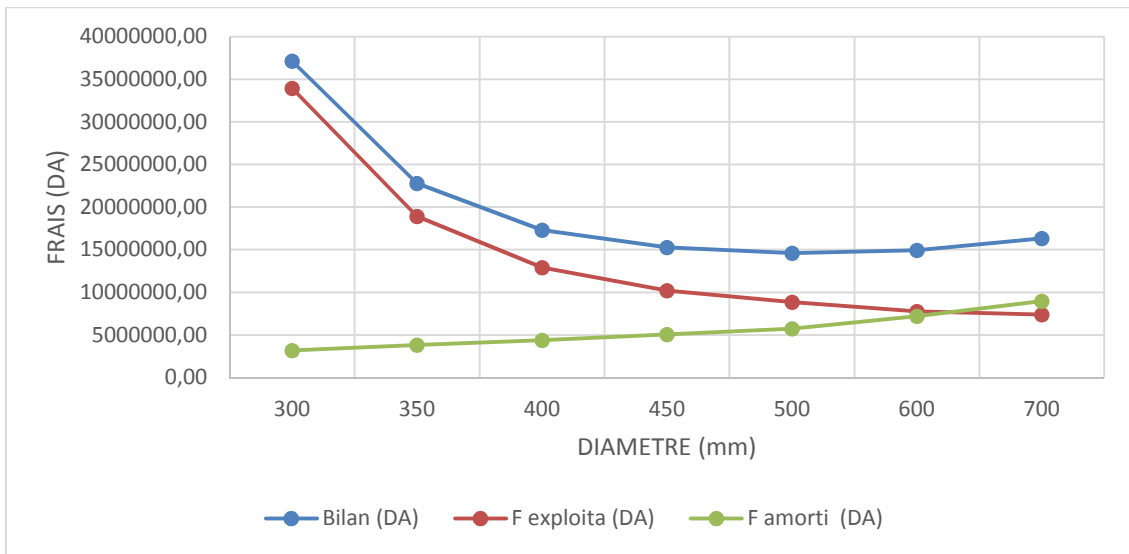


Figure : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 500 mm, avec une vitesse de 1,84 m/s , longueur de 2380m et un volume de bache de repris de 350m³

V.1. Etude de pompage

L'étude de pompage nous permet de choisir la pompe idéale pour notre système d'adduction afin d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique demandée.

V.1.1. Choix de l'emplacement de la station de pompage

L'emplacement ou bien le site où la station de reprise, on le garde le même afin de ne pas augmenter le coût du génie civil par projection d'un nouvel bâtiment de la station, aussi vu que la bache d'eau d'aspiration se situe juste au-dessous de la station existante.

V.1.2. Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont :

- d. Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur H_{mt} ;
- e. Meilleur rendement ;
- f. Vérifier la condition de non cavitation ;
- g. Encombrement et poids les plus faibles ;
- h. Vitesse de rotation la plus élevée ;
- i. Puissance absorbée minimale ;
- j. Etre fabriquée en série.

On opte pour les pompes **ITALIE** (pompes centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal) de marque **CAPRARI**. En plus de ses avantages techniques et mécaniques, ce type de pompe nous assure le débit et la hauteur manométrique totale appelée avec une vitesse de rotation variant (1450-3500) tr/min.

V.1.3. Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes n minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH) r minimale ;
- Nombre d'étage minimal ;
- Puissance absorbée minimale

Tableau V.5 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de la station de pompage

n	Q appelé (L/s)	Hmt appelée (m)	Type de pompe	η (%)	Vitesse (tr/min)	Nbe etage	Pabs (Kw)	(NPSH) r (m)	Roue (mm)
1	360.61	132.85	-	-	-	-	-	-	
2	180.3	132.85	PM 150/ 5A	78.6	1450	4	296	3.84	150
3	120.2	132.85	PM 100/ 2A	77.4	2900	2	205	4.49	100
4	90.15	132.85	HV 65/ 2C +60	75.2	2900	-	144	4.14	65

A partir du tableau ci-dessus, on déduit que la variante deux est la meilleure du point de vue rendement, vitesse de rotation et puissance absorbée.

Pour cette variante on opte pour une troisième pompes de secours identique à la première (type **PM150/ 5A** .CAPRARI). La courbe caractéristique de la pompe choisie est donnée en annexe VI.1.

V.2. Courbe caractéristique

Les courbes caractéristiques des pompes choisies sont montrées dans les fiches techniques dans les annexes.

- La pompe de type **PM150/5A** (courbe caractéristique, annexe VI) ;
- Les prix des conduits dans les tableaux (annexe V.2) ;
- Les pompes de étage a 2.

V.3. Conclusion

Dans cette partie nous avons dimensionné la conduit d'adduction de telle manière à assurer le debit nécessaire de l'agglomeration pour l'horizon d'étude

Chapitre VI

Protection anti b elier

Introduction

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné des variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé net dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau lorsqu'un robinet (ou tout autre appareil) se ferme

VI.1 Causes du coup de bélier

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

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

VI.2 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Il existe différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

a) Réservoirs d'air

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

b) Cheminée d'équilibre

A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

c) Soupape de décharge

C'est appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libère, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

d) Volant d'inertie

calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélièr. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

Remarque : Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

VI.3 Calcul des réservoirs d'air

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

Comme méthodes de calcul, on distingue :

▪ Méthode de VIBERT

La méthode de VIBERT donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.

▪ Méthode de BERGERON

La méthode de BERGERON est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

VI.4 Dimensionnement des réservoirs d'air

On calculera la célérité d'onde à l'aide de la formule suivante (B. SALAH) :

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

Avec :

C : Célérité en [m/s]

k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; k = 2,07*10⁹ pascal

ρ : Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 kg / m³

e_m : Epaisseur de la conduite (m)

a : Rayon intérieur de la conduite (m)

ν_m : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ; ν_m=0,3

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

E_m : Le module de Young du matériau de la conduite ; E_m=1 10¹¹ Pascal

E_s : Module de Yong du sol considéré E_s=2 10⁸ Pascal

1. La charge tenant compte du coup de bélier

$$Z = Hg + \frac{C * V_0}{g}$$

V₀: vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

g: l'accélération de pesanteur.

2. La charge statique absolue

$$Z_0 = Hg + 10$$

3. La charge maximale absolue

$$Z_{max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g}$$

D'où :

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

$$U_0 * Z_0 = U_{max} * Z_{min} \Rightarrow U_{max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{min}}{Z_0}} \quad \text{(VI.4)}$$

U_{max} : volume du réservoir d'air.

VI.5 Application

▪ **Les données de base**

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau VI.1 : Les caractéristiques d'adduction de refoulement :

Adduction	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
(SR-4000m³)	PEHD	500	0.2	1,84	2380	86

VI.5.1 Calcul de la célérité d'onde C

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

Tableau VI.2 : Calcul de célérité d'onde d'adduction de refoulement:

Adduction	K (Pa) (*10 ⁹)	(Kg/m ³)	a (m)	vm	vs	Es (Pa) (*10 ⁸)	Em (Pa) (10 ⁹)	e _m (m)	C (m/s)
(SP-2*2000m³)	1.2	1000	0.25	0.5	0.33	2	1.2	0.02790	446.07

VI.5.2 Calcul de capacité de réservoir d'air

Les résultats trouvés pour le calcul de volume de réservoir d'air sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 : Calcul de volume de réservoir d'air de l'adduction de refoulement :

Adduction	(S.R-4000m3)
Z0 (m)	116
Zmax	199.67
V0 (m/s)	1,84
g (m/s ²)	9,81
h0	0.17
h0/ Z0	1.49x10 ⁻³
U0/ (L*s)	1.4*10 ⁻²
Zmin/ Z0	0.63
U0 (m3)	1.63
U _{max} (m3)	2.59
Volume normalisé (litres)	2590

Conclusion

A travers ce chapitre nous avons dimensionné la conduite d'adduction qui refoule vers le réservoir 2*2000 m³ avec un diamètre de 500 mm et sur une longueur de 2380 m de telle manière à assurer le débit nécessaire de l'agglomération pour l'horizon d'étude, on a fait aussi le calcul de réservoir d'air afin de les protéger contre le régime transitoire.

Chapitre VII

Pose de canalisation

Introduction

Le rôle d'une canalisation est de pouvoir transporter un débit souhaité en résistant aux surpressions et aux dépressions éventuelles, et aux flexions longitudinales (dues à son propre poids, au poids de l'eau, à celui des terrains et aux surcharges roulantes) et à l'agressivité des sols.

La pose des conduites est d'une importance majeure vu les conséquences que peut engendrer une mauvaise installation de ces dernières.

La stabilité des ouvrages et la durée d'exploitation de réseau et l'adduction reposent sur une pose convenable.

Dans la plupart des réseaux, on distingue la pose en terre, en galerie, en élévation au dessus du sol, dans le lit d'une rivière.

VII.1 Différentes poses de la canalisation Pose en terre**VII.1.1 Exécution et aménagement de la tranchée**

La canalisation doit assurer pendant de très longues années un service sans défaillance. La profondeur de la tranchée doit être suffisante pour que la conduite soit à l'abri de gel, compte tenu des conditions climatiques, et ne subisse pas l'action trop directe des charges roulantes lorsqu'elles existent. La largeur de la tranchée est en fonction du diamètre de la conduite. Elle varie aussi selon la nature du sol, les matériaux constituant la conduite, le type de joint et les conditions de pose.

Une canalisation enterrée supporte sa masse propre et se trouve soumise à des efforts importants dus à :

- La masse d'eau.
- La masse du remblai.
- Des charges roulantes quand elles existent.

Il importe de choisir dans chaque cas particulier les engins, les matériels les mieux adoptés, de manière à obtenir leur meilleurs rendements et la plus grande rentabilité.

Pour bien effectuer la pose en terre, on doit :

- Eliminer les grosses pierres des déblais placés sur le coté de la tranchée, de façon à éviter leur chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée.
- Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pente soit constante entre les points de changement de pentes prévus, ne pas oublier les légères pentes indispensables

en terrain horizontal. Ce nivellement exige d'autant plus de soin que la pente est plus faible.

- Eviter de placer les tuyaux sur tasseau, ceux-ci concentrent les efforts d'écrasement, et de plus, leur emploi fait travailler les tuyaux à la flexion.
- Préparer un fond de fouille bien rectiligne, de manière que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur. Plus le tuyau est d'un diamètre important plus la surface d'appui doit être soignée et aménagée pour épouser la forme du tuyau. L'idéal est un lit présentant un angle d'appui de 90°.

En sol rocheux, on approfondit la tranchée de 15 à 20cm en dessous de la cote définitive. On rétablit ensuite le niveau en confectionnant un lit de pose bien damé avec de la terre meuble, du sable, du gravier ou de pierres carrées en petits éléments (passant dans un anneau de 5cm de diamètre).

Dans les pentes et dans les terrains argileux, où l'eau ruisselle ou s'accumule, on confectionne un lit de pose avec gravier ou des pierres cassées (passant à l'anneau de 5 cm) pour assurer un drainage correct.

Lorsque la canalisation traverse des terrains dont l'assise du sol n'est pas dure, il est recommandé de prévoir un lit de béton maigre reposant au besoin sur des pieux battus.

- **Réalisation des tranchées**

La section transversale de la tranchée dépend de :

- La profondeur.
- La longueur.
- Le coefficient de talus.

a. Profondeur

La profondeur de la tranchée se détermine par :

$$H=H_1+D+H_2$$

H : Profondeur de la tranchée en (m) ;

H₁: Epaisseur du lit de pose (0,10 à 0,15m)

D : Diamètre de la conduite ;

H₂ : Distance au dessus de la génératrice supérieure de la conduite (0,60 à 1,20m)

b. Largeur

La largeur est fonction de diamètre de la conduite, on doit laisser 0,30m de part et d'autre de la conduite.

$$L=D+2. 0, 30$$

Où :

L : largeur de la tranchée en (m)

c. Coefficient du talus

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

Tableau VII.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 $m = 0$.

VII.1.2 Pose de la conduite

Les éléments d'une canalisation forment une chaîne. Si un seul élément mal posé ou un joint défectueux, constituent un point faible préjudiciable à la qualité de la conduite entière.

On doit s'assurer au préalable qu'aucun corps étranger (terre, pierre, chiffon,...etc.) ne se trouve à l'intérieur des tuyaux.

Lorsque les tuyaux en sont dotés, on vérifie le bon état des revêtements intérieurs et extérieurs, en cas de détérioration, on met à coté le tuyau défectueux pour réparation du revêtement ou coupe de la partie abîmée.

On utilise un engin de levage, de puissance et de dimensions suffisantes pour la pose des conduites.

Toute les opérations de pose doivent être conduites dans l'ordre avec méthode et en s'attachant à sauvegarder la propreté.

Au cours de la pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux. S'il est nécessaire de coller les tuyaux pour les aligner, on emploie de la terre meuble ou du sable. A chaque arrêt de la pose on bouche les extrémités de tronçon de conduite en attente à l'aide de tompons solidement fixés pour éviter l'introduction de corps étrangers ou l'entrée d'animaux qui pourraient y périr.

Les différents lits de pose sont représentés dans la figure .

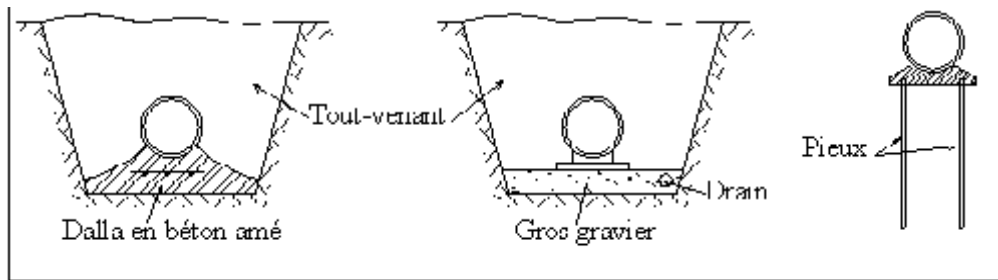


Fig.VII.1 : Différents lits de pose.

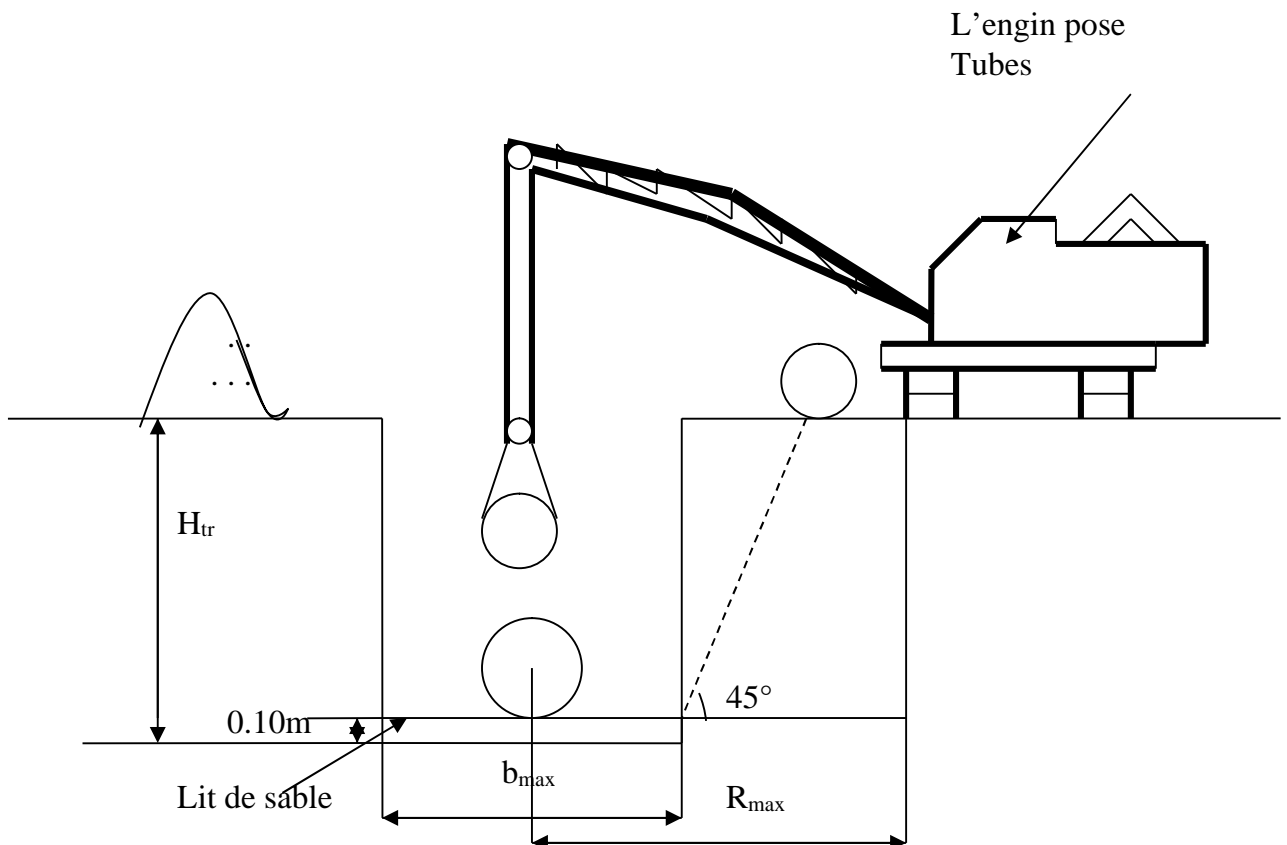


Fig.VII.2 : Pose de la conduite dans la tranchée.

VII.1.3 Remplissage

Le remplissage de la conduite exige l'évacuation complète de l'air. On remplit la conduite lentement, avec un débit de l'ordre de 1/20 à 1/15 de son débit prévu. Cette précaution est indispensable pour donner à l'air le temps de s'accumuler au point haut et enfin de s'échapper par les ventouses.

On veille à l'ouverture des robinets-vannes placés à la base de ces appareils. On utilise des robinets-vannes de vidange pour vérifier l'arrivée progressive de l'eau.

S'il s'agit d'une conduite de refoulement, se servir de pompe pour remplir par le bas, en limitant le débit à la valeur indiquée cVII.dessus.

VII.1.4 Essai hydraulique

Avant de remblayer la tranchée, on effectue un essai à l'aide d'une pompe d'épreuve, on remplit la conduite d'eau, on lui applique une pression d'essai égale à la pression à laquelle sera soumise majorée de 50 %, la variation de la pression doit rester à 0,2 Bars.

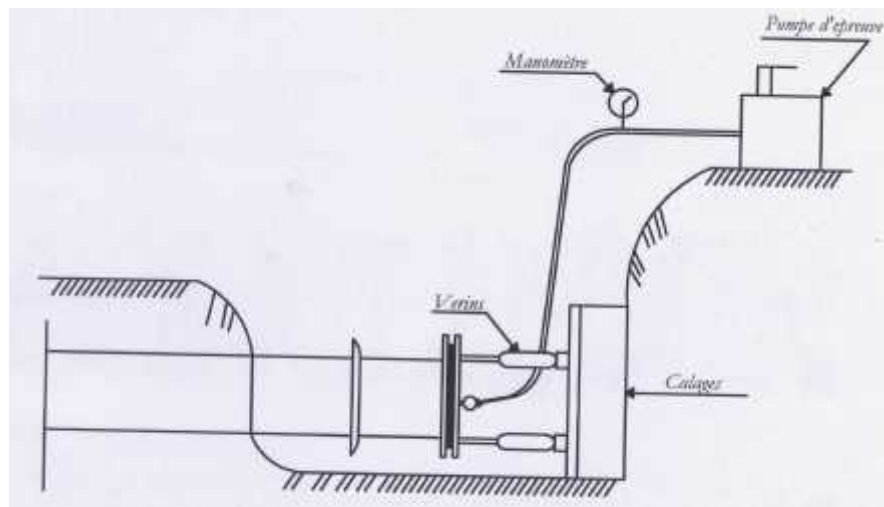


Fig.VII.3 : Essai hydraulique.

VII.1.5 Remblayage

Le remblayage fait partie des opérations de pose. Il forme le lit dans lequel repose la canalisation et le milieu en contact direct avec elle. Il doit donc être soigné, et son exécution est confiée à des ouvriers expérimentés.

Un remblai correctement effectué double la résistance de la conduite aux charges extérieures.

Pour obtenir un bon remblai, on utilise une terre purgée de pierres, fortement damée par des petites couches sous le tuyau et sous ses flancs. On poursuit jusqu'à obtenir une couche bien damée de 20cm au dessous de la génératrice supérieure. Cette façon d'opérer évite tout tassement ultérieur du terrain autour de la conduite.

En terrain agressif, on emploie comme remblai, une terre chimiquement neutre, ou mieux, une terre dont on aura rendu la réaction alcaline par addition de chaux.

VII.2 Franchissement des points spéciaux

Lors d'exécution des travaux, la conduite traversera quelques points spéciaux.

On citera :

- Traversées de route
- Traversée de rivière

VII.2.1 Traversée de route

En raison des charges à supporter qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite comme à la route, la canalisation sera introduite à l'intérieur d'une buse de diamètre supérieur, ce qui la préservera des vibrations et des surcharges qui pourraient être les causes des infiltrations, par suite de fissures.

VII.2.2 Traversée de rivière

En fonction de la traversée et de l'importance de l'adduction, la pose de conduites à travers un oued demande certains travaux confortatifs. Deux cas peuvent se présenter :

- Premier cas : l'existence d'une route servira également à supporter la conduite d'adduction ;
- Deuxième cas : si le pont route n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux (tasseau), et pour la protéger on utilise des conduites de diamètre supérieur ou des gravillons sur les deux cotés de la Conduite.

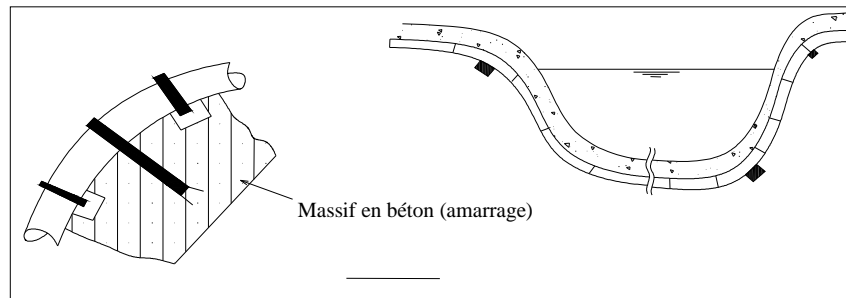


Fig.VII.4 : Traverse de la rivière.

VII.3 Butées

Sous la poussée de l'eau, les branchements ou le cas d'un changement de direction, il y a risque d'un déboîtement des joints dans les parties soudées ou à la rupture des soudures.

Pour remédier à cela, on prévoit, la construction de massifs en béton, qui, par leur poids, s'opposent aux déboitements et aux ruptures.

On distingue :

- Butée sur un branchement ;
- Butée sur un coude horizontal ;
- Butée sur un coude vertical ;
- Butée d'extrémité en vue d'un essai hydraulique (voir **Fig. VII.3**)

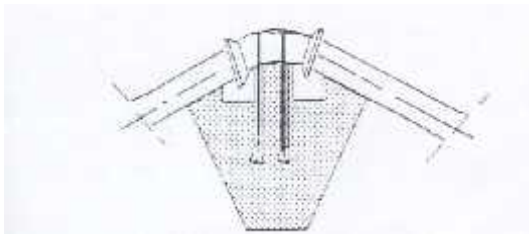


Fig.VII.6 : Butée sur un coude horizontale

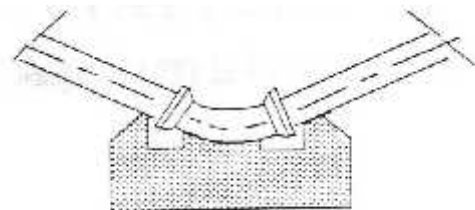


Fig.VII.5 : Butée sur un coude vertical

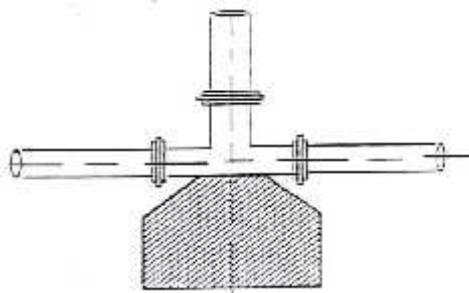


Fig.VII.7 : Butée sur un branchement

VII.4 Équipement du réseau de distribution**VII.4.1 Type de canalisation**

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD, les diamètres utilisés varient entre 60mm et 250 mm.

VII.4.2 Appareils et accessoires du réseau

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

A- Robinets vannes

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

Ils permettent 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 a clé placée sur le trottoir (facilement accessible).

B- Bouches ou poteau d'incendie

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

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

C- Clapets

Les clapets ont un rôle d'empêcher l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu , on peut utiliser comme soupape pour éviter le choc à la forte pression.

D- Ventouses

Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points le plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydraulique. 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.

E- 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.

F- Bouche d'arrosage

Ce sont des bouches situées aux alentours des jardins.

G- pièces spéciales de raccord

1- **les Tés** : utilisés pour le raccordement des canalisations secondaires sur la canalisation principale.

2- **les coudes** : utilisés en cas de changement de direction.

3- **les cônes de réduction** : ce sont des organes de raccord en cas de changement de diamètre.

Conclusion

La maîtrise de la pose de canalisation est primordiale dans une étude de réseau d'alimentation en eau potable. Une pose mal faite sera à l'origine des fuites excessives dans le réseau qui entraîneront par la suite des infiltrations nocives et une dégradation sans précédente de tout le réseau.

Des essais d'étanchéités et de pressions seront obligatoire pour détecter des éventuelles fuites au niveau des joints où des conduites avant le remblaiement définitif. Il est à signaler que la profondeur de la tranchée ne suscite pas des efforts importants vu l'absence de la remontée de la nappe ; ce qui nous facilite les différents travaux après la pose de canalisation.

CONCLUSION GENERALE

Notre étude a englobé tous les points qui touchent le plan spécifique à la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable.

Nous signalons que durant notre étude, une priorité a été donnée surtout au côté technique et économique pour assurer une pression convenable et un débit suffisant aux abonnés, et un coût minimal.

Dans notre étude, on a fait une analyse sur le site de la région d'étude, et d'après l'évolution de la commune, on a déterminé les besoins pour l'horizon 2040; le tracé et les calculs du système d'AEP (source, stockage, distribution) étaient faits et le réseau fonctionne en bon état.

Cette étude nous a permis de mettre en pratique, toutes les connaissances que nous avons acquises dans tous les domaines de l'hydraulique durant notre cycle de formation.

Enfin je voudrais remercier d'avance l'honorable jury qui aura à apprécier ce travail et j'accepte sans réserve toutes les remarques ou suggestions nécessaires à l'enrichissement de cette étude.

Annexes

ANNEXE III.1

Tableau I : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :

Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de 1000	10001 à 5000	50001 à 100000	Plus 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
01-2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
02-03	1	1.5	2.5	3.3	1
03-04	1	1.5	2.6	3.2	1
04-05	2	2.5	3.5	3.25	3
05-06	3	3.5	4.1	3.4	5.5
06-07	5	4.5	4.5	3.85	5.5
07-08	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
08-09	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
09-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1

Source polycopie B.SALAH

Annexex IV.1

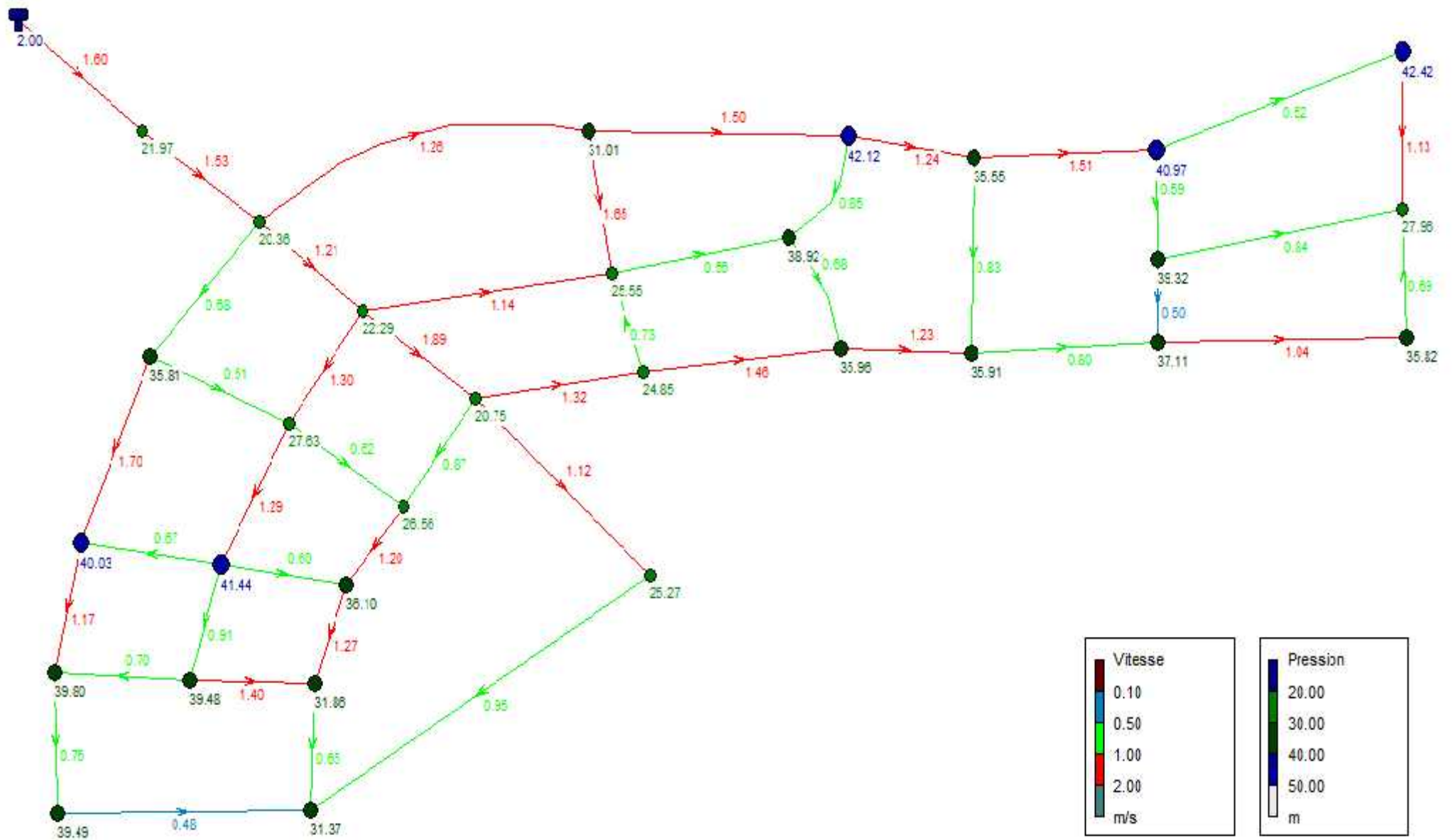
Tableau VI : Tube PEHD eau potable (PN06)

Référence	Désignation	Diamètre Ex en mm	Épaisseur en mm	Diamètre Int en mm	Q en l/s pour	V= 1 m/s
					V=0,5 m/s	
110 020 201	Tube PEHD	20	2.0	16	0.10	0.20
110 020 251	Tube PEHD	25	2.0	21	0.17	0.35
110 020 321	Tube PEHD	32	2.0	28	0.31	0.62
110 020 401	Tube PEHD	40	2.0	36	0.51	1.02
110 020 501	Tube PEHD	50	2.4	45.2	0.80	1.60
110 020 631	Tube PEHD	63	3.0	57	1.28	2.55
110 020 751	Tube PEHD	75	3.6	67.8	1.81	3.61
110 060 901	Tube PEHD	90	3.5	83	2.71	5.41
110 061 101	Tube PEHD	110	4.2	101.6	4.05	8.11
110 061 251	Tube PEHD	125	4.8	115.4	5.23	10.46
110 061 601	Tube PEHD	160	6.2	147.6	8.56	17.11
110 062 001	Tube PEHD	200	7.7	184.6	13.38	26.76
110 062 501	Tube PEHD	250	9.6	230.8	20.92	41.84
110 063 151	Tube PEHD	315	12.1	290.8	33.21	66.42
110 064 001	Tube PEHD	400	15.3	369.4	53.59	107.17
110 065 001	Tube PEHD	500	19.1	461.8	83.75	167.49
110 026 301	Tube PEHD	630	33.1	563.8	124.83	249.65

Source : STPM CHIALI

Annex IV.1

Résultats de simulation du réseau (état des vitesses) Cas de point

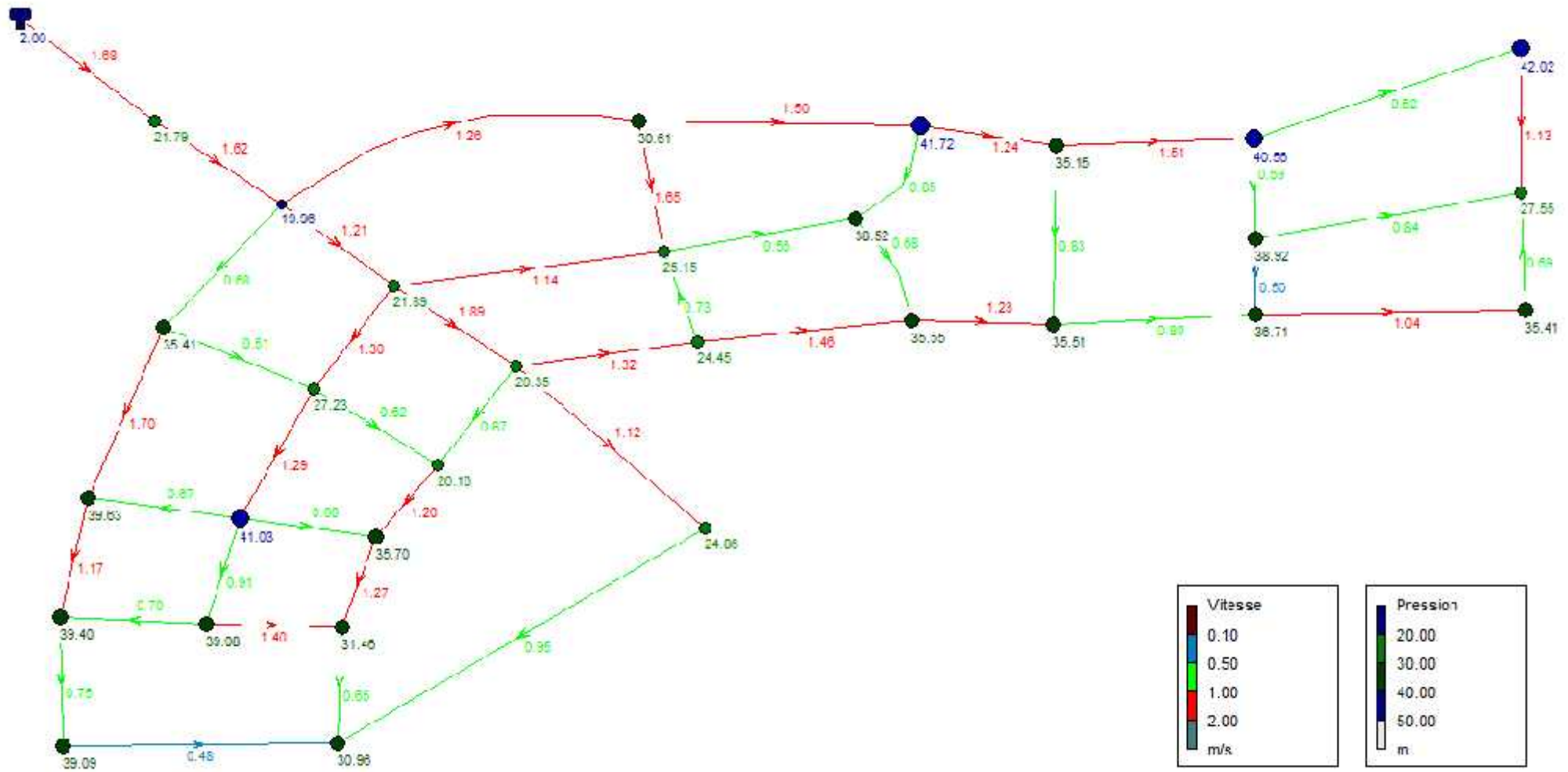


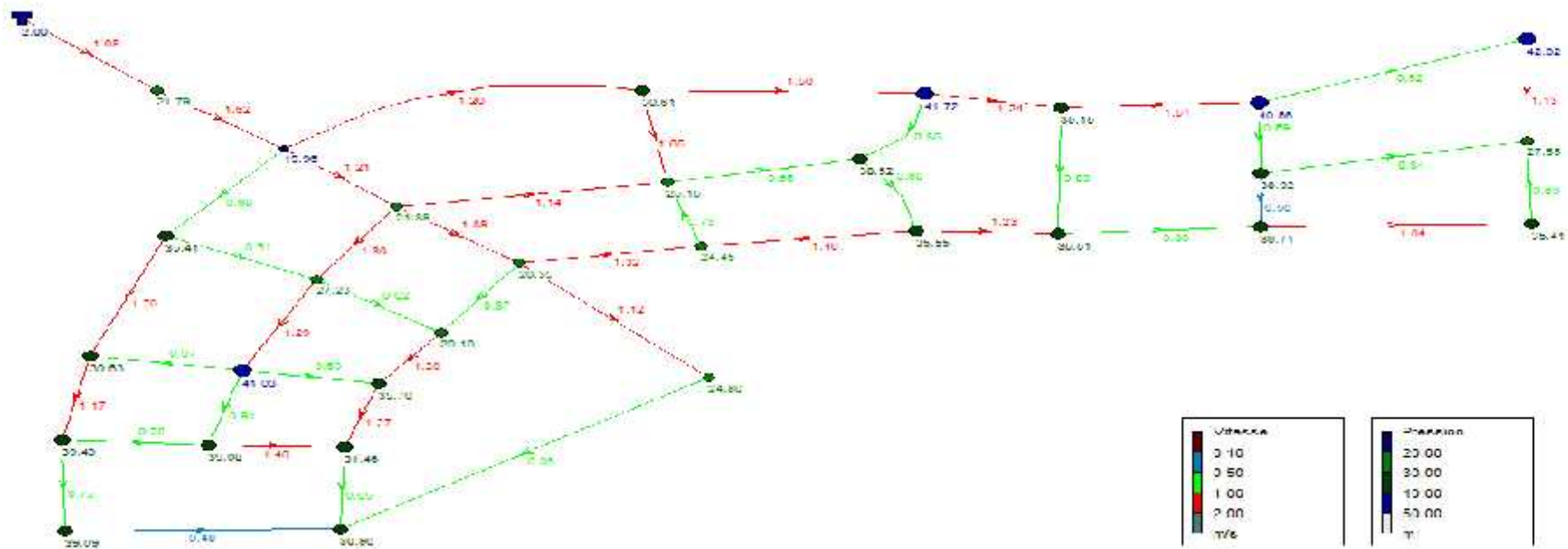
État des Arcs du Réseau

	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse
ID Arc	m	mm	LPS	m/s
Tuyau 2	546.8	500	300.27	1.53
Tuyau 3	259.5	400	151.48	1.21
Tuyau 4	201	250	92.72	1.89
Tuyau 5	358	160	22.44	1.12
Tuyau 6	104.4	160	17.56	0.87
Tuyau 7	232.55	200	40.86	1.30
Tuyau 8	363.75	250	33.31	0.68
Tuyau 9	253.28	50	1.01	0.51
Tuyau 10	218.15	90	3.98	0.62
Tuyau 11	187.08	125	14.70	1.20
Tuyau 12	181.41	160	26.03	1.29
Tuyau 13	238.24	125	20.84	1.70
Tuyau 14	233.69	75	-2.97	0.67
Tuyau 15	151.22	50	1.17	0.60
Tuyau 16	244.18	90	8.06	1.27
Tuyau 17	232.12	125	11.19	0.91
Tuyau 18	230.68	125	14.40	1.17
Tuyau 19	201.14	50	-1.38	0.70
Tuyau 20	94.12	50	2.74	1.40
Tuyau 21	160.75	90	4.11	0.65
Tuyau 22	246	50	-0.95	0.48
Tuyau 23	214.48	110	-7.12	0.75
Tuyau 24	283.85	200	41.38	1.32

Tuyau 25	131.64	75	3.24	0.73
Tuyau 26	146.15	90	-10.51	1.65
Tuyau 27	424.51	315	-97.96	1.26
Tuyau 28	424.51	250	73.83	1.50
Tuyau 29	99.5	50	1.67	0.85
Tuyau 30	190.3	150	-9.88	0.56
Tuyau 31	243.83	160	29.31	1.46
Tuyau 32	250	90	4.32	0.68
Tuyau 33	175.1	160	24.66	1.23
Tuyau 34	189.5	50	-1.63	0.83
Tuyau 35	279.55	250	-61.10	1.24
Tuyau 36	431.46	200	47.39	1.51
Tuyau 37	386.86	200	16.42	0.52
Tuyau 38	111.28	200	18.51	0.59
Tuyau 39	189.4	110	4.75	0.50
Tuyau 40	401.55	160	-16.03	0.80
Tuyau 41	221.66	110	9.91	1.04
Tuyau 42	290	75	3.05	0.69
Tuyau 43	451.48	75	-3.71	0.84
Tuyau 44	301	90	-7.20	1.13
Tuyau 45	643.8	110	9.02	0.95
Tuyau 46	361.46	90	-7.25	1.14
Tuyau 1	432.43	500	313.39	1.60

Résultats de simulation du réseau (état de la vitesse) Cas de point + incendie





Annexe (VI.1):Abaque de VIBERT.

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

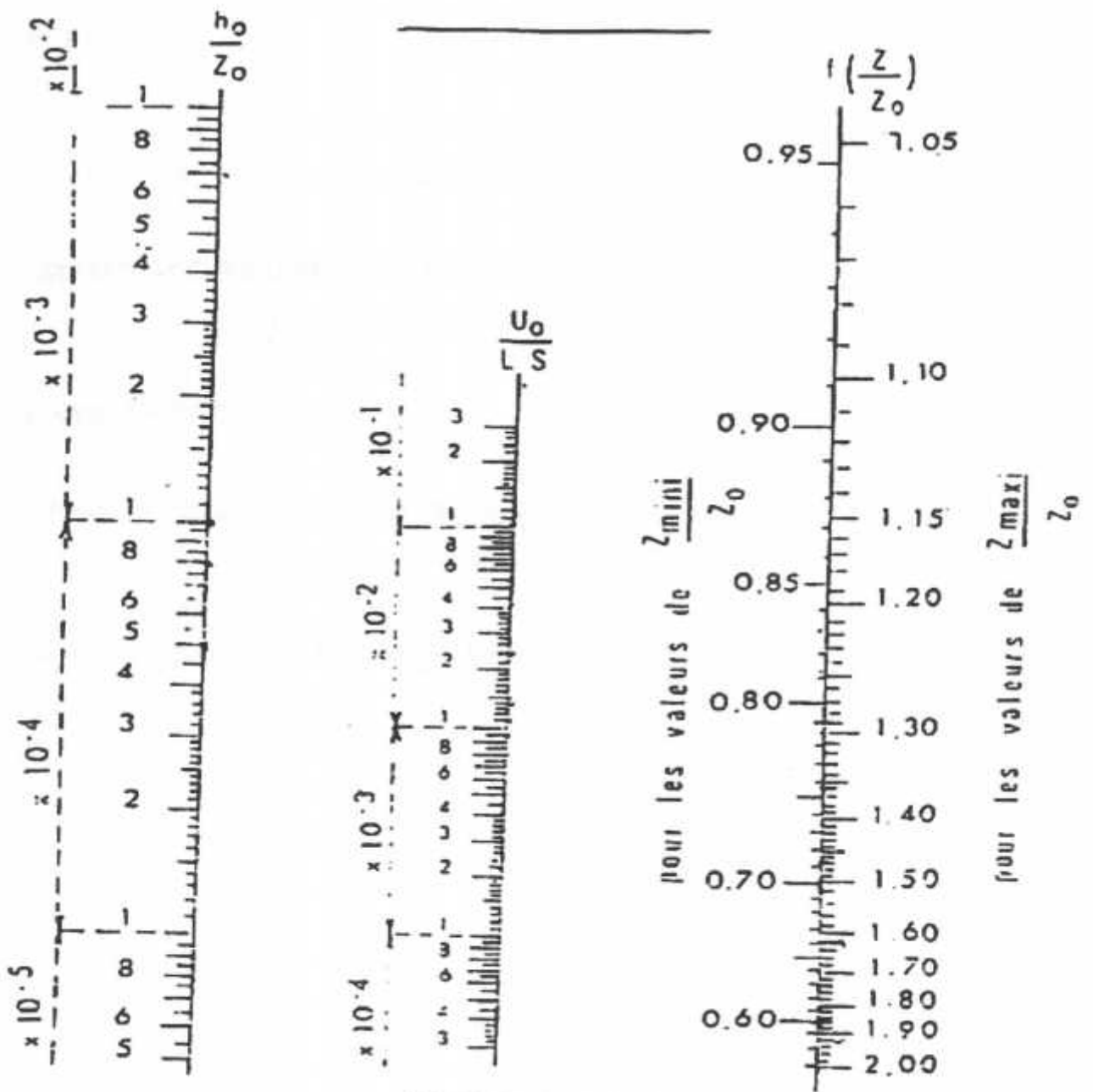


PLANCHE XXVII

