

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Etude du système d'AEP DE 10000 logements de Safsaf commune de Meftah (w. Blida).**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0033-20

APA Citation ( APA توثيق ):

**Hamadache, Lamia (2020). Etude du système d'AEP DE 10000 logements de Safsaf commune de Meftah (w. Blida)[Mem Ing, ENSH].**

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE**

**THEME :**

Etude du système d'AEP de 10000 logements de SAFSAF commune  
de MEFTAH (W. Blida)

**Présenté par :**

**HAMADACHE Lamia**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
BOUFEKANE Abdelmadjid	MCA	Président
MOKRANE Wahiba	MAA	Examinatrice
HACHEMI Abdelkader	MCB	Examineur
KAHLERRAS Malika	MCB	Promotrice

**Session 2019- 2020**

## *Dédicace :*

*Spécialement à mes très chères parents pour leurs Sacrifices, leurs amour, leurs Aide et leurs soutien et me voir ainsi arriver à ce Que je suis devenu aujourd'hui.*

*A mes très chères sœurs et mon frère :*

*A mes très chères : Lyna ; Khouloud et Zakaria.*

*A Mehdi SAADEDINE*

*A mes amis(es) de l'ENSTP ;*

*A tous mes amis (es) de l'école.*

## **Remerciement :**

Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études. Mes remerciements à mes très chers parents, mon frère et mes petites sœurs.

Je remercie fortement mon promotrice : Mme M. KAHLERRAS de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Par la même occasion je remercie mes Enseignants de l'ENSH pour leurs contributions à ma formation d'ingénieur d'état en hydraulique. Mes remerciements vont également à : Mme Fatiha et Ms Lahcen de DRE et tous mes amis.

À celui qui n'a jamais hésité le moindre instant à se tenir à mes côtés afin de me soutenir, m'aider, et m'encourager.

Ma gratitude va également aux membres du jury pour honorer ma soutenance et pour l'effort fourni afin de juger ce travail.

Qu'il me soit permis de remercier toutes les personnes qui ont Contribuées de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

## الملخص:

في إطار برنامج بناء 10000 وحدة سكنية في بلدية مفتاح، ونظراً للحاجة إلى التزويد بمياه الشرب، تمت دراسة نظام لتلبية الاحتياجات المائية لمختلف فئات الاستهلاك. حيث تم تنفيذ دراستنا وفق المراحل التالية:

- دراسة شبكة توزيع المياه للمدينة المذكورة سابقاً، من أجل تحقيق إكتفاء للتجمع السكاني نوعياً وكمياً.

- دراسة كيفية اىصال المياه، مع الأخذ بعين الإعتبار للعوامل التقنية والإقتصادية.

- دراسة وسائل حماية الأنابيب ضد ظاهرة "مطرقة الماء".

- اقتراح عدة تدابير لتنفيذ المشروع.

خلال المراحل السابقة المختلفة، يمكن لنظامنا أن يفي بالمعايير ويضمن تزويد جيد من حيث الجودة والكمية

## Résumé :

Dans le cadre programme de réalisation de 10000 logements au niveau de la commune de MEFTAHA, et vue à la nécessité d'alimentation en eau potable, un système a été étudié afin de répondre aux besoins en eau de différentes catégories de consommation. Notre étude est effectuée selon les étapes suivantes :

Etude et dimensionnement du réseau de distribution de la dite ville afin de satisfaire notre agglomération qualitativement et quantitativement. Etude de l'adduction, tenant compte des facteurs technique et économique vue que ces deux paramètres sont reliés. Ensuite, nous avons étudié les moyens pour la protection des conduites contre le phénomène transitoire appelé "coup de bélier". Enfin, nous adressons à l'achèvement du projet les différentes mesures prises pour bien mener notre projet.

Passant par les différentes étapes précédentes, notre système peut répondre aux critères et il garantit une bonne alimentation en termes de qualité et quantité.

## Abstract

As part of the program of building 10,000 housing units in the municipality of MEFTAHA, and regarding the need for drinking water supply, a system has been studied to meet the water needs of different categories of consumption. Our study is carried out according to the following four steps: (1) studying and dimensioning the distribution network of the town in order to satisfy the agglomeration qualitatively and quantitatively; (2) examining the adduction taking into account the connected technical and economic factors; (3) looking for ways to protect the pipes against the transitory phenomenon called "water hammer"; and finally taking various measures to successfully achieve our project. Going through the previous steps, our system can meet the standard criteria and it guarantees a good diet in terms of quality and quantity.

# Liste des figures

## Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I-1 : Localisation de MEFTAH, Source (DRE de Blida). .....	1
Figure I-2 : Représentation de la zone d'étude Saf-Saf , Source (DRE de Blida.2019). .....	2
Figure I-3 : Carte géologique de la zone d'étude.....	3
Figure I-4 : Carte hydrographique de Meftah , Source(ANRH.2019 ). .....	4

## Chapitre III : Caractéristique de la consommation en eau

Figure III-1 : Graphe de consommation horaire. ....	18
Figure III-2 : Courbe intégrale .....	18

## Chapitre IV : Adduction

Figure IV-1 : Cout total en fonction du diamètre .....	30
--	----

## Chapitre V : Etude de pompage

Figure V-1 : Couplage de deux de pompes en parallèle. ....	32
Figure V-2 : Couplage de deux de pompes en série. ....	33
Figure V-3 : Pompe centrifuge. ....	34
Figure V-4 : Turbopompes.....	34
Figure V-5 : Détermination du point de fonctionnement de la pompe. ....	36
Figure V-7 : Courbe représentant le point de fonctionnement des pompes de la station de pompage.....	38
Figure V-6 : Les courbes caractéristiques des pompes de la station de pompage. ....	39
Figure V- 8 : Courbe représentant la plage de bon fonctionnement de la pompe SP. ....	39

## Chapitre VI : Réseau de distribution

Figure VI-1 : Schéma d'un réseau maillé. ....	43
Figure VI-2 : Schéma d'un réseau ramifié.....	43
Figure VI-3 : Schéma d'un réseau combiné .....	44
Figure VI-4 : Schéma d'un réseau étagé.....	44
Figure VI-5 : Perte de charge entre deux nœuds.....	54
Figure VI-5 : Résultat de simulation (cas de pointe). ....	58
Figure VI-5 :Résultat de simulation (cas de pointe+ incendie). ....	62

## Chapitre VII : Réservoirs

Figure VII-1 : réservoir d'eau potable .....	67
--	----

## **Chapitre VIII : Protection des conduites contre les phénomènes transitoires**

Figure VIII-1 : Exemple d'une fermeture d'une vanne. ....	71
Figure VIII-2 : La 1 <sup>ère</sup> étape du coup de bélier. ....	72
Figure VIII-3 : La 2 <sup>ème</sup> étape du coup de bélier. ....	72
Figure VIII-4 : La 3 <sup>ème</sup> étape du coup de bélier. ....	73
Figure VIII-5 : La 4 <sup>ème</sup> étape du coup de bélier. ....	73
Figure VIII-6 : Schéma d'un réservoir d'air anti-bélier. ....	75
Figure VIII-7 : Diaphragme. ....	76
Figure VIII-8 : Tuyère. ....	76
Figure VIII-9 : Clapet battant percé. ....	76
Figure VIII-10 : Cas d'une dépression d'air. ....	77
Figure VIII-11 : Cas d'une suppression dans un réservoir d'air d'un réservoir. ....	77

## **Chapitre IX : Pose de canalisation**

Figure IX-1 : Pose d'une canalisation dans un terrain ordinaire. ....	82
Figure IX-2 : Pose d'une canalisation sur un terrain peu consistant. ....	83
Figure IX-3 : Pose d'une canalisation dans un terrain marécageux. ....	83
Figure IX-4 : Pose d'une canalisation en galerie. ....	84
Figure IX-5 : Largeur d'une tranche. ....	88
Figure IX-6 : Profondeur d'une tranche. ....	89

## **Chapitre X : Organisation de chantier**

Figure X-1 : Pelle hydraulique. ....	98
Figure X-2 : Chargeur. ....	99
Figure X-3 : Réseau à nœud de la station de pompage. ....	101
Figure X-4 : Réseau à nœud détaillé. ....	102
Figure X-5 : Chemin critique. ....	102
Figure X-6 : Réseau à nœuds pose des conduites. ....	103

# Liste des tableaux

## Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I-1 Variations de la température.....	5
Tableau I-2 variation moyenne mensuelle des vitesses de vent de l'année 2017 .....	5
Tableau I-3 Précipitations moyennes mensuelles de l'année 2017 .....	5

## Chapitre II : Evaluation des besoins en eau de l'agglomération

Tableau II-1 : Les besoins en eau domestique.....	8
Tableau II-2 : besoins publics et administratifs .....	8
Tableau II-3 : Besoins scolaires.....	9
Tableau II-4 : Besoins sanitaires.....	9
Tableau II-5: Besoins socioculturels.....	9
Tableau II-6 : Récapitulation des besoins.....	9

## Chapitre III : Caractéristique de la consommation en eau

Tableau III-01 : Débits maximums journaliers.....	12
Tableau III-02 : Débits minimums journaliers.....	13
Tableau III-03 : variation du coefficient $\beta_{max}$ .....	15
Tableau III-04 : variation du coefficient $\beta_{min}$ .....	16
Tableau III-5 : Détermination de la variation des débits horaire.....	17

## Chapitre IV : Adduction

Tableau IV-1 : Données de départ : .....	22
Tableau IV-2 : Ouvrage de production.....	22
Tableau IV-3 : Canalisations.....	23
Tableau IV-4 : Diamètre nominaux PE100(PN25).....	23
Tableau IV-5 : Frais d'amortissement .....	27
Tableau IV-6 : Calcul de la hauteur manométrique totale HMT.....	28
Tableau IV-7 : Consommation et frais d'exploitation.....	29
Tableau IV-8 : Bilan.....	30
Tableau IV-9 : Caractéristiques de la conduite de refoulement.....	31

## **Chapitre V : Etude de pompage**

Tableau V-1 : Résultat de choix des pompes.....	36
Tableau V-2 : Caractéristiques de la pompe de la station de pompage. ....	37
Tableau V-3 : Caractéristiques du moteur de la station de pompage. ....	37
Tableau V-4:Variation de la charge (conduite de refoulement et pompe) en fonction du débit.....	38
Tableau V-5 : Trais annuels totaux des installations. ....	40
Tableau V-6 : Résultats finals du dimensionnement de la station de pompage.....	40
Tableau V-7 : Equipements en amont et aval des pompes. ....	41

## **VI : Réseau de distribution**

Tableau VI-1 : Calcul des débits nodaux (cas de pointe) .....	47
Tableau VI-2 : Calcul des débits nodaux (cas de pointe+ incendie).....	49
Tableau-IV-3 : caractéristiques des nœuds (Cas de pointe).....	55
Tableau-VI-4 : caractéristiques des tronçons (Cas de pointe) .....	56
Tableau-VI-5 : caractéristiques des nœuds (Cas de pointe+ incendie).....	59
Tableau-VI-6 : caractéristiques des tronçons (Cas de pointe+ incendie) .....	60

## **Chapitre VII : Réservoirs**

Tableau VII-1 : Détermination de la capacité du réservoir d'alimentation (refoulement non uniforme).....	69
--	----

## **Chapitre VIII : Protection des conduites contre les phénomènes transitoires**

Tableau VIII-1 : Caractéristiques de la conduite de refoulement.....	77
--	----

## **Chapitre IX : Pose de canalisation**

Tableau IX-1 : Valeur de K selon le coude.....	85
--	----

## **Chapitre X : Organisation de chantier**

Tableau X-1 : Les différents travaux de la station de pompage. ....	94
Tableau X-2 : Devis des différents travaux de la station de pompage.....	95
Tableau X-3 : Les différents travaux de terrassement. ....	97
Tableau X-4 : Devis des différents travaux de la pose conduite.....	97

## **Liste des planches**

**Planche 01** : Plan de masse avec le réseau projeté.

**Planche 02** : Profil en long de la conduite principale.

**Planche 03** : Les accessoires dans le réseau de distribution.

**Planche 04** : Profil en long de l'adduction.

**Planche 05** : Equipement du réservoir.

## Sommaire :

### Chapitre I : Présentation de la zone d'étude :

Introduction :	1
I-1-La situation géographié de Meftah :	1
I-2-La situation géologique de Meftah :	2
I-3-La situation hydraulique :	3
I-4-L'hydrogéologie :	3
I-5- L'hydrographie :	4
I-6-La Climatologie :	4
I-7-Température :	5
I-8-L'Humidité :	5
I-9-Les vents :	5
I-10-La pluviométrie :	5
Conclusion :	5

### Chapitre II : Evaluation des besoins en eau de l'agglomération :

Introduction :	6
II-1-La population actuelle et à long terme :	6
II-2-Catégories des besoins :	6
II-3-Normes unitaires de consommation (dotation de consommation) :	6
II-4-Détermination de la consommation moyenne journalière :	7
II-5-Evaluation des besoins en eau :	7
II-5-1-Besoins en eau domestiques pour l'horizon 2050 :	7
II-5-2- Besoins en eau collectifs pour l'horizon de 2050	8
II-5-2-1-besoins publics et administratifs :	8
II-5-2-2-Besoins scolaires :	9
II-5-2-3-Besoins sanitaires :	9
II-5-2-4-besoins socioculturels :	9
II-5-3-Récapitulation des besoins en eau du pole urbaine pour l'horizon 2050 :	9
Type de besoins	9
Consommation moyenne journalière ( $m^3/j$ )	9
Conclusion :	10

### **Chapitre III : Caractéristique de consommation en eau :**

Introduction :	11
III-1-Variation de la consommation :	11
III-3-Calcul des débits journaliers :	12
III-3-1-Débits maximums journaliers :	12
III-3-2-Pertes du réseau :	13
III-3-3-Débits minimums journaliers :	13
III-3-4-Calcul des débits horaires :	13
III-3-4-1 <sup>ère</sup> méthode :	13
III-4-1-1-Débit moyen horaire :	13
III-4-1-2-Débit maximum horaire :	14
III-4-1-3-Débit minimum horaire :	15
III-3-4-2 <sup>ème</sup> méthode :	16
III-4-2-1-Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant:	16
Conclusion :	19

### **Chapitre IV : Adduction**

Introduction :	20
IV-1-Notions générales sur les adductions :	20
IV-1-1-Définition :	20
IV-1-2 -Type d'adduction :	20
IV-1-2-1-Adduction gravitaire ;	20
IV-1-2-2-Adduction par refoulement :	20
IV-1-2-3-Adduction mixte :	20
IV-1-3-Type d'écoulement :	20
IV-1-3-1-Ecoulement à surface libre :	20
IV-1-3-2-Ecoulement en charge :	21
IV-2-Etude de l'adduction :	21
IV-3-Dimensionnement de la conduite d'adduction :	21
IV-3-1-Définition du système :	21
IV-3-2-Choix du tracé :	21
IV-3-3-Modèle de calcul :	22
IV-3-4-Canalisation :	22
IV-4-Dimensionnement de l'adduction :	23
IV-4-1- Diamètre économique :	23

IV-4-2-Etude technico-économique de l'adduction : .....	24
IV-4-3-Perte de charge : .....	25
IV-4-3-1-Pertes de charges linéaires : .....	26
IV-4-3-2-Pertes de charges singulières : .....	26
IV-4-3-3-Pertes de charges totales : .....	26
IV-4-4-Frais d'amortissement : .....	27
IV-4-5-Frais d'exploitation : .....	27
IV-4-5-1-la puissance absorbée de la pompe : .....	28
IV-4-5-2-l'énergie consommée annuellement par la pompe : .....	29
IV-4-5-3-Frais d'exploitation : .....	29
IV-4-6-Bilan : .....	29
Conclusion : .....	31

## **Chapitre V : Etude de pompage**

Introduction : .....	32
V-1- Définition d'une pompe : .....	32
V-2- Couplage des pompes : .....	32
V-2-1-Couplage des pompes en parallèle : .....	32
V-2-2-Couplage des pompes en série : .....	33
V-3- Choix du type de la pompe : .....	33
V-3-1-Pompe centrifuge : .....	33
V-3-2-Pompe volumétrique : .....	34
V-3-3- Turbopompe : .....	34
V-4- Choix du nombre de pompe : .....	35
V-5-Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement : .....	35
V-6-Caractéristique de la pompe : .....	35
V-6-1-Point de fonctionnement : .....	35
V-7-Station de pompage : .....	35
V-7-1-Choix des pompes : .....	36
V-7-2- Description de la pompe PM125/3D : .....	37
V-7-3-Données techniques : .....	37
V-7-4-La courbe caractéristique de la conduite de la station de pompage : .....	38
V-8-Les frais annuels d'énergie : .....	40
Conclusion : .....	41

## Chapitre VI : Réseau de distribution :

Introduction :	42
VI-1-Classification des réseaux de distribution :	42
VI-1-2-Réseau maillé :	42
VI-1-3-Réseau ramifié :	43
VI-1-3-Réseau combiné :	44
VI-1-4-Réseau étagé :	44
VI-2-Conception d'un réseau :	45
VI-3-Principe du tracé d'un réseau maillé :	45
VI-4-Calcul hydraulique du réseau :	45
VI-5-Détermination des débits :	45
VI-5-1-Débit spécifique :	45
VI-5-2-Débit en route :	46
VI-5-3-Débit aux nœuds :	46
VI-6-Calcul des débits :	46
VI-6-1-Cas de pointe :	46
VI-6-2 : Cas de pointe+ incendie :	48
VI-7-Calcul hydraulique du réseau de distribution :	51
VI-7-1-Méthode de calcul :	51
VI-7-1-1 <sup>ère</sup> loi : Loi des nœuds :	51
VI-7-1-2-2 <sup>ème</sup> loi : Loi de KIRCHOFF (Loi des mailles) :	51
VI-7-2-Principe de la méthode de HARDY CROSS :	51
VI-8-Calcul du réseau :	53
VI-8-2-Caractéristiques principales du logiciel EPANET 2.0 :	53
VI-8-3-Les étapes d'utilisation d'EPANET 2.0 :	54
VI-8-4-Principes hydrauliques régissant les calculs du logiciel EPANET 2.0 :	54
VI-8-5-Répartition définitive des débits et des pressions :	55
VI-8-5-1-Cas de pointe :	55
VI-8-5-2-Cas de pointe + incendie :	58
VI-9-Interpretation des résultats :	63
VI-10- Equipement du réseau de distribution :	63
VI-10- 1- Type de canalisation :	63
VI-10- 2- Equipement d'incendie :	63
VI-10- 3- Critères techniques :	63

VI-10- 4- Pression : .....	64
Conclusion : .....	64

## **Chapitre VII: Réservoirs**

Introduction : .....	65
VII-1-Utilité des réservoirs : .....	65
VII-2-Classification des réservoirs : .....	65
VII-2-1-Selon le matériau : .....	65
VII-2-2-Selon la situation des lieux : .....	65
VII-3-Emplacement et altitude des réservoirs : .....	65
VII-4-Principe de la construction : .....	66
VII-5-Choix de la forme du réservoir : .....	66
VII-5-1-Formes : .....	66
VII-5-2-Hauteur d'eau : .....	66
VII-6-Equipement des réservoirs : .....	66
VII-6-1-Conduite d'arrivée : .....	66
VII-6-2-Conduite de départ : .....	66
VII-6-3-Conduite de trop plein : .....	67
VII-6-4-Conduite de vidange : .....	67
VII-6-5-Conduite de by-pass : .....	67
VII-6-6-Matérialisation de la réserve d'incendie : .....	67
VII-7-Détermination de la capacité des réservoirs : .....	68
VII-7-1-Principe de calculs : .....	68
VII-7-1-1- Méthode graphique : .....	68
VII-7-1-2-Méthode analytique : .....	68
VII-7-2-Calcul du volume du réservoir : .....	69
VII-8-Dimension du réservoir : .....	70
Conclusion .....	70

## **Chapitre VIII : Protection des conduites contre les phénomènes transitoires :**

Introduction : .....	71
VIII-1-Problèmes liées au régime transitoire : .....	71
VIII-2-Description du phénomène transitoire : .....	71
VIII-2-1-Etape 1 : .....	72

VIII-2-2-Etape 2 : .....	72
VIII-2-3-Etape 3 : .....	72
VIII-2-4-Etape 4 : .....	73
VIII-3-Détermination de la valeur du coup de bélier : .....	73
VIII-3-1-Cas d'une fermeture rapide : .....	73
VIII-3-2-Cas d'une fermeture lente : .....	73
VIII-3-3-Détermination de la célérité du coup de bélier : .....	74
VIII-4-Les remèdes anti-bélier : .....	74
VIII-5-Les organes d'étranglement : .....	75
VIII-6-Etude de la protection d'une conduite de refoulement : réservoir d'air anti-bélier : ....	76
VIII-6-1-Calcul du volume du réservoir d'air anti-bélier : .....	76
VIII-6-2-Les caractéristiques de la conduite de refoulement : .....	77
VIII-6-3-Calcul de la célérité de l'onde : .....	77
VIII-6-3-1-Cas d'une conduite enterrée : .....	77
VIII-6-3-2-Cas d'une conduite non enterrée : .....	78
VIII-6-4-Calcul du volume d'air : .....	78
VIII-6-4-1-Cas d'une conduite enterrée : .....	78
VIII-6-4-2-Cas d'une conduite non enterrée : .....	79
Conclusion : .....	81

### **Chapitre IX : Pose da canalisation :**

Introduction : .....	82
IX-1-Pose de canalisations .....	82
IX-1-1-Pose de canalisations dans un terrain ordinaire : .....	82
IX-1-2-Pose de canalisations dans un terrain peu consistant ..... <b>Erreur ! Signet non défini.</b>	
IX-1-3-Pose de canalisations dans un terrain marécageux : .....	83
IX-1-4-Pose de canalisations en galerie : .....	83
IX-1-5-Traversées d'une rivière : .....	84
IX-1-6-Pose de canalisations sans ouverture de tranchée : .....	84
IX-2-Stabilisation des conduites : .....	84
IX-2-1-Cas d'un coude : .....	85
IX-2-2-Extrémité d'une conduite : .....	85
IX-2-3-Cas d'un té : .....	86
IX-2-4-Cas d'un cône : .....	86

IX-2-5-Butées : .....	86
IX-3-Protection des conduites contre la corrosion .....	86
IX-3-1-L'auto-corrosion (par formation de pile) : .....	87
IX-3-2-Corrosion électrolytique : .....	87
IX-4- Les différents travaux de mises en place des canalisations :.....	87
IX-4-1- Matérialisation :.....	87
IX-4-2-Nivellement : .....	87
IX-4-3- Excavation des tranchées : .....	87
1- Enlèvement de la couche végétale. ....	87
2-Réalisation des fouilles :.....	87
Remarque :.....	89
X-4-4-Pose des conduites : .....	89
IX-4-5-Epreuve de joints et de la canalisation : .....	90
IX-4-6-Remblayage des tranchées.....	90
IX-4-7-Nivellement et compactage : .....	90
IX-4-8-Désinfection du réseau : .....	90
Conclusion :.....	90

### **Chapitre X : Organisation de chantier :**

Introduction : .....	91
X-1-Organisation de chantier :.....	91
X-1-1- L'organisation des ressources humaines : .....	91
X-1-2- L'organisation des travaux : .....	92
X-1-2-1-La station de pompage :.....	92
X-1-2-1-1-Détermination du volume de déblais :.....	92
X-1-2-1-2-Détermination du volume du béton :.....	93
X-1-2-1-3-Détermination des maçonneries : .....	93
X-1-2-1-4-Détermination du volume de remblais .....	94
X-1-2-2- Les conduites d'adduction et de distribution :.....	95
X-1-2-2-1- Le volume des déblais :.....	95
X-1-2-2-2-Le volume des remblais :.....	96
X-1-2-3-Définition des engins de terrassement utilisés :.....	98
X-1-2-3-1- Pelle hydraulique :.....	98
X-1-2-3-2- Chargeur : .....	98

X-1-2-3-3-Compacteur (vibrateur de sol) :.....	99
X-1-2-4- Détermination du coût total du projet :.....	99
X-1-2-5-Panification des travaux :.....	99
X-1-2-5-1- La station de pompage :.....	101
X-1-2-5-2- La pose de conduite :.....	102
Conclusion :.....	103

# **Introduction générale**

## **Introduction générale :**

L'eau joue un rôle très important dans le développement d'un pays. Elle est indispensable à tous les besoins humains fondamentaux notamment : l'alimentation en eau potable, la santé et l'énergie.

Sa gestion adéquate constitue le défi le plus urgent dans le domaine des ressources naturelles. Sans eau, nous n'aurions ni société, ni économie, ni culture, ni vie. De par sa nature même et ses usages multiples, l'eau est un sujet complexe. Même si l'eau constitue un enjeu mondial, les problèmes et les solutions se situent souvent à un niveau local (problème de sécheresse en Algérie).

Ce mémoire s'inscrit dans le contexte d'une étude d'un système d'AEP de 10000 logements de «SAFSAF » de la commune de « MEFTAH » Wilaya de « BLIDA ».

Cette étude analyse le système d'alimentation en eau potable de la dite ville en passant par la présentation de la zone d'étude, définir les différents besoins en eau et les caractéristiques de consommation en eau, l'adduction, le pompage, le réseau de distribution, les réservoirs, la protection de conduite contre les phénomènes transitoires la pose de canalisation et organisation de chantiers et en fin on termine avec une conclusion générale dans laquelle les principaux résultats et recommandations sont rappelés.

.

# **Chapitre I**

## **Présentation de la zone d'étude**

**Introduction :**

Avant d'entamer les différentes étapes nécessaires à l'étude du projet, il convient de faire ressortir les caractéristiques propres de la nouvelle ville de Saf-Saf. Ces caractéristiques vont nous guider à faire un bon dimensionnement du réseau de distribution et la mise en place du schéma d'alimentation projetée. Ces caractéristiques sont présentées par la situation géographique, topographique, climatique, hydrogéologique, géologique, hydrographique et hydraulique.

Le pôle urbain de Saf-Saf s'étend sur une superficie d'environ 130 hectares, cette zone a été dégagée pour construire 10961 logements.

**I-1-La situation géographique de Meftah :**

La daïra de Meftah est située à environ 41 km au nord-est de la wilaya de Blida. Elle comprend deux communes : Meftah et Djebabra. Elle s'étend sur 83 km<sup>2</sup> (dont 55 km<sup>2</sup> occupés par la commune de Meftah, région de plaines et 28 km<sup>2</sup> pour Djebabra). Elle compte 76.469 habitants dont 72.446 à Meftah. La commune de Djebabra, région qui se trouve plus au sud au contrefort de l'Atlas blidéen, n'abrite que 4.023 habitants. Meftah se trouve à 27 km d'Alger, à 35 km de Boumerdès et 41 km de Blida. La commune de Meftah est donc localisée entre les limites de wilaya de Blida, d'Alger et de Boumerdès. Les communes limitrophes sont :

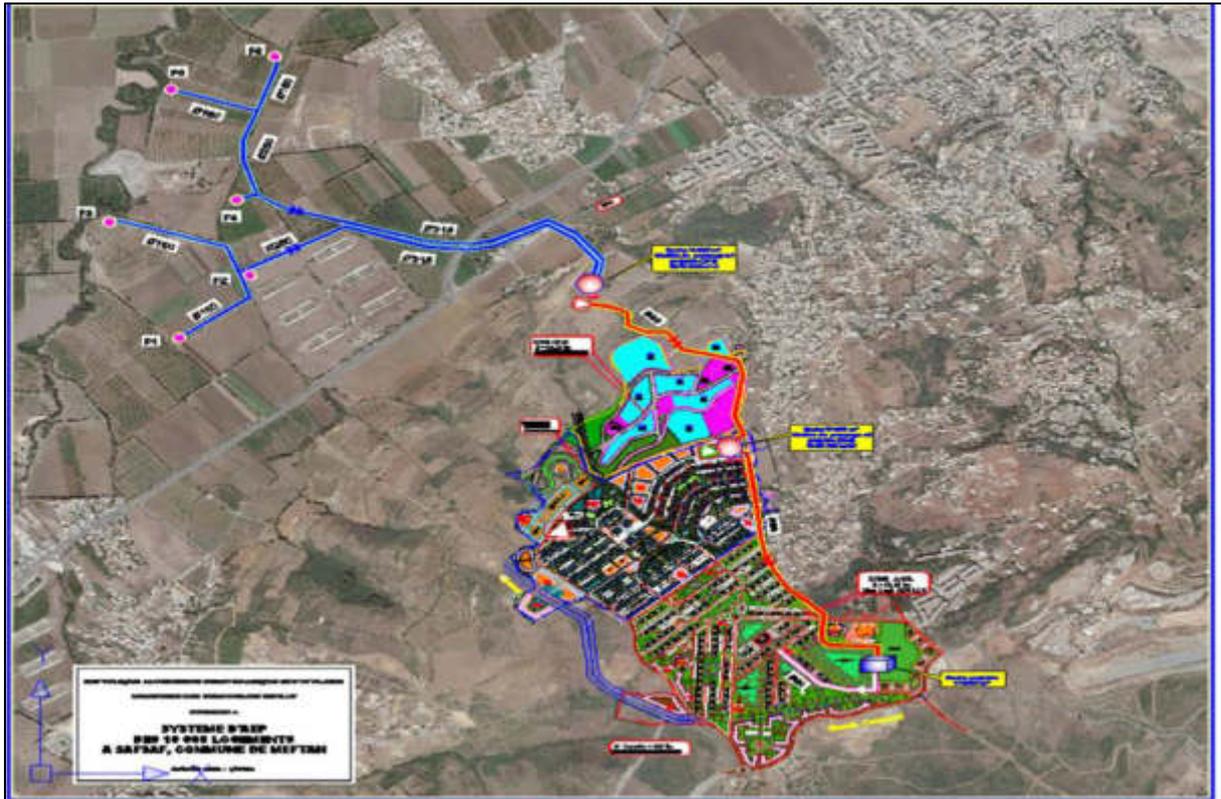
- Larba à l'ouest.
- Dar El Beida au nord.
- Djebabra au sud.
- Khemis El khechna à l'est.



Légende :

	Meftah		Zone d'étude(SAFSAF)
	Khemis El khechna		Larba
	Dar El Beida		Djebabra

**Figure I-1 :** Localisation de MEFTAH, Source (DRE de Blida).



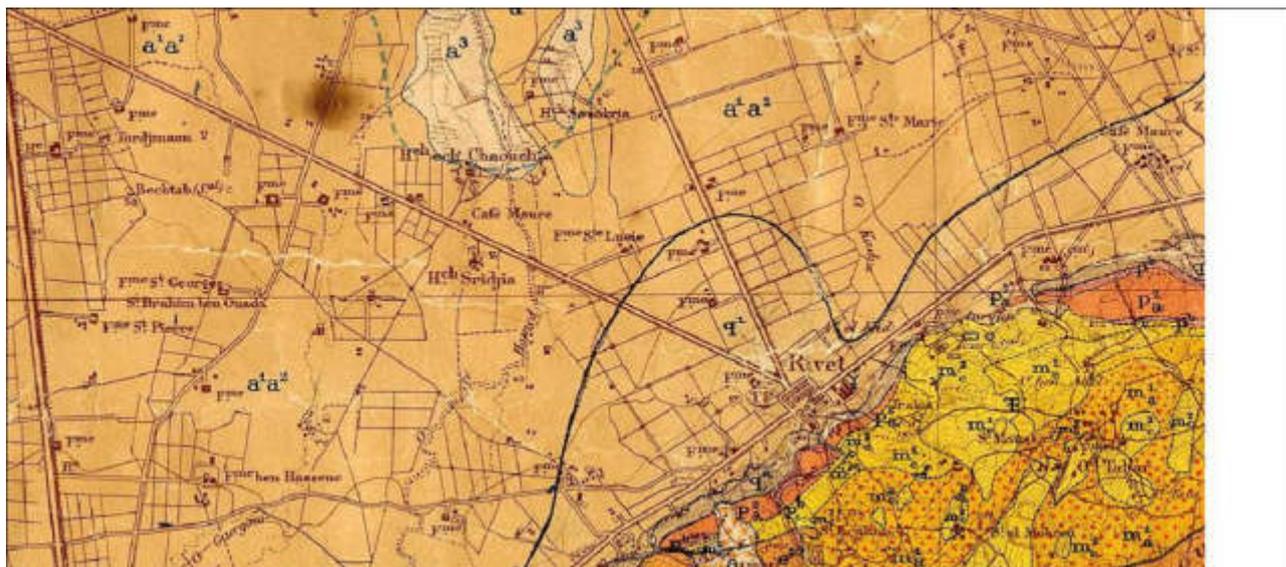
Légende :

	Forage		Réservoir
	Station de pompage		conduite d'adduction

Figure I-2 : Représentation de la zone d'étude Saf-Saf, Source (DRE de Blida.2019).

### I-2-La situation géologique de Meftah :

Selon l'ANRH, la région possède une structure géologique complexe telle que la présence de nombreuses discordances, des structures de plis et des nappes de charriage. Une déformation structure a affecté toute la région de Meftah et à généralement produit un plissement d'orientation NE-SO et des failles essentiellement normales le long de deux principale orientations NNE-SSO et ONO-ESE. Cette déformation est plus visible dans le calcaire et dans les formations sous-jacentes.



Légende :

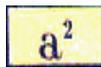
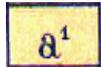
	Eboulis et dépôts de pente		Calcaires, sables, grès et poudingues
	Alluvions limoneuses		Calcaires à Mélobésiées
	Alluvions caillouteuses et limoneuses		Poudingues Cartennien
	Alluvions des basses terrasses des vallées		e <sup>2-3</sup> : Schistes et quartzites e <sup>1-2</sup> : Flysch à petites Nummulites
	Alluvions des moyennes terrasses des vallées		Flysch Albo-Aptien
	Poudingues, grès et sables		

Figure I-3 : Carte géologique de la zone d'étude.

### I-3-La situation hydraulique :

La nouvelle ville (Saf-Saf Meftah) sera alimentée à partir de onze (11) forages avec un réseau de type maillé.

La distribution d'eau pour notre nouvelle agglomération sera assurée par un réservoir d'eau, ayant une capacité de 2000 m<sup>3</sup> (volume minimal, alimenté par une conduite de refoulement de diamètre 400mm). (DRE de Blida)

### I-4-L'hydrogéologie :

Le contexte hydrogéologique de notre zone (Saf-Saf) détermine la présence d'une nappe aquifère d'une profondeur moyenne variant de 10 à 20 m, et elle est alimentée par :

- Infiltration des eaux de pluie ;

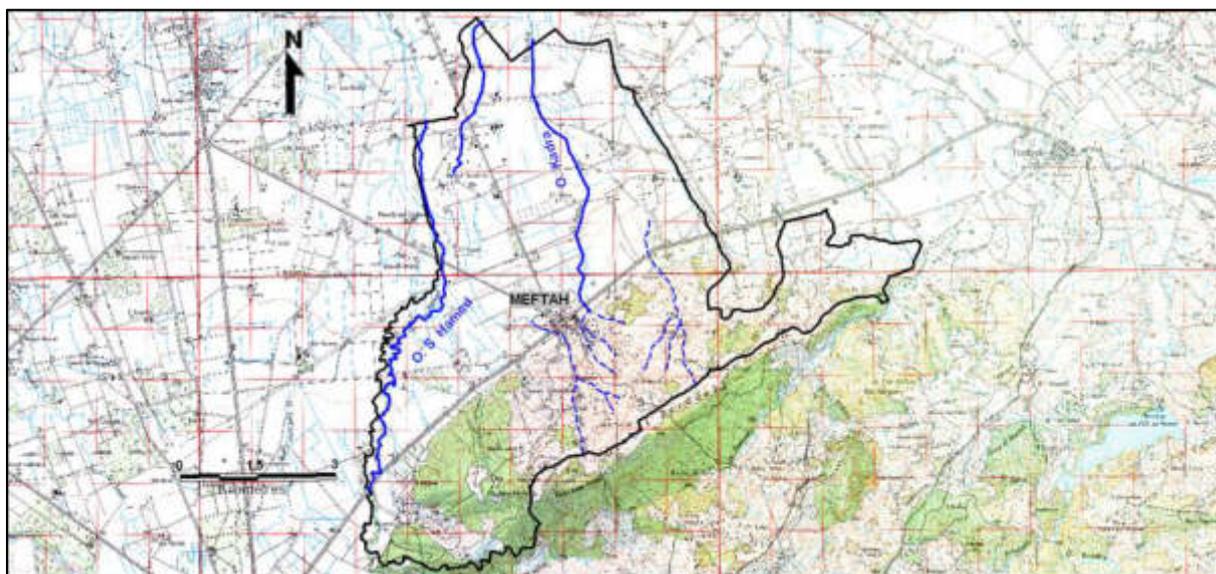
- Infiltration des eaux des Oueds.

### I-5- L'hydrographie :

De nombreux affluents déversant leurs eaux dans les principaux oueds traversant la commune, tel que :

- Oued Makhfi prolongement de l'oued Sidi Hamad.
- Oued Zerga communiquant avec l'oued Makhfi.
- Oued Khadra.

D'autres cours d'eau secondaires, sont concernés par les rejets tel que oued Souakria, oued Hanaichia et d'autres communiquant avec les oueds cités plus haut.



Légende :



**Figure I-4 :** Carte hydrographique de Meftah, Source(ANRH.2019).

### I-6-La Climatologie :

Meftah possède un climat méditerranéen caractérisé par un été très sec et doux, et un hiver pluvieux et frais.

Les précipitations se caractérisent souvent en averses accompagnées parfois de grêle (Surtout en hiver), et parfois il y a des chutes de neige bien que rares en raison de la basse altitude caractérisant la commune (Moins de 500 mètres).

Pendant l'été, le temps est beaucoup plus sec et chaud, avec de très rares orages, et caractérisé par de fortes chaleurs provoqués par des vents du sud-ouest appelés Siroccos. (Source (ANRH)).

**I-7-Température :**

Les observations effectuées à la station de Dar El Beida sont les plus complètes et les plus régulières. Elles sont représentatives de la Mitidja orientale.

**Tableau I-1 :** Variations de la température.

	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Moy	23,57	20,12	15,44	12,5	11,13	11,65	13,25	15,05	18,33	22,25	25,2	26,11
Min	17,6	14,2	10	6,9	5,6	5,1	7,1	9,4	13	16,5	19	20,1
Max	29,54	26,04	20,88	18,1	16,66	18,2	19,4	20,7	23,66	28	31,4	32,12

Source : ANRH(Blida).

**I-8-L'Humidité :**

L'humidité relative mensuelle moyenne varie de 70 à 83 % et de 60 à 63% respectivement pour les périodes allant de mois de novembre au mois de mars et du mois d'avril au mois d'octobre. Source(ANRH).

**I-9-Les vents :**

Les vents dominants proviennent de l'ouest pour les saisons d'automne et d'hiver et du Nord pour les saisons printemps et été.

**Tableau I-2 :** variation moyenne mensuelle des vitesses de vent de l'année 2017.

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout
Vent moy(Km/h)	3,2	2,57	2,41	4,29	5,16	5,28	6,1	3,0	3,0	2,9	3,0	2,4

Source : ANRH (Blida 2017).

**I-10-La pluviométrie :**

Les précipitations moyennes mensuelles sur une période d'observation de 26 ans (1990-2016) pour la station (Soumâa), Sont obtenues en faisant la somme de tous les mois des années d'observation et en calculant la moyenne par la suite.

**Tableau I-3 :** Précipitations moyennes mensuelles de l'année 2017

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout
P (mm)	30.2	59.2	93.5	89.8	110.7	84.1	69.0	65.9	54.2	6.4	1.7	7.7

Source : ANRH (Blida 2017).

**Conclusion :**

Ce chapitre nous a permet de présenter la zone d'étude à savoir : la topographie, le climat et l'état actuel du système d'alimentation en eau potable. En effet, comme c'est une nouvelle ville, il y a aucun réseau disponible.

La collecte des données consiste à rechercher toutes les informations disponibles dans la région à étudier. Cette étape constitue la phase la plus importante. Elle est basée sur la collecte des informations brutes, et aussi de vérifier sa fiabilité pour une prise de décision correcte. Dans notre projet nous sommes concernés par l'alimentation en eau potable de la zone de Saf-Saf.

# **Chapitre II**

## **Evaluation des besoins en eau de l'agglomération**

### Introduction :

On désigne par « besoins », la consommation des abonnés, également désignée par demande en eau. Les besoins en eau potable d'une agglomération dépendent du mode de vie de la population. Ils sont de plusieurs catégories : domestiques et collectifs. Les usages domestiques sont ceux relatifs aux ménages. Ils correspondent donc aux quantités d'eau indispensables à l'ensemble de la population pour les différents usages à domicile. L'estimation des besoins en eau se détermine par l'estimation actuelle et à long terme de la population.

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (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 l'autre.

#### II-1-La population actuelle et à long terme :

Selon la DRE de Blida, le nombre de population à long terme est estimé comme suit. Le nombre de logements est 10000 et la moyenne d'habitants est fixée six (6) personnes par logement d'où le nombre total d'habitants à long terme est :

$$n = \text{nombre de logt} * 6\text{hab/logt} \dots\dots\dots\text{II-1 [1]}$$

**A.N** :  $N = 10000 * 6$

Donc : **N = 60000 habitants.**

#### II-2-Catégories des besoins :

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur et ses habitudes ; mais avant d'entamer une étude d'un tel projet pour satisfaire les besoins en eau on doit faire une analyse complète et bien précise de toutes les catégories de consommateur rencontré au niveau de l'agglomération choisie.

Pour l'étude de système de 10000 logements de SAFSAF, il est nécessaire de se pencher sur les différentes catégories de besoins en eau :

- Besoins domestiques
- Besoins collectifs

#### II-3-Normes unitaires de consommation (dotation de consommation) :

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures, par mètre Carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de produits fabriqués, par tête d'animal, par véhicule.....

Cette quantité d'eau s'appelle la norme de consommation, c'est à dire la norme c'est une estimation de la consommation unitaire par catégorie d'utilisateur.

$$\text{Dotation} = \frac{\text{consommation totale d'une catégorie déterminée}}{\text{nombre de consommateur de cette catégorie}} (\text{l/jour/hab}) \dots\dots\dots\text{II-2 [1]}$$

Selon la norme de l'organisation mondiale de la santé (OMS) qui fixe la consommation domestique minimale à 55 l/jour/hab.

- Pour les bornes fontaines : 11 l/jour/hab.
- Pour les zones rurales : 50 l/jour/hab.

- Pour les villes moyennes : 80 l/jour/hab.
- Pour les grandes villes : 150l/jour/hab.

#### **II-4-Détermination de la consommation moyenne journalière :**

Le débit moyen journalier au cours d'une année est calculé par la formule suivante :

$$Q_{moy.j} = q_i . N_i \text{ (m}^3\text{/j) .....II-3 [1]}$$

Avec :

$Q_{moy.j}$  : Consommation moyenne journalière (m<sup>3</sup> /j).

$q_i$  : norme moyenne journalière de la consommation pour chaque catégorie (l/j/unité).

$N_i$  : nombre de consommateurs dans chaque catégorie.

#### **II-5-Evaluation des besoins en eau :**

a- Besoins domestiques :

On entend par besoins domestiques, l'utilisation de l'eau pour : la préparation des repas, la propreté, le lavage de la vaisselle et du linge, les douches, l'arrosage des jardins familiaux ...etc.

b- Besoins collectifs :

- Besoins publics :

On entend par les besoins publics, l'utilisation de l'eau pour : le nettoyage des marchés et des caniveaux, le lavage des automobiles et l'eau que demandent les casernes, les administrations, les cantines...etc.

- Besoins scolaires :

On entend par besoins scolaires, les quantités d'eau demandées par les écoles primaires moyennes et secondaires, privées ou publiques, les centres de formation...etc.

- Besoins sanitaires :

On entend par besoins sanitaires, les quantités d'eau nécessaires pour soigner un malade lavage des mains, lavage des chambres,...etc. Besoins socioculturels :

On entend par besoins socioculturels, les quantités d'eau demandées par les mosquées, centres culturels, bibliothèques, crèches...etc.

##### **II-5-1-Besoins en eau domestiques pour l'horizon 2050 :**

Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement du développement des installations sanitaires et les habitudes de la population. Selon les informations données par la DRE de la wilaya de Blida, pour la satisfaction des besoins en eau future on admet une dotation de 150 l/j/hab.

**Tableau II-1 :** Les besoins en eau domestique.

Année	Nombre d'habitant	Dotation moyenne (L/jour/hab)	Consommation moyenne journalière (M <sup>3</sup> /j)
2050	60000	150	9000

**II-5-2- Besoins en eau collectifs pour l'horizon de 2050**

Plusieurs équipements importants existent au niveau du pôle urbain de SAF-SAF, les résultats sont donnés par le tableau suivant :

**II-5-2-1-besoins publics et administratifs :**

**Tableau II-2 :** besoins publics et administratifs

Equipement	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Unité	Q <sub>moy</sub> J(m <sup>3</sup> /j)
Blocs administratif	4	10 l/j/m <sup>2</sup>	1300m <sup>2</sup>	40.13
			760 m <sup>2</sup>	
			760 m <sup>2</sup>	
			1193 m <sup>2</sup>	
Maison de jeune	3	5l/j/m <sup>2</sup>	930 m <sup>2</sup>	16.89
			1000 m <sup>2</sup>	
			1448 m <sup>2</sup>	
Sureté urbaine	2	20l/j/agent	14 agents	0.56
Protection civile	1	100 l/j/m <sup>2</sup>	4732 m <sup>2</sup>	473.2
Centre commerciale	2	4 l/j/m <sup>2</sup>	5496 m <sup>2</sup>	26.756
			1193 m <sup>2</sup>	
Terrain de jeux	1	1 l/j/m <sup>2</sup>	760 m <sup>2</sup>	0.76
Hôtel	1	10 l/j/m <sup>2</sup>	3150 m <sup>2</sup>	31.5
Piscine	1	25 l/j/m <sup>2</sup>	4430 m <sup>2</sup>	110.75
Equipement éventuel	6	5 l/j/m <sup>2</sup>	3235 m <sup>2</sup>	71.225
			2150 m <sup>2</sup>	
			2491 m <sup>2</sup>	
			2630 m <sup>2</sup>	
			2910 m <sup>2</sup>	
Equipement dédié à l'investissement	1	10 l/j/m <sup>2</sup>	2400 m <sup>2</sup>	24
E,Q	2	10 l/j/m <sup>2</sup>	762 m <sup>2</sup>	22.62
			1500m <sup>2</sup>	
TOTAL	/	/	/	818.8

**II-5-2-2-Besoins scolaires :**

**Tableau II-3 :** Besoins scolaires.

Equipement	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Unité	Q <sub>moy,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Ecole primaire	8	20 l/j/élève	1567 élèves	250.72
CEM	5	20 l/j/élève	762 élèves	76.2
Lycée	2	20 l/j/élève	965 élèves	38.6
Groupe scolaire	4	20 l/j/élève	600 élèves	48
TOTAL	/	/	/	413.52

**II-5-2-3-Besoins sanitaires :**

**Tableau II-4 :** Besoins sanitaires.

Equipement	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Unité	Q <sub>moy,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Polyclinique	1	5 l/j/m <sup>2</sup>	2742	13.71
TOTAL	/	/	/	13.71

**II-5-2-4-besoins socioculturels :**

**Tableau II-5:** Besoins socioculturels.

Equipement	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Unité	Q <sub>moy,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Mosquée	2	10 m <sup>3</sup> /j/mosq	2 mosquées	20
Médiathèque	1	4 l/j/m <sup>2</sup>	1448 m <sup>2</sup>	5.792
TOTAL	/	/	/	27.792

**II-5-3-Récapitulation des besoins en eau du pole urbaine pour l'horizon 2050 :**

Après l'étude détaillée des besoins en eau de 10000 logements de SAF-SAF, on peut calculer le débit moyen journalier qui alimentera ce dernier.

Les besoins totaux en eau sont donnés par le tableau suivant :

**Tableau II-6 :** Récapitulation des besoins.

Type de besoins	Consommation moyenne journalière (m <sup>3</sup> /j)
Domestique	9000
publics et administratifs	818.8
Scolaire	413.52
Sanitaire	13.71
Socioculturels	27.792
TOTAL	10273.822

**Conclusion :**

L'étude détaillée des différents besoins en eau que nous avons effectuée dans ce chapitre nous permettons de calculer la consommation moyenne journalière qui est de  $10273.822 \text{ m}^3/\text{j}$  et qui sera consommée par le pôle urbaine au 2050. Et ceci nous permettrons dans le chapitre suivant de calculer les différents débits de dimensionnement.

# **Chapitre III**

## **Caractéristique de la consommation en eau**

**Introduction :**

Avant tout projet, on doit connaître le régime de consommation de l'agglomération qui nous donnera un aperçu sur la consommation en eau de tous les éléments du système d'alimentation en eau.

Dans ce chapitre, on va essayer de connaître la variation des différents débits de la nouvelle agglomération.

**III-1-Variation de la consommation :**

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps, parmi lesquelles nous avons :

- Variation annuelle et saisonnière qui dépend du niveau de vie et de développement de l'agglomération.
- Variation mensuelle qui dépend de l'importance de la ville.
- Variation journalière qui dépend du jour et la semaine où la consommation est importante.
- Variation horaire qui dépend du régime de consommation de la population durant la journée, tel qu'au levée du jour la consommation est faible et commence à augmenter d'une heure à l'autre jusqu'à l'heure de pointe.

**III-2-Etude de la variation des débits journaliers :**

Pour projeter un régime de travail d'un système d'alimentation en eau potable, alors il nécessaire de tracer un graphique de consommation attendue. Cette consommation sera traduite par des coefficients d'irrégularité journalière maximum et minimum.

Si la consommation maximale est supérieure à la consommation moyenne, le rapport entre elles est le coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté  $K_{max,j}$ .

Si la consommation minimale est inférieure à la consommation moyenne, le rapport entre eux c'est le coefficient d'irrégularité journalière minimum et noté  $K_{min,j}$ .

Les débits sont calculés par les formules suivantes :

$$Q_{max,j} = Q_{moy,j} * k_{max,j} \quad (m^3/j) \dots\dots\dots III-1 \quad [1]$$

$$Q_{min,j} = Q_{moy,j} * k_{min,j} \quad (m^3/j) \dots\dots\dots III-2 \quad [1]$$

Avec :

$Q_{moy,j}$  : Débit moyen journalier ( $m^3/j$ )

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

$Q_{min.j}$  : Débit minimum journalier ( $m^3/j$ )

$k_{max.j}$  : Coefficient d'irrégularité journalière maximum, ce coefficient varie entre 1.1 et 1.3 [1].

Pour notre calcul nous prenons :

$k_{max.j}=1.2$  pour les besoins domestiques.

$k_{max.j}=1.1$  pour les autres besoins.

$k_{min.j}$  : Coefficient d'irrégularité journalière, ce coefficient varie entre 0.7 à 0.9.

Pour notre calcul nous prenons :

$k_{min.j}=0.8$  pour les besoins domestiques.

$k_{min.j}=0.7$  pour les autres besoins.

### III-3-Calcul des débits journaliers :

#### III-3-1-Débits maximums journaliers :

Les débits maximums journaliers sont résumés dans le tableau III-01.

**Tableau III-01** : Débits maximums journaliers

Catégories des Besoins	$Q_{moy.j}(m^3/j)$	$k_{max.j}$	$Q_{max.j}(m^3/j)$
Domestiques	9000	1.2	10800
Publics et administratifs	818.8	1.1	900.68
Scolaire	413.52	1.1	454.872
Sanitaire	13.71	1.1	15.081
Socioculturel	27.792	1.1	30.571
TOTAL	10273.822	/	12201.204

**III-3-2-Pertes du réseau :**

Puisque le réseau est nouveau les pertes sont considérées entre 10% et 15% du débit maximum journalier  $Q_{max.j}$  :

$$Q_{max.j}=12201.04*1.11=13543.336 \text{ (m}^3\text{/j)}$$

**III-3-3-Débits minimums journaliers :**

Les débits minimums journaliers sont résumés dans le tableau III-02

**Tableau III-02 : Débits minimums journaliers**

Catégories des Besoins	$Q_{moy.j}(\text{m}^3/\text{j})$	$k_{min.j}$	$Q_{min.j}(\text{m}^3/\text{j})$
Domestiques	9000	0.8	7200
Publics et administratifs	818.8	0.7	573.16
Scolaire	413.52	0.7	289.464
Sanitaire	13.71	0.7	9.597
Socioculturel	27.792	0.7	19.454
TOTAL	10273.822	/	8091.675

**III-3-4-Calcul des débits horaires :**

Pour la vérification des débits horaires, on utilise deux méthodes.

**III-3-4-1<sup>ère</sup> méthode :**

Cette méthode consiste à déterminer le débit moyen horaire, on détermine les débits horaires maximum et minimum, on tient compte les coefficients horaires qui dépendants des caractéristiques de l'agglomération.

**III-4-1-1-Débit moyen horaire :**

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

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

$Q_{moy.h}$  : Débit moyen horaire (m<sup>3</sup>/h)

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

$$Q_{moy.h} = 564.306 (m^3/h)$$

$$Q_{moy.h} = 564.306 (m^3/h) = 156.752 \text{ l/s}$$

#### **III-4-1-2-Débit maximum horaire :**

Ce débit correspond à l'heure de pointe ou la consommation sera la plus grande durant la journée, on l'utilise pour le dimensionnement du réseau.

Le débit maximum horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{max.h} = K_{max.h} * Q_{moy.h} (m^3/h) \dots\dots\dots III-3 [1]$$

Avec :

$Q_{max.h}$  : Débit maximum horaire ( $m^3/h$ )

$K_{max.h}$  : Coefficient maximum horaire

$Q_{moy.h}$  : Débit moyen horaire ( $m^3/h$ )

Le coefficient maximum horaire est calculé par la formule suivante :

$$K_{max.h} = \alpha_{max} * \beta_{max}$$

$\alpha_{max}$  : Coefficient qui dépend des habitudes de la population et le niveau de développement varie de 1.2 à 1.4. [1]

On prend  $\alpha_{max} = 1.2$

$\beta_{max}$  : Coefficient qui dépend de l'accroissement de la population, il est donné par le tableau suivant :

**Tableau III-03** : variation du coefficient  $\beta_{max}$  [1]

Population (hab) (10 <sup>3</sup> )	1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300
$\beta_{max}$	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03

Vu le nombre d'habitant du pole urbaine qui est de 60000. La valeur de  $\beta_{max}$  correspondant est :

$$\beta_{max} = 1.1$$

$$\text{Donc : } K_{max.h} = 1.2 * 1.12 = 1.34$$

$$Q_{max.h} = 1.34 * 564.306 = 756.17 \text{ (m}^3/\text{h)}$$

$$Q_{max.h} = 210.047 \text{ l/s}$$

#### III-4-1-3-Débit minimum horaire :

Le calcul de ce débit est important pour le dimensionnement mécanique de la conduite et pour la détection des fuites.

Le débit minimum horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{min.h} = K_{min.h} * Q_{moy.h} \text{ (m}^3/\text{h)}$$

Avec:

$Q_{min.h}$  : Débit minimum horaire (m<sup>3</sup>/h)

$K_{min.h}$  : Coefficient minimum horaire

$Q_{moy.h}$  : Débit moyen horaire (m<sup>3</sup>/h)

Le coefficient minimum horaire est calculé par la formule suivante :

$$K_{min.h} = \alpha_{min} * \beta_{min}$$

$\alpha_{min}$  : Coefficient qui dépend des habitudes de la population et le niveau de développement varie de 0.4 à 0.6. [1]

On prend  $\alpha_{min}=0.6$

$\beta_{min}$  : Coefficient qui dépend de l'accroissement de la population, il est donné par le tableau suivant :

**Tableau III-04 :** variation du coefficient  $\beta_{min}$  [1]

Population (hab) (10 <sup>3</sup> )	1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300
$\beta_{min}$	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7	0.83

Vu le nombre d'habitant du pole urbaine qui est de 60000.La valeur de  $\beta_{min}$ correspondant est :

$$\beta_{min} = 0.7$$

Donc :  $K_{min.h} = 0.6 * 0.7=0.42$

$$Q_{min.h} = 0.42 * 564.306=237.009 \text{ (m}^3\text{/h)}$$

$$Q_{min.h}=65.836 \text{ l/s}$$

**III-3-4-2<sup>ème</sup> méthode :**

Cette méthode nous permet de déterminer la répartition des débits en chaque heure, qui varient d'une agglomération à une autre en fonction du nombre d'habitant.

**III-4-2-1-Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :**

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon : l'importance de l'agglomération, habitudes quotidiennes des habitants...Etc. La variation des débits horaires dans une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau (annexe A).

Puisque le nombre d'habitants à l'horizon est 60000 hab. La répartition convenable est celle de la troisième colonne (entre 50001 à 100000).

**Tableau III-5 :** Détermination de la variation des débits horaire.

Heures	$Q_{\max,j}=13543.336\text{m}^3/\text{j}$		Cumulé $\text{m}^3/\text{j}$	
	Agglomération		Cumulé	
	(%)	( $\text{m}^3/\text{h}$ )	(%)	( $\text{m}^3/\text{h}$ )
0-1	3.00	406.3	3	406.3
1-2	3.20	433.37	6.2	406,30
<b>2-3</b>	<b>2.50</b>	<b>237.01</b>	<b>8.7</b>	<b>839,68</b>
3-4	2.60	352.13	11.3	1178,27
4-5	3.50	474.02	14.8	1530,39
5-6	4.10	555.28	18.9	2004,41
6-7	4.50	609.45	23.4	2559,69
7-8	4.90	663.62	28.3	3169,14
8-9	4.90	663.62	32.2	3832,76
<b>9-10</b>	<b>5.60</b>	<b>756.17</b>	<b>38.8</b>	<b>4496,38</b>
10-11	4.80	650.08	43.6	5254,81
11-12	4.70	636.54	48.3	5904,89
12-13	4.40	595.91	52.7	6541,43
13-14	4.10	555.28	56.8	7137,33
14-15	4.20	568.82	61.00	7692,61
15-16	4.40	595.91	65.4	8261,43
16-17	4.30	582.36	69.7	8857,34
17-18	4.10	555.28	73.8	9439,70
18-19	4.50	609.45	78.3	9994,98
19-20	4.50	609.45	82.8	10604,43
20-21	4.50	609.45	87.3	11213,88
21-22	4.80	650.08	92.1	11823,33
22-23	4.60	622.99	96.7	12473,41
23-24	3.30	446.93	100	13096,40
TOTAL	100	13543.336		13543,336

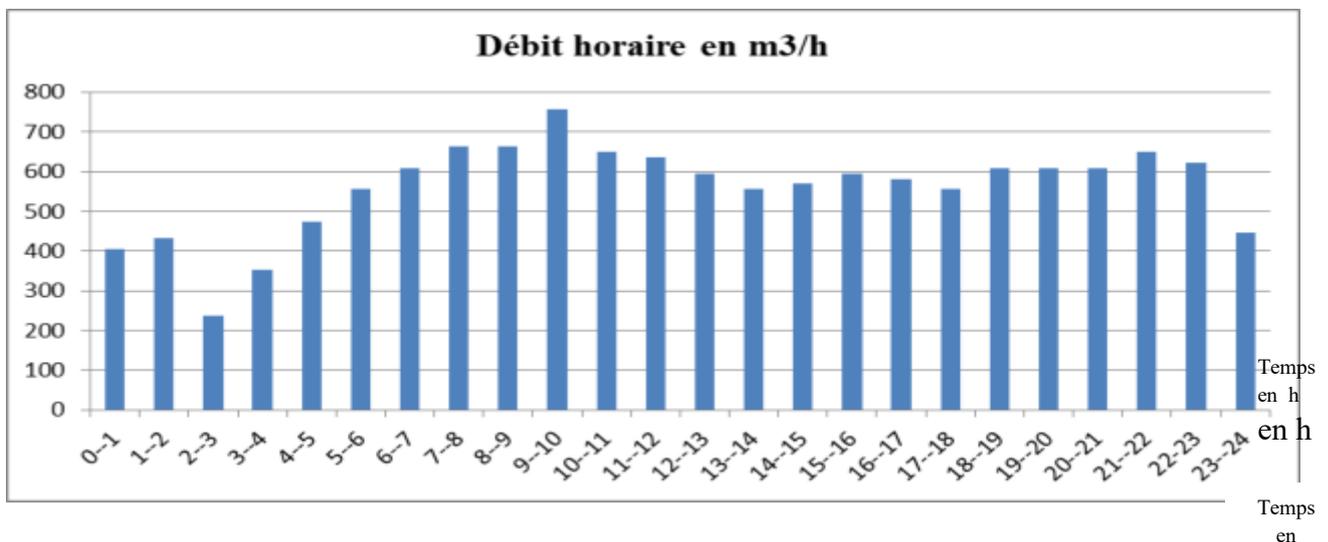
D'après le tableau précédent, l'heure de pointe est située de 9h à 10h et le débit correspondant est :

$$Q_{max.h} = 756.17 \text{ m}^3/\text{h} = 210.047 \text{ l/s.}$$

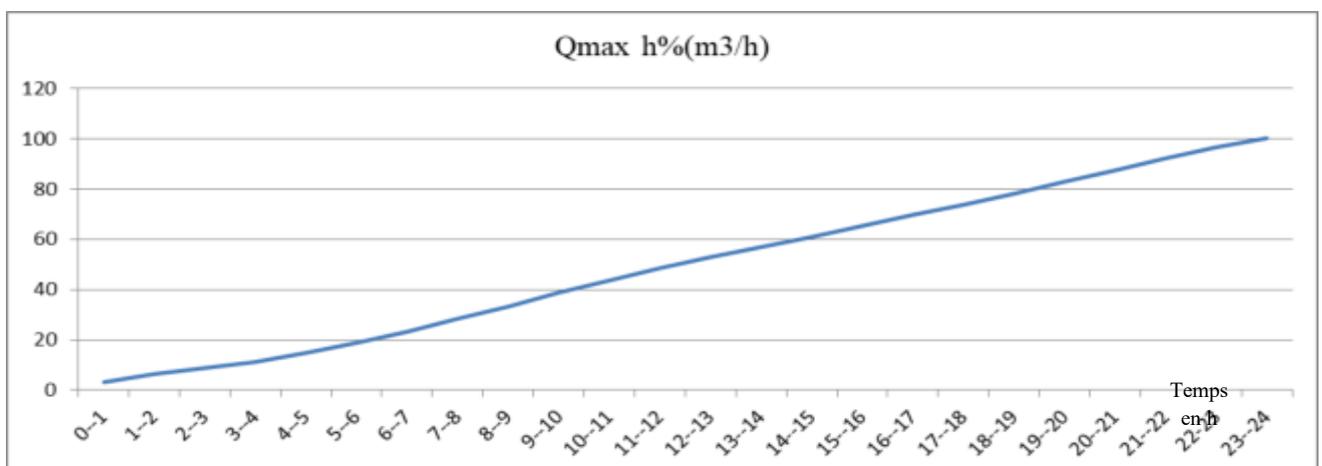
**Remarque :**

Après l'utilisation des deux méthodes, on a trouvé le même résultat pour le calcul du débit maximum horaire  $Q_{max.h} = 756.17 \text{ m}^3/\text{h}$ , ce qui nous donne une exactitude pour le dimensionnement de réseau de distribution

Puisque nous avons les débits en chaque heure de la journée, nous pouvons tracer le graphique de consommation et la courbe intégrale de la consommation cumulée.



**Figure III-1 :** Graphe de consommation horaire



**Figure III-2 :** Courbe intégrale

**Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons déterminé les différents débits (débits journaliers) et tracer la courbe de consommation horaire et la courbe intégrale pour déterminer les débits horaires (maximum, moyen et minimum). Afin de satisfaire les besoins en eau de cette agglomération à l'horizon considéré.

# **Chapitre IV**

## **Adduction**

### **Introduction :**

Dans ce chapitre, on fait une étude technico-économique pour dimensionner la conduite d'adduction afin de ramener l'eau potable de 11 forages de SAFSAF par une conduite d'adduction vers le point plus élevé du pôle urbaine SAFSAF et qui sera le site du réservoir en suite la distribution en eau.

### **IV-1-Notions générales sur les adductions :**

#### **IV-1-1-Définition :**

L'acheminement de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit avoir une adduction, soit par pompage, soit gravitaire soit mixte. [1]

L'adduction des eaux consiste à étudier les voies et moyens, tant sur le plan technico-économique, en vue d'acheminer les eaux prélevées, soit vers leur lieu d'accumulation, soit directement vers les zones de leur consommation.

#### **IV-1-2 -Type d'adduction :**

D'après leur fonctionnement, on distingue trois types d'adduction :

- Adduction gravitaire
- Adduction par refoulement
- Adduction mixte

##### **IV-1-2-1-Adduction gravitaire ;**

La source se situe à une cote supérieure à celle de l'ouvrage d'arrivée. L'écoulement peut y être en charge (le plus souvent), ou à surface libre (canaux à ciel ouvert ou aqueducs fermés).

L'écoulement se fait sous la seule action de pesanteur.

##### **IV-1-2-2-Adduction par refoulement :**

La cote de la source est inférieure à celle de l'ouvrage d'arrivée. L'installation d'un système de pompage donc est nécessaire (écoulement en charge).

##### **IV-1-2-3-Adduction mixte :**

Rencontrée lorsque la configuration du site nous impose l'installation d'un ouvrage intermédiaire recevant l'eau gravitairement ou par refoulement, et que cette eau est par la suite refoulée ou envoyée gravitairement vers le réservoir de l'agglomération.

#### **IV-1-3-Type d'écoulement :**

On distingue deux types d'écoulement :

##### **IV-1-3-1-Ecoulement à surface libre :**

L'écoulement à surface libre se fait sans charge c'est-à-dire à la pression atmosphérique. On rencontre ce type d'écoulement dans les aqueducs fermés et les canaux d'amenée à ciel ouvert. [4]

**IV-1-3-2-Ecoulement en charge :**

L'écoulement en charge se manifeste grâce à une certaine pression qui est supérieure à la Pression atmosphérique. On rencontre ce type d'écoulement dans des réseaux sous pression Ou dans les adductions par refoulement. [4]

**IV-2-Etude de l'adduction :**

L'objectif de ce chapitre est l'établissement d'un système d'adduction pour alimenter le réservoir du pole urbaine SAFSAF de à partir du champ de captage de SAFSAF qui se compose de 11 forages (F1, F2, F3, F4, F5, F6, F7, F8, F9, F10 etF11) par une conduite d'adduction.

Notre adduction va être divisée en deux parties.

- 1- Du champ de captage vers la station de pompage.
- 2- De la station de pompage vers le réservoir d'alimentation du pole urbaine.

**Remarque :**

Dans cette étude, nous avons intéressé à la conduite d'adduction qui relie entre la station de pompage et le réservoir d'alimentation d'eau potable du pôle urbain.

**IV-3-Dimensionnement de la conduite d'adduction :****IV-3-1-Définition du système :**

La conduite d'adduction permet d'alimenter le réservoir projeté, qui assure la distribution en eau potable de SAFSAF.

**IV-3-2-Choix du tracé :**

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

- 1- En premier, rechercher un profil en long aussi régulier que possible, de préférence avec une rampe toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation.
- 2- Il y a lieu d'éviter les contres –pentes, qui peuvent générer aux points hauts des cantonnements d'air pouvant être difficile à évacuer.
- 3- Il faut éviter les sur-profondeurs et les ouvrages couteux ou fragiles : traversées des rivières, routes, chemins de fer.
- 4- Eviter la traversée des massifs boisés.
- 5- Le tracé en plan doit être conçu tenant compte de la possibilité de réaliser un profil en long idéal, avec des coudes largement ouverts pour éviter les butées importantes. A cet effet, on sera peut-être amené à emprunter un parcours qui ne suivra pas forcément l'accotement des routes.
- 6- Aller au profil en long idéal, le tracé en plan le plus court pour réduire les frais d'établissement et aussi d'exploitation (réduction des pertes en charge et du cout de la canalisation)

Il est clair que la topographie des lieux ne nous permet pas toujours d’observer ces impératifs, il faut tout de même considérer le meilleur profil qui pourra être réalisé.

**IV-3-3-Modèle de calcul :**

Les données de départ :

**Tableau IV-1 :** Données de départ :

$Q_{\text{pompe}}(\text{m}^3/\text{j})$	$Q_{\text{pompe}}/T_f$	Ctp	Csp	L(m)	$\epsilon(\text{m})$	$\mu$ ( $\text{m}^2/\text{s}$ )	Tf(h)	Prix KWh
12960	180	366	186	1281.8763	0.00001	0.0001	20	4.179

Ouvrages de production (forages) :

**Tableau IV-2 :** Ouvrage de production.

Forage	CTN	Cpe	X	Y	Q (l/s)
F1	51	31	516985	4051869	18
F2	48	28	517534	4052380	18
F3	54	34	516885	4051546	18
F4	49	29	516816	4052132	18
F5	45	25	517242	4052445	18
F6	54	34	516592	4051586	18
F7	47	27	517023	4052642	18
F8	52	32	517597	4051970	18
F9	48	28	518737	4052602	18
F10	48	28	518809	4051901	18
F11	48	28	5178814	4053498	18

**IV-3-4-Canalisation :**

Les ouvrages seront liés entre eux par une conduite en PEHD, dont le diamètre reste à définir.

Les raisons pour l’utilisation du PEHD sont innombrables, nous citons certains d’entre elle :

- 1- Faciles à poser (grande flexibilité). Possibilité d’enroulement en couronnes pour les petits diamètres.
- 2- Permet des rayons de courbures inférieurs aux réseaux traditionnels.
- 3- Fiable au niveau des branchements, pas de fuites.
- 4- Résiste à la corrosion interne, externe et microbologique.
- 5- Durée de vie prouvée par les expériences et les tests de vieillissement (durée de vie théorique : 50ans à 20°C).
- 6- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible).
- 7- Insensible aux mouvements de terrain (tremblement de terre).
- 8- Répond parfaitement aux normes de potabilité. [2]

**Tableau IV-3 :** Canalisation.

N°	Départ	Fin	Longueur réel(ml)
1	Station de pompage	Réservoir d'alimentation du pôle urbain	1281.8763

**Tableau IV-4 :** Diamètre nominaux PE100(PN25) [2].

Diamètre extérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Pression nominale (bar)
110	15.1	79.80	25
125	17.1	90.80	25
140	19.2	101.60	25
160	21.9	116.20	25
180	24.6	130.80	25
200	27.4	145.20	25
225	30.8	163.40	25
250	34.2	181.60	25
280	38.3	203.40	25
315	43.1	228.40	25
355	48.5	258.00	25
400	57.7	284.60	25

**IV-4-Dimensionnement de l’adduction :**

**IV-4-1- Diamètre économique :**

Pour chaque tronçon (j) formant le réseau, le diamètre économique se calcule d’après l’expression suivante :

$$D_{éc} = E^{\frac{1}{\alpha+m}} \cdot C_j^{\frac{\beta}{\alpha+m}} \cdot Q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}} \dots\dots IV-1$$

Avec :

E : facteur économique.

C<sub>j</sub> : rapport du débit de tronçon considéré sur le débit du tronçon tête du réseau :

$$Q_j = C_j \cdot Q_p \dots\dots IV-2$$

Q<sub>j</sub> : débit de tronçon considéré.

Q<sub>p</sub> : débit de pompage.

Quelques formules qui donnent le diamètre économique :

1- Formule de Bonin :  $D_{éc} = \sqrt{Q} \dots\dots IV-3$

Avec Q : en m<sup>3</sup>/s

2- Formule de Bresse :  $D_{éc} = 1.5\sqrt{Q}$ .....IV-4

Avec Q : en m<sup>3</sup>/s

3- Formule de Munier : applicable pour un calcul rapide du diamètre d'une canalisation en fonte, dans une installation petite ou moyenne importance.

$$D_{éc} = (1 + 0.02n)\sqrt{Q}$$
.....IV-5

Avec Q : en m<sup>3</sup>/s et n : nombre d'heures de pompage.

4- Formule de Vibert : pour les conduites en fontes :

- Pompage continu :

$$D_{éc} = 1.547\left(\frac{\sigma}{f}\right)^{0.154}Q^{0.46}$$
.....IV-6

- Pompage 10h/24 :

$$D_{éc} = 1.547\left(\frac{\sigma}{f}\right)^{0.154}Q^{0.46}$$
.....IV-7

Avec : Q : en m<sup>3</sup>/s

$\sigma$ : prix de kWh d'énergie

$f$  : le prix de Kg de fonte.

### Remarque :

Puisque ces deux formules (Bonin et Bresse) ne prennent que le débit et un coefficient économique (1.5 ou 1) comme paramètre influents sur le diamètre, on ne peut pas les utiliser sans connaître une erreur sur son évaluation.

Et les deux autres formules (Vibert et Munier) on ne peut pas les utiliser dans notre cas car nos groupes électropompes fonctionnent 20h/24 et les conduites sont en PEHD.

Les formules utilisées ci-dessus donnent des diamètres économiques calculés. Pour trouver le diamètre économique normalisé, on considère plusieurs diamètres (généralement une gamme de diamètre normalisé au voisinage du diamètre économique calculé) et on calcule d'une part les dépenses d'amortissement de la conduite, et d'autre part les frais d'exploitation.

### IV-4-2-Etude technico-économique de l'adduction :

D'un point de vue économique, la conduite de refoulement et la station de pompage sont liées. Plus le diamètre de la conduite est petit, plus que la perte de charge est grande et plus l'énergie dépensée sera importante.

Alors l'existence d'un diamètre économique est obligée pour la conduite de refoulement et qui résulte d'un compromis entre :

- 1- Les frais de construction de la conduite de refoulement, qui croissent avec l'augmentation du diamètre.
- 2- Les frais d'exploitation qui décroissent quand le diamètre augmente.

Le diamètre économique est celui qui minimise les couts d'exploitation du couple conduite-pompe.

#### IV-4-3-Perte de charge :

La détermination des pertes de charges est nécessaire pour le calcul des frais d'exploitation.

On a des pertes de charges linéaires et singulières.

Le gradient de perte de charges est calculé par la formule de DARCY-WEISBACH.

$$J = \frac{16\lambda Q^2}{2g\pi^2 D^5} \dots \dots \dots \text{IV-8}$$

Avec :

J : gradient de perte de charge.

Q : débit véhiculé (m<sup>3</sup>/s).

g : accélération de la pesanteur g=9.81m/s<sup>2</sup>.

D : diamètre en (m).

$\lambda$  : coefficient de frottement.

Le calcul du coefficient de frottement dépend du régime d'écoulement.

- En régime turbulent rugueux ( $R_e > 560 \frac{D}{\varepsilon}$ )

Le coefficient de frottement est calculé par la formule de NIKURADZE

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \text{Ln} \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \dots \dots \dots \text{IV-9}$$

- En régime transitoire ( $10 \frac{D}{\varepsilon} < R_e < 560 \frac{D}{\varepsilon}$ )

Le coefficient de frottement est calculé par la formule de COLEBROOK.

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2. \text{Ln} \left( \frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{2.51}{R_e \sqrt{\lambda}} \right) \dots \dots \dots \text{IV-10}$$

Avec  $\varepsilon$  : rugosité en mm.

$R_e$  : nombre de Reynolds que l'on calcule par la formule suivante :

$$R_e = \frac{v \cdot D}{\nu} \dots \dots \dots \text{IV-11}$$

Avec :  $v$ : vitesse d'écoulement en m/s

$D$  : diamètre de la conduite en m.

$\nu$ : Viscosité en  $\text{m}^2/\text{s}$ .

#### IV-4-3-1-Pertes de charges linéaires :

Elles sont dues au frottement de l'eau avec les parois de la conduite, elles sont déterminées par la formule suivante :

$$\Delta H_l = J \cdot L \dots \dots \dots \text{IV-12}$$

Avec :

$J$  : gradient de perte de charge.

$L$  : longueur de la conduite en m.

#### IV-4-3-2-Pertes de charges singulières :

Elles sont générées par les singularités telles que : les coudes, les vannes...etc. Elles sont estimées de 10% à 15% des pertes de charges linéaires, dans notre cas, on prend 15%.

$$\Delta H_s = (5 - 10)\% \Delta H_l \dots \dots \dots \text{IV-13}$$

#### IV-4-3-3-Pertes de charges totales :

La perte de charge totale est :

$$\Delta H_T = \Delta H_l + \Delta H_s \dots \dots \dots \text{IV-14}$$

Avec :

$\Delta H_T$  : perte de charge totale.

$\Delta H_l$  : perte de charge linéaire.

$\Delta H_s$  : perte de charge singulière.

Donc :  $\Delta H_T = \Delta H_l + 0.15\Delta H_l = 1.10\Delta H_l$

$$\Delta H_T = 1.10 \cdot \frac{8\lambda Q^2}{\pi^2 g D^5} \cdot L \dots \dots \dots \text{IV-15}$$

Avec :  $L$  : longueur géométrique de la conduite en m.

**IV-4-4-Frais d’amortissement :**

Les frais d’amortissement augmentent avec le diamètre de canalisation. On doit tenir compte de l’annuité A d’amortissement, qui amortit un capital investi au taux i, pour une période en principe égale à la durée de vie du matériel.

$$A = \frac{i}{(i+1)^{n-1}} + i \dots \dots \dots \text{IV-16}$$

Avec :

A : annuité de l’investissement.

i : taux d’annuité (8% ne Algérie).

n : nombre d’années d’amortissement (30 ans).

Les frais d’investissement est égale à la somme du frais d’amortissement et le prix d’achat de la conduite.

**Tableau IV-5 :** Frais d’amortissement et d’investissement :

D <sub>extérieur</sub> (mm)	Prix de ml (DA)	Longueur (m)	Annuité (%)	Frais d’amortissement (DA)	Frais d’investissement (DA)
110	2829.54	1281.8763	8.88	322088.28	3949208.55
125	3868.04	1281.8763	8.88	440301.374	5398650.18
140	4819.15	1281.8763	8.88	548566.81	6726120.98
160	6225.03	1281.8763	8.88	708598.996	8688317.42
180	7873.18	1281.8763	8.88	896208.925	10988651.8
200	9693.92	1281.8763	8.88	1103464.88	13529871.2
225	12198.30	1281.8763	8.88	1388540	17025251.7
250	15000.72	1281.8763	8.88	1707541.19	20936608.6
280	18752.52	1281.8763	8.88	2134610.89	26173021.8
315	23675.04	1281.8763	8.88	2694944.37	33043417.1
355	29953.69	1281.8763	8.88	3409646.97	41806572.3
400	37981.68	1281.8763	8.88	4323478.01	53011293.4

**IV-4-5-Frais d’exploitation :**

Il faut d’abord déterminer les pertes de charge ΔH engendrées dans les canalisations de diamètres normalisés : D<sub>N1</sub>, D<sub>N2</sub>, .....D<sub>NN</sub>.

Connaissant la hauteur géométrique H<sub>g</sub>, on peut déterminer les hauteurs manométriques totales H<sub>mt</sub> correspondant à chaque diamètre normalisé : D<sub>N1</sub>, D<sub>N2</sub>, .....D<sub>NN</sub>.

Les pertes de charge sont calculées par la formule de DARCY WEISBACH et le coefficient de frottement λ est calculé par la formule de COLEBROOK.

Tableau IV-6 : Calcul de la hauteur manométrique totale HMT.

D <sub>extérieur</sub> (mm)	D <sub>interne</sub> (mm)	Vitesse (m/s)	Nombre de Reynolds	$\lambda$ Colebrook	Longueur (m)	H <sub>g</sub> (m)	$\Delta H_T$ (m)	HMT (m)
110	79.80	35.9895852	2871968.9	0.01302151	1281.8763	180	15189.7926	15369.7926
125	90.80	27.7978321	2524043.15	0.01283121	1281.8763	180	7847.71936	8027.71936
140	101.60	22.202159	2255739.35	0.0126932	1281.8763	180	4425.96087	4605.96087
160	116.20	16.9734595	1972315.99	0.01256381	1281.8763	180	2238.69997	2418.69997
180	130.80	13.3957531	1752164.51	0.01248312	1281.8763	180	1230.80566	1410.80566
200	145.20	10.8704968	1578396.13	0.01243853	1281.8763	180	727.513624	907.513624
225	163.40	8.58377884	1402589.46	0.01241846	1281.8763	180	402.450411	582.450411
250	181.60	6.94945801	1262021.58	0.01242762	1281.8763	180	237.5274	417.5274
280	203.40	5.53962959	1126760.66	0.01246538	1281.8763	180	135.162359	315.162359
315	228.40	4.39329559	1003428.71	0.01253289	1281.8763	180	76.1159933	256.115993
355	258.00	3.44304907	888306.659	0.01263389	1281.8763	180	41.7199274	221.719927
400	284.60	2.02952042	805281.511	0.01273634	1281.8763	180	25.7498842	205.749884

Remarque :

- Pour le calcul de pertes de charge, on a introduit le diamètre intérieur des conduites.
- Les pertes de charge singulière sont estimées à 15% de pertes de charge linéaire.
- La hauteur géométrique est calculée par la formule suivante :

$$H_g = (C_{tp} - C_{sp}) = (366 - 186) = 180m$$

Avec :

$C_{tp}$  : la cote du trop-plein du réservoir en mètre.

$C_{sp}$  : la cote du terrain naturel de la station de pompage.

#### IV-4-5-1-la puissance absorbée de la pompe :

La puissance absorbée de la pompe est déterminée par la formule suivante :

$$P = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta} (KW) \dots\dots IV-17$$

Avec :

Q : débit pompé en m<sup>3</sup>/s.

$\eta$ :rendement de la pompe 82 %.[4]

**IV-4-5-2-l'énergie consommée annuellement par la pompe :**

L'énergie consommée en une année est calculée par la formule suivante :

$$E = \mathcal{P}.T.365.....IV-18$$

Avec :

E : énergie consommée en KWh.

T : nombre d'heure de pompage (T=20 h).

$\mathcal{P}$  : puissance absorbée par la pompe en KW. [4]

**IV-4-5-3-Frais d'exploitation :**

Les frais d'exploitation d'une adduction sont évalués à partir de la consommation d'énergie et du prix de KWh, ils sont donnés par la formule suivante :

$$FE = C.E.....IV-19$$

Avec :

C : prix unitaire du KWh imposé par SANALGAZ (C=4.179 DA).

E : énergie totale consommée par la pompe.

**Tableau IV-7 : Consommation et frais d'exploitation.**

D <sub>extérieur</sub> (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Prix du KWh (DA)	Frais d'exploitation (DA)
110	15369.7926	31929.388	233084532	4.179	48703013
125	8027.71936	16676.8786	121741214	4.179	25437826.7
140	4605.96087	9568.47731	69849884.3	4.179	14595133.3
160	2418.69997	5024.63577	36679841.1	4.179	7664252.8
180	1410.80566	2930.82428	21395017.3	4.179	4470488.86
200	907.513624	1885.27948	13762540.2	4.179	2875682.77
225	582.450411	1209.98934	8832922.15	4.179	1845639.08
250	417.5274	867.376334	6331847.23	4.179	1323039.48
280	315.162359	654.721992	4779470.54	4.179	998670.369
315	256.115993	532.058378	3884026.16	4.179	811567.265
355	221.719927	460.603586	3362406.18	4.179	702574.77
400	205.749884	427.42723	3120218.78	4.179	651969.714

**IV-4-6-Bilan :**

Pour chaque diamètre, on fait la somme du frais d'amortissement et du frais d'exploitation, pour avoir un diamètre plus économique qui correspond au total le plus faible.

Tableau IV-8 : Bilan.

D <sub>extérieur</sub> (mm)	Frais d'investissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan (DA)
110	3949208.55	48703013	52652221.5
125	5398650.18	25437826.7	30836476.9
140	6726120.98	14595133.3	21321254.3
160	8688317.42	7664252.8	16352570.2
180	10988651.8	4470488.86	15459140.6
200	13529871.2	2875682.77	16405554
225	17025251.7	1845639.08	18870890.7
250	20936608.6	1323039.48	22259648.1
280	26173021.8	998670.369	27171692.2
315	33043417.1	811567.265	33854984.3
355	41806572.3	702574.77	42509147
400	53011293.4	651969.714	53663263.1

Pour le choix du diamètre économique, on a pris le diamètre qui a le faible cout en respectant la vitesse admissible (0.5 à 2 m/s).

Les résultats du **tableau IV-8** sont représentés graphiquement.

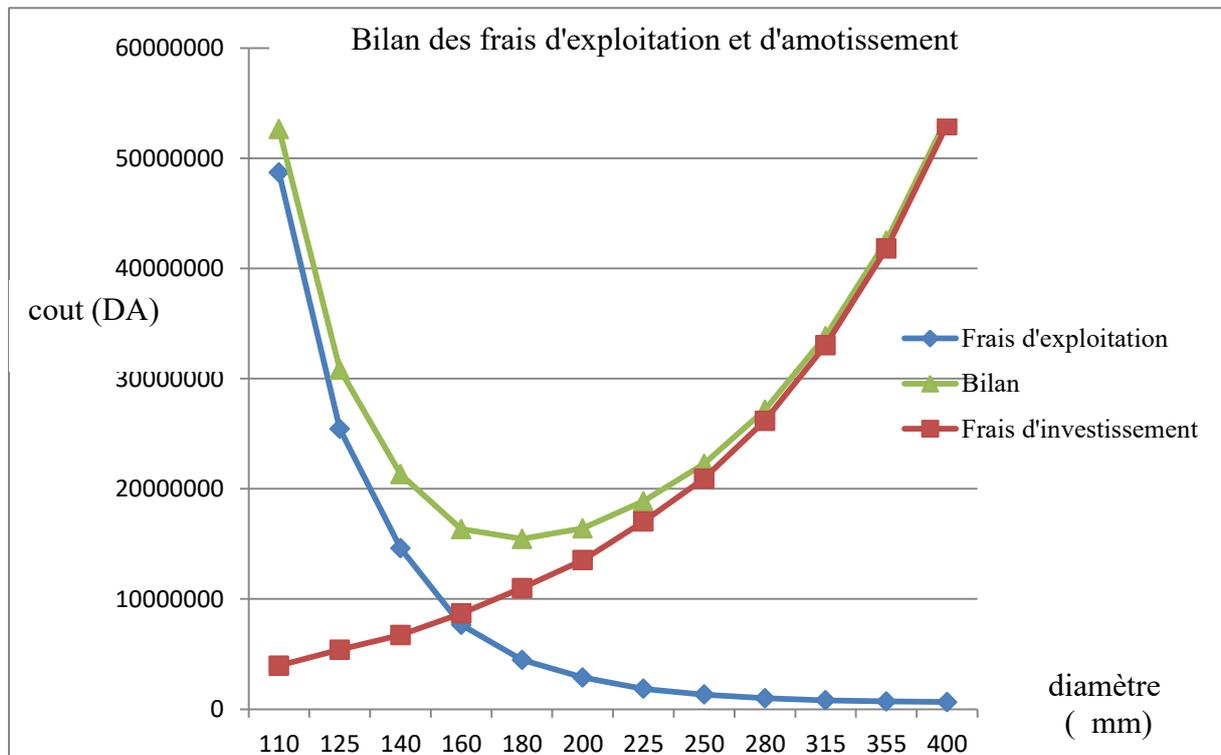


Figure IV-1 : Cout total en fonction du diamètre.

Après le calcul du diamètre économique de la conduite (station de pompage-Réservoir), on a arrivé à déterminer les différentes caractéristiques géométriques de la conduite, mais vue que la vitesse admissible dans une canalisation de refoulement (0.5 à 2m/s) et que on a une conduite PEHD : PE100PN25, on a choisi le diamètre DN400.

Les résultats sont mentionnés dans le tableau **IV-9**.

**Tableau IV-9** : Caractéristiques de la conduite de refoulement.

Débit (l/s)	Longueur (m)	D <sub>extérieur</sub> (mm)	D <sub>intérieur</sub> (mm)	$\epsilon$ (m)	V m/s	$\Delta H_T$ (m)	HMT (m)
180	1281.8763	400	284.60	0.00001	2.03	25.749	205.749

### **Conclusion :**

Dans ce chapitre, on a pu déterminer le diamètre économique de la conduite d'adduction : conduite de refoulement, par une étude technico-économique bien détaillée.

Les caractéristiques géométriques de la conduite trouvée, on va l'utiliser dans l'étude du régime transitoire (chapitre VII-Protection des conduites contre les phénomènes transitoires).

# **Chapitre V**

## **Etude de pompage**

### Introduction :

Ce chapitre a pour but, l'étude et le choix des pompes adaptées à l'usage de notre projet qui permet d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau de la station de pompage le long de l'adduction, tout en assurant un fonctionnement optimal des pompes choisies.

### V-1- Définition d'une pompe :

Une pompe est un système d'élévation, elle est construite pour assurer un débit  $Q$  à élever l'eau pour une hauteur  $H$ . Elle est entraînée par un moteur électrique et permet de transformer l'énergie mécanique en énergie hydraulique.

Elle peut être :

- Pompe à axe horizontal.
- Pompe à axe vertical.

### V-2- Couplage des pompes :

Dans le cas où la pompe ne fournit pas le débit ou la charge nécessaire pour l'élévation d'eau au point voulu, on fait appel au couplage des pompes.

Le couplage des pompes se fait soit en parallèle soit en série, selon la nécessité comme suit :

- Couplage en série : ce type de couplage se fait pour l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.
- Couplage en parallèle : ce type de couplage se fait pour l'augmentation de débit refoulé par les pompes.

#### V-2-1-Couplage des pompes en parallèle :

Dans ce cas, chaque conduite de conduite de refoulement individuelle conduit à une conduite générale commune, pour une même hauteur d'élévation donnée, le débit de l'ensemble est égal à la somme des débits de chaque pompe.

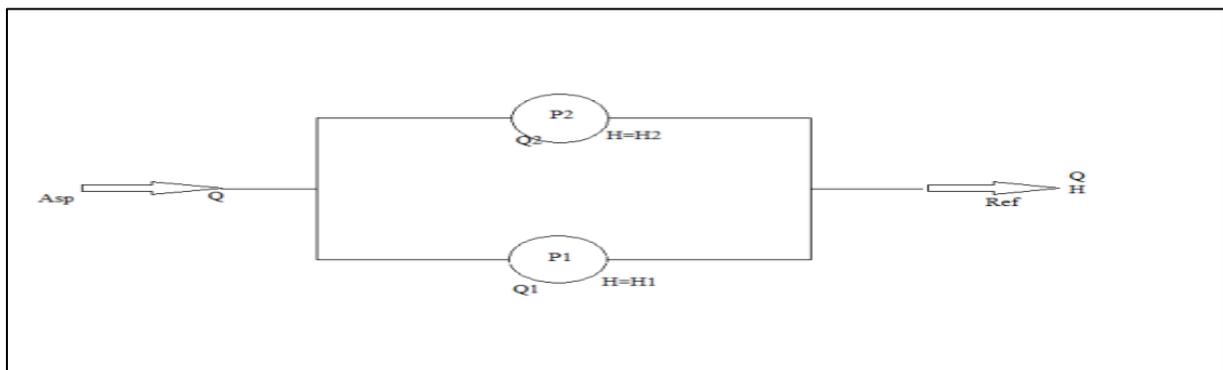


Figure V-1 : Couplage de deux de pompes en parallèle.

### V-2-2-Couplage des pompes en série :

Dans ce cas, le refoulement d'une pompe arrive à l'ouïe de l'aspiration de la pompe suivante, et pour un débit donné, la hauteur d'élévation totale est égale à la somme des hauteurs d'élévation de chaque groupe, donc le débit reste inchangé et les hauteurs s'ajoutent.

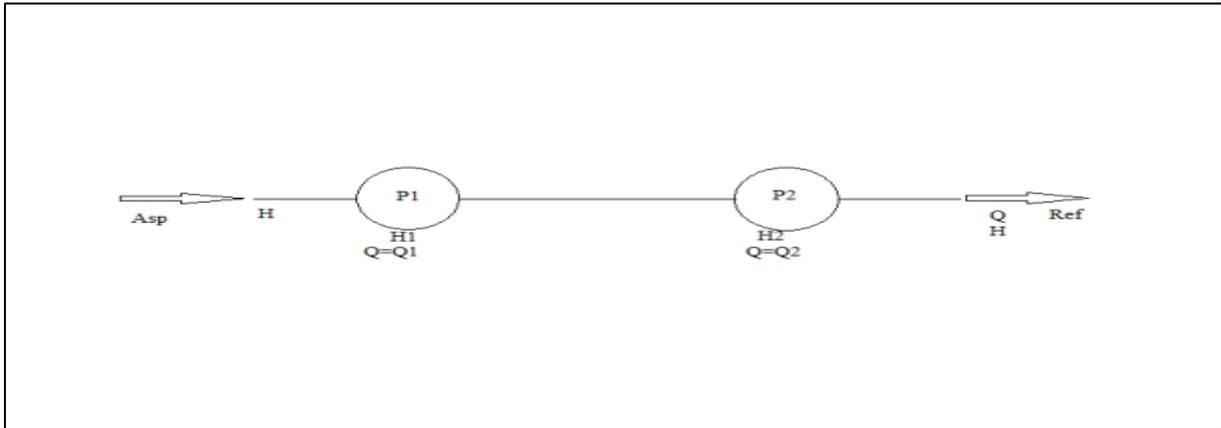


Figure V-2 : Couplage de deux de pompes en série.

### V-3- Choix du type de la pompe :

Le choix de la pompe se fait en fonction du débit à refouler et la hauteur d'élévation

Les critères de choix du type de la pompe sont :

- Assurer  $Q_{appelé}$  et la HMT.
- Meilleur rendement.
- Vérifier la condition de non-cavitation.
- Encombrement et poids plus faible.
- Puissance absorbée minimale.
- Vitesse de rotation plus élevée.
- Etre fabriquée en série.

En effet, le choix consiste à déterminer à l'aide des catalogues les types de pompes qui donneront les débits et les hauteurs d'élévation désirés.

Il existe plusieurs types de pompe, on cite trois types :

- Pompes centrifuge.
- Pompe volumétrique.
- Turbopompe.

#### V-3-1-Pompe centrifuge :

Une pompe dans sa forme la plus simple est constituée d'une roue munie d'ailettes radiales et couverte d'une enveloppe appelé corps de la pompe. Son principe de fonctionnement c'est l'utilisation de la force centrifuge créée par la rotation de la roue pour transmette au liquide

pompé de l'énergie cinétique, qui est ensuite transformée en pression lors de la diminution de la vitesse du fluide.

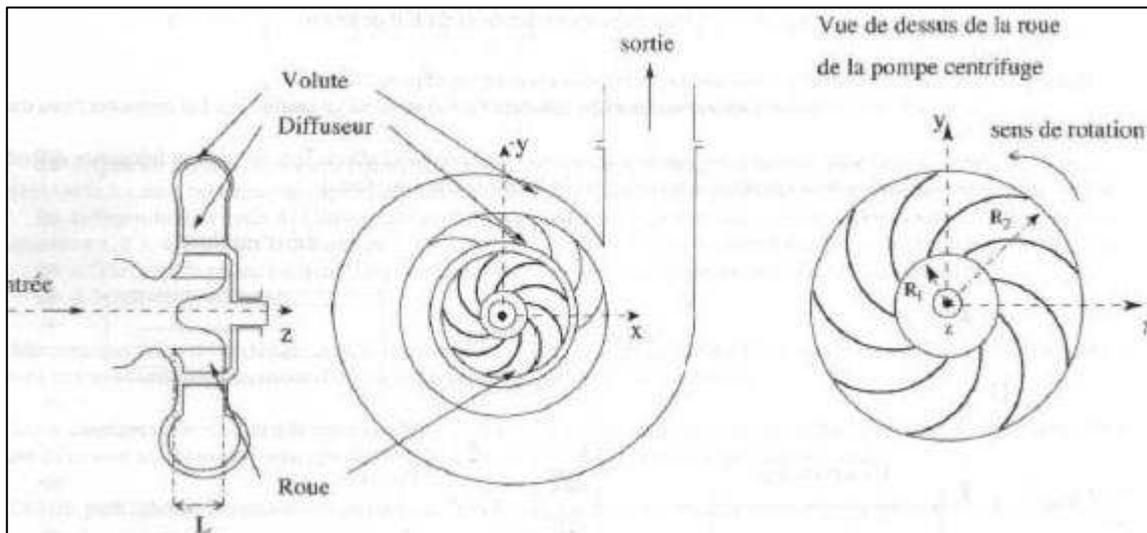


Figure V-3 : Pompe centrifuge.

**V-3-2-Pompe volumétrique :**

Les pompes volumétriques sont des pompes à débit constant sur les plages de fonctionnement. Elles sont de deux types principaux : pompes à lobes et pompes à rotor excentré. L'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et l'orifice de refoulement.

**V-3-3- Turbopompe :**

Les turbopompes contiennent une roue munie d'aubes ou d'ailettes animée d'un mouvement de rotation fournit au fluide de l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression par réduction de la vitesse dans un organe appelé récupérateur. Elles se subdivisent en :

- Pompe centrifuge.
- Pompe axiale.
- Pompe hélico-centrifuge.

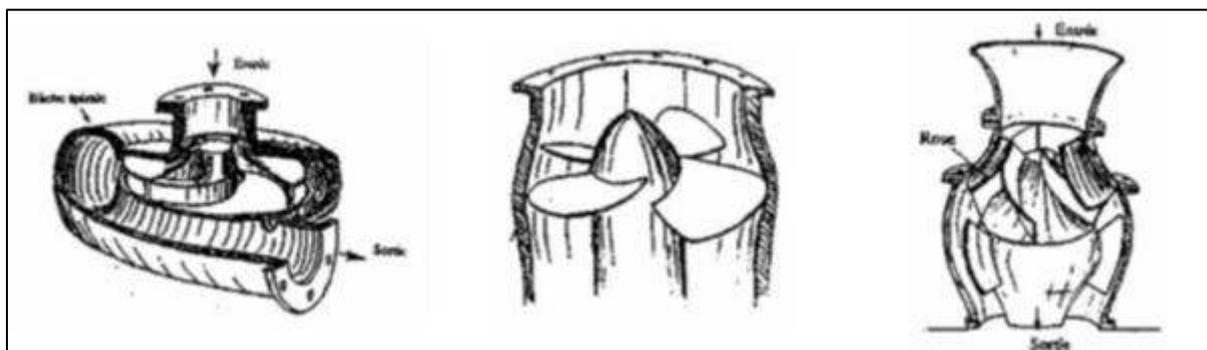


Figure V-4 : Turbopompes.

### V-4- Choix du nombre de pompe :

Les critères de choix du nombre de pompe sont :

- Nombre minimale n de pompes.
- Meilleur rendement.
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH)<sub>r</sub> minimale.
- Vitesse de rotation plus élevée (tr/min).
- Nombre d'étage minimal.
- Puissance absorbée minimale.

### V-5-Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement :

La courbe caractéristique d'une conduite est une courbe qui représente la variation totale des pertes de charge en fonction du débit. Cette courbe est donnée par la formule suivante :

$$H_c = H_g + R \cdot Q^2 \dots \dots \dots V - 1$$

Avec :

$H_g$  : hauteur géométrique(m).

R : résistance de la conduite, elle est donnée par la formule suivante :

$$R = 1.10 \cdot \frac{8 \cdot \lambda \cdot L}{\pi^2 \cdot g \cdot D^5} \dots \dots \dots V - 2$$

Avec :

$\lambda$ :coefficient de perte de charge.

L : longueur de la conduite(m).

g : accélération de la pesanteur (g=9.81m/s<sup>2</sup>)

D : diamètre de la conduite (m).

### V-6-Caractéristique de la pompe :

#### V-6-1-Point de fonctionnement :

Le point de fonctionnement de la pompe  $P_F$  est donné par l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe (fournie par le constructeur) et la courbe de caractéristique de la conduite de refoulement (fournie par l'installateur).

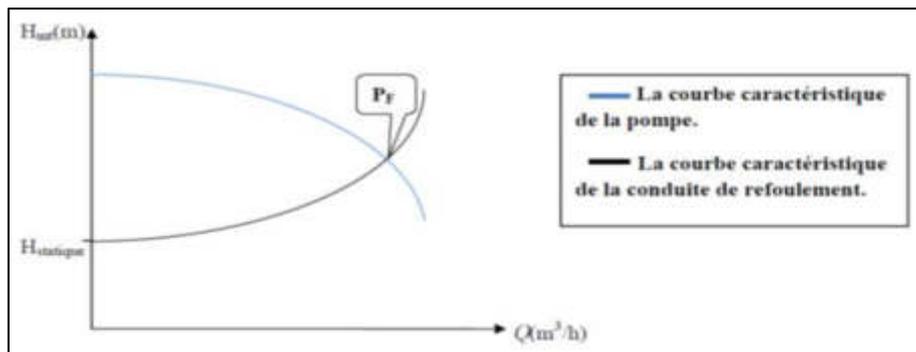


Figure V-5 : Détermination du point de fonctionnement de la pompe.

## V-7-Station de pompage :

### V-7-1-Choix des pompes :

À l'aide de logiciel de sélection on introduit le débit et la charge demandés ainsi que le type de pompe voulu, le logiciel nous donne une gamme de pompe selon la demande, et on choisit la pompe qui nous convient et qui répond aux critères cités auparavant.

Pour un débit de 180l/s et une hauteur manométrique totale de 205.749m.

Les résultats d'exécution du logiciel sont représentés dans le tableau ci-contre :

Tableau V-2 : Résultat de choix des pompes.

Nombre de pompe	$Q_{total}(l/s)$	HMT(m)	$\eta\%$	Vitesse (tr/min)	$P_{abs}(KW)$	$(NPSH)_r(m)$	Nombre d'étage
1	180	206	/	/	/	/	/
2	90	206	78.4	1440	232	3.91	8
3	66.9	212	76	2950	190	4.70	3
4	44.19	205	77.3	3500	116	5.47	2
5	39.51	211	76.1	1450	107	1.88	10

Une comparaison entre les pompes N°1, N°2, N°3, N°4 et N°5, on mène à choisir la pompe N°3 et cela pour les raisons suivantes :

- Elle assure le débit et HMT demandés

- Elle possède le meilleur rendement par rapport aux deux autres pompes avec une puissance minimale.

### V-7-2- Description de la pompe PM125/3D :

- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte (PMS: en fonte sphéroïdale)
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable.  
Double palier
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement
- Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946)

### V-7-3-Données techniques :

**Tableau V-3 :** Caractéristiques de la pompe de la station de pompage.

Données techniques	Caractéristiques
Q(l/s)	66.9
H(m)	212
Rendement %	76
Puissance (KW)	190
Vitesse (tr/min)	2950
(NPSH) <sub>r</sub> (m)	4.70
Diamètre de refoulement(mm)	DN 125 (UNI PN40)
Raccord d'aspiration (mm)	DN150 (UNI PN25)
Nombre de pompe	3+1(de secours)

**Tableau V-4 :** Caractéristiques du moteur de la station de pompage.

Moteur	Données techniques
N. pôles	2
Fréquence (Hz)	50
Puissance moteur (KW)	200
Monophasé / Triphasé	3~
Tension nominale (V)	400
Vitesse nominale (tr/min)	2950

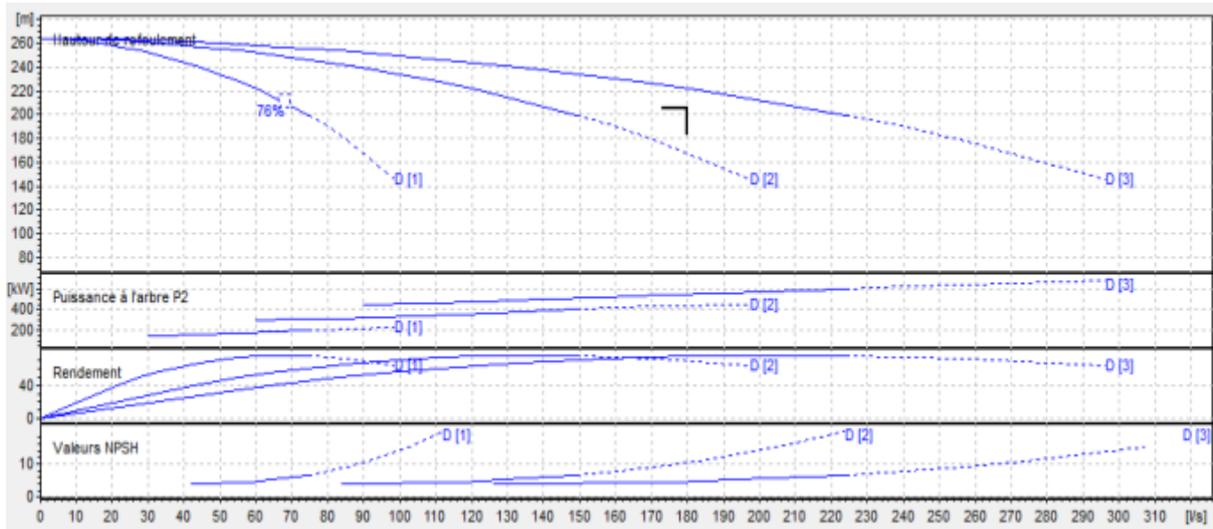


Figure V-6 : Les courbes caractéristiques des pompes de la station de pompage.

**V-7-4-La courbe caractéristique de la conduite de la station de pompage :**

$Q = 180 \text{ l/s}$ ;  $L = 1281.8763\text{m}$ ;  $HMT = 205.749\text{mce}$ ;  $H_g = 180\text{m}$ ;  $D = 284.60\text{mm}$ ;  $l = 0,01273634$

Selon la formule V-1

→

$R = 709.1424552$

Alors :

$$H_c = 180 + 709.1424552 \cdot Q^2$$

**Tableau V-5 :** Variation de la charge (conduite de refoulement et pompe) en fonction du débit.

Q(l/s)	H <sub>c</sub> (m)	H <sub>p</sub> (m)	Q(l/s)	H <sub>c</sub> (m)	H <sub>p</sub> (m)	Q(l/s)	H <sub>c</sub> (m)	H <sub>p</sub> (m)
0	180	264	110	188.580625	247	220	214.3225	202
10	180.070914	264	120	190.211653	244	230	217.513641	196
20	180.283657	263	130	191.984509	241	240	220.846611	190
30	180.638228	262	140	193.899194	238	250	224.32141	183
40	181.134628	261	150	195.955707	234	260	227.938037	176
50	181.772856	260	160	198.154049	230	270	231.696492	168
60	182.552913	258	170	200.49422	227	280	235.596776	160
70	183.474799	256	180	202.976219	222	290	239.638889	151
80	184.538512	254	190	205.600046	218	296	242.132234	145
90	185.744055	252	200	208.365702	213	/	/	/
100	187.091426	250	210	211.273187	208	/	/	/

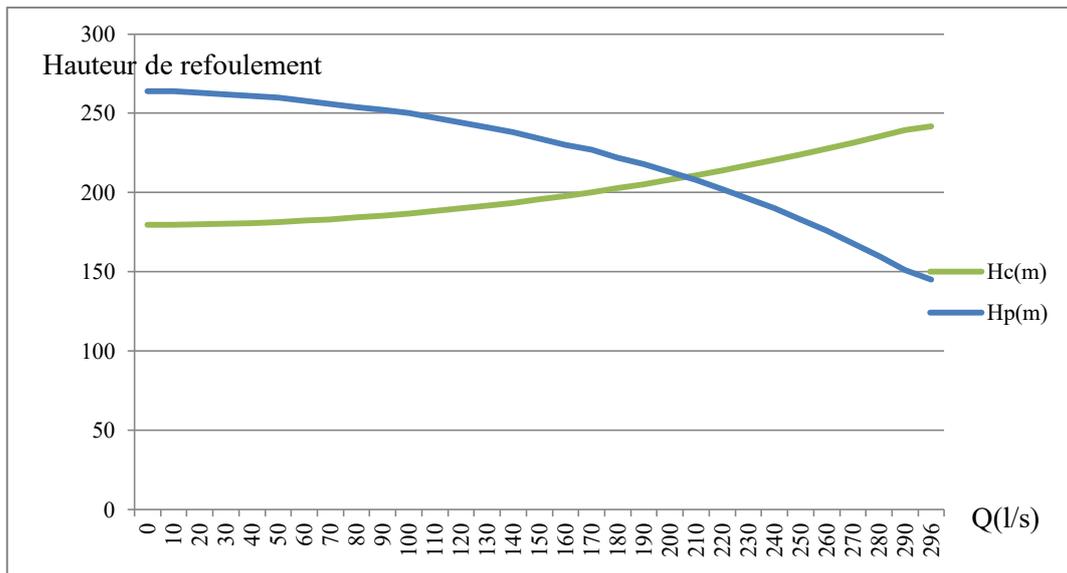


Figure V-7 : Courbe représentant le point de fonctionnement des pompes de la station de pompage.

D'après le graphe on peut déterminer la hauteur de point fonctionnement  $H_p$ , ainsi que le débit de ce point de fonctionnement  $Q_p$ .

$$H_p = 212 \text{ mce.}$$

$$Q_p = 201 \text{ l/s.}$$

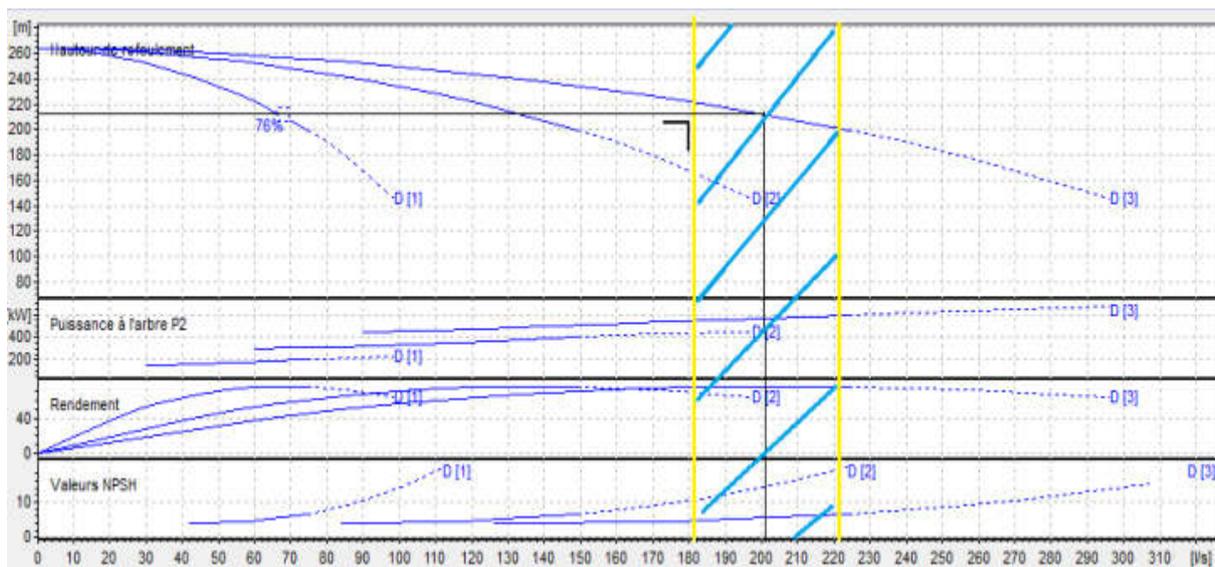


Figure V- 1 : Courbe représentant la plage de bon fonctionnement de la pompe SP.

**Remarque :**

Le débit de point de fonctionnement  $Q_p$  appartient à la plage de bon fonctionnement définie par  $(-10\% Q_n < \text{Plage de bon fonctionnement} < +10\% Q_n)$ .

### V-8-Les frais annuels d'énergie :

**Tableau V-6 :** Frais annuels totaux des installations.

La station	Direction	Puissance du moteur	Temps de pompage (h)	E(KWh)	F <sub>A</sub> (DA)
Station de pompage	Réservoir d'alimentation	200	20	1460000	6101340
Total				1460000	6101340

**Tableau V-7 :** Résultats finals du dimensionnement de la station de pompage.

Station	Type de pompe	Référence	Q(l/s)	H(m)	P <sub>pompe</sub> (KW)	P <sub>moteur</sub> (KW)	η(%)	(NPSH) <sub>requis</sub> (m)	Vitesse de rotation (tr/min)	F <sub>A</sub> (DA)
Station de pompage	Pompe Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal	PM125/3D	200.7	212	190	200	76	4.70	2950	6101340

**Équipement en amont des pompes :**

$$L_c = (3,5 : 4) (D_a - d_a)$$

$$L_{ta} \geq 2 D_a$$

**Équipement en aval des pompes**

$$L_d = (3,5 : 4) (D_r - d_r)$$

$$L_{tr} \geq 2D_r$$

Avec :

L<sub>c</sub> : longueur du convergeant (m).

L<sub>ta</sub> : longueur du tronçon d'aspiration (m).

D<sub>a</sub> : diamètre d'aspiration (mm) (D<sub>a</sub>=200mm).

L<sub>tr</sub> : longueur du tronçon de refoulement (m).

d<sub>a</sub> : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm) (d<sub>a</sub>=150mm)

$D_r$  : diamètre de refoulement (mm) ( $D_r=400\text{mm}$ )

$L_d$  : longueur du divergeant (m).

$d_r$  : diamètre de la tubulure de refoulement (mm) ( $d_r=125\text{mm}$ )

**Tableau V-8** : Equipements en amont et aval des pompes.

Equipement	Amont			Aval		
	$D_a(\text{mm})$	$L_{ta}(\text{m})$	$L_c(\text{m})$	$D_r(\text{mm})$	$L_{tr}(\text{m})$	$L_d(\text{m})$
Station de pompage	200	0.5	0.1	400	0.9625	0.8

### **Conclusion :**

Tout au long de ce chapitre, nous avons énoncé les principes fondamentaux pour la bonne conception des stations de pompages, puis nous avons détaillé les composants hydrauliques nécessaires à leurs exploitations. Par la suite, un choix de groupes de pompage a été établi pour la station de pompage du projet assurant un fonctionnement optimal du transfert.

En effet nous avons opté pour des pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontales pour cette station. Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque, afin d'assurer le bon fonctionnement des pompes tout en tenant compte de l'effet de la cavitation.

# **Chapitre VI**

## **Réseau de distribution**

### **Introduction :**

Comme c'est une nouvelle ville, le pôle urbain SAFSAF ne reconnaît aucun réseau de distribution disponible. C'est pour cette raison que nous procéderons à travers ce chapitre au dimensionnement du réseau de distribution et nous déterminerons les différents paramètres hydrauliques, afin d'acheminer l'eau aux usagers en quantité et qualité et assurer des débits bien répartis selon le besoin et des pressions satisfaisante aux différents nœuds.

### **VI-1-Classification des réseaux de distribution :**

Un réseau de distribution est un assemblage des différents éléments dont les caractéristiques essentielles, est composé de l'ensemble des acteurs distributeurs permettant d'acheminer les produits ou services du producteur aux consommateurs.

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

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

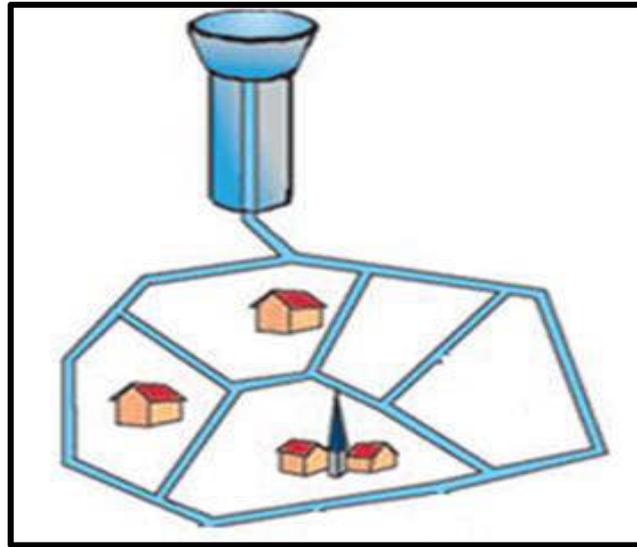
Les réseaux peuvent être classés comme suit :

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

#### **VI-1-2-Réseau maillé :**

Un réseau maillé est un réseau de conduites dont la plupart des extrémités des tronçons sont connectées pour former des mailles. Les points de rencontre des conduites sont des nœuds. Le sens de l'écoulement de l'eau à l'intérieur des mailles dépend fortement de la demande.

- **Avantages :** Alimentation d'un tronçon par au moins deux canalisations, d'où une sécurité en approvisionnement. Augmentation des capacités de transfert du réseau à débit égale. En cas de rupture de conduite principale, l'interruption de service se limite à la portion de réseau concernée, isolée par deux à trois vannes.
- **Inconvénients :** Son coût de construction est relativement élevé par rapport au réseau ramifié et difficile à calculer. Connaissance et maîtrise du fonctionnement du réseau plus difficile. Risque de stagnation de l'eau sur certains tronçons. Inversion possible du sens de circulation de l'eau. Identification difficile, du tronçon causant des désordres (fuites, contaminations) [1].

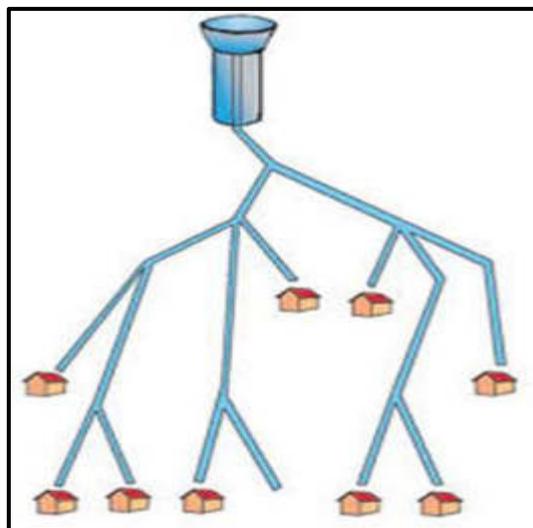


**Figure VI-1 :** Schéma d'un réseau maillé.

### **VI-1-3-Réseau ramifié :**

Un réseau ramifié est un réseau construit sous forme d'arbre allant des conduites primaires aux conduites tertiaires. L'écoulement s'y effectue de l'amont vers l'aval dans les conditions normales de fonctionnement. Il est adapté aux réseaux de faible densité et conçu pour une continuité de service peu exigée.

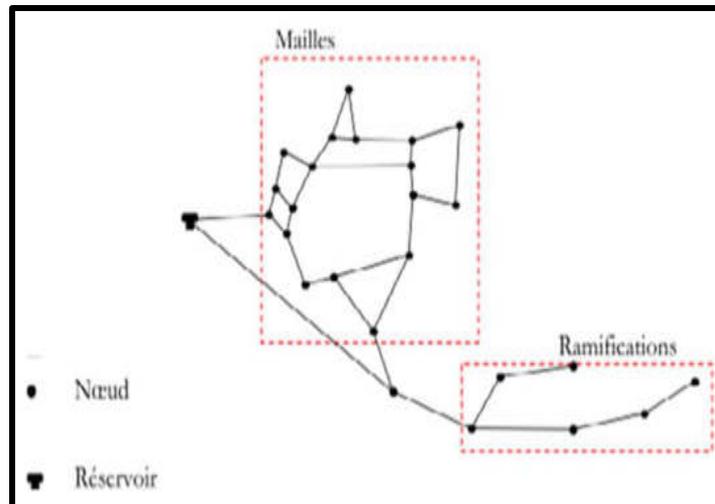
- Avantages : D'un coût relativement bas à l'investissement, par rapport au réseau maillé. Le sens de l'écoulement est connu, ce qui permet une meilleure maîtrise du fonctionnement et de l'exploitation.
- Inconvénients : Pertes de charge élevées du système, une faible sécurité du réseau d'alimentation ; en cas de travaux d'entretien ou d'un accident sur la conduite principale, les abonnés en aval seront privés d'eau potable. [1].



**Figure VI-2 :** Schéma d'un réseau ramifié

**VI-1-3-Réseau combiné :**

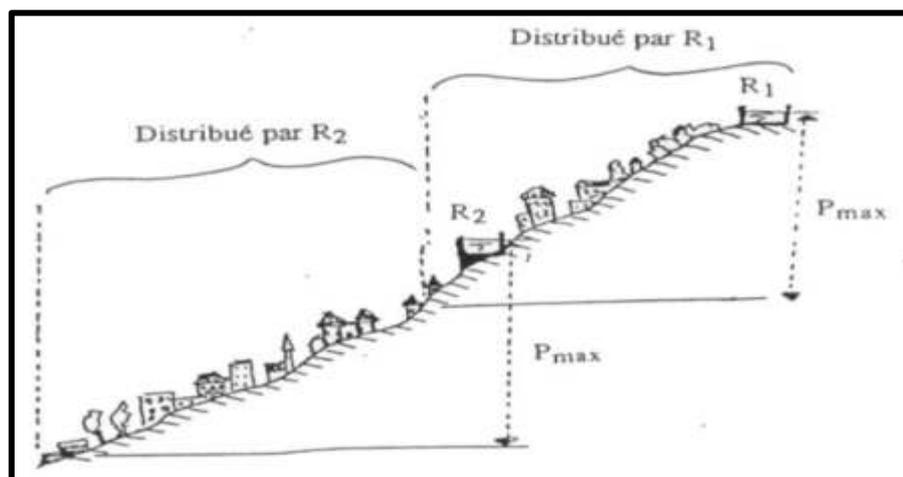
Association d'un réseau maillé et d'un réseau ramifié ; très souvent rencontré dans les zones urbaines, compte tenu de la situation topographique de l'agglomération.



**Figure VI-3 :** Schéma d'un réseau combiné

**VI-1-4-Réseau étagé :**

Ce réseau est caractérisé par une différence de niveau très important, ce qui entraîne de fortes pressions au point le plus bas. En effet ce système nécessite l'installation d'un réservoir intermédiaire, permettant une régularisation de la pression.



**Figure VI-4 :** Schéma d'un réseau étagé.

**Remarque :**

Vu la bonne répartition des équipements du pôle urbain SAFSAF ; on opte le réseau maillé composé de sept (7) maille.

### **VI-2-Conception d'un réseau :**

Pour la conception d'un réseau de distribution, il est nécessaire de tenir compte de certains facteurs :

- L'emplacement des quartiers.
- L'emplacement des consommateurs.
- Le relief.

### **VI-3-Principe du tracé d'un réseau maillé :**

Le tracé se fait comme suit :

- Tout d'abord, il faut repérer les consommateurs importants (débits concentrés soutirés), pour notre projet on n'a pas de consommateurs importants.
- 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).

### **VI-4-Calcul hydraulique du réseau :**

La détermination des débits dans un réseau maillé diffère de la manière de détermination des débits d'un réseau ramifié, elle s'effectue de la manière suivante :

- On détermine les longueurs des tronçons du réseau  $L_i$ .
- On calcule le débit en route  $Q_{ri}$ .
- On détermine le débit spécifique  $q_{sp}$ .
- On calcule les débits aux nœuds dans chaque cas  $Q_{ni}$ .

### **VI-5-Détermination des débits :**

Le système projeté dans le pôle urbain SAFSAF est le système de distribution avec un réservoir en tête, pour la détermination des différents paramètres hydrauliques du réseau, on va étudier 2 cas : cas de pointe et cas de pointe + incendie.

#### **VI-5-1-Débit spécifique :**

Pour le calcul du débit spécifique, on admet que l'hypothèse selon laquelle la répartition des habitants est uniforme sur la longueur du réseau de distribution projeté.

Le débit spécifique est déterminé par la formule suivante :

$$q_{sp} = \frac{Q_{rT}}{\sum_{i=1}^n L_i} \text{ (L/s/m)} \dots\dots\dots \text{VI-1}$$

Avec :

$\sum_{i=0}^n L_i$  : Somme des longueurs des tronçons du réseau(m).

$Q_{rT}$  : débit en route totale avec  $Q_{rT} = Q_{max.h} - \sum_{i=1}^n Q_{conc.i} \dots\dots\dots \text{VI-2}$

$\sum_{i=0}^n Q_{conc.i}$  : Somme des débits concentrés.

### VI-5-2-Débit en route :

Le débit en route pour chaque tronçon est calculé par la formule suivante :

$$Q_{r.i} = q_{sp} \cdot L_i \text{ (L/s)} \dots\dots\dots \text{VI-3}$$

$Q_{r.i}$ :débit en route du tronçon.

$q_{sp}$  : débit spécifique.

$L_i$  : longueur du tronçon.

### VI-5-3-Débit aux nœuds :

Le débit correspondant en chaque nœud est calculé par la formule suivante :

$$Q_{n.i} = 0.5 \sum Q_{ri.k} + Q_{conc} \dots\dots\dots \text{VI-4}$$

Avec :  $Q_{n.i}$  : débit au nœud i.

$Q_{r.i-k}$  : somme des débits routes des tronçons reliés au nœud i.

$Q_{conc}$  : débit concentré au nœud i.

Pour notre projet, on n'a pas un débit concentré  $Q_{conc} = 0$ .

## VI-6-Calcul des débits :

### VI-6-1-Cas de pointe :

Le cas de pointe comme la montre : le graphe de consommation horaire (Figure III-1) s'effectue entre 9h-10h.Nous avons :

$$Q_{max.h} = 756.17 \text{ m}^3/\text{h} = 210.047/\text{s}.$$

La longueur totale du réseau :  $\sum_{i=1}^n L_i = 7953.734 \text{ m}$ .

$$q_{sp} = \frac{210.047}{6858.733} = 0.030624 \text{ l/s/m}$$

Les résultats sont établis dans les tableaux suivants :

**Tableau VI-1 : Calcul des débits nodaux (cas de pointe)**

nœud	tuyau	longueur(m)	$q_{sp}$ (l/s/m)	$Q_r$ (l/s)	$Q_n$ (l/s)
n1	p45	211.9	0.030624	6.705	6.6534
	p28	23.6	0.030624	0.747	
	p1	185	0.030624	5.854	
n2	p33	95.02	0.030624	3.007	5.372
	p32	59.52	0.030624	1.884	
	p1	185	0.030624	5.854	
n3	p12	350	0.030624	11.076	9.541
	p28	253	0.030624	8.006	
n4	p21	152.7	0.030624	4.832	7.530
	p20	70.26	0.030624	2.223	
	p2	253	0.030624	8.006	
n5	p10	212.2	0.030624	6.715	3.603
	p3	15.5	0.030624	0.491	
n6	p15	280.7	0.030624	8.883	7.672
	p45	188.7	0.030624	5.971	
	p3	15.5	0.030624	0.490	
n7	p5	253.3	0.030624	8.015	6.994
	p4	188.7	0.030624	5.971	
n8	p46	49	0.030624	1.551	11.791
	p43	442.9	0.030624	14.0157	
	p5	253.3	0.030624	8.015	
n9	p37	425.6	0.030624	13.468	7.349
	p36	38.86	0.030624	1.229	
n10	p39	166.5	0.030624	5.269	5.269
	p7	166.5	0.030624	5.269	
n11	p8	121.1	0.030624	3.832	4.551
	p7	166.5	0.030624	5.269	
n12	p8	133.6	0.030624	4.091	4.030
	p9	121.1	0.030624	3.708	
n13	p29	41.18	0.030624	1.261	2.765
	p9	133.6	0.030624	4.091	
n14	p11	354.3	0.030624	10.850	8.964
	p10	212.2	0.030624	6.499	
n15	p31	102.9	0.030624	3.151	2.168
	p34	34.13	0.030624	1.045	
n16	p30	252.1	0.030624	7.721	9.527
	p12	350	0.030624	10.719	
n17	p43	442.9	0.030624	13.564	14.171
	p41	101	0.030624	3.093	
	p37	425.6	0.030624	13.034	

**Tableau VI-1 : Calcul des débits nodaux (cas de pointe) suite :**

nœud	tuyau	longueur(m)	$q_{sp}$ (l/s/m)	$Q_r$ (l/s)	$Q_n$ (l/s)
n18	p13	136.443	0.030624	4.179	3.562
	p14	88.67	0.030624	2.715	
n19	p38	166	0.030624	5.084	6.006
	p18	124.9	0.030624	3.825	
	p14	88.67	0.030624	2.715	
n20	p16	59.73	0.030624	1.829	6.001
	p36	38.86	0.030624	1.190	
	p15	280.7	0.030624	8.596	
n21	p40	441.5	0.030624	13.521	12.247
	p39	166.5	0.030624	5.099	
	p38	166	0.030624	5.084	
n22	p16	59.73	0.030624	1.829	4.786
	p13	136.443	0.030624	4.179	
	p17	106.3	0.030624	3.255	
n23	p19	115.2	0.030624	3.528	3.799
	p18	124.9	0.030624	3.825	
n24	p32	59.52	0.030624	1.823	2.765
	p19	115.2	0.030624	3.528	
n25	p33	95.02	0.030624	2.909	2.615
	p20	70.26	0.030624	2.151	
n26	p6	58.01	0.030624	1.777	3.334
	p21	152.7	0.030624	4.676	
n27	p42	148.4	0.030624	4.545	9.334
	p40	441.5	0.030624	13.521	
n28	p6	58.01	0.030624	1.776	1.735
	p23	51.7	0.030624	1.583	
n29	p17	106.3	0.030624	3.255	2.499
	p23	51.7	0.030624	1.583	
n30	p42	148.4	0.030624	4.545	3.946
	p41	101	0.030624	3.093	
n31	p44	382.9	0.030624	11.726	7.643
	p34	34.13	0.030624	1.045	
	p25	66	0.030624	2.021	
n32	p26	112.1	0.030624	3.433	2.818
	p25	66	0.030624	2.021	
n33	p27	68.81	0.030624	2.107	2.862
	p26	112.1	0.030624	3.433	
n34	p28	23.6	0.030624	0.723	1.462
	p27	68.81	0.030624	2.107	
n35	p45	211.9	0.030624	6.489	9.063
	p44	382.9	0.030624	11.726	
	p29	41.18	0.030624	1.261	
n36	p31	102.9	0.030624	3.151	5.617

**VI-6-2 : Cas de pointe+ incendie :**

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais on tient compte le débit d'incendie donné par le réservoir (17l/s), qui doit être soutiré au point plus défavorable

qui est le nœud 15 (le nœud le plus du réservoir) et le débit véhiculé dans le réseau sera égale au débit de pointe+débit d'incendie

$$Q_{max.h+inc} = 210.047 + 17 = 227.047l/s$$

Le débit nodal au point défavorable sera :

$$Q_{n.15} = 2.168 + 17 = 19.168l/s.$$

**Tableau VI-2 : Calcul des débits nodaux (cas de pointe+ incendie).**

nœud	tuyau	longueur(m)	q <sub>sp</sub> (l/s/m)	Q <sub>r</sub> (l/s)	Q <sub>n</sub> (l/s)
n1	p45	211.9	0.030624	6.705	6.6534
	p28	23.6	0.030624	0.747	
	p1	185	0.030624	5.854	
n2	p33	95.02	0.030624	3.007	5.372
	p32	59.52	0.030624	1.884	
	p1	185	0.030624	5.854	
n3	p12	350	0.030624	11.076	9.541
	p28	253	0.030624	8.006	
n4	p21	152.7	0.030624	4.832	7.530
	p20	70.26	0.030624	2.223	
	p2	253	0.030624	8.006	
n5	p10	212.2	0.030624	6.715	3.603
	p3	15.5	0.030624	0.491	
n6	p15	280.7	0.030624	8.883	7.672
	p45	188.7	0.030624	5.971	
	p3	15.5	0.030624	0.490	
n7	p5	253.3	0.030624	8.015	6.994
	p4	188.7	0.030624	5.971	
n8	p46	49	0.030624	1.551	11.791
	p43	442.9	0.030624	14.0157	
	p5	253.3	0.030624	8.015	
n9	p37	425.6	0.030624	13.468	7.349
	p36	38.86	0.030624	1.229	
n10	p39	166.5	0.030624	5.269	5.269
	p7	166.5	0.030624	5.269	
n11	p8	121.1	0.030624	3.832	4.551
	p7	166.5	0.030624	5.269	
n12	p8	133.6	0.030624	4.091	4.030
	p9	121.1	0.030624	3.708	
n13	p29	41.18	0.030624	1.261	2.765
	p9	133.6	0.030624	4.091	
n14	p11	354.3	0.030624	10.850	8.964
	p10	212.2	0.030624	6.499	

**Tableau VI-2 : Calcul des débits nodaux (cas de pointe+ incendie) suite.**

nœud	tuyau	longueur(m)	$q_{sp}$ (l/s/m)	$Q_r$ (l/s)	$Q_n$ (l/s)
n15	p31	102.9	0.030624	3.151	19.168
	p34	34.13	0.030624	1.045	
n16	p30	252.1	0.030624	7.721	9.527
	p12	350	0.030624	10.719	
n17	p43	442.9	0.030624	13.564	14.170
	p41	101	0.030624	3.093	
	p37	425.6	0.030624	13.034	
n18	p13	136.443	0.030624	4.179	3.562
	p14	88.67	0.030624	2.715	
n19	p38	166	0.030624	5.084	6.006
	p18	124.9	0.030624	3.825	
	p14	88.67	0.030624	2.715	
n20	p16	59.73	0.030624	1.829	6.001
	p36	38.86	0.030624	1.190	
	p15	280.7	0.030624	8.596	
n21	p40	441.5	0.030624	13.521	12.247
	p39	166.5	0.030624	5.099	
	p38	166	0.030624	5.084	
n22	p16	59.73	0.030624	1.829	4.786
	p13	136.443	0.030624	4.179	
	p17	106.3	0.030624	3.255	
n23	p19	115.2	0.030624	3.528	3.799
	p18	124.9	0.030624	3.825	
n24	p32	59.52	0.030624	1.823	2.765
	p19	115.2	0.030624	3.528	
n25	p33	95.02	0.030624	2.909	2.615
	p20	70.26	0.030624	2.151	
n26	p6	58.01	0.030624	1.777	3.333
	p21	152.7	0.030624	4.676	
n27	p42	148.4	0.030624	4.545	9.334
	p40	441.5	0.030624	13.521	
n28	p6	58.01	0.030624	1.776	1.736
	p23	51.7	0.030624	1.583	
n29	p17	106.3	0.030624	3.255	2.499
	p23	51.7	0.030624	1.583	
n30	p42	148.4	0.030624	4.545	3.946
	p41	101	0.030624	3.093	
n31	p44	382.9	0.030624	11.726	7.643
	p34	34.13	0.030624	1.045	
	p25	66	0.030624	2.021	
n32	p26	112.1	0.030624	3.433	2.818
	p25	66	0.030624	2.021	
n33	p27	68.81	0.030624	2.107	2.862
	p26	112.1	0.030624	3.433	
n34	p28	23.6	0.030624	0.723	1.462
	p27	68.81	0.030624	2.107	
n35	p45	211.9	0.030624	6.489	9.063

Nous avons :  $Q = Q_0 + \Delta Q$

Avec :

$Q$  : débit réel.

$Q_0$  : débit arbitraire supposé.

$\Delta Q$  : débit correctif.

Nous avons :  $\Delta H = R \cdot Q^2$

$R$  : résistance de la conduite.

$$\Delta H = R \cdot (Q_0 + \Delta Q)^2$$

$$\sum R \cdot (Q_0 + \Delta Q)^2 = \sum R \cdot (Q_0^2 + 2 \cdot Q_0 \cdot \Delta Q + \Delta Q^2) = 0$$

Avec :  $\Delta Q$  négligeable par rapport à  $Q_0$ .

$$\Delta Q^2 = 0$$

$$\sum R \cdot (Q_0^2 + 2 \cdot Q_0 \cdot \Delta Q) = 0 \rightarrow \sum R \cdot Q_0^2 = -2 \cdot \sum R \cdot Q_0$$

Alors :

$$\rightarrow \Delta Q = -\frac{\sum R \cdot Q^2}{2 \cdot \sum R \cdot Q}$$

On détermine les pertes de charge totales (singulière et linéaires) dans chaque tronçon du réseau de manière suivante :

$$\Delta H_T = \Delta H_S + \Delta H_L \dots \dots \dots \text{VI-6}$$

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

$$\Delta H_T = \Delta H_L + 0.15\Delta H_L = 1.15\Delta H_L \dots \dots \dots \text{VI-7}$$

Avec :

$\Delta H_S$  : pertes de charge singulières.

$\Delta H_L$  : pertes de charge linéaires.

$\Delta H_T$  : pertes de charge totales.

Les pertes de charge linéaires peuvent être calculées par plusieurs formules et l'un des formules est la formule de **DARCY** :

$$\Delta H = \frac{8.\lambda.L.Q^2}{g.\pi^2.D^5} \dots \dots \dots \text{VI-8}$$

Avec :

$\lambda$  : coefficient de frottement linéaire.

L : longueur de la conduite en m.

Q : débit véhiculé par la conduite m<sup>3</sup>/s.

g : accélération de la pesanteur en m/s<sup>2</sup>.

D : diamètre de la conduite en m.

### VI-8-Calcul du réseau :

On procède à la simulation des différents paramètres du réseau à l'aide du logiciel **EPANET**.

#### VI-8-1-Qu'est-ce que **EPANET** ?

Le logiciel **EPANET2.0 français** est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et de simulation de la qualité de l'eau dans les réseaux d'eau potable. Un réseau d'eau potable sur un logiciel se définit par des tuyaux (tronçons sur le logiciel), des nœuds (intersection de deux tuyaux et extrémité d'une antenne) mais également d'autres organes (réservoirs, pompes, clapets, différents types de vannes... etc.). [5]

Ce logiciel permet de calculer le débit parcourant chaque tuyau, la pression à chacun des nœuds mais également le niveau de l'eau à n'importe quel moment de la journée et quelle que soit la période de l'année où on se situe. Le moteur de calcul hydraulique intégré permet de traiter des réseaux de taille illimitée. Il dispose de plusieurs formules de calcul de pertes de charges, il inclut les différentes pertes de charge singulières et simule les pompes à vitesse fixe et variable [5]. En résumé, le logiciel présente tous les outils pour remplir les objectifs suivants :

- Régulation des pressions dans le réseau.
- Détection des zones de fonctionnement déficitaire.
- Dimensionnement de réseaux d'AEP.
- Amélioration de la gestion des équipements d'eau.

#### VI-8-2-Caractéristiques principales du logiciel **EPANET 2.0** :

- Logiciel gratuit.
- Dimensionnement de réseaux.
- Taille de réseau illimitée.
- Choix de différentes formules de calcul des pertes de charge.
- Régulation des pressions dans le réseau.
- Simulation de pompes à vitesse fixe ou variable.
- Calcul de l'énergie consommée et coût.
- Simulation de différents types de vannes et clapets.

- Géométrie des réservoirs aux formes variées possible.
- Détection des zones de fonctionnement déficitaire.
- Amélioration de la gestion des équipements de réseau.

### VI-8-3-Les étapes d'utilisation d'EPANET 2.0 :

Les étapes classiques de l'utilisation d'EPANET 2.0 pour simuler un système de distribution d'eau sont les suivantes :

- Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistrée dans un fichier au format texte.
- Saisir les propriétés des éléments du réseau.
- Décrire le fonctionnement système.
- Sélectionner un ensemble d'options de simulation.
- Lancer une simulation hydraulique.
- Visualiser les résultats d'une simulation.

### VI-8-4-Principes hydrauliques régissant les calculs du logiciel EPANET 2.0 :

La loi des nœuds et la loi des mailles constituent la base du calcul hydraulique. La loi des nœuds affirme que le débit entrant dans un nœud est quoiqu'il arrive égal au débit sortant de ce nœud et ce quel que soit le nombre d'entrées et de sorties dans ce nœud. La loi des mailles dites, quant à elle, que la différence de charges  $\Delta H$  (égale à la somme de la pression et de la cote au sol au point considéré) entre deux nœuds est égale à la perte de charge entre ces nœuds [5].

Cependant, pour pouvoir obtenir les charges et débits pour chaque nœud et chaque tronçon, il est nécessaire que certains débits et certaines charges soient préalablement connus. Il s'agit des nœuds à charge fixée (réservoirs, baches) qui imposent la charge de départ et ainsi permet le calcul de la charge à chaque nœud de proche en proche. Il s'agit aussi des nœuds à débit fixé (définition des demandes à chaque nœud) qui permettent de connaître les débits dans les tronçons satisfaisants cette demande. Enfin, l'écoulement se fait du nœud ayant la charge la plus élevée vers le nœud ayant un potentiel de charge moins important. Le calcul des débits et des charges est lié et ne peut se faire indépendamment. Dès lors, il est nécessaire de connaître l'une ou l'autre des données à chaque nœud pour permettre l'aboutissement du calcul. [5]

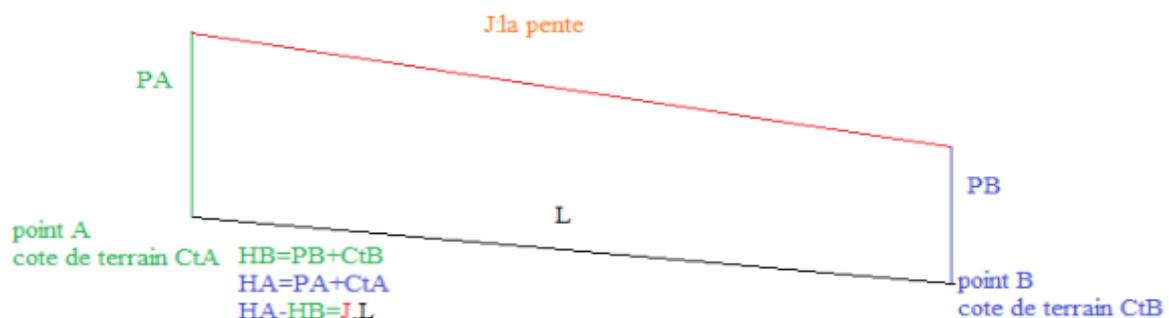


Figure VI-5 : Perte de charge entre deux nœuds.

**VI-8-5-Répartition définitive des débits et des pressions :****VI-8-5-1-Cas de pointe :****Tableau-IV-3 : caractéristiques des nœuds (Cas de pointe)**

Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Pression (m)
Nœud n1	191.5	6.65	156.5
Nœud n2	212.5	5.37	136.7
Nœud n3	233.55	9.54	122.44
Nœud n4	222.5	7.53	127.98
Nœud n5	316.75	3.6	42.68
Nœud n6	316.5	7.67	43.07
Nœud n7	321	6.99	39.44
Nœud n8	357.5	11.79	4.26
Nœud n9	277	7.35	78.72
Nœud n10	237	5.27	112.63
Nœud n11	217.5	4.55	131.36
Nœud n12	199	4.03	149.54
Nœud n13	195	2.77	151.61
Nœud n14	289	8.96	68.77
Nœud n15	148	2.17	197.5
Nœud n16	178	9.53	176.09
Nœud n17	321.65	14.17	36.65
Nœud n18	266.3	3.56	86.98
Nœud n19	256.5	6.01	95.74
Nœud n20	277	6	78.62
Nœud n21	262	12.25	88.88
Nœud n22	267	4.79	88.29
Nœud n23	235.5	3.8	116.14
Nœud n24	218.08	2.76	132.46

**Tableau-IV-3 : caractéristiques des nœuds (Cas de pointe) suite**

Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Pression (m)
Nœud n25	205.5	2.62	144.01
nœud n26	259.5	3.33	93.74
nœud n27	309.949	9.33	46.52
nœud n28	264.24	1.74	89.46
nœud n29	264.81	2.5	89.35
nœud n30	317.25	3.95	40.23
nœud n31	147	7.64	198.43
nœud n32	183.5	2.82	162.12
nœud n33	189.5	2.86	157.29
nœud n34	192.5	1.46	155.11

nœud n35	165.5	9.06	180.8
nœud n36	168	5.62	178.18
Réservoir	360	-210.04	2

**Tableau-VI-4 : caractéristiques des tronçons (Cas de pointe)**

N° de la conduite	Longueur (m)	Diamètre intérieur (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)	Matériau
Tuyau p1	185	163.6	-21.56	1.03	6.5	PEHD
Tuyau p2	253	73.6	4.88	1.15	21.76	PEHD
Tuyau p3	15.5	204.6	-46.59	1.42	9.18	PEHD
Tuyau p4	188.7	327.4	-112.48	1.34	4.61	PEHD
Tuyau p5	253.3	327.4	-119.47	1.42	5.18	PEHD
Tuyau p6	58.01	163.6	-23.68	1.13	7.77	PEHD
Tuyau p7	166.5	163.6	18	0.86	4.61	PEHD
Tuyau p8	121.1	163.6	13.45	0.64	2.65	PEHD
Tuyau p9	133.6	102.2	9.42	1.15	14.45	PEHD
Tuyau p10	212.2	204.6	42.98	1.31	7.85	PEHD
Tuyau p11	354.3	204.6	-34.02	1.03	5.02	PEHD
Tuyau p12	350	163.6	19.6	0.93	5.42	PEHD
Tuyau p13	136.443	163.6	-32.97	1.57	14.68	PEHD
Tuyau p14	88.67	163.6	29.41	1.4	11.78	PEHD
Tuyau p15	280.7	204.6	58.22	1.77	14.1	PEHD
Tuyau p16	59.73	257.8	-65.67	1.26	5.5	PEHD
Tuyau p17	106.3	163.6	27.91	1.33	10.65	PEHD
Tuyau p18	124.9	163.6	18.42	0.88	4.81	PEHD
Tuyau p19	115.2	130.8	14.62	1.09	9.59	PEHD
Tuyau p20	70.26	130.8	17.69	1.32	13.83	PEHD
Tuyau p21	152.7	130.8	-20.34	1.51	18.09	PEHD
Tuyau p23	51.7	163.6	-25.41	1.21	8.9	PEHD

**Tableau-VI-4 : caractéristiques des tronçons (Cas de pointe) suite**

N° de la conduite	Longueur (m)	Diamètre intérieur (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)	Matériau
Tuyau p25	66	90	-2.85	0.45	2.87	PEHD
Tuyau p26	112.1	90	-5.66	0.89	10.44	PEHD
Tuyau p27	68.81	102.2	-8.53	1.04	11.95	PEHD
Tuyau p28	23.6	102.2	-9.99	1.22	16.17	PEHD
Tuyau p29	41.18	102.2	6.65	0.81	7.46	PEHD
Tuyau p30	252.1	90	10.07	1.58	31.39	PEHD
Tuyau p31	102.9	90	4.45	0.7	6.63	PEHD
Tuyau p32	59.52	102.2	11.85	1.44	22.46	PEHD

Tuyau p33	95.02	163.6	15.08	0.72	3.29	PEHD
Tuyau p34	34.13	90	-2.29	0.36	1.91	PEHD
Tuyau p36	38.86	163.6	-13.45	0.64	2.66	PEHD
Tuyau p37	425.6	163.6	20.8	0.99	6.06	PEHD
Tuyau p38	166	90	4.98	0.78	8.19	PEHD
Tuyau p39	166.5	163.6	-23.27	1.11	7.52	PEHD
Tuyau p40	441.5	163.6	-30.53	1.45	12.66	PEHD
Tuyau p41	101	204.6	43.81	1.33	8.15	PEHD
Tuyau p42	148.4	204.6	39.86	1.21	6.8	PEHD
Tuyau p43	442.9	257.8	-78.78	1.51	7.8	PEHD
Tuyau p44	382.9	90	2.51	0.39	2.27	PEHD
Tuyau p45	211.9	90	-4.92	0.77	7.99	PEHD
Tuyau p46	49	409.2	-210.04	1.6	4.97	PEHD

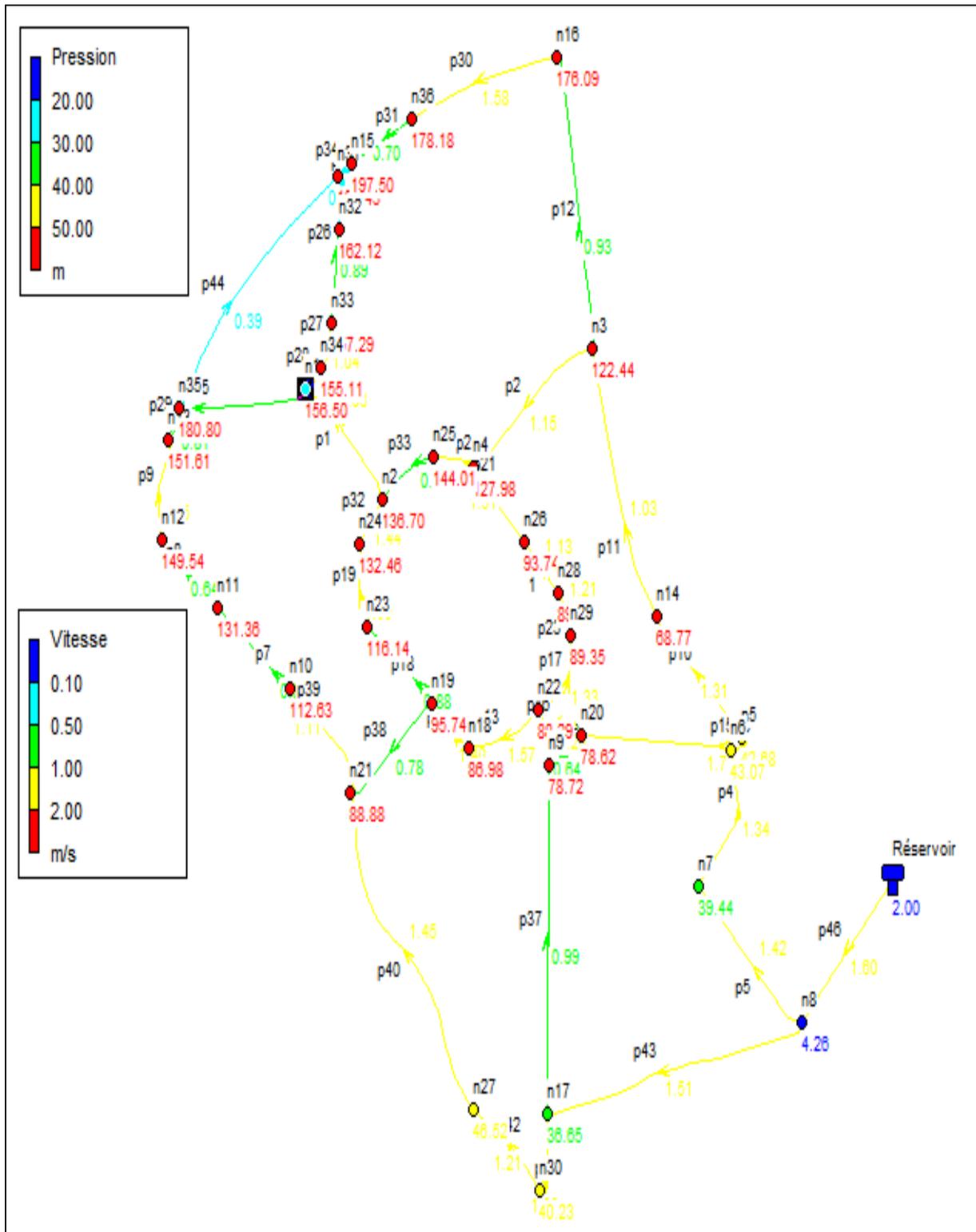


Figure VI-6 : Résultat de simulation (cas de pointe).

VI-8-5-2-Cas de pointe + incendie :

Tableau-VI-5 : caractéristiques des nœuds (Cas de pointe+ incendie)

Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Pression (m)
Nœud n1	191.5	6.65	151.78
Nœud n2	212.5	5.37	132.98
Nœud n3	233.55	9.54	120.92
Nœud n4	222.5	7.53	125
Nœud n5	316.75	3.6	42.2
Nœud n6	316.5	7.67	42.62
Nœud n7	321	6.99	39.16
Nœud n8	357.5	11.79	4.22
Nœud n9	277	7.35	77.56
Nœud n10	237	5.27	109.89
Nœud n11	217.5	4.55	128.26
Nœud n12	199	4.03	146.22
Nœud n13	195	2.77	146.34
Nœud n14	289	8.96	67.84
Nœud n15	148	19.17	183.78
Nœud n16	178	9.53	173.58
Nœud n17	321.65	14.17	36.08
Nœud n18	266.3	3.56	85.22
Nœud n19	256.5	6.01	93.69
Nœud n20	277	6	77.42
Nœud n21	262	12.25	86.6
Nœud n22	267	4.79	87.01
Nœud n23	235.5	3.8	113.85
Nœud n24	218.08	2.76	129.61
Nœud n25	205.5	2.62	140.5
nœud n26	259.5	3.33	91.86
nœud n27	309.949	9.33	45.62
nœud n28	264.24	1.74	87.72
nœud n29	264.81	2.5	87.75
nœud n30	317.25	3.95	39.52
nœud n31	147	7.64	185.8
nœud n32	183.5	2.82	151.14
nœud n33	189.5	2.86	150.29
nœud n34	192.5	1.46	149.77
nœud n35	165.5	9.06	175.07
nœud n36	168	5.62	166.57
Réservoir	360	-227.04	2

Tableau-VI-6 : caractéristiques des tronçons (Cas de pointe+ incendie)

N° de la conduite	Longueur (m)	Diamètre intérieur (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)	Matériau
Tuyau p1	185	163.6	-29.55	1.41	11.89	PEHD
Tuyau p2	253	73.6	5.52	1.3	27.57	PEHD
Tuyau p3	15.5	204.6	-52.11	1.58	11.39	PEHD
Tuyau p4	188.7	327.4	-123.42	1.47	5.51	PEHD
Tuyau p5	253.3	327.4	-130.41	1.55	6.13	PEHD
Tuyau p6	58.01	163.6	-27.52	1.31	10.37	PEHD
Tuyau p7	166.5	163.6	22.13	1.05	6.83	PEHD
Tuyau p8	121.1	163.6	17.58	0.84	4.4	PEHD
Tuyau p9	133.6	102.2	13.55	1.65	29.05	PEHD
Tuyau p10	212.2	204.6	48.5	1.48	9.91	PEHD
Tuyau p11	354.3	204.6	-39.54	1.2	6.69	PEHD
Tuyau p12	350	163.6	24.48	1.16	8.28	PEHD
Tuyau p13	136.443	163.6	-36.9	1.76	18.25	PEHD
Tuyau p14	88.67	163.6	33.34	1.59	15	PEHD
Tuyau p15	280.7	204.6	63.64	1.94	16.75	PEHD
Tuyau p16	59.73	257.8	-73.45	1.41	6.82	PEHD
Tuyau p17	106.3	163.6	31.76	1.51	13.66	PEHD
Tuyau p18	124.9	163.6	21.92	1.04	6.71	PEHD
Tuyau p19	115.2	130.8	18.12	1.35	14.48	PEHD
Tuyau p20	70.26	130.8	22.18	1.65	21.37	PEHD
Tuyau p21	152.7	130.8	-24.19	1.8	25.27	PEHD
Tuyau p23	51.7	163.6	-29.26	1.39	11.67	PEHD
Tuyau p25	66	90	-9.45	1.49	27.78	PEHD
Tuyau p26	112.1	90	-12.27	1.93	45.97	PEHD
Tuyau p27	68.81	102.2	-15.13	1.84	35.99	PEHD
Tuyau p28	23.6	102.2	-16.59	2.02	43.04	PEHD
Tuyau p29	41.18	102.2	10.78	1.31	18.72	PEHD
Tuyau p30	252.1	90	14.95	2.35	67.46	PEHD
Tuyau p31	102.9	90	9.33	1.47	27.11	PEHD
Tuyau p32	59.52	102.2	15.36	1.87	37.04	PEHD
Tuyau p33	95.02	163.6	19.57	0.93	5.4	PEHD
Tuyau p34	34.13	90	9.83	1.55	29.98	PEHD
Tuyau p36	38.86	163.6	-15.81	0.75	3.6	PEHD
Tuyau p37	425.6	163.6	23.16	1.1	7.45	PEHD
Tuyau p38	166	90	5.41	0.85	9.57	PEHD
Tuyau p39	166.5	163.6	-27.4	1.3	10.28	PEHD
Tuyau p40	441.5	163.6	-34.23	1.63	15.78	PEHD
Tuyau p41	101	204.6	47.51	1.45	9.52	PEHD
Tuyau p42	148.4	204.6	43.56	1.33	8.06	PEHD
Tuyau p43	442.9	257.8	-84.84	1.63	9	PEHD
Tuyau p44	382.9	90	8.03	1.26	20.28	PEHD

Tuyau p45	211.9	90	-6.31	0.99	12.8	PEHD
Tuyau p46	49	409.2	-227.04	1.73	5.78	PEHD

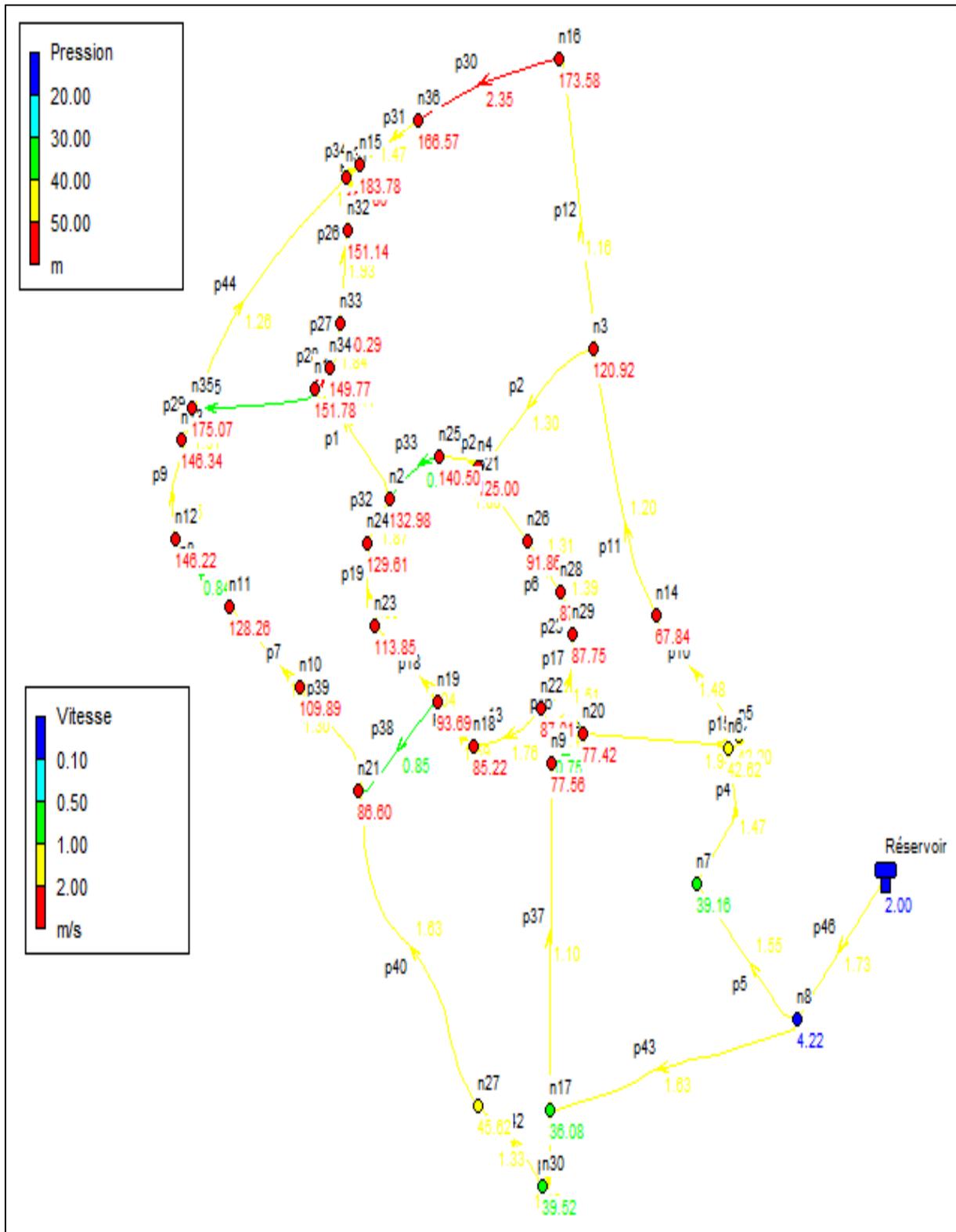


Figure VI-7 : Résultat de simulation (cas de pointe+ incendie).

### **VI-9-Interpretation des résultats :**

La simulation du réseau à travers le logiciel **EPANET 2.0**, nous permis de déterminer les différents diamètres susceptibles d'assurer un bon fonctionnement du réseau à l'heure de pointe, du dernier niveau considéré il faut que la pression soit supérieure à 1 bar.

Pour la vitesse, nous avons obtenu des valeurs qui se situent entre 0.39 m/s et 1.77 m/s pendant l'heure de pointe et entre 0.75 m/s et 2.35 m/s pendant l'heure de pointe+ incendie.

### **VI-10- Equipement du réseau de distribution :**

#### **VI-10- 1- Type de canalisation :**

- Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD PN16, les diamètres utilisés varient entre 90mm et 500 mm.
- Les conduites prévues sont en PEHD, matériau qui présente un avantage en matière de qualité.
- Les conduites sont des génératrices de pertes de charge.
- Lorsque la conduite est rectiligne, elle génère des pertes de charges régulières.
- Les changements de direction et les organes traverses sont des générateurs de pertes de charges singulières.

#### **VI-10- 2- Equipement d'incendie :**

Pour assurer la lutte contre l'incendie il a été prévu sur l'ensemble du projet 3 poteaux d'incendie.

Le réseau a été calculé suivant les normes de lutte contre l'incendie.

La bouche d'incendie doit être implantée suivant les normes de la protection civile, c'est à dire :

- Assurer une pression minimale de 1 bar.
- Doit être sur une conduite Ø 90mm.minim
- Doit couvrir un rayon de 150 mm.

#### **VI-10- 3- Critères techniques :**

Les canalisations seront en PEHD, les piquages des bâtiments sera en diamètre 32 PEHD avec un collier pris en charge et un robinet ¼ de tour DN32 avec plaque d'assise et tube à longe.

La note de calcul du réseau sera vérifier avec le diamètre intérieur des conduites.

**VI-10- 4- Pression :**

C'est une grandeur physique qui s'exerce sur un liquide dans une conduite pour lui apporter l'énergie nécessaire qui permet de vaincre les différentes pertes de charges rencontrées dans cette conduite.

Pour le présent réseau on assure une pression égale au moins à la hauteur du bâtiment plus 10 m c'est à dire :  $P = 4n + 10$ , donc on doit installer un supprimeur pour chaque bâtiment et où on a des grandes pressions on doit utiliser des réducteurs de pression.

**Conclusion :**

Après avoir fait une simulation pour l'année 2050, on a constaté que le réseau de distribution de notre ville peut fonctionner normalement sans risque d'avoir des problèmes pendant le fonctionnement, notamment à l'heure de pointe où les vitesses et les pressions de services sont satisfaites.

# **Chapitre VII**

## **Réservoirs**

### **Introduction :**

Les réservoirs sont des ouvrages intermédiaires entre les conduites d'adductions et le réseau de distribution, ils jouent un rôle très important dans un réseau d'alimentation en potable et peuvent avoir plusieurs rôles.

#### **VII-1-Utilité des réservoirs :**

- Régularité dans le fonctionnement du pompage, contrairement au cas d'injections directes dans le réseau d'où simplification de l'exploitation.
- Sollicitation régulière des points d'eau, qui ne subissent pas les variations journalières et préservation des ouvrages et des nappes ou des gisements aquifères.
- Emmagasinement d'eau pendant les heures creuses de consommation et restitution pendant les heures où la consommation devient importante.
- Continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Régularité de la pression dans le réseau de distribution.
- Disponibilité de la réserve d'incendie.
- Briser la charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Jouer le rôle de relai.
- Dans le cas où le réseau est étendu longitudinalement, et que de faibles pressions apparaissent aux points éloignés, on peut installer un deuxième réservoir (d'extrémité ou d'équilibre).

#### **VII-2-Classification des réservoirs :**

##### **VII-2-1-Selon le matériau :**

- Réservoirs métalliques.
- Réservoirs en maçonneries.
- Réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint.

##### **VII-2-2-Selon la situation des lieux :**

- Réservoirs enterrés.
- Réservoirs semi-enterrés.
- Réservoirs surélevés sur tour.

#### **VII-3-Emplacement et altitude des réservoirs :**

L'emplacement d'un réservoir dépend de la topographie. Il doit permettre d'assurer une pression au moment de pointe. Pour cela l'altitude de la cuve (radier) doit être supérieure à la plus grande cote piézométrique nécessaire au niveau du réseau de distribution. [1].

Pour déterminer la cote du radier, il faut donc évaluer la perte de charge entre le réservoir et la plus haute cote piézométrique à desservir, ce qui définira le type de réservoir à adopter. La cote du radier de la cuve, pourra être augmentée de quelques mètres pour tenir compte d'éventuelles extensions futures de l'agglomération. [1].

### **VII-4-Principe de la construction :**

Les réservoirs doivent être construite en matériau durable, l'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se dégager ni communiquer à l'eau des saveurs ou odeurs désagréables. Ils doivent être protégés contre toute pollution d'origine extérieure (pluies, poussière, infiltration des eaux souterraines) et contre les élévations importantes de la température. Ils doivent être aérés pour éviter la contamination de l'eau. Ils doivent être faciles d'accès pour le nettoyage et leur installation doit permet de vérifier en tout le temps leur étanchéité et les fissures probablement apparente. [1].

En effet des dispositions sont prises pour assurer un approvisionnement en eau potable pendant la mise en service.

### **VII-5-Choix de la forme du réservoir :**

#### **VII-5-1-Formes :**

En générale, les réservoirs sont rectangulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit être adapté à la forme en parcelle ou aux conditions du terrain). Ces formes permettent une construction statique sans surprises et adaptable, une exécution solide ainsi que des agrandissements ultérieurs sans difficultés majeures. [1].

Des grands réservoirs circulaires peuvent être réalisés en béton précontraint. Dans la plupart des cas, on ne réalise pas d'économies substantielles par rapport aux réservoirs rectangulaires.

Pour notre projet on choisir des réservoirs du forme circulaire où les avantages sont :

- Une bonne stabilité et un moindre risque de fissuration.
- Une capacité importante de stockage et bonne brassage.
- Facilité du nettoyage et de l'entretien.

#### **VII-5-2-Hauteur d'eau :**

La hauteur optimale d'eau utile est située entre 3 et 6 m, cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m pour les grands ouvrages.

### **VII-6-Equipement des réservoirs :**

#### **VII-6-1-Conduite d'arrivée :**

De préférence en siphon noyé ou par le bas toujours à l'opposé de la conduite de départ pour provoquer le brassage. Cette arrivée permet le renouvellement d'eau par le mélange en créant de perturbations et un écoulement par rouleaux.

#### **VII-6-2-Conduite de départ :**

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelques cm au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée des matières en suspension.

L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse.

**VII-6-3-Conduite de trop plein :**

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir en cas où une pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté chaque cuve doit avoir une conduite de trop plein.

**VII-6-4-Conduite de vidange :**

Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne et se raccorde généralement à la conduite de trop plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts des sables (difficulté de manœuvre).

**VII-6-5-Conduite de by-pass :**

Relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir. Utile pour maintenir l'alimentation du réseau quand le réservoir est isolé pour son entretien.

**VII-6-6-Matérialisation de la réserve d'incendie :**

- Système à siphon : le siphon se désamorce quand le niveau de la réserve est atteint, grâce à l'évent, pour que la réserve ne soit pas entamée. Ainsi la réserve est constamment renouvelée tout en restant disponible.
- Système à deux prises : rarement utilisé du fait de l'existence d'une tranche d'eau morte (la réserve de sécurité n'est pas convenablement renouvelée).

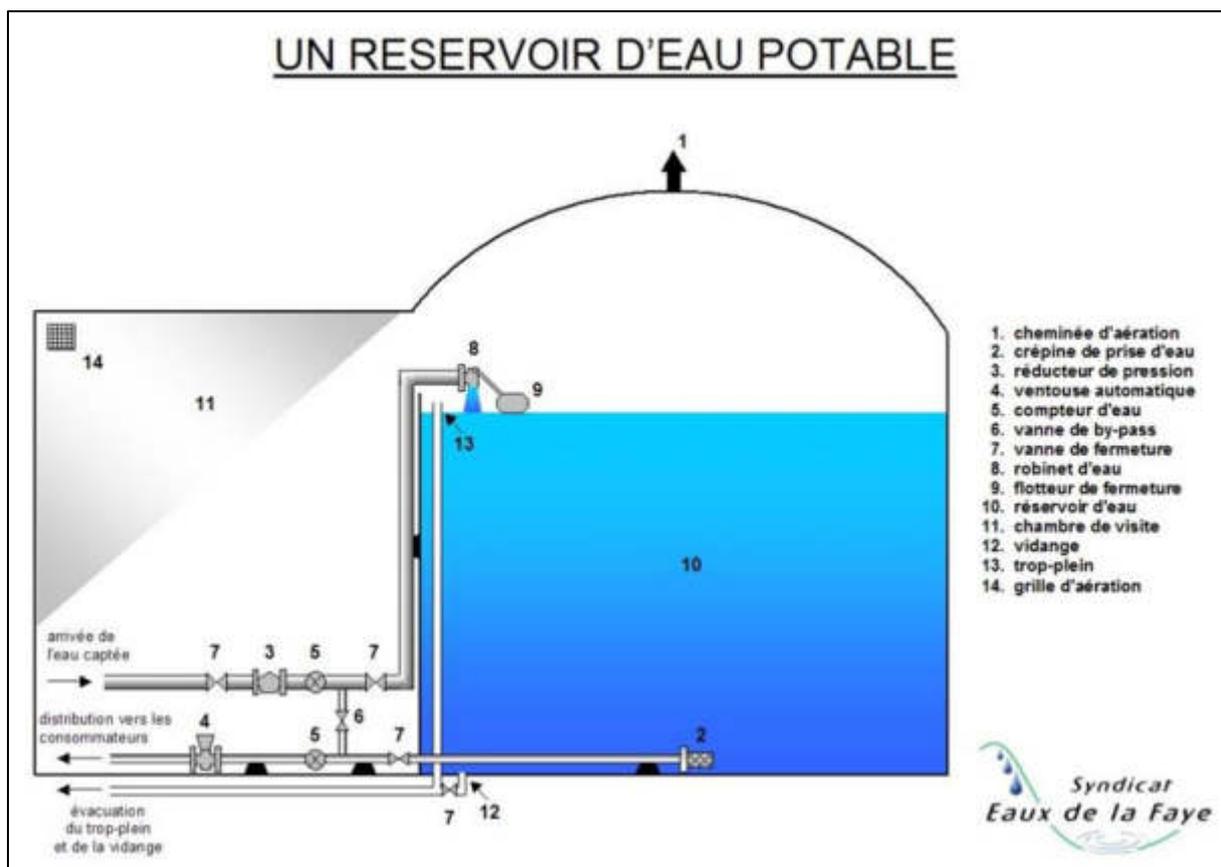


Figure VII-1 : réservoir d'eau potable.

### VII-7-Détermination de la capacité des réservoirs :

Pour satisfaire au rôle qu'ils doivent jouer, le réservoir doit avoir une capacité suffisante. Cette dernière doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie.

C'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situé en amont et, d'autre part de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières de débit de consommation en tenant compte du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

#### VII-7-1-Principe de calculs :

Pour estimer la capacité d'un réservoir, il y'a deux méthodes :

##### VII-7-1-1- Méthode graphique :

La méthode graphique tient compte de la courbe de consommation totale et de la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage. La capacité est déduite à partir des extrêmes des cumuls de la consommation vis-à-vis de celle des apports.

##### VII-7-1-2-Méthode analytique :

Connaissant le régime de consommation de l'agglomération ainsi le régime de travail de la station de pompage, on détermine analytiquement la capacité du réservoir d'après le tableau (Tableau VII-1)

$$V_r = \frac{a \cdot Q_{max.j}}{100} \dots\dots\dots VII-1$$

Avec :

$V_r$  : capacité résiduelle en  $m^3$ .

$a$  : fraction horaire du débit maximum journalier en %.

$Q_{max.j}$  : consommation maximale journalière.

Le volume total se détermine en ajoutant le volume d'incendie au volume résiduel.

$$V_T = V_r + V_{inc} \dots\dots\dots VII-2$$

Avec :

$V_T$  : capacité totale du réservoir en  $m^3$ .

$V_{inc}$  : volume d'incendie estimé à  $120 m^3$ .

**VII-7-2-Calcul du volume du réservoir :**

Dans notre cas, on va utiliser la méthode analytique pour calculer la capacité du stockage pour satisfaire les besoins de notre agglomération à l'horizon d'étude. Avec un temps de pompage de 20 heures.

**Tableau VII-1 :** Détermination de la capacité du réservoir d'alimentation (refoulement non uniforme)

Heures	Consommation d'eau en %	Refoulement d'eau en %	Arrivée d'eau du réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste dans le réservoir
0-1	3.00	0	-	3.00	6.80
1-2	3.20	0	-	3.20	3.60
2-3	2.50	0	-	2.50	1.10
3-4	2.60	0	-	2.60	<b>-1.50</b>
4-5	3.50	5	1.50	-	0.00
5-6	4.10	5	0.90	-	0.90
6-7	4.50	5	0.50	-	1.40
7-8	4.90	5	0.10	-	1.50
8-9	4.90	5	0.10	-	1.60
9-10	5.60	5	-	0.60	1.00
10-11	4.80	5	0.20	-	1.20
11-12	4.70	5	0.30	-	1.50
12-13	4.40	5	0.60	-	2.10
13-14	4.10	5	0.90	-	3.00
14-15	4.20	5	0.80	-	3.80
15-16	4.40	5	0.60	-	4.40
16-17	4.30	5	0.70	-	5.10
17-18	4.10	5	0.90	-	6.00
18-19	4.50	5	0.50	-	6,5
19-20	4.50	5	0.50	-	7.00
20-21	4.50	5	0.50	-	7.50
21-22	4.80	5	0.20	-	7.70
22-23	4.60	5	0.40	-	8.10
23-24	3.30	5	1.70	-	<b>9.80</b>

Le volume utile du réservoir égale :

$$V_u = \frac{|9.80| + |-1.50|}{100} * 13543.33$$

$$V_u = 1530.40\text{m}^3$$

La capacité totale du réservoir sera :

$$V_t = V_u + V_{inc} \dots \dots \dots \text{VII-3}$$

$$V_t = 1530.40 + 120$$

$$V_t = 2000\text{m}^3$$

Donc, on projette un réservoir de  $2000 \text{ m}^3$ .

### VII-8-Dimension du réservoir :

VII-8-1-Calcul du diamètre du réservoir :

H=3 à 6 m ; on prend H=6 m.

$$V = S.H \dots\dots\dots \text{VII-4}$$

$$S = \frac{V}{H} = \frac{2000}{6} \dots\dots\dots \text{VII-5}$$

Alors

$$S = 333.33\text{m}^2$$

On a

$$: S = \frac{\pi.D^2}{4} \dots\dots\dots \text{VII-6}$$

$$D = \sqrt{\frac{4.S}{\pi}} \dots\dots\dots \text{VII-7}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * 333.33}{\pi}} = 20.60\text{m}$$

On prend : D=21 m.

VII-8-2-Hauteur de la réserve d'incendie :

$$H = \frac{V_{inc}}{S} = \frac{120}{333.33} = 0.36\text{m}$$

H=0.36m

### Conclusion :

Après avoir calculé la capacité du stockage pour l'alimentation en eau potable du pôle urbain de SAFSAF, il est nécessaire d'implanter un réservoir de capacité de  $2000\text{m}^3$ .

# **Chapitre VIII**

## **Protection de conduite contre les phénomènes transitoires**

### **Introduction :**

Contrairement au cas du régime permanent, le régime transitoire est caractérisé par des variations de pressions et de vitesses dans le temps. Ces variations sont accompagnées par le phénomène de propagation des ondes de pression qui parcourent le réseau pendant certain temps jusqu'à leur amortissement et l'établissement d'un nouveau régime permanent.

Ces événements peuvent survenir suite à des manœuvres normales sur la canalisation ou à des incidents (panne d'une pompe, erreur de manipulation des vannes...etc.).

### **VIII-1-Problèmes liés au régime transitoire :**

Lors d'un coup de bélier, des efforts de pressions très importants interviennent. Les efforts sont particulièrement néfastes pour les tuyaux qui ne peuvent supporter des variations de pression trop grandes. Les conséquences principales sont : [1].

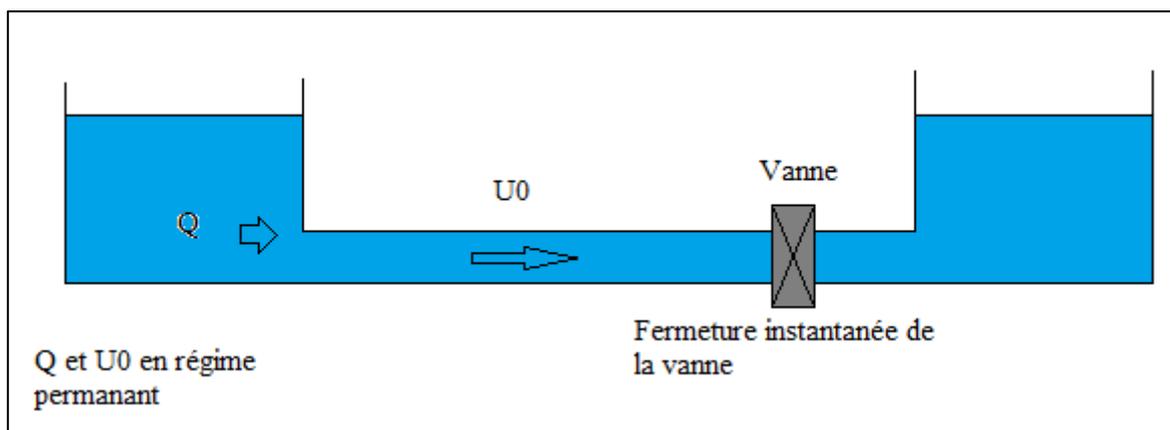
- Sensibilité des conduites aux surpressions et aux dépressions, surtout au niveau des joints (aspiration des joints, fuite, rupture des canalisations...etc.).
- Lorsque l'onde de pression se forme, si la pression devient inférieure à la pression de vapeur saturante, la cavitation apparaît.

Le phénomène de vibration sera d'autant plus fort que :

- La vitesse de l'eau est élevée.
- La longueur de canalisation est grande.
- Le diamètre de canalisation est petit.
- La fermeture de l'eau est rapide.

### **VIII-2-Description du phénomène transitoire :**

On prend le cas d'une vanne pour examiner les étapes du coup de bélier.



**Figure VIII-1 :** Exemple d'une fermeture d'une vanne.

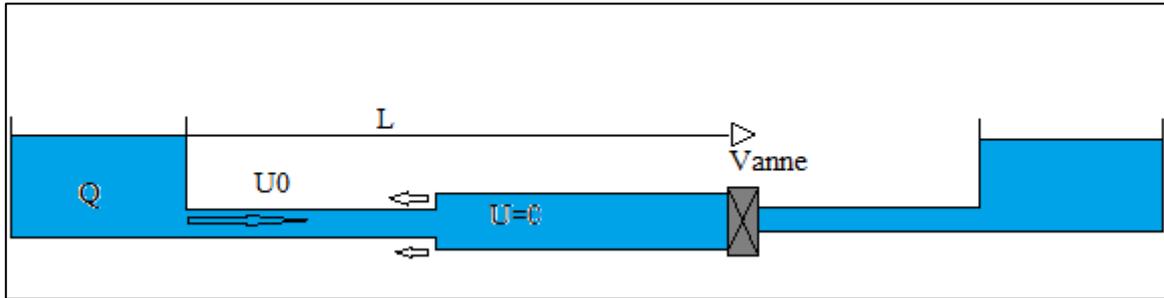
Lorsque la fermeture brutale de la vanne, les particules liquides trouvent devant elles un obstacle infranchissable, leur énergie cinétique se transforme en énergie potentielle qui se

manifeste dans la compression du liquide et la dilatation de la conduite. La masse volumique de l'eau va alors légèrement augmenter.

**VIII-2-1-Etape 1 :**

Propagation très rapide jusqu'au réservoir amont (plus la conduite est rigide plus la vitesse de propagation est rapide). On appelle « a » la célérité de l'onde, « L » longueur de la conduite ( $a \gg U$ ). [1].

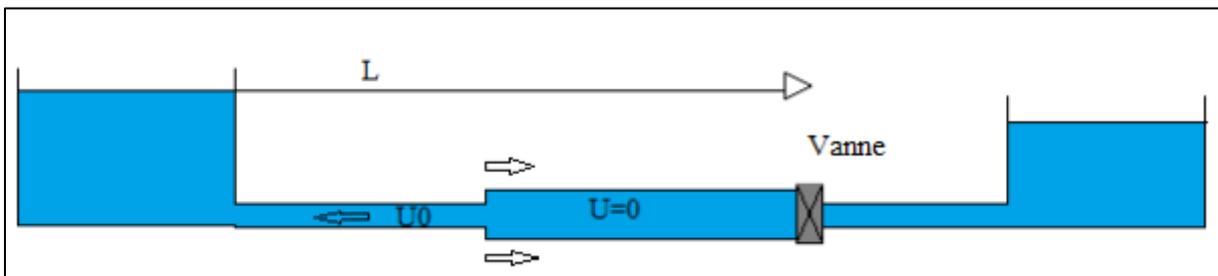
L'étape dure de  $t=0$  à  $t = \frac{L}{a}$ .



**Figure VII-2 :** La 1<sup>ère</sup> étape du coup de bélier.

**VIII-2-2-Etape 2 :**

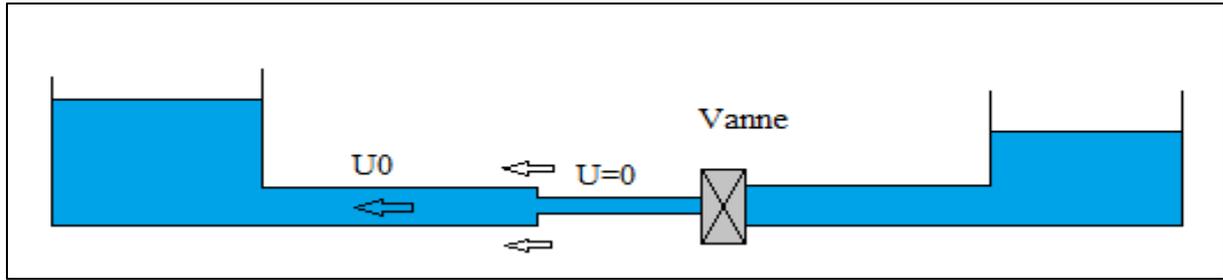
Arrivée de l'onde au réservoir amont. La pression redevient normale, le diamètre et la masse volumique également. Le fluide se déplace dans le sens initial. Cette propagation dure du temps  $t = \frac{L}{a}$  Au temps  $t = \frac{2.L}{a}$ .



**Figure VII-3 :** La 2<sup>ème</sup> étape du coup de bélier.

**VIII-2-3-Etape 3 :**

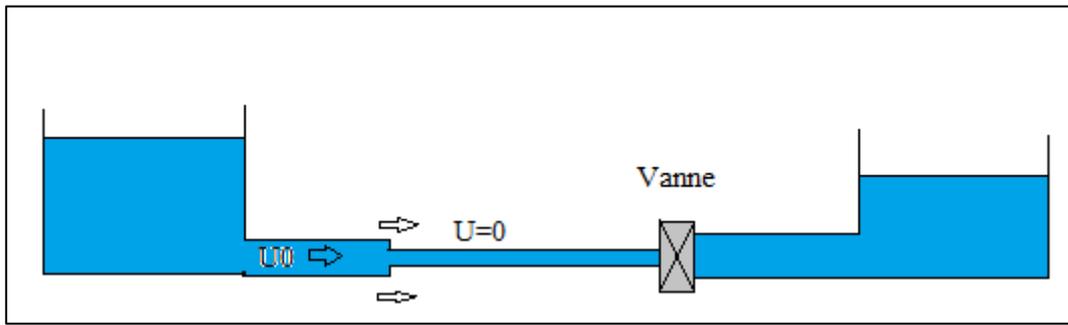
L'onde de pression revient vers la vanne, la conduite va alors se contracter.



**Figure VIII-4 :** La 3<sup>ème</sup> étape du coup de bélier.

**VIII-2-4-Etape 4 :**

Arrivée de l'onde de dépression au réservoir amont. La pression de la conduite s'équilibre avec celle du réservoir en induisant une vitesse  $U_0$  du réservoir vers la conduite.



**Figure VIII-5 :** La 4<sup>ème</sup> étape du coup de bélier.

On retrouve alors l'état initial, l'onde de pression se recrée et se propage vers l'amont. Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire de période  $4L/a$ . Il se reproduirait indéfiniment s'il n'était pas freiné par les pertes de charge dues au frottement de l'eau dans la conduite. [1].

**VIII-3-Détermination de la valeur du coup de bélier :**

**VIII-3-1-Cas d'une fermeture rapide :**

Une manœuvre est rapide lorsque le temps d'annulation du débit est inférieur ou égale à  $\frac{2L}{a}$ , ce qui correspond au temps nécessaire à l'allée d'une onde élastique.

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$\Delta h = \pm \left(\frac{a \cdot U_0}{g}\right) \dots \dots \dots \text{VIII-1}$$

**VIII-3-2-Cas d'une fermeture lente :**

Dans ce cas, on n'applique plus la formule Michaud :

$$\Delta h = \left(\frac{2.L.U_0}{g.T}\right)..... \text{VIII-2}$$

T :le temps de fermeture totale de la vanne.

**VIII-3-3-Détermination de la célérité du coup de bélier :**

La célérité d'onde est déterminée par la formule suivante :

$$a = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K D}{E e}}}.....\text{VIII-3}$$

Et dans le cas d'une conduite enterrée, on aura :

$$a = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + K \cdot \frac{2.r_i(1-v_m^2).(1-v_s)}{(1-v_m^2).r_i.E_S + E_m.e_m.(1-v_s)}}}.....\text{VIII-4}$$

**VIII-4-Les remèdes anti-bélier :**

- Les ventouses :

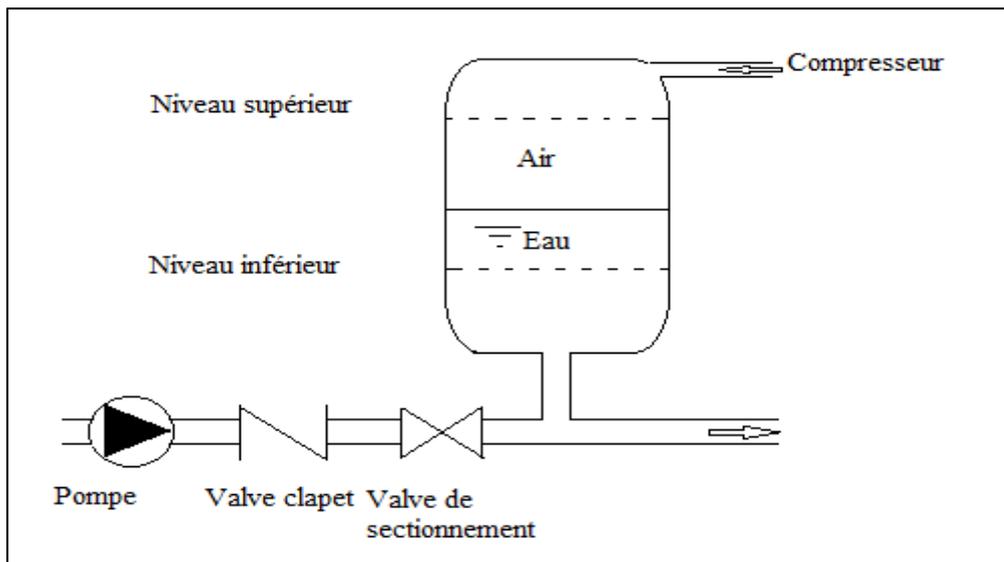
Une entrée d'air est possible dans le cas de dépression.

- Les soupapes :

Elles permettent de réguler la pression en laissant s'échapper un certain débit.

- Réservoir d'air anti-bélier :

Un réservoir à air comprimé est un réservoir fermé dont la partie supérieure contient de l'air sous pression et la partie inférieure contient un certain volume d'eau. Ainsi, lors d'un arrêt des pompes (par exemple), le réservoir se décomprime et fournit de l'eau à la conduite, réduisant l'abaissement de pression du au coup de bélier. Lorsque le sens de l'écoulement s'inverse, l'air du réservoir se comprime permettant ainsi de stocker un volume d'eau. [1].



**Figure VIII-6 :** Schéma d'un réservoir d'air anti-bélier.

- **Cheminée d'équilibre :**

Lorsque les conduites topographiques et les hauteurs géométriques le permettent, il peut être envisagé d'introduire une cheminée d'équilibre, constituée par un réservoir en contact avec la surface libre. Ce dispositif permet de réduire les efforts du coup de bélier. Il est toutefois à noter que ce dispositif anti-bélier est plutôt réservé pour les transferts d'eau brute et les forts débits. [1].

- **Volant d'inertie :**

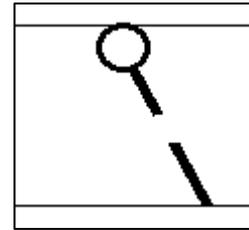
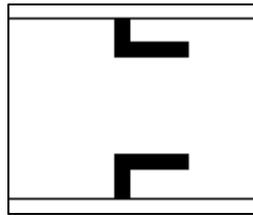
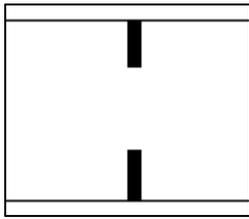
L'utilisation d'un volant d'inertie monté sur l'arbre du groupe électropompe peut permettre l'augmentation du temps d'arrêt. Economiquement, cette solution n'est pas viable que pour les conduites nécessiteraient des volants de taille exagérée ou impliqueraient des appels d'intensité de courant lors des phases de démarrage trop importants. [1].

- Utilisation de robinet vanne à fermeture lente ( $t > 2.L/a$ , le temps d'aller de l'onde, qui ne repart pas avec la même intensité).
- Pompe fonctionnent e turbine après l'arrêt.

### **VIII-5-Les organes d'étranglement :**

Il est nécessaire de prévoir à la base du ballon un étranglement qui amortira les oscillations et permettra de réduire le volume de la cloche. Cet étranglement pourra être constitué soit :

- D'un diaphragme.
- D'une tuyère.
- D'un clapet à battant percé.



**Figure VIII-7 : Diaphragme    Figure VIII-8 : Tuyère.    Figure VIII-9 : Clapet battant**

Pour isoler le réservoir d'air de la conduite en cas de besoin, un robinet vanne est nécessaire.

### **VIII-6-Etude de la protection d'une conduite de refoulement : réservoir d'air anti-bélier :**

Les réservoirs d'air anti-bélier assurent deux rôles :

- Atténuer les surpressions et les dépressions pour réduire la fatigue de la conduite.
- Alimentation de la veine liquide après arrêt du pompage.

#### **VIII-6-1-Calcul du volume du réservoir d'air anti-bélier :**

En général, le volume du réservoir d'air anti-bélier se détermine en supposant que la conduite est non-enterrée, ce qui ne reflète pas la réalité vue que les conduites sont généralement enterrées et ce qui nous donne un dimensionnement erroné du réservoir d'air.

Pour la détermination du volume d'air anti-bélier, on a choisi la méthode de VIBERT.

La méthode de VIBERT est une méthode graphique simplifiée de détermination du volume d'air, cela dit elle ne tient pas compte des pertes de charge, ni de la compressibilité de l'eau et de l'élasticité de la conduite.

En fonctionnement normale, les caractéristiques de l'air dans le réservoir d'air sont données par  $Z_0$  et  $U_0$ .

Avec :

$Z_0$  : pression absolue en mce.

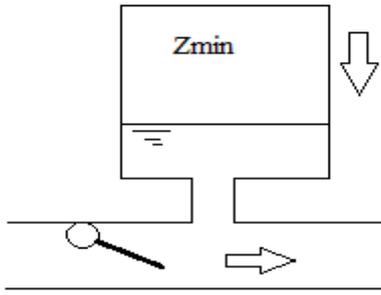
$U_0$  : volume d'air dans la cloche en régime permanent.

$$U_0 = \frac{V_0}{2.g.Z_0} \cdot \frac{L.S}{f\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} (\text{m}^3) \dots\dots\dots \text{VIII-5}$$

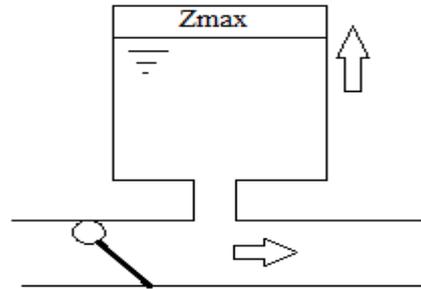
S : section de la conduite en  $\text{m}^2$ .

L : longueur de la conduite en m.

$$f\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = \frac{Z_0}{Z_{min}} - 1 - \text{Log} \frac{Z_0}{Z_{min}} \dots\dots\dots \text{VIII-6}$$



**Figure VIII-10 :** Cas d’une dépression surpression dans un réservoir d’air.



**Figure VIII-11 :** Cas d’une dans un réservoir d’air.

A la fin de la dépression : l’air occupe le plus grand volume et sa pression est donc faible ( $Z_{min}$ ).

A la fin de la surpression : l’air occupe le plus petit volume et sa pression est donc grande ( $Z_{max}$ ).

**VIII-6-2-Les caractéristiques de la conduite de refoulement :**

Le tableau VIII-1 : Caractéristiques de la conduite de refoulement.

Type de la conduite	Diamètre (mm)	Epaisseur (mm)	Longueur (m)	Hauteur géométrique	Débit refoulé (m <sup>3</sup> /s)	Section de la conduite (m <sup>2</sup> )	Vitesse d’écoulement (m/s)
PEHD	400	57.7	1281.8763	180	0.18	0.0636	2.03

**VIII-6-3-Calcul de la célérité de l’onde :**

**VIII-6-3-1-Cas d’une conduite enterrée :**

$$a = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1+K \cdot \frac{2 \cdot r_i \cdot (1-v_m^2) \cdot (1-v_s)}{(1-v_m^2) \cdot r_i \cdot E_S + E_m \cdot e_m \cdot (1-v_s)}}} \dots\dots\dots \text{VIII-7}$$

Avec :

a: rayon intérieur de la conduite (m).

$v_m$  : coefficient de poisson du matériau de la conduite en PEHD.  $v_m = 0,46$

$v_s$  : coefficient de poisson du sol entourant la conduite.  $v_s = 0,33$

$E_m$  : module de Young du matériau de la conduite.  $E_m=2.5.10^9$  Pa.

$E_S$  : module de Young du sol considéré.  $E_S=200. 10^9$ Pa

$e_m$  : épaisseur de la conduite(m)  $e_m=0.0577$ m.

Application numérique :

$$a = 453.697 \text{ m/s}$$

**VIII-6-3-2-Cas d'une conduite non enterrée :**

$$a = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K D}{E \cdot e}}} \dots\dots \text{VIII-8}$$

Application numérique :

$$a = 554.184 \text{ m/s}$$

**VIII-6-4-Calcul du volume d'air :**

**VIII-6-4-1-Cas d'une conduite enterrée :**

La valeur maximale du coup de bélier :

$$\Delta h=93.88 \text{ m.}$$

La charge statique absolue :

$$z_0 = H_g + 10 = 190.$$

La charge tenant compte du coup de bélier :

$$H_g + \Delta h = 180 + 93.88 = 273.88 \text{ m.}$$

La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = H_g + \Delta h + 10 = 180 + 93.88 + 10 = 283.88 \text{ m.}$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2 \cdot g} = 0.21 \text{ m.}$$

Utilisation de l'abaque de VIBERT :

D'abord, on calcule :

$$\frac{Z_{max}}{Z_0} = \frac{283.88}{190} = 1.494. \text{ et } \frac{h_0}{Z_0} = \frac{0.21}{190} = 1.107 \cdot 10^{-3}$$

Après l'utilisation du l'abaque VIBERT (annexe B), on trouve :

$$\frac{U_0}{L.S} = 1.8 \cdot 10^{-2}$$

$$\frac{Z_{min}}{Z_0} = 0.715$$

Alors :

$$U_0 = 1.8 \cdot 10^{-2} \cdot L.S$$

$$U_0 = 1.467 \text{m}^3 = 1467 \text{ l.}$$

Et

$$Z_{min} = 0.72 \cdot Z_0$$

$$Z_{min} = 135.85 \text{m}$$

$$\text{On a : } U_0 \cdot Z_0 = U_{max} \cdot Z_{min}$$

Ou :

$$U_{max} = \frac{U_0 \cdot Z_0}{Z_{min}} \dots\dots\dots \text{VIII-9}$$

$$U_{max} = \frac{1.467 * 190}{135.85}$$

En tenant compte de la sécurité :  $U_{max} = 2 \text{m}^3$

**VIII-6-4-2-Cas d'une conduite non enterrée :**

La valeur maximale du coup de bélier :

$$\Delta h = 114.678 \text{ m.}$$

La charge statique absolue :

$$z_0 = H_g + 10 = 190 \text{m.}$$

La charge tenant compte du coup de bélier :

$$H_g + \Delta h = 190 + 114.678 = 304.678 \text{m.}$$

La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = H_g + \Delta h + 10m = 314.678m.$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2.g} = 0.21m.$$

Utilisation de l'abaque de VIBERT :

D'abord, on calcule :

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = \frac{314.678}{190} = 1.656 \text{ et } \frac{h_0}{Z_0} = \frac{0.21}{190} = .10^{-3}$$

Après l'utilisation du l'abaque VIBERT (annexe B), on trouve :

$$\frac{U_0}{L.S} = 1.75.10^{-2}$$

$$\frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0.66$$

Alors :

$$U_0 = 1.75.10^{-2}.L.S$$

$$U_0 = 1.426m^3 = 1426 \text{ l.}$$

Et

$$Z_{\min} = 0.66.Z_0$$

$$Z_{\min} = 125.4m$$

$$\text{On a : } U_0.Z_0 = U_{\max}.Z_{\min}$$

Ou :

$$U_{\max} = \frac{U_0.Z_0}{Z_{\min}} \dots\dots\dots \text{VIII-9}$$

$$U_{\max} = \frac{1.426 * 190}{125.4}$$

En tenant compte de la sécurité :  $U_{\max} = 3m^3$

**Conclusion :**

Après l'étude du phénomène transitoire, on trouve que le volume du réservoir d'air anti béliet pour une conduite enterrée est inférieur à celle d'une conduite non enterrée. Donc pour des raisons économiques, on doit dimensionner le réservoir d'air anti-béliet pour le cas d'une conduite enterrée.

# **Chapitre IX**

## **Pose de canalisation**

### Introduction :

La pose de canalisation joue un rôle très important dans leur stabilisation, et leur durabilité, et par conséquent dans la durée de vie du réseau et son bon fonctionnement. Dans ce contexte, et dans le but d'obtenir une meilleure coordination des travaux sur terrain.

#### IX-1-Pose de canalisations :

Afin de répondre au critère de bonne mise en œuvre, il existe plusieurs variantes de pose de conduites :

- Pose de canalisations dans un terrain ordinaire.
- Pose de canalisations dans un terrain peu consistant.
- Pose de canalisations dans un terrain marécageux.
- Pose de canalisations en galerie.
- Traversées d'une rivière.
- Pose de canalisations sans ouverture de tranchée.

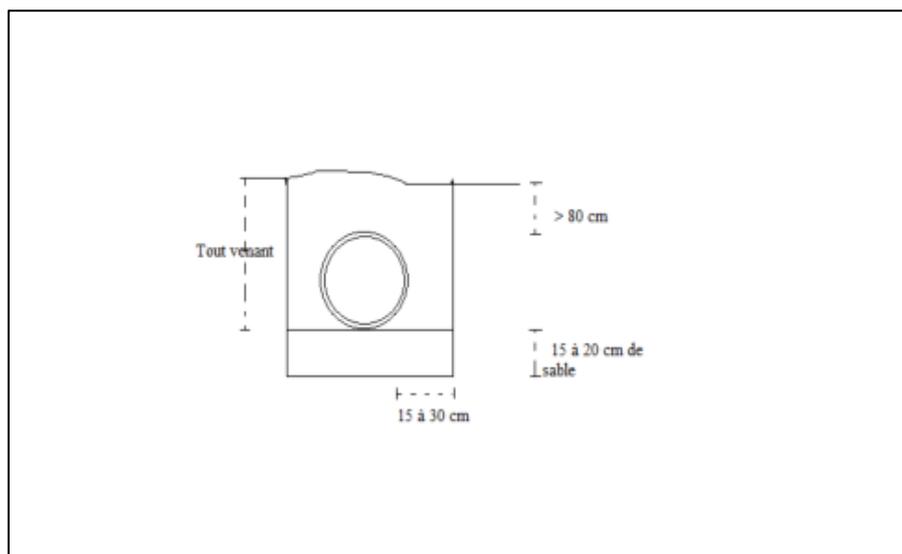
Le choix s'effectue en fonction de : la topographie du terrain et sa nature, la disposition des lieux et des différents obstacles qui peuvent être rencontrés.

##### IX-1-1-Pose de canalisations dans un terrain ordinaire :

La canalisation est posée en tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm.

La profondeur de la tranchée doit permettre de recevoir le lit en pose, la conduite et l'épaisseur du remblai (80 cm au minimum).

Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur entre 15 et 20 cm convenablement nivelé. [1].



**Figure IX-1 :** Pose d'une canalisation dans un terrain ordinaire. [1].

#### Remarque :

Dans notre projet, on opte à une pose de canalisation dans un terrain ordinaire.

### IX-1-2-Pose de canalisations dans un terrain peu consistant :

Pour éviter tout mouvement ultérieurement, la canalisation doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou pas selon la nature du sol.

Dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ceux-ci doivent être placés près des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol.

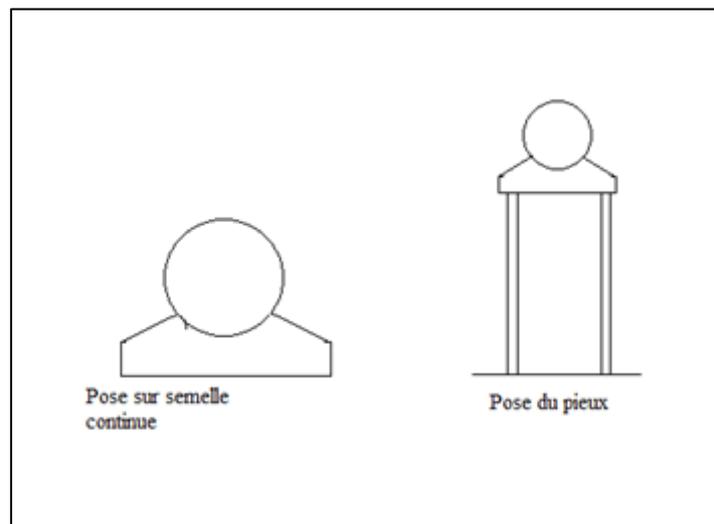


Figure IX-2 : Pose d'une canalisation sur un terrain peu consistant. [1].

### IX-1-3-Pose de canalisations dans un terrain marécageux :

Il est prévu dans un tranchée au moyen pour le drainage (conduite par exemple) couvert d'un lit de gravier de gros calibre par la suite un lit en béton armé sur lequel repose la conduite.

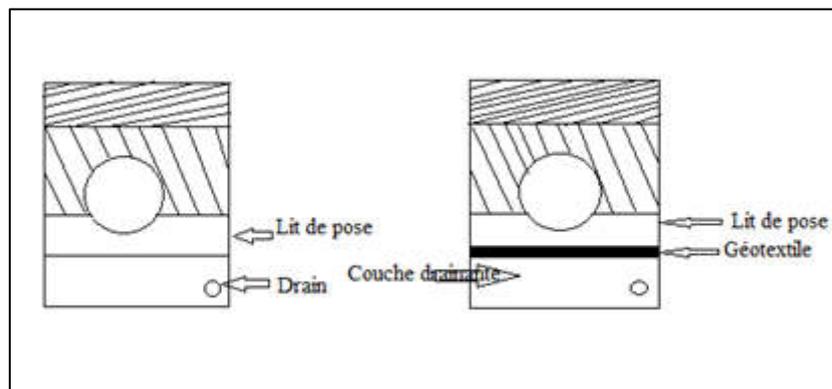
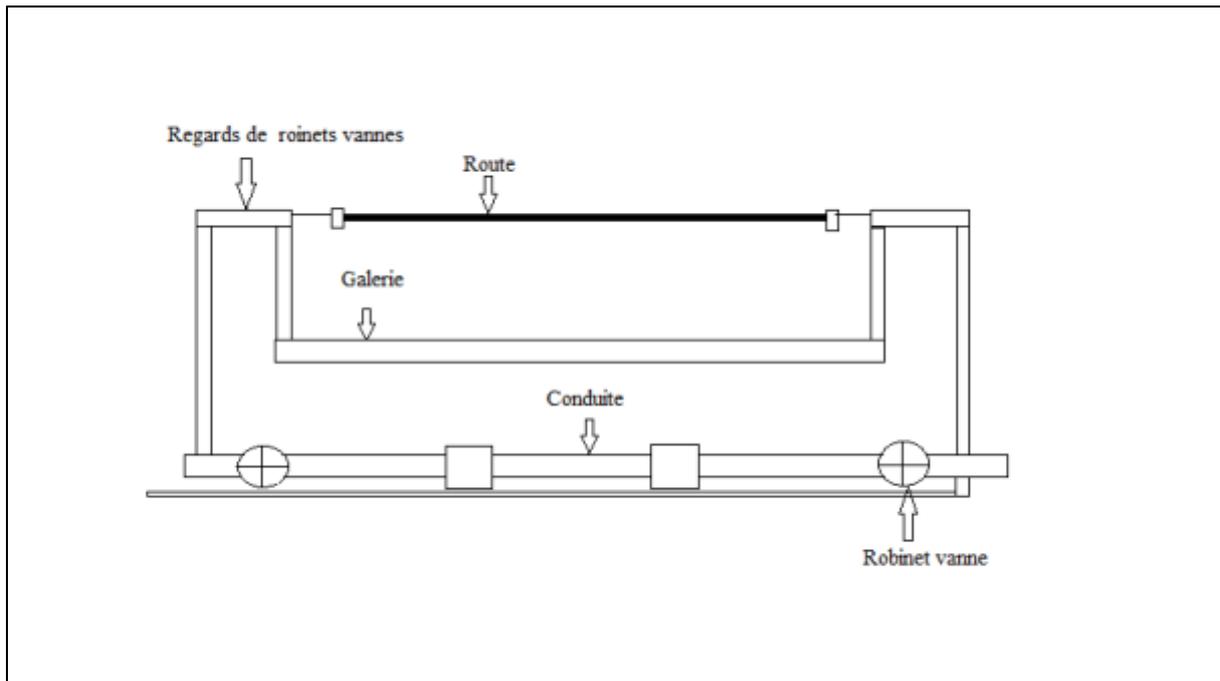


Figure IX-3 : Pose d'une canalisation dans un terrain marécageux. [1].

### IX-1-4-Pose de canalisations en galerie :

Un canal est prévu pour éviter et évacuer les eaux stagnantes dans la galerie et déverser dans l'égout voisin. Les canalisations de petit diamètre peuvent être dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés de deux cotés de la route. [1].



**Figure IX-4 :** Pose d'une canalisation en galerie. [1].

### IX-1-5-Traversées d'une rivière :

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée de l'importance de l'adduction.

L'existence d'un pont route servira également de support de la canalisation, où celle-ci sera accrochée au tablier.

La canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux (tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant contre les chocs (dû à la navigation par exemple).

Dans ce cas de traversée par le fond, on opte pour des canalisations en acier et en polyéthylène du fait de leur élasticité. Les joints type soudés sont maintenus par des butées de béton posées de part et d'autre des joints.

### IX-1-6-Pose de canalisations sans ouverture de tranchée :

Initialement mise en œuvre pour franchissement d'obstacles délicats (voie de chemin de fer, chaussée à forte circulation, cours d'eau, etc.). Les techniques de pose sans ouverture de tranchée sont plus en plus répandues, en milieu urbain notamment. [1].

Parmi les avantages : il faut relever une moindre gêne pour les riverains des chantiers, une sécurité accrue pour le personnel et pour les autres réseaux ou équipements enterrés, parfois une réduction des coûts. [1].

### IX-2-Stabilisation des conduites :

- Les conduites sont constituées par une suite de tuyaux assemblés par des joints. En dehors des cas où les joints sont à brides et soudés, il y a tendance sous la poussée

exercée par l'eau à déboitement des joints dans les parties coudées, les branchements et les pièces coniques.

- On construit alors des massifs en béton, qui par leur poids s'opposent à ce déboitement.
- Ces massifs associés à des fers d'amarrage, sont parfois nécessaires même pour des conduites à joints soudés ou à brides.
- Les poussées sur les éléments de conduites se calculent par la formule :

$$F = K.P.S.....IX-1$$

Avec :

K : coefficient qui dépend de la géométrie de l'élément de conduite. [6].

**IX-2-1-Cas d'un coude :**

Soit une pression P régnant dans une conduite munie d'un coude α. La pression à prendre en compte est celle qui se manifeste pendant l'essai d'épreuve ; c'est-à-dire la pression de service majorée de 50%. On devra tenir compte également des surplus de pression dus au coup de bélier.

Pour trouver la valeur de la pression F, nous devons appliquer au déplacement de l'eau le théorème des quantités de mouvement projetés en prenant pour axe de projection la bissectrice de l'angle α.

Sur un coude, la poussée est dirigée suivant la bissectrice et tend à chasser le coude vers l'extérieur. Elle a pour valeur :

$$F = 2.P.S.\sin\frac{\alpha}{2}.....IX-2$$

**Tableau IX-1 :** Valeur de K selon le coude. [6]

Coude	Valeur de K
Coude 1/4	1.414
Coude 1/8	0.765
Coude 1/16	0.390
Coude 1/32	0.196

**IX-2-2-Extrémité d'une conduite :**

A l'extrémité de la canalisation, la poussée tend à décoller la plaque pleine. Elle a pour valeur :

$$F = P.S.....IX-3$$

$$K = 1$$

**IX-2-3-Cas d'un té :**

Quand une conduite secondaire où une conduite de même diamètre que la conduite principale vient se raccorder perpendiculairement à cette dernière, il est nécessairement utile de buter le raccordement par un massif de béton.

Sur un té, la poussée est dirigée suivant l'axe de la tubulure et a pour valeur :

$$F = P.S$$

Avec :

S : section de la tubulure en cm<sup>2</sup>. [6]

**IX-2-4-Cas d'un cône :**

Sur un cône, la poussée qui tend à chasser le cône dans la direction de la petite section a pour valeur :

$$F = P.(S - S').....IX-4$$

Avec :

S : grande section en cm<sup>2</sup>.

S' : petite section en cm<sup>2</sup>. [6]

**IX-2-5-Butées :**

Une butée poids constituée par un massif en béton oppose à la poussée de l'eau F une force F' proportionnelle à son poids Q, que l'on calcule par la formule :

$$F' = f.Q.....IX-5$$

Il est donc aisé de calculer le volume de béton à mettre en œuvre qui évitera tout déboitement des éléments de canalisation.

$$V = \frac{F}{f.\rho}.....IX-6$$

V : volume de béton à mettre en œuvre en m<sup>3</sup>.

F : poussée de l'eau calculée précédemment en daN.

f : coefficient de frottement entre béton et terrain.

ρ:masse volumique de béton en kg/m<sup>3</sup>(ρ=2100 kg/m<sup>3</sup>) [6].

**IX-3-Protection des conduites contre la corrosion**

La corrosion extérieure est due à des phénomènes extérieurs en liaison le plus souvent soit avec la nature du sol soit avec les installations électriques à courant continu situés au voisinage des conduites. [1].

On peut distinguer l'auto-corrosion et la corrosion électrolytique.

**IX-3-1-L'auto-corrosion (par formation de pile) :**

- La cytolyse ou corrosion électrochimique localisée : limitée à la surface du métal par l'étendue du terrain agressif, et due au mauvais isolement de la conduite.
- La géo-lyse ou corrosion électrochimique étendue : due à la formation d'une pile géologique par la mise en contact du métal avec deux zones de terrains différents.

**IX-3-2-Corrosion électrolytique :**

Ensemble des corrosions dues à de effets extérieurs, désignés sous le nom de courant vagabonds, particulièrement nombreux dans les régions industrielles et à proximité de lignes de tramways et de chemin de fer électriques.

On doit protéger les canalisations menacées par l'un ou l'autre de deux procédés suivants, qui peuvent d'ailleurs être employés simultanément.

- Isolement du métal de l'électrolyte : par l'emploi d'un revêtement isolent efficace, convient particulièrement en terrain très sec et de très forte résistivité.
- Protection cathodique de la conduite : on doit protéger cathodiquement quand la résistivité du terrain est au-dessous de  $50\Omega.m$ .

**IX-4- Les différents travaux de mises en place des canalisations :****IX-4-1- Matérialisation :**

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

**IX-4-2-Nivellement :**

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul, on détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

**IX-4-3- Excavation des tranchées :**

Cette opération se divise en deux étapes :

***1- Enlèvement de la couche végétale.******2-Réalisation des fouilles :***

La réalisation de la tranchée et le remblaiement dépendent des paramètres suivants :

- Environnement.
- Caractéristiques de la conduite (type de joint et diamètre).
- Nature du terrain (avec ou sans eau).

- Profondeur de pose.

**a- Largeur de la tranchée :**

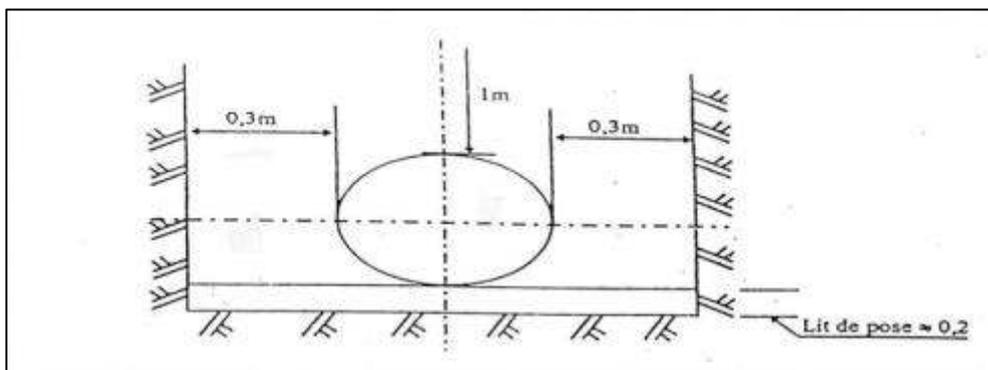
Elle doit être au minimum 0.60 m pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0.30 m d'espace de chaque côté de celle-ci. La largeur de la tranchée est donnée par la formule suivante :

$$B = D + (2 \times 0,30) \dots \dots \dots \text{en (m)} \dots \dots \dots \text{IX-7}$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (m). [6]



**Figure IX-5 :** Largeur d'une tranchée.

**b- La profondeur de la tranchée :**

La profondeur doit être suffisante. Elle varie de 0.60 m à 1.20 m pour assurer la protection de la conduite contre les variations de la température et le risque d'écrasement sous l'effet des charges et des surcharges.

On peut calculer la profondeur de la tranchée en utilisant la formule suivante

$$H = D + H_1 + H_2 \text{ (m)} \dots \dots \dots \text{IX-8}$$

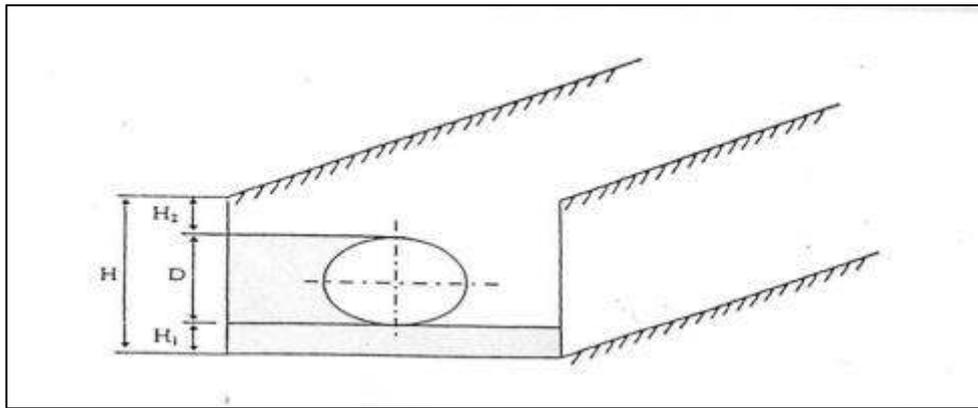
Avec :

H : la profondeur de la tranchée (m) ;

H<sub>1</sub> : profondeur du lit de pose prise égale à 0.2 m ;

H<sub>2</sub> : distance verticale séparant la génératrice supérieure de la conduite à la surface

D : diamètre de la conduite (mm). [6]



**Figure IX-6 :** Profondeur d'une tranchée.

### c- Lit de pose :

Avant la pose de conduite, nous procédons à la pose d'un lit de sable de 0,15 m à 0,2 m d'épaisseur nivelée suivant les côtes du profil en long. Dans notre cas il sera constitué par le gravier puisque le terrain est de nature ordinaire.

### Remarque :

Les calculs seront faits dans le chapitre suivant (X-Organisation de chantier : Tableau X-3). pour la conduite d'adduction et les conduites de distributions.

### X-4-4-Pose des conduites :

- 1- Avant la descente des conduites aux fouilles, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subi des chocs.
- 2- La descente des tuyaux doit être manipulée avec soin, ils seront posés lentement soit manuellement soit mécaniquement à l'aide d'un pose tube dans le fond de la fouille.
- 3- Chaque élément posé dans la tranchée doit être présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé, et au cours de la pose, il faut vérifier régulièrement l'alignement des tuyaux afin d'avoir une pente régulière entre deux regards, pour y opérer correctement on effectue des visées à l'aide des nivelettes tous les 80 m environ
- 4- Tous les débris liés à la pose doivent être retirés de l'intérieur du tuyau avant ou juste après la réalisation d'un emboîtement. Ceci peut être effectué en faisant passer un goupillon le long du tuyau ou à la main, selon le diamètre.
- 5- A chaque arrêt de travail un bouchon temporaire doit être solidement appliqué sur l'extrémité ouverte de la canalisation pour éviter l'introduction des corps étrangers. Cela peut faire flotter les tuyaux en cas d'inondation de la tranchée, auquel cas les tuyaux doivent être maintenus au sol par un remplissage partiel de la tranchée ou par étayage temporaire. [6]

**IX-4-5-Epreuve de joints et de la canalisation :**

Pour plus de sécurité l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai (pompe d'épreuve), qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0,2 bar.

**IX-4-6-Remblayage des tranchées**

Le remblai une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassé est effectuée manuellement en utilisant la terre des déblais, (tout élément indésirable étant exclu). Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm (Voir (X-Organisation de chantier : Tableau X-3)).

**IX-4-7-Nivellement et compactage :**

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

**IX-4-8-Désinfection du réseau :**

Lors de la pose, la terre ou les poussières peuvent être introduites à l'intérieur des conduites, pour éliminer ces corps étrangers, il est indispensable de procéder à un nettoyage et un rinçage du réseau avant de livrer l'eau à la consommation publique. Les principaux produits susceptibles d'être utilisés comme désinfectants sont :

- Le permanganate de potassium ( $\text{KMnO}_4$ ).
- Hypochlorite de calcium ( $\text{CaOCl}_2$ ).
- L'hypochlorite de sodium ( $\text{NaOCl}$  ou eau de javel).

Avec un temps de contact qui dépend du produit utilisé et de sa dose introduite ; en fin on procède au rinçage à l'eau claire.

**Conclusion :**

La pose de canalisation est très importante pour la réalisation d'un projet d'AEP.

Dans notre étude, on arrive à une pose de canalisation dans terrain ordinaire, cette pose nécessite une certaine méthode et étapes pour la mise en place de les canalisations en marche et en service.

# **Chapitre X**

## **Organisation de chantier**

## **Introduction :**

Dans ce chapitre nous allons développer les étapes et les méthodes de l'organisation du chantier, en investissant les moyens qu'il faut à la place qu'il faut et au moment qu'il faut.

### **X-1-Organisation de chantier :**

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais [7]. Pour cela nous distinguons :

- L'organisation des ressources humaines.
- L'organisation des travaux.

#### **X-1-1- L'organisation des ressources humaines :**

L'organisation des ressources humaines est définie comme étant la fonction du management ayant pour raison d'être la structuration organisationnelle, terme qualifiant le processus par lequel les managers établissent ou modifier la structure de leur entreprise. Cela requiert tout à la fois de choisir les distributions des postes spécialisées, établir des règles de conduites pour le personnel et de fixer le niveau auquel les décisions doivent être prises. Les éléments clés d'une structure organisationnelle sont [7]:

##### *1- Spécialisation du travail*

Composante de la structure organisationnelle par laquelle selon laquelle un individu effectue chaque étape d'une activité et non la tâche entière [7].

##### *2- Chaîne hiérarchique (ou de commandement)*

Principe de l'organisation selon laquelle chaque employé doit se référer à une seule et unique supérieure [7].

##### *3- Eventail de contrôle*

Il permet une étendue réduite des pouvoirs (six personnes au maximum), afin de conserver certaines proximités de supervision [7].

##### *4- Autorité :*

Droit inhérent à une position hiérarchique de donner des ordres et de leur voir exécutés. L'idée est de déléguer au long de la pyramide en accordant aux agents de maîtrise certains droits tout en posant des limites à leur marge de manœuvre. Lorsqu'un chef de projet délègue une autorité il doit bien choisir la personne, par exemple ingénieur conducteur des travaux [7].

##### *5- La motivation du personnel*

Le chef du projet doit motiver les personnels afin de bien réaliser le projet dans les délais, car les délais sont très importants dans un projet.

La motivation est le résultat d'une situation globale, qui consiste à placer une personne dans un environnement motivant. Un travail motivant doit être :

- Utile
- Valorisant et reconnu dans l'entreprise

- Défini par : Les objectifs et les critères de performance qui doivent être précisés et connus.
- Intéressant pour la personne en fonction :
- De ses compétences, De sa personnalité, ses ambitions (ses attentes individuelles)

### X-1-2- L'organisation des travaux :

Les étapes à suivre pour la réalisation des travaux de l'adduction, de distribution et de la réalisation de la station de pompage sont :

*Les étapes à suivre : Définir les volumes des travaux de :*

- 1- La station de pompage
- 2- Les conduites d'adduction et de distribution.
- 3- Définir dans chaque partie du projet les engins adaptés aux usages envisagés.
- 4- Elaborer le réseau selon la méthode CPM.

*Données du projet :*

- Les dimensions de la station de pompage
  - l : largeur = 16m.
  - L : longueur = 23m.
  - h : hauteur de poteaux = 4 m.
  - Poteaux : b\*b = 40\* 40.
  - Poutres : b\*b = 40\* 50
- Conduite d'adduction
  - Ø = 400 mm.
  - Nombre de conduite: N = 1.
  - longueur de conduite: l = 1281.876 m
- Conduite de distribution
  - Ø = 500 mm, 400 mm, 315 mm, 250 mm, 200 mm, 160 mm, 125 mm, 110 mm et 90 mm.
  - Nombre de conduite: N = 1.
  - Longueur de conduite: l = 6858.733m.

#### X-1-2-1-La station de pompage :

C'est un ouvrage construit en briques et en béton où les pompes sont installées à l'intérieur, permet le transfert d'eau vers un réservoir à travers une conduite par refoulement.

##### X-1-2-1-1-Détermination du volume de déblais :

- Le volume de déblais de chaque semelle peut être calculé de la manière suivante :

$$V_s = 2*2*2 = 8m^3$$

On a 30 fouilles donc:  $V_{sT} = 240 m^3$

- Détermination du volume de décapage:

$$V_{dec} = S_{dec} * h_{dec} \dots\dots\dots X-1 \quad \text{Et} \quad S_{dec} = L' * l' \dots\dots\dots X-2$$

$$\text{Avec : } L' = L + 0.8 + 0.8 = 23 + 0.8 + 0.8 = 24.6 \text{ m} \quad \rightarrow \quad L'=24.6 \text{ m}$$

$$l' = b + 0.8 + 0.8 = 16 + 0.8 + 0.8 = 17.6 \text{ m} \quad \rightarrow \quad l'=17.6 \text{ m}$$

$$\text{d'où: } S_{dec} = 24.6 * 17.6 = 432.96 \text{ m}^2 \quad \rightarrow \quad S_{dec}=432.96 \text{ m}^2$$

$$\text{On aura alors: } V_{dec} = S_{dec} * h_{dec} = 432.96 * 0.1 = 43.296 \quad \rightarrow \quad V_{dec}=43.296 \text{ m}^3$$

- Et le volume de déblais total sera :

$$V_d = V_{st} + V_{dec} = 240 + 43.296 = 283.296$$

$$\rightarrow \quad V_d=283.296 \text{ m}^3$$

### X-1-2-1-2-Détermination du volume du béton :

- Volume du béton de propreté des semelles (épaisseur de notre béton de propreté = 10cm)

$$V_{bp} = (2 * 2 * 0.1) * 30 \rightarrow V_{bp}=12 \text{ m}^3$$

- Volume du béton armé des semelles :( épaisseur de béton armé = 30cm)

$$V_{b.a.s} = (2 * 2 * 0.3) * 30 \rightarrow V_{b.a.s}=36 \text{ m}^3$$

- Volume du béton des demi-poteaux :

$$V_{dp} = (0.4 * 0.4 * 1.6) * 30 \rightarrow V_{dp}=7.68 \text{ m}^3$$

- Volume du béton des poteaux :

$$V_p = (0.4 * 0.4 * 4) * 30 \rightarrow V_p=19.2 \text{ m}^3$$

- Volume du béton de la ceinture inférieure (longrines):

$$V_{cin.in} = (23 * 16 * 0.5) - (0.4 * 0.4 * 0.5) * 30 - (3.5 * 4.2 * 0.5) * 20 \quad \rightarrow \quad V_{cin.in} = 34.6 \text{ m}^3$$

- Volume du béton de la ceinture supérieur:

$$V_{cin.sup} = V_{cin.in} = 34.6 \text{ m}^3$$

- Volume du béton de la chape inférieure:

$$V_{c.inf} = (3.5 * 4.2 * 4 + 3.5 * 4.1 * 16) * 0.07 \quad \rightarrow \quad V_{c.inf}=20.09 \text{ m}^3$$

-Volume du béton de la dalle supérieure :

$$V_{d.sup} = (23 * 16) * 0.07 \rightarrow V_{d.sup}=25.76 \text{ m}^3$$

### X-1-2-1-3-Détermination des maçonneries :

- Maçonneries (mur extérieur):

$$S_{m.i} = ((23 - 0.4 * 6) + (16 - 0.4 * 5)) * 8 - 4 * 3 - 4 * 1.5 * 2) * 2 \rightarrow S_{m.i}=505.6 \text{ m}^2$$

Pour les murs extérieur, on utilise une double cloison avec de brique (30\*20\*10).

La surface d'un seul brique est  $0.06^2$  m, où le nombre total du brique a utilisé est 8426 unités.

**X-1-2-1-4-Détermination du volume de remblais**

Puisque notre station de pompage est élevée de la terre d'une hauteur de 0,5m pour éviter tout risque d'inondation, donc il faut remplir les cases par le remblai et de préférence on utilise les dépôts des fouilles, et les terres qu'on les excavées.

- Volume des Remblais des fouilles:

$$V_{r.f} = 30 * (2 * 2 * 1.6 - 0.4 * 0.4 * 1.6) \rightarrow V_{r.f} = 184.32 m^3$$

- Volume des Remblais des cases :

$$V_{r.c} = (4.1 * 3.5 * 16 + 4.2 * 3.5 * 4) * (0.5 - 0.07) \rightarrow V_{r.c} = 124.012 m^3$$

**Tableau X-1 :** Les différents travaux de la station de pompage.

Désignation de travaux ou matériel utilisé	Unité	Quantité
Décapage	m <sup>3</sup>	43.296
Excavation des fouilles	m <sup>3</sup>	240
Béton de propreté	m <sup>3</sup>	12
Béton armé pour semelles	m <sup>3</sup>	36
Béton armé pour demi-poteaux	m <sup>3</sup>	7.68
Remblai des fouilles	m <sup>3</sup>	200
Béton armé pour longrines	m <sup>3</sup>	34.6
Béton armé de la ceinture sup	m <sup>3</sup>	34.6
Béton armé de la chape inf	m <sup>3</sup>	20.09
Béton armé de la dalle sup	m <sup>3</sup>	25.76
Béton armé des poteaux	m <sup>3</sup>	19.2
Remblai compacté des casiers	m <sup>3</sup>	124.012
Murs en briques de 30-20-10	Unité	8426

**Tableau X-2 :** Devis des différents travaux de la station de pompage.

Désignation de travaux ou matériel utilisé	prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Décapage	300	12988.8
Excavation	400	96000
Remblai compacté	450	145805.4
Béton de propreté	8000	96000
Béton armé	35000	6227550
Murs en briques	17	143242
Total	/	<b>6721586.2</b>

**X-1-2-2- Les conduites d’adduction et de distribution :**

**X-1-2-2-1- Le volume des déblais :**

On détermine le volume de déblais par les formules suivantes

$$v_{d(i,i+1)} = \frac{(S_i+S_{i+1})}{2} \cdot L \dots\dots\dots X-3$$

Avec :

- $S_i, S_{i+1}$  : La surface des sections (i) et (i+1) respectivement. (m<sup>2</sup>)
- L : Longueur de tranchée (i, i+1). (m)
- $V_d$ : Volume des terres comprises entre deux sections  $S_i$  et  $S_{i+1}$ . (m<sup>3</sup>)

La surface de la tranche

La forme des tranchées est trapézoïdale, et la section de cette forme sera calculée par la formule suivante :

$$S_i = h_i (b + m \cdot h_i)$$

Avec :

- b : largeur inférieure du trapèze.
- h : Hauteur du trapèze.
- m : Fruit du talus  $m = \cot \alpha$  avec  $\alpha = 45^\circ$

$$m = \cotg 45^\circ = 1 \Rightarrow m=1.$$

**X-1-2-2-2-Le volume des remblais :**

La surface de remblais est :  $S_r = S_d - S_c - S_s$ .....X-4

Avec :

$S_d$  : surface du déblai en (m<sup>2</sup>).

$S_c$  : surface de la conduite en (m<sup>2</sup>).

$S_s$  : surface du lit de sable en (m<sup>2</sup>).

Le calcul des volumes des remblais et comme le calcule de volume des déblais et donnée par la formule suivante :

$$V_{i,i+1} = \frac{(S'_i \cdot S'_{i+1})}{2} \cdot L$$
.....X-5

Avec :

$S'_i, S'_{i+1}$ : La surface de la section i (m<sup>2</sup>).

L : Longueur de tranchée (i, i+1). (m).

Les résultats sont donnés dans le tableau des volumes déblai, remblai, lit de sable pour la conduite d'adduction et pour les conduites de distribution...

Surface du lit de sable est :

$$S_{lit\ de\ sable} = 0.2 * (B + m * 0.2)$$
.....X-6

Et

La surface de la conduite :

$$S_{conduite} = \frac{\pi * D^2}{4}$$
.....X-7

**Tableau X-3 :** Les différents travaux de terrassement.

Conduite	Diamètre (mm)	B (m)	L (m)	Volume du lit de sable (m <sup>3</sup> )	Volume du déblai (m <sup>3</sup> )	Volume du remblai (m <sup>3</sup> )
Adduction	400	1	1281.876	307.65	5332.604	4863.438
Distribution	90	0.69	1.29	646.21	599.57	646.21
	110	0.71	1.31	3514.23	3259.91	3514.23
	125	0.725	1.325	538.85	499.71	538.85
	160	0.76	1.36	974.98	903.26	974.98
	200	0.8	1.4	7872.79	7281.27	7872.79
	250	0.85	1.45	3708.85	3420.72	3708.85
	315	0.915	1.515	1850.41	1699.15	1850.41
	400	1	1.6	1838.72	1677.09	1838.72
	500	1.1	1.7	233.24	210.88	233.24
Total	/	/	/	1671.68	26510.90	24415.01

**Tableau X-4 :** Devis des différents travaux de la pose conduite.

Désignation des travaux ou matériel utilisé	Unité	Prix unitaire (DA)	Volume des travaux	Montant (DA)
Les déblais	m <sup>3</sup>	400	26510.90	10604360
Les remblais	m <sup>3</sup>	450	24415.01	10986754.5
Le lit de sable	m <sup>3</sup>	1000	161768	161768000
Les conduites	m	1800	8140.609	14653096.2
Total				<b>198012210.7</b>

**X -1-2-3-Définition des engins de terrassement utilisés :**

Le matériel utilisé est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques va réduire considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique.
- Un dozer.
- Un chargeur.
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

**X-1-2-3-1- Pelle hydraulique :**

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs,

La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

Godet normal pour travail en butée. Godet rétro pour travail en fouille et en tranché. Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage. Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...). Dragline pour travail en fouille.

Pour une pelle équipée en rétro ou pelle hydraulique le godet est porté par un bras simplement articulé et actionner par des vérins hydraulique. Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.



**Figure X-1 :** Pelle hydraulique.

**X-1-2-3-2- Chargeur :**

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.



**Figure X-2 :** Chargeur.

**X-1-2-3-3-Compacteur (vibrateur de sol) :**

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées [6] .

**X-1-2-4- Détermination du coût total du projet :**

- Coût de la station de pompage : 6721586.2 DA
- Coût de la pose des conduites : 198012210.7 DA

D'où le devis total du projet sera :

$$D_T = 6721586.2 + 198012210.7 \quad \rightarrow \quad D_T = 204733796.9 \text{ DA}$$

**X-1-2-5-Panification des travaux :**

La planification consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- Installation des postes de travail.
- Observations instantanées.
- Analyse des tâches.
- Le chronométrage.
- Définition des objectifs et des attributions.
- Simplification des méthodes.

- Stabilisation des postes de travail. [8]

*1- Construction du réseau :*

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches.
- Détermination des tâches antérieures.
- Construction des graphes partiels.
- Regroupement des graphes partiels.
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.
- Construction finale. [8]

*2- Détermination du chemin critique :*

- Méthode CPM :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation

DCP : date de commencement au plus tôt

DCPP : date de commencement au plus tard

DFP : date de finition au plus tôt

DFPP : date de finition au plus tard

MT : marge totale

$$DFP = DCP + TR \dots \dots \dots X-7$$

$$DCPP = DFPP - TR \dots \dots \dots X-9$$

- Chemin critique :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTP) reliant les opérations possédant la marge totale nulle.

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante

$$MT = 0$$

La somme de TR = DTP. [8]

**X-1-2-5-1- La station de pompage :**

Les taches :

- Excavation - EXE - 6 jours
- Béton de propreté - BP - 5 jours.
- La semelle - SEM - 8 jours.
- Les demis poteaux - DP - 10 jours.
- Remblai des fouilles – R.F - 3 jours.
- Longrine - L - 8 jours.
- Remblai compacté - RC - 4 jours.
- Plâtre forme – PL - 11 jours.
- Les poteaux – P - 10 jours.
- Poutre supérieure - PS - 6 jours.
- Dalle - D - 5 jours.
- Cloisonnement – C - 6 jours.

Réseau a nœud pour de la station de pompage :

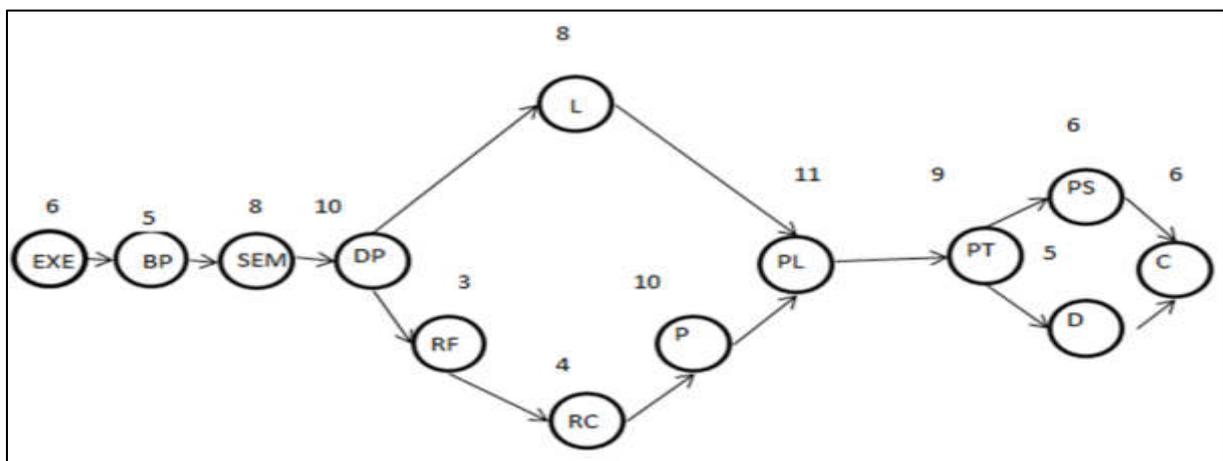


Figure IX-3 : Réseau à nœud de la station de pompage.

Calcul de temps de réalisation par la méthode des nœuds :

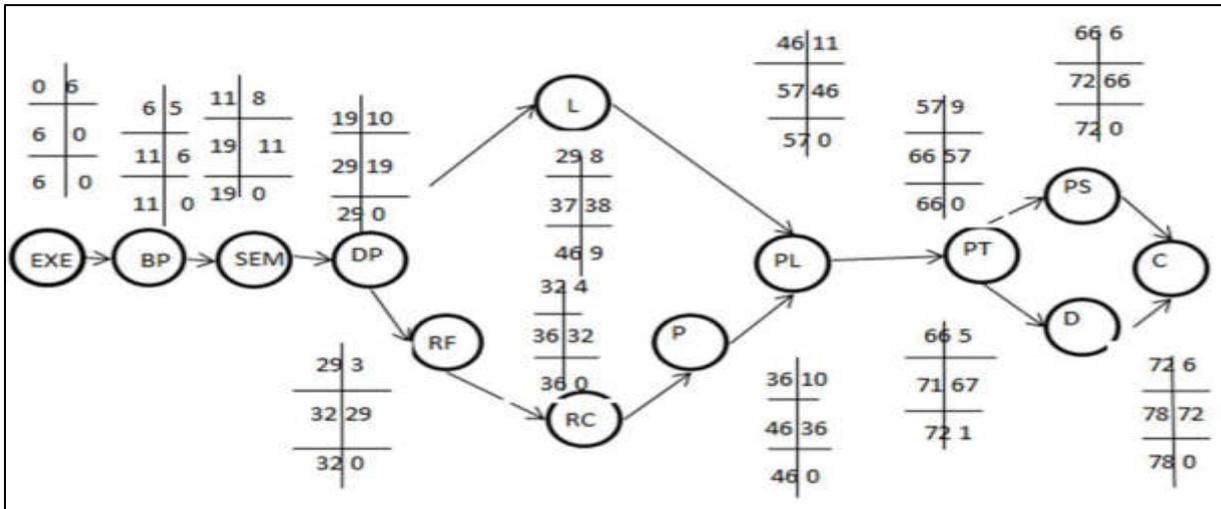


Figure IX.4 : Réseau à nœud détaillé.

Le chemin critique est :

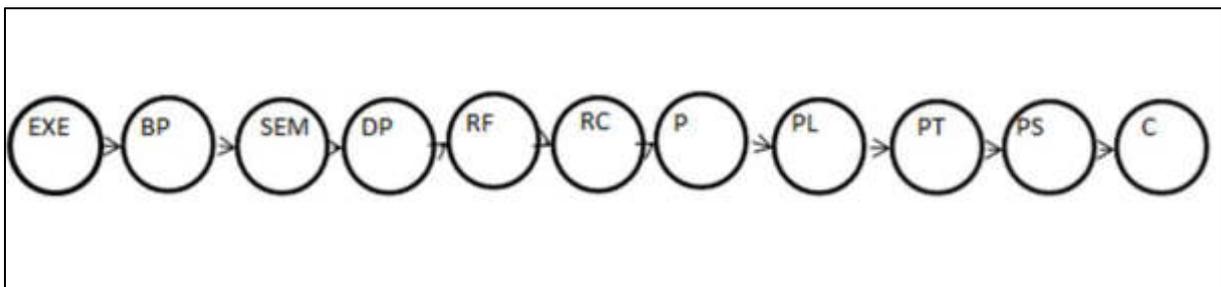


Figure IX-5 : Chemin critique.

Le temps de réalisation est donc :  $T = 78$  jours.

**X-1-2-5-2- La pose de conduite :**

Les taches :

- Décapage de la terre végétale - DEC - 5 jours.
- Excavation de la tranchée - EXC - 11 jours.
- Préparation de lit de sable - LS - 10 jours.
- Pose des conduites - PC - 10 jours.
- Remblais des tranches - RB - 6 jours.
- Compactage des tranches des collecteurs - C - 10 jours.

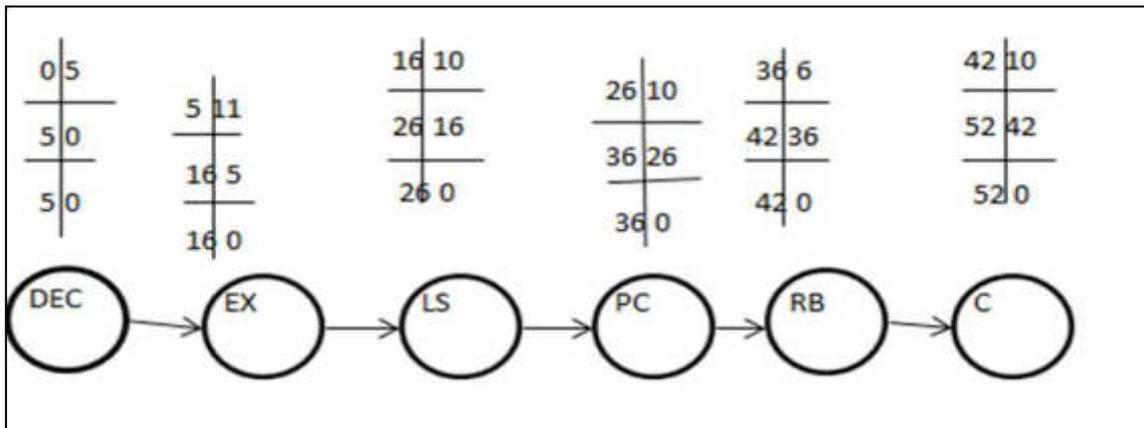


Figure IX-6 : Réseau à nœuds pose des conduites.

: Donc le réseau à nœud d'une seule tranche sera :

Le temps de réalisation est donc:  $T = 52$  jours.

### Conclusion :

On peut conclure que l'organisation de chantier est très importante pour la réalisation des projets ; elle nous détermine tous les volumes des travaux nécessaires pour la réalisation d'un ouvrage ou d'un autre, comme elle nous permet aussi de déterminer le coût de celui-ci.

L'organisation de chantier, définit aussi tous les engins utilisés sur le chantier et le choix finale des engins et basé sur une étude économique.

Et pour finir on peut dire que grâce à une bonne organisation du chantier on arrivera à achever les travaux dans les délais déterminés.

# **Conclusion Générale**

## **Conclusion générale :**

Dans ce mémoire de fin d'étude, et Après une analyse profonde des différents équipements de 10000 logements SAFSAF commune de MEFTAH Wilaya de BLIDA, ainsi l'estimation des besoins en eau de l'agglomération ; on a projeté une conduite d'adduction de refoulement en PE100PN25  $\varnothing$ 400mm, le refoulement est fait par des pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontales assurant un fonctionnement optimal du transfert de l'eau. Ces pompes alimentent le réservoir qui a les dimensions suivants :  $\varnothing$ 21 m et une hauteur 6m avec une capacité de stockage de 2000 m<sup>3</sup>, qui peut répondre aux besoins de l'agglomération jusqu'à l'année 2050, il alimente gravitairement un réseau de distribution.

Le réseau de distribution de type maillé composé de conduites non corrosives en polyéthylène haute densité PEHD PN16 avec des diamètres varient entre 90 et 500 mm qui répondent à la norme de potabilité et aux besoins de la population jusqu'à l'horizon d'étude, les vitesses varient entre 0.39 et 1.77 m/s. Ensuite, on a étudié les moyens pour protéger la conduite de refoulement contre le phénomène transitoire "Coup de bélier" et on choisit de mettre en service un réservoir d'air anti-bélier pour une conduite d'adduction enterrée pour des raisons économiques. Enfin on a adressé à l'achèvement du projet les différentes mesures prises pour bien mener notre projet.

## **Références bibliographiques**

- 1-SALAH B : Polycopie Cours d'alimentation en eau potable ENSH 1993.
- 2- Catalogue technique des tubes polyéthylène (PE. Chiali).
- 3-Dupont : Hydraulique urbaine (Tome II) (Editions Eyrolles paris 1979).
- 4-Petar Tomove : Etude expérimental et numérique de la cavitation aéré (ENSAM 2016)
- 5-Epanet 2.0 : Simulation et qualité pour les réseaux d'eaux sous pression (Manuel d'utilisateur 2003).
- 6-La pose de canalisation : pour l'adduction et la distribution de l'eau potable (France : Fondation de l'eau 1990).
- 7-Jacques Armand et Yves Raffestin : Conduite sur chantier (Edition de Moniteur 1989)
- 8-LADOUANI .A : Organisation de chantier et gestion des projets.

# **Annexe A**

**Annexe A : Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier**

Heure	Nombres d'habitant				
	Moins de 10000	De 10001 à 50000	De 50001 à 100000	Plus de 100000	Agglo. De type rural
0—1	1	1.5	<b>3.00</b>	3.35	0.75
1—2	1	1.5	<b>3.20</b>	3.25	0.75
2—3	1	1.5	<b>2.50</b>	3.3	1
3—4	1	1.5	<b>2.60</b>	3.2	1
4—5	2	2.5	<b>3.50</b>	3.25	3
5—6	3	3.5	<b>4.10</b>	3.4	5.5
6—7	5	4.5	<b>4.50</b>	3.85	5.5
7—8	6.5	5.5	<b>4.90</b>	4.45	5.5
8—9	6.5	6.25	<b>4.90</b>	5.2	3.5
9—10	5.5	6.25	<b>5.60</b>	5.05	3.5
10—11	4.5	6.25	<b>4.80</b>	4.85	6
11—12	5.5	6.25	<b>4.70</b>	4.6	8.5
12—13	7	5	<b>4.40</b>	4.6	8.5
13—14	7	5	<b>4.10</b>	4.55	6
14—15	5.5	5.5	<b>4.20</b>	4.75	5
15—16	4.5	6	<b>4.40</b>	4.7	5
16—17	5	6	<b>4.30</b>	4.65	3.5
17—18	6.5	5.5	<b>4.10</b>	4.35	3.5
18—19	6.5	5	<b>4.50</b>	4.4	6
19—20	5	4.5	<b>4.50</b>	4.3	6
20—21	4.5	4	<b>4.50</b>	4.3	6
21—22	3	3	<b>4.80</b>	4.2	3
22—23	2	2	<b>4.60</b>	3.75	2
23—24	1	1.5	<b>3.30</b>	3.7	1

Source (ouvrage d'AEP D'ABRAMOV)

# **Annexe B**

**Annexe B : Abaque de M. Vibert**

