

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 réseau d'alimentation en eau potable de la ville de " Djelida " (w.Ain defla) .**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0017-18

APA Citation ( توثيق APA):

**Benrokia, Ayyoub (2018). Etude du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de " Djelida " (w.Ain defla)[Mem Ing, ENSH].**

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE**

**THEME :**

**ETUDE DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE  
DE LA VILLE DE « DJELIDA » (W.AIN DEFLA)**

**Présenté Par :**

**BENROKIA Ayyoub**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
Mr : A.AMMARI	M.C.A	Président
Mme : S.BELLABES	M.A.A	Examineur
Mr : A.BOUFEKANE	M.C.B	Examineur
Mme : F.DERNOUNI	M.A.A	Examineur
Mr : O.BOUZIANE	M.A.A	Promoteur

**Session Septembre 2018**

# Dédicace

*Avant tout, je remercie **DIEU** qui a illuminé Mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études*

*Je tien tout d'abord à dédier ce modeste travail à mes très chers Parent **Mr Abd EL AZIZ** et **M<sup>me</sup> LALLAHOM** pour leurs sacrifices et leur soutien moral et matériels dont ils ont fait preuve pour que je réussisse tous le long de ma vie et mes études.*

*Je le dédie également à mes frères, et mes deux sœurs et ses enfants de ANFEL jusqu'à ABDELREZAK, Abd EL ILAH, SARA et Abd EL SEBOUH.*

*A tous mes amis d'hier et d'aujourd'hui avec qui j'ai passé les plus beaux moments de ma vie, et spécialement : abd el Nasser, Oussama housseem, ilyess, Noureddine, zaki, aziz, slimen, Youcef.*

*A tous qui me connaître et tous les hydrauliciens.*

*Benrokia Ayyoub*

# *Remerciement*

*Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.*

*Je tiens aussi à exprimer mes vifs remerciements à mon promoteur Mr BOUZIAN.O.*

*Et à tous ceux qui ont contribué de près ou loin à l'élaboration de ce travail.*

*Mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'évaluer mon travail.*

*BENROKIA AYYOUB*

*Septembre 2018*

## ملخص:

تعاني حاليا منطقة جليدة بولاية عين الدفلى من مشكل عويص من حيث التزويد بالمياه الصالحة للشرب. وهذا يعود إلى قدم أنابيب شبكة التوزيع . بالإضافة الى رداءة نوعية مياه الينابيع و قلتها. ومن خلال دراستنا هذه التي تهدف إلى تجديد شبكة التوزيع بصفة شاملة. قدمنا أولا نظرة عامة على الوضعية الحالية لمختلف الينابيع المائية لشبكة التوزيع، وكذلك مختلف منشآت التخزين للمنطقة، ثم انتقلنا إلى حساب الأبعاد الملائمة للشبكة الجديدة و ذلك من اجل تلبية حاجيات سكان المنطقة المدروسة.

## Résumé :

La ville de DJELIDA (W.AIN DEFLA) connaît actuellement un problème dans le domaine d'alimentation en eau potable. Ce problème est dû essentiellement à l'état vétuste du réseau de distribution où l'on note une mauvaise conception. En vue d'une rénovation totale du réseau, notre travail consiste d'abord à donner en premier lieu un aperçu général sur la situation actuelle des différentes ressources hydrauliques, réseau et ouvrages de stockage, par la suite procéder à son dimensionnement adéquat pour pouvoir satisfaire les besoins en eau de la zone.

Mots clés : eau potable, rénovation, réseau, ouvrage, dimensionnement.

## Summary:

DJELIDA ( W.AIN DEFLA) knows at present a problem in the field of the provisionment of drinking water. This problem is due essentially to the old state of mains where a bad designing and a lake of resources.

In order to renovate the whole mains, our work consists, at first, in giving, first of all, a general survey about the current situation of the different hydraulic resources, mains and stocking works; later on, in proceeding to its suitable sizing so as to provide for wants of water in the so-called zone.

## Sommaire

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

### Chapitre I : présentation de l'agglomération

Introduction .....	2
1-1- Objet de l'étude .....	2
1-2- Situation géographique .....	2
I-4- Situation topographique .....	3
I-5- Situation climatique.....	3
I-5-1- Précipitations.....	3
I-5-2 – Température.....	4
I-5-3- Le Vent.....	4
I-8- Situation hydrologique .....	5
I-9- Situation hydraulique .....	5
I-9-1 : Forages .....	5
I-9-2 : Réservoirs de stockage .....	6
I-9-3 : Réseau de distribution actuel.....	6
I-9-4 : Adduction actuelle.....	7
I.6. Conclusion .....	7

### Chapitre II : Estimation des besoins en eau

II. Introduction .....	8
II-1-Evolution de la population dans le temps et le taux d'accroissement.....	8
II.1-1 : Evaluation de la population .....	8
II.2-Estimation des besoins en eau .....	9
II-3-1.Coefficients d'irrégularité Journalières.....	13
II-3-2.Coefficients d'irrégularité Horaires .....	14
II-3-3.Détermination des débits journaliers .....	16
II-3-4.Détermination des débits <i>horaires</i> .....	16
II-4-Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant .....	18
II-5-Calcul de la consommation horaire.....	19
II-6-Détermination des coefficients d'irrégularités max et min horaires graphiquement .....	21
Conclusion.....	22

### **Chapitre III : Capacité des réservoirs et bilan d'eau**

III.1 : Introduction .....	23
III.2. Rôle des réservoirs .....	23
III.3. Choix du type du réservoir .....	24
III.4. Equipement du réservoir .....	24
III.4.1 Conduite d'arrivé ou d'alimentation.....	25
III.4.2 Conduite de départ ou de distribution.....	25
III.4.3 Conduite de trop-plein .....	26
III.4.4 Conduite de décharge ou de vidange .....	26
III.4.5 Conduite by-pass .....	26
III-5. Réservoirs et leurs capacités .....	26
III-6.Détermination de la capacité du réservoir d'Arrivé.....	27
III-7 Vérification de la capacité existant .....	27
III-8.Principe de calcul .....	28
CONCLUSION .....	31

### **Chapitre IV : Conception et dimensionnement du réseau de distribution**

IV.1. Introduction.....	32
IV.2. Définition et aspect descriptif .....	32
IV.2.1. Les conduites .....	32
IV.2.2. Les nœuds.....	32
IV.3. Topologie du réseau .....	32
IV.3.1. Les réseaux ramifiés .....	33
IV.3.1. Les réseaux maillés .....	33
IV.3.2. Réseau étagé .....	33
IV.4. Conception du réseau .....	34
IV.4.1. Principe du tracé du réseau.....	34
IV.4.2. Choix du type de matériau.....	34
IV.4.3. Les conduites métalliques .....	35
IV.4.4. Les conduites à base de ciment .....	37
IV.5. Présentation du logiciel de calcul.....	40
IV.5.1 : EPANET.....	40
IV.5.2. Avantages .....	41
IV.5.3. Modélisation Hydraulique .....	41
IV.6. Calcul hydraulique du réseau .....	42

IV.6.1. Détermination des débits du réseau.....	42
IV.6.2. Répartition arbitraire des débits.....	46
IV.6.5. Interprétation des résultats.....	55
Conclusion.....	56

### **Chapitre V : Accessoires du réseau de distribution**

V.1. Introduction .....	57
V.2. Rôle des accessoires .....	57
V.3. Organes accessoires utilisés dans le réseau .....	57
V.3.1. Robinets vannes .....	57
V.3.2 : Poteaux d'incendie .....	59
V.3.3 : Les raccordements .....	60
V.3.5. Organes de mesure.....	63
V.3.6. By-pass .....	64
Conclusion.....	64

### **Chapitre VI : Pose de canalisation et organisation de chantier**

VI.1. Introduction.....	65
VI.2. Choix et type de pose de canalisation pour l'agglomération .....	65
VI.2.1. Pose de canalisation en terre.....	65
VI.2.2. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement .....	66
VI.3.2 Les différents travaux de mises en place des canalisations.....	66
VI.3.3. Excavation des tranchées.....	66
VI.3.4. Pose des conduites.....	70
VI.3.5. Epreuve de joints et de la canalisation .....	70
VI.3.6. Remblayage des tranchées.....	70
VI.3.7. Nivellement et compactage .....	72
VI.4. Définitions des engins de terrassement utilisés.....	72
VI.5. Calcul de la capacité de la pelle .....	74
VI.5.1. Rendement d'exploitation de la pelle choisie.....	76
VI.5.2. La durée d'excavation .....	76
VI.5.3 Calcul du volume des remblais .....	77
VI.6. Elaboration Du Planning D'exécution Des Travaux.....	78
VI.6.1. Planification des travaux .....	78



VI.6. Estimation de coût des terrassements .....	80
V.6.2. Devis global .....	81
Conclusion.....	82

## **Chapitre VII : Protection et sécurité du travail**

VII.1. Introduction.....	83
VII.2. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique.....	83
VII.2.1. Facteurs humains.....	83
VII.2.2. Facteurs matériels.....	83
VII.3. Liste des conditions dangereuses .....	84
VII.4. Liste des actions dangereuses .....	84
VII.5. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents .....	85
VII.5.1 Protection individuelle .....	85
VII.6. Protection collective .....	85
VII.6.1. Equipement de mise en œuvre du béton.....	85
VII.6.2. Engin de levage .....	85
VII.6.3. Appareillage électrique .....	86
Conclusion.....	86
Conclusion générale .....	87

# Liste des tableaux

## Chapitre I : présentation de l'agglomération

Tableau I. 1: Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle.....	4
Tableau I. 2: Températures moyennes mensuelles:.....	4
Tableau I.3 : Vitesses moyennes mensuelles du vent.....	5
Tableau I. 4 : les caractéristiques des forages existants dans la région.....	6

## Chapitre II : Estimation des besoins en eau.

Tableau II. 1 : Evolution de la population.....	9
Tableau II. 2 : Tableau d'évolution de la population.....	9
Tableau II. 3 : calcul des besoins d'équipement.....	10
Tableau II. 4 : $\beta_{max}$ en fonction du nombre d'habitants .....	15
Tableau II. 5 : $\beta_{min}$ en fonction du nombre d'habitants.....	16
Tableau II. 6 : répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants. ....	18
Tableau II. 7 : Variation des débits horaires.....	20
Tableau II. 8: Coefficients d'irrégularités max et min horaire.....	22

## Chapitre III : Capacité des réservoirs et bilan d'eau

Tableau III. 1 : l'évolution de la population.....	27
Tableau III. 2 : Calcul de la capacité de réservoir d'arrivé. ....	28

## Chapitre IV : Conception et dimensionnement du réseau de distribution

Tableau IV. 1 : Récapitulatif des débits de calcul (cas de pointe). ....	43
Tableau IV. 2 : Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe).....	43
Tableau IV. 3 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des Nœuds (cas de pointe) : .	47
Tableau IV. 4 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons (cas de pointe) :	48
Tableau IV. 5 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des Nœuds (Cas de pointe plus incendie).....	49
Tableau IV. 6 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons (cas de pointe plus incendie).....	51

## Chapitre VI : Pose de canalisation et organisation de chantier

Tableau VI. 1 : Calcul du volume à excaver .....	75
Tableau VI. 2 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.....	76
Tableau VI. 3 : Volumes des travaux de pose canalisation.....	77
Tableau VI. 4 : Détermination du délai de la réalisation.....	79
Tableau VI. 5 : Devis estimatif de la pose de canalisation.....	81
Tableau VI. 6 : Devis estimatif global. ....	81

## Liste des figures

### Chapitre I : présentation de l'agglomération

Figure I.1: Vu en plan de la situation géographique de la ville DJELIDA .....	3
---	---

### Chapitre II : Estimation des besoins en eau.

Figure II. 1 : Graphique de le Consommation horaire .....	20
Figure II. 2 : Courbe Intégrale de la Consommation.....	21

### Chapitre III : Capacité des réservoirs et bilan d'eau

Figure III. 1 : Conduite d'arrivée .....	25
Figure III. 2 : By passe avec la conduite d'arrivée et de départ. ....	26
Figure III. 3 : coupe transversal d'un reservoir surélevé (source NAH).....	30

### Chapitre VI : Conception et dimensionnement du réseau de distribution

Figure IV. 1 : Corrosion des conduites métallique.....	37
Figure IV . 2 : Vitesse et pression pour le cas de pointe .....	53
Figure IV. 3 : Vitesse et pression pour le cas de pointe + incendie. ....	54

### Chapitre V : Accessoires du réseau de distribution

Figure V. 1 : Robinets vanne papillon (D'après document Pont-à-Mousson) .....	58
Figure V. 2 : Clapet à simple battant (D'après document Danfoss Socla).....	59
Figure V. 3 : Bouche d'incendie ou de lavage (D'après document Pont-à-Mousson). ....	60
Figure V. 4: Bout à bout «bouteuse» .....	61
Figure V. 5 : Les tés .....	62
Figure V. 6 : Manomètre (d'après document BAMO).....	64

### Chapitre VI : Pose de canalisation et organisation de chantier

Figure VI. 1 : Pose à proximité d'une conduite d'assainissement .....	66
Figure VI. 2 : Schéma d'une tranchée avec une conduite circulaire .....	68
Figure VI. 3 : Lit de pose .....	69
Figure VI. 4 : Appui des conduites .....	69
Figure VI. 5 : un grilleur d'avertisseur.....	71
Figure VI. 6 : Remblayage des tranchées.....	72
Figure VI. 7 : la pelle hydraulique .....	73
Figure VI. 8 : Chargeur .....	74
Figure VI. 9 : schéma à nœuds .....	80

## **Listes des planches :**

- 1-Plan de masse avec réseau de la ville de « DJELIDA » W.AIN DEFL
- 2-Profil en long de la conduite principale du réseau de distribution
- 3-carnet des nœuds du réseau de distribution.
- 4- Les accessoires dans un réseau d'Alimentation en eau potable.

## *Introduction générale*

Actuellement l'agglomération de DJELIDA à Ain El DEFLA est alimentée par un système d'alimentation en eau potable composé d'un réservoir surélevé (réservoir en tête) de Capacité de 1000m<sup>3</sup>, situé à l'amont de la ville, et d'un réseau de distribution de type combiné en amiante et assemblée en PEHD, actualisée dans les années 80.

Cette zone d'étude a été construite suite à plusieurs programmes de logements qui ont incité de projeter différents réseaux d'alimentation en eau potable, sans prendre en considération la capacité de la conduite principale à satisfaire les besoins croissants en eau Potable. Vu l'état vétuste de ce réseau, il a été enregistré d'importantes fuites d'eau visibles au niveau des routes, parfois une couleur marron au niveau des robinets des habitants due à la mauvaise qualité d'eau des forages et l'état catastrophique des conduits (la corrosion et la formation du calcaire).

Ces fuites sont provoquées par une forte pression et par fois par des actions humaines (piquage). L'état anarchique de ce système et les anomalies constatées, ont engendré des incohérences de ce réseau dans son fonctionnement suite aux maintes opérations programmées pour le dimensionnement, l'exploitation et la gestion de ce dernier.

La présence de clôtures sur les conduites principales d'AEP destinée pour cette Agglomération rend souvent difficile la réparation des fuites.

En conclusion, et contenu des données existantes et de la situation actuelle, une étude bien appropriée s'impose afin de doter cette zone d'étude par un réseau d'AEP fiable utilisons des conduites en PEHD qui va permettra d'assurer un débit suffisant et une pression optimale pour chaque abonné.

*PRESENTATION DE LA  
ZONE D'ETUDE*

**Introduction :**

Avant d'entamer n'importe quel projet, l'étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs qui influent sur l'élaboration de ce dernier, pour cela nous devons disposer de certaines données, notamment celles :

- naturelles du site.
- relatives à l'agglomération.
- propres à l'Alimentation d'eau potable.

La présentation de l'agglomération est une phase importante pour procéder à l'élaboration de notre projet.

**1-1- Objet de l'étude :**

L'objet de notre étude est l'élaboration d'un réseau d'alimentation en eau potable de la commune de DJELIDA. Pour une meilleure satisfaction des besoins en eau potable de la ville.

Pour se faire, il a été donc nécessaire d'effectuer des missions de reconnaissance sur site, de procéder à la collecte des données et des informations relatives à la situation hydraulique existante, l'exploitation des documents et études antérieures avec le concours de la subdivision d'hydraulique et les services techniques concernés.

**1-2- Situation géographique :**

La commune de DJELIDA dépend administrativement de la wilaya d'AIN DEFLA, Daïra de DJELIDA ; elle s'étend sur une superficie de 221 Km<sup>2</sup>.

Elle est située à environ 16 Km du chef-lieu de la Wilaya de AIN DEFLA au côté SUD-EST. Elle est limitée comme suit :

- Au Nord : La commune de Ain Defla, Arib, Sidi Lekhdar ;
- Au Sud : La commune de Djemaa Ouled Chikh, Bordj Emir Khaled ;
- A l'Est : La commune de Biroueled Khalifa ;
- A l'Ouest : La commune de Bourached, Zeddine.

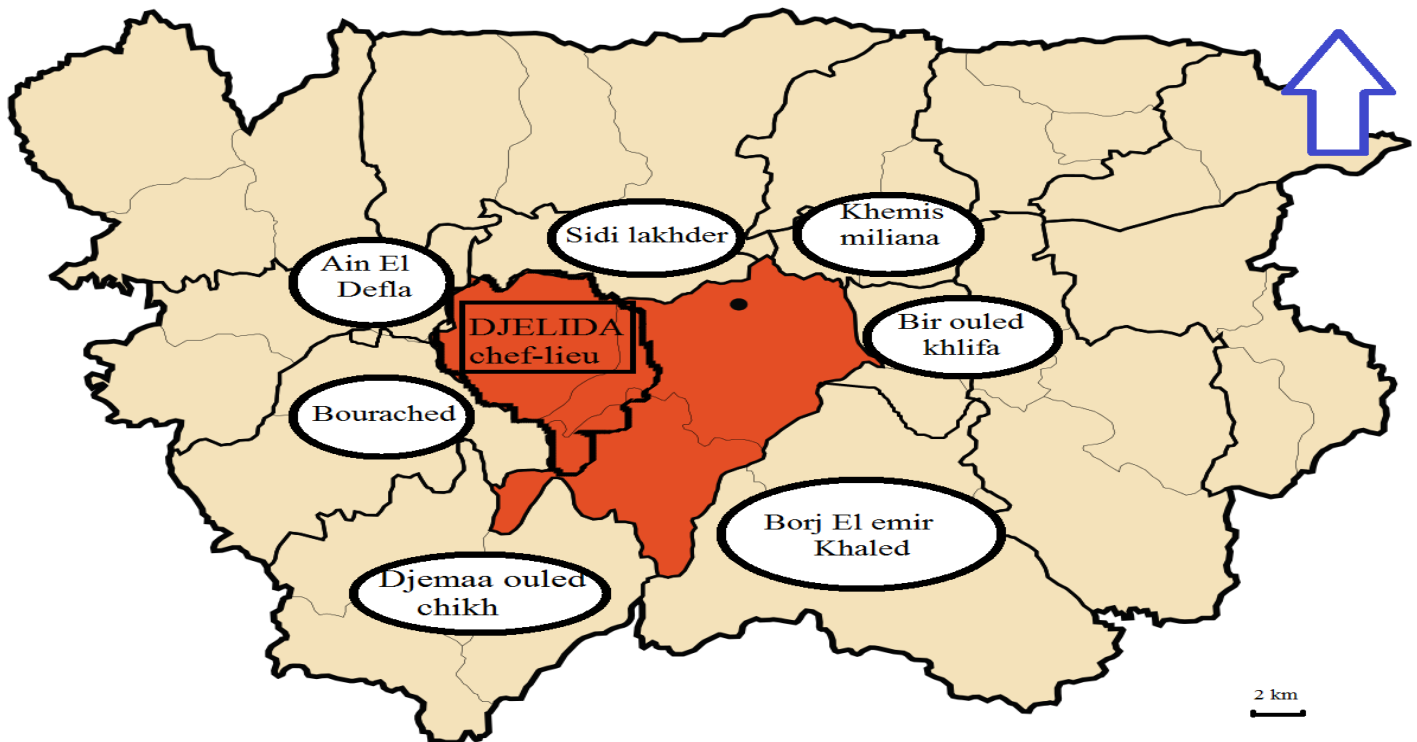


Figure 1.1: carte de la situation géographique de la ville de DJELIDA

#### **I -4- Situation topographique :**

Le relief de la ville est légèrement accidenté. En majeure partie constituée de Plaines avec un sol-argileux limoneux et rocheux dans certain endroit, l'altitude de Notre zone d'étude est comprise entre 118.41 m et 55,25 m

#### **I -5- Situation climatique :**

Du fait de sa situation géographique, la ville se caractérise par un climat semi-aride, qui présente les caractères principaux suivants : Un été sec et chaud, un hiver relativement humide et froid. [1]

La saison sèche et chaude, s'étale du mois d'Avril au mois de Septembre suivie d'une saison froide et humide du mois d'Octobre au mois Mars. Les différents phénomènes météorologiques d'intérêt peuvent être caractérisés, avec une précision suffisante pour les besoins de l'étude, à partir des observations enregistrées à une station (011717) qui est celle de KHEMIS MILIANA située à environ 16 Km de la zone d'étude parmi les différents paramètres sont :

##### **I -5-1- Précipitations :**

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



Changements climatiques. Dont la connaissance des pluies journalières et intensités maximales est primordiale. [1]

La répartition des précipitations est irrégulière sur l'échelle annuelle. Les observations de cette station pour la période 1973-2018 sont fournies par le service climatologique L'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH). La répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle à la station KHEMIS MILIANA est la suivante :

Tableau I. 1: Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
P (mm)	21,7	32,5	53,9	61,1	57,2	55	44	34,4	26,1	9	3,6	5,7	<b>404,1</b>

Source : ANRH de Blida (Station météorologique de KHEMIS-MILIANA)

D'après cette répartition on distingue une saison humide de 9 mois (de Septembre Jusqu'à Mai) pendant laquelle la pluie représente 95,46 % de la pluie moyenne Annuelle et une saison sèche aux mois de Juin, Juillet et Août.

### I -5-2 – Température :

La région de DJELIDA est caractérisée par un climat continental, avec un été chaud et sec et un hiver humide et froid. La température moyenne annuelle varie entre 12,9°C et 26,1°C.

Tableau I. 2: Températures moyennes mensuelles:

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy
T <sub>max</sub> (°c)	33	28,3	19,9	15,1	15,6	16,8	20,4	23,5	28,5	35,2	38,2	38,3	<b>26,1</b>
T <sub>moy</sub> (°c)	24,3	20,5	13,6	13,6	9,55	10,8	13,5	16,4	20,8	26,5	29,1	29,1	<b>18,7</b>
T <sub>min</sub> (°c)	17,9	14,7	9,0	6,9	5,36	6,11	8,01	10,3	14	18,9	21,9	21,8	<b>12,9</b>

Source : ANRH de Blida (Station météorologique de KHEMIS-MILIANA)

### I -5-3- Le Vent :

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

Tableau I.3 : Vitesses moyennes mensuelles du vent.

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

Source : ANRH de Blida (Station météorologique de KHEMIS-MILIANA).

### I -8- Situation hydrologique :

Le réseau hydrographique correspond à l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement des eaux superficielles. Il est sans doute l'une des caractéristiques les plus importantes du sous bassin. Le sous bassin versant étudié est caractérisé par un régime d'écoulement temporaire. En saison pluvieuse les eaux issues des principaux affluents représentés par les oueds **Chélif** et **HARAZA** au Nord et oued **RAYHANE** au Nord East.

#### ➤ Oued Chélif :

Il correspond au cours d'eau le plus long d'Algérie et prend naissance dans les monts de Laghouat, il parcourt une grande distance en traversant le secteur d'étude où il reçoit plusieurs affluents (oueds DEURDEUR, MASSINE, HARAZA, SOUFFAY et BOUTANE) pour aboutir à son exutoire localisé au niveau de la côte de Mostaganem.

#### ➤ Oued HARAZA :

Il prend naissance dans la partie sud du secteur d'étude dans les monts de l'Ouarsenis. Il est caractérisé par un débit élevé du fait de l'importance de sa surface d'impluvium. Au Nord il s'écoule au niveau de la plaine d'EL-KHEMIS où il présente des inféoflux avec la nappe alluviale pour rejoindre plus en aval l'oued Chélif.

### I-9- Situation hydraulique :

Cette partie a pour but de mettre en évidence la situation actuelle du système d'alimentation en eau potable de la commune de DJELIDA et faire une analyse sur les ressources existantes et les différents réservoirs de stockage et revoir le réseau de distribution et de l'adduction

#### I-9-1 : Forages :

L'alimentation du chef-lieu est assurée principalement par cinq forages (deux de ces forages ne sont pas exploités) situant dans le champ de captage de la ville de DJELIDA. Ils

Permettent la mobilisation et le captage des eaux de la nappe phréatique. Ces Cinq forages sont situés dans la région Sud du périmètre du chef-lieu de la ville et ils permettent la mobilisation d'un débit total de 58 l/s.

Tableau I. 4 : les caractéristiques des forages existants dans la région

Nom du paramètre	Coordonnées UTM Nord Sahara 1959 Zone 31			Profondeur (m)	N Statique (m)	HMT (m)	Débit exploité (l/s)	Année de mise en Service	Etat du forage
	X (km)	Y (km)	Z (m)						
Sidi lakhder F1	421.41	4012.27	253	200	12.6	60	10	1991	Exploité
Djelida F2	422.00	4010.37	248	85	11.4	60	12	2010	Non exploité
Sidi lakhder F4	411.14	4009.04	455	140	23	60	24	2010	Exploité
Ain kbelt F3	410.7	4008.61	523	150	34	160	9	1995	Non exploité
Djelida F5	424.13	4010.40	256	160	23	70	24	2011	Exploité
Ouled slah F6	/	/	/	160	/	180	16.7	/	Travaux en cours

(Source DRE)

La longueur totale de la conduite de refoulement est de 7.2km.

### **I-9-2 : Réservoirs de stockage :**

Le relief de la ville DJELIDA s'étage entre les cotes 118.83 m et 55.22 m soit un dénivelé de 63.61 m, les ouvrages de stockage sont situés de comme suit

Les deux Réservoirs (R1000m3) Situés au sommet d'une montagne en aval de

L'agglomération de « DJELIDA » ont une cote de 118.41m et 118.83m respectivement.

### **I-9-3 : Réseau de distribution actuel :**

Le système d'alimentation en eau potable de chef-lieu de DJELIDA est un système à réservoir de tête. Le réseau de distribution est un réseau maillé. La totalité des conduites sont

de type amiante et assemblées par des conduites en PEHD. Le réseau de distribution présente de nombreux problèmes dus à sa vieillesse selon le rapport de la direction d'hydraulique d'Ain Defla et que la date de réalisation de certains tronçons revient à l'époque coloniale, et ne peut satisfaire les besoins en eau de la commune de DJELIDA.

#### **I-9-4 : Adduction actuelle :**

L'alimentation en eau potable de la ville de DJELIDA est assurée essentiellement à partir de trois forages (F1, F4 Sidi Lakhdar, F5 DJELIDA,).

- Les trois sources alimentent les deux réservoirs de volume 1000m<sup>3</sup>, avec un débit global de 56 l/s. Le refoulement vers ces réservoirs se fait par une conduite de diamètre D = 315 mm en fonte à partir des trois forages. Le pompage se fait par deux pompes, refoulant un débit de 65l/s environ. On note que la conduite d'adduction (ainsi que la station de pompage) fonctionne en bonne état.

#### **I.6. Conclusion :**

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

*ESTIMATION DES  
BESOINS*

## II. Introduction :

Les besoins en eau dépendent de la consommation des abonnés, mais aussi de divers facteurs, comme les pertes du réseau, ou les cessions non facturées (arrosage public, manœuvres incendie,...). Ces facteurs peuvent être connus dans la mesure où on enregistre la production et la consommation des abonnés. Il est également nécessaire de connaître la répartition temporelle de ces besoins (maximal journalier et horaire).

### II-1-Evolution de la population dans le temps et le taux d'accroissement :

#### II.1-1 : Evaluation de la population :

D'après les informations recueillies au niveau de l'APC de **DJELIDA** et la direction de la planification de la wilaya de **AIN DEFLA** (DPAT), et d'après le recensement effectuée en 2008, la population totale de DJELIDA a connue un essor important sur le plan de développement urbain, La population totale de DJELIDA CENTRE passe d'une taille de 5709 en 1998 (DPAT) à 8120 en 2008 (DPAT)

En appliquant la formule utilisée dans le calcul des accroissements démographiques, et en tenant compte de la stabilité sécuritaire et les progrès effectués par les autorités locales pour changer l'aspect général de la vie dans la zone d'étude et ses environs, on opte pour un taux d'accroissement de 1.9% confirmé par les services (DPAT) de AIN DEFLA et on peut avoir une estimation de la population d'étude à l'horizon 2038 comme suit :

$$P_n = P_0 \cdot (1 + \tau)^n$$

$P_n$  : population à l'horizon donné.

$P_0$  : population de l'année de référence.

$n$  : nombre d'années séparant l'année de référence et l'année de l'horizon.

$\tau$  : taux d'accroissement.

**Taux d'accroissement :**

Le taux d'accroissement de la population est l'augmentation du nombre d'habitants d'une région au cours d'une période donnée. Il indique le nombre de naissances et de décès enregistrés pendant la période et le nombre de personne qui sont émigrés ou immigrés.

N.B : -L'horizon d'étude prévisionnelle est estimé pour l'année 2038

Tableau II. 1 : Evolution de la population

HORIZON	$\alpha$	2008	2018	2038
Chef-lieu DJELIDA	0,019	8120	9802	14282

**II.2-Estimation des besoins en eau :****a) Besoins domestiques :**

Tenant compte du mode de vie, et le niveau de développement de l'habitation de la zone en question, ainsi de son climat, en estimeront les besoins en eau en prenant une dotation de 150l/j/hab.

Tableau II. 2 : Tableau d'évolution de la population.

	LOCALITE	DOTATION (l/j/hab)	POPULATION (hab)	CONSOMATION JOURNALIERE (m3/J)(besion domestique)
2018	Chef-lieu de Djelida	120	9802	1176.24
2038	Chef-lieu de Djelida	180	14282	2142.3

**b).BESOINS DES EQUIPEMENTS :**

Pour l'estimation des besoins des équipements à long terme

Les besoins des divers équipements existants dans la zone d'étude sont donnés dans les Tableaux ci-après :

Tableau II. 3 : calcule des besoins d'équipement

<b>BESOINS EXISTANTS</b>					
<b>N°Art</b>	<b>NATURE D'EQUIPEMNT</b>	<b>Unité</b>	<b>CAPACITE</b>	<b>DOTATION (l/j/unité)</b>	<b>CONSOMMATION (l/J)</b>
1	02 Lycée	Elève	1600	15	24 000
2	03 CEM	Elève	2400	15	36 000
3	04 Ecole primaire	Elève	960	15	14 400
4	01 CFPA	Elève	600	15	9000
5	DAIRA	Personne	30	10	300
6	01Siège APC	Personne	60	10	600
7	PTT	m <sup>2</sup>	870	10	8700
8	Bibliothèque	m <sup>2</sup>	960	5	4800
9	Polyclinique	m <sup>2</sup>	1770	10	17700
10	Salle de soin	Personne	20	10	200
11	03 Mosquée	Fidèle	1800	15	27 000
12	01creche	Enfant	500	20	10000
13	Cilibatirium de police	m <sup>2</sup>	900	10	9000



Suit du tableau II-3 :

N°Art	NATURE D'EQUIPEMNT	Unité	CAPACITE	DOTATION (l/j/unité)	CONSOMATION (l/J)
14	CSP	Personne	10	10	100
15	City administrative	m <sup>2</sup>	1080	10	10800
16	01Stade	m <sup>2</sup>	7800	25	195 000
17	Ecole coranique	Elève	60	10	600
18	Piscine	Client	60	puit	puit
19	Gendarmerie	m <sup>2</sup>	1000	10	10000
20	Police	m <sup>2</sup>	900	10	9000
21	Station de service	m <sup>2</sup>	800	10	8000
22	Sonelgaz	m <sup>2</sup>	900	10	9000
23	Centre culturel	m <sup>2</sup>	1700	15	25500
24	Salle polyvalente	m <sup>2</sup>	750	10	7500
25	Parc Communal	m <sup>2</sup>	7000	25	175 000
26	CSP	Personne	10	10	100
27	Unité de Carrelage	m <sup>2</sup>	1700	30	51000
28	Unité Agglo Béton	m <sup>2</sup>	1700	30	51000
29	Siège Hydraulique	Personne	60	10	600
30	Siège de Service de foret	Personne	60	15	900

Suit du tableau II-3 :

31	marché	m <sup>2</sup>	900	10	9000
<b>TOTAL (1)</b>		<b>724.8 m<sup>3</sup>/j</b>			
<b>BESOINS PROJETE</b>					
<b>N°Art</b>	<b>NATURE D'EQUIPEMNT</b>	<b>Unité</b>	<b>CAPACITE</b>	<b>DOTATION (l/j/unité)</b>	<b>CONSOMATION (l/J)</b>
1	1100Logements	habitants	4400	150	660000
2	6 Ecole primaire	élève	1440	15	21600
3	Parking pour le marcher	m2	5012	10	50120
4	6 Air de jeux pour enfants	m2	3000	10	30000
5	Section tribunal	m2	440	5	2 200
6	CEM	élève	840	20	16 800
7	5 Salle de soins	personne	100	15	1500
8	3 Jardin d'enfant	m2	4700	10	47000
9	1 Lycée	élève	1000	15	15 000
10	3 Crèche	Enfant	1 500	20	30000
11	3 Salle polyvalent	m2	2250	10	22500
12	Salle de sport spécialisé	m2	1400	5	7000
13	2 Maison de jeunes	m2	1608	10	16080

Suit du tableau II-3 :

N°Art	NATURE D'EQUIPEMNT	Unité	CAPA CITE	DOTATION (l/j/unité)	CONSOMATION (l/J)
14	2 Centre de santé	m2	1600	10	16000
15	Centre commerciale	m2	900	10	9000
16	mosquée	fidèle	800	15	12000
	TOTAL (2)	<b>956.21 m³/J</b>			
	TOTAL (1+2)	<b>1 681.01 m³/J</b>			

Source : Subdivision d'hydraulique de DJELIDA

1000

L'estimation du débit moyen de consommation est exprimée par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy j}} = \frac{D_i * N_i}{1000} + Q_{\text{EQU J}}$$

Avec :

- $Q_{\text{moy, j}}$  : débit de consommation moyenne journalière en m3/j ;
- $D_i$  : dotation journalière en l/j/hab.
- $N_i$  : nombre de consommateurs.
- $Q_{\text{EQU J}}$  : débit des équipements.

### **II.3-ESTIMATION DES PERTES :**

Pour un réseau moyennement entre tenu, les pertes (fuites et gaspillage) sont estimés dans la dotation, on évalue le débit moyen journalier à :

#### **Besoins futurs 2038 :**

$$Q_{\text{moy, j}} = \frac{180 * 14282}{1000} + 1681.01 = 4251.77 \text{ m}^3/\text{j}$$

### II-3-1.Coefficients d'irrégularité Journalières :

#### II-3-1-a. Coefficient d'irrégularité maximale ( $K_{max,j}$ ) :

L'irrégularité de la consommation horaire au cours de la journée et qui dépend du rapport de  $Q_{max,j}$  sur le  $Q_{moy,j}$ , Il faut qu'on tient compte de cette variation en déterminant le rapport :

$$K_{max,j} = \frac{Q_{max,j}}{Q_{moy,j}} \dots\dots\dots(2-3)$$

Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté par  $K_{max,j}$  Avec :

$Q_{max,j}$  : Débit de consommation maximum journalier.

$Q_{moy,j}$  : Débit de consommation moyen journalier.

La valeur de  $K_{max,j}$  varie entre **1,1** et **1,3**.

Pour notre cas on va prendre  **$K_{max,j} = 1,2$**

**NB :** Ce coefficient consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de **10% à 30%**.

#### II-3-1-b. Coefficient d'irrégularité minimale ( $K_{min,j}$ ) :

Ce coefficient nous indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la consommation moyenne. Ce coefficient est donné par le rapport suivant :

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier.  $K_{min,j}$  varie de **0,7 à 0,9**.

Pour notre cas on prend  **$K_{min,j} = 0,8$**

### II-3-2.Coefficients d'irrégularité Horaires :

#### II -3-2-a. Coefficient d'irrégularité maximale horaire ( $K_{max,h}$ ) :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire dans la journée. C'est ce qu'on appelle le coefficient de pointe.

Pour son calcul, on utilise la formule suivant :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max} \dots\dots\dots(2-3).$$

- $\alpha_{\max}$  : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l’agglomération et de régime du travail, varie de **1,2** à **1,5** et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend  $\alpha_{\max} = 1,3$ .
- $\beta_{\max}$  : coefficient étroitement lié à l’accroissement de la population.

Le tableau N° II -9 donne Sa variation en fonction du nombre d’habitants.

Tableau II. 4 :  $\beta_{\max}$  en fonction du nombre d’habitants

<b>Habitant</b>	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
$\beta_{\max}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1.1

Pour notre cas on a un nombre d’habitants de **14282 hab.**, donc  $\beta_{\max} = 1,24$

$$K_{\max,h} = 1.3 * 1.24 = 1.61 \dots\dots\dots(2-3)$$

**II -3-2-b. Coefficient d’irrégularité minimale horaire ( $K_{\min}, h$ ) :**

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire caractérisant une sous consommation :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} \dots\dots\dots(2-3)$$

- $\alpha_{\min}$  : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de L’agglomération et du régime de travail, varie de **0,4** à **0,6**. Pour notre cas on prend  $\alpha_{\min} = 0,5$ .
- $\beta_{\min}$  : Coefficient étroitement lié à l’accroissement de la population.

Tableau II. 5 :  $\beta_{min}$  en fonction du nombre d’habitants.

<b>Habitatant</b>	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
$\beta_{min}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7

Pour notre cas on a un nombre d’habitants de **14282 hab.** donc  $\beta_{min} = 0,44$

$$K_{minh} = 0,5 * 0,44 = 0,22$$

**II-3-3. Détermination des débits journaliers :**

**II-3-3-a. Consommation maximale journalière ( $Q_{maxj}$ ) :**

Ce débit relatif au jour de plus grande consommation pendant l’année est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d’adduction, il nous permet de dimensionner le réservoir.

Ce débit est donné par :

$$Q_{max j} = K_{max j} * Q_{moy j} \dots\dots\dots(2-3)$$

- $Q_{max j}$  : débit maximum journalier en  $m^3/j$  ;
- $Q_{moy, j}$  : débit moyen journalier en  $m^3/j$  ;
- $K_{max, j}$  : coefficient d’irrégularité maximale journalière, voire la formule: **(2-3-1-a)**

$$Q_{max j} = 1.2 * Q_{moy j}$$

Donc :  $Q_{max j} = 1.2 * 4251.77 = 5102.12 m^3/j \rightarrow Q_{maxj} = 5102.12 m^3/j$

**II-3-3-b. Consommation minimale journalière ( $Q_{min j}$ ) :**

C’est le débit de jour de faible consommation pendant l’année :

$$Q_{min j} = K_{min j} * Q_{moy, j}$$

On a  $K_{min,j} = 0,8$  d’où  $Q_{min,j} = 0,8 * 2142.3 = 1713.84 m^3/j$

**II-3-4. Détermination des débits horaires :**

Généralement on détermine les débits horaires en fonction du développement, des habitudes de la population et du régime de consommation probable.

**II-3-4-a. Débit moyen horaire :**

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

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

Avec : -  $Q_{moy,h}$  : débit moyen horaire en  $m^3/h$  ;

-  $Q_{max,j}$  : débit maximum journalier en  $m^3/j$  ;

$$\text{Donc : } Q_{moy,h} = \frac{5102,12}{24} = 212,59 m^3/h \quad \rightarrow \quad Q_{moy,h} = 212,59 m^3/h = 59,05 \text{ l/s}$$

**II-3-4-b. Détermination du débit maximum horaire :**

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

$$K_{max,h} = \frac{Q_{max,h}}{Q_{moy,h}} \quad \text{Donc : } Q_{max,h} = K_{max,h} * Q_{moy,h}$$

- $Q_{moy,h}$  : débit moyen horaire en  $m^3/h = 212,59 \text{ m}^3/h$ .
- $K_{max,h}$  : coefficient de pointe, voir la formule (2-3)
- $Q_{max,h}$  : débit max horaire en  $m^3/h$

$$\text{On a donc : } Q_{max,h} = 1,61 * 212,59 = 342,27 \text{ m}^3/h$$

$$Q_{max,h} = 342,27 \text{ m}^3/h$$

**2-3-4-c. Détermination du débit minimum horaire :**

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$K_{min,h} = \frac{Q_{min,h}}{Q_{moy,h}} \quad \text{Donc : } Q_{min,h} = K_{min,h} * Q_{moy,h}$$

- $Q_{moy,h}$  : débit moyen horaire en  $m^3/h = 212,59 m^3/h$
- $K_{min,h}$  : coefficient de pointe, voir la formule (2-3)
- $Q_{min,h}$  : débit min horaire en  $m^3/h$

Donc :  $Q_{min,h} = 0.22 * 212,59 = 46,77 m^3/h$

**$Q_{min,h} = 46,77 m^3/h$**

**II-4-Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d’habitant :**

Le débit horaire d’une agglomération est variable selon l’importance de cette dernière. La variation des débits horaires d’une journée est représentée en fonction du nombre d’habitants dans le Tableau

Tableau II. 6 : répartition des débits horaires en fonction du nombre d’habitants.

Heures (h)	Nombre d’habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
01-02	1	1.5	3.2	3.25	0.75
02-03	1	1.5	2.5	3.3	1
03-04	1	1.5	2.6	3.2	1
04-05	2	2.5	3.5	3.25	3
05-06	3	3.5	4.1	3.5	5.5
06-07	5	4.5	4.5	3.95	5.5
07-08	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
08-09	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
09-10	5.5	6.25	4.6	5.15	3.5



Suit du tableau : II-6 :

(h)	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
10-11	4.5	<b>6.25</b>	4.8	4.85	6
11-12	5.5	<b>6.25</b>	4.7	4.6	8.5
12-13	7	<b>5</b>	4.4	4.65	8.5
13-14	7	<b>5</b>	4.1	4.55	6
14-15	5.5	<b>5.5</b>	4.2	4.75	5
15-16	4.5	<b>6</b>	4.4	4.7	5
16-17	5	<b>6</b>	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	<b>5.5</b>	4.1	4.45	3.5
18-19	6.5	<b>5</b>	4.5	4.4	6
19-20	5.0	<b>4.5</b>	4.5	4.3	6
20-21	4.5	<b>4</b>	4.5	4.3	6
21-22	3	<b>3</b>	4.8	3.75	3
22-23	2	<b>2</b>	4.6	3.75	2
23-24	1	<b>1.5</b>	3.3	3.7	1

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

Pour notre cas on choisit la répartition **10001-50000** hab. (puisque le nombre d’habitants à l’année **2038** sera **14282hab.**), dont la partition est indiquée dans le Tableau N° II -12.

**II-5-Calcul de la consommation horaire :**

Les conduites devront pouvoir transiter les eaux a plus fort débit instantané, soit

En l’heure de pointe

Le débit horaire demandé pour chaque tranche de consommation est :

$$Q_h = \frac{P(\%) \cdot Q_{maxj}}{100} \text{ (m}^3\text{/h) .....(II-5)}$$

Avec : **Q<sub>h</sub>** : Débit horaire nécessaire [m3/h]

$Q_{\max j}$  : débit journalière [m<sup>3</sup>/j]

**P%** : pourcentage horaire (est donné par le tableau ci-après).

Tableau II. 7 : Variation des débits horaires..

Heurs	Consommation Totale $Q_{\max j}$		Consommation Cumulée		
	1	2	3	4	5
(h)	(%)	(m <sup>3</sup> /h)	(%)	(m <sup>3</sup> )	
0-1	1,5	76,53	1,5	76,53	
01-02	1,5	76,53	3	153,06	
02-03	1,5	76,53	4,5	229,6	
<b>03-04</b>	1,5	<b>76,53</b>	6	306,13	
04-05	2,5	127,55	8,5	433,68	
05-06	3,5	178,57	12	612,25	
06-07	4,5	229,6	16,5	841,85	
07-08	5,5	280,62	22	1122,47	
08-09	6,25	318,88	28,25	1441,35	
09-10	6,25	318,88	34,5	1760,23	
10-11	6,25	318,88	40,75	2079,11	
<b>11-12</b>	<b>6,25</b>	<b>318,88</b>	47	2398	
12-13	5	255,11	52	2653,1	
13-14	5	255,11	57	2908,21	
14-15	5,5	280,62	62,5	3188,83	
15-16	6	306,13	68,5	3494,95	
16-17	6	306,13	74,5	3801,08	
17-18	5,5	280,62	80	4081,7	
18-19	5	255,11	85	4336,8	
19-20	4,5	229,6	89,5	4566,4	
20-21	4	204,08	93,5	4770,48	
21-22	3	153,06	96,5	4923,55	
22-23	2	102,04	98,5	5025,59	
23-24	1,5	76,53	100	5102,12	
Total	100	5102,12			

D'après le tableau on a :  $Q_{\max,h} = 318,88 \text{ m}^3/\text{h}$        $Q_{\min,h} = 76,53 \text{ m}^3/\text{h}$

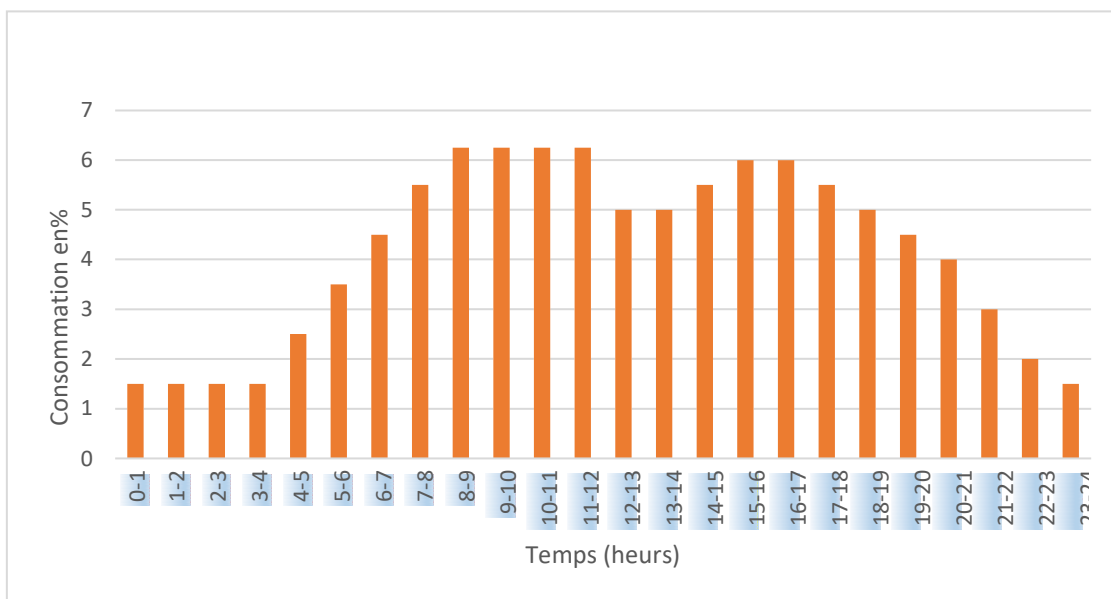


Figure II. 1 : Graphique de la Consommation horaire.

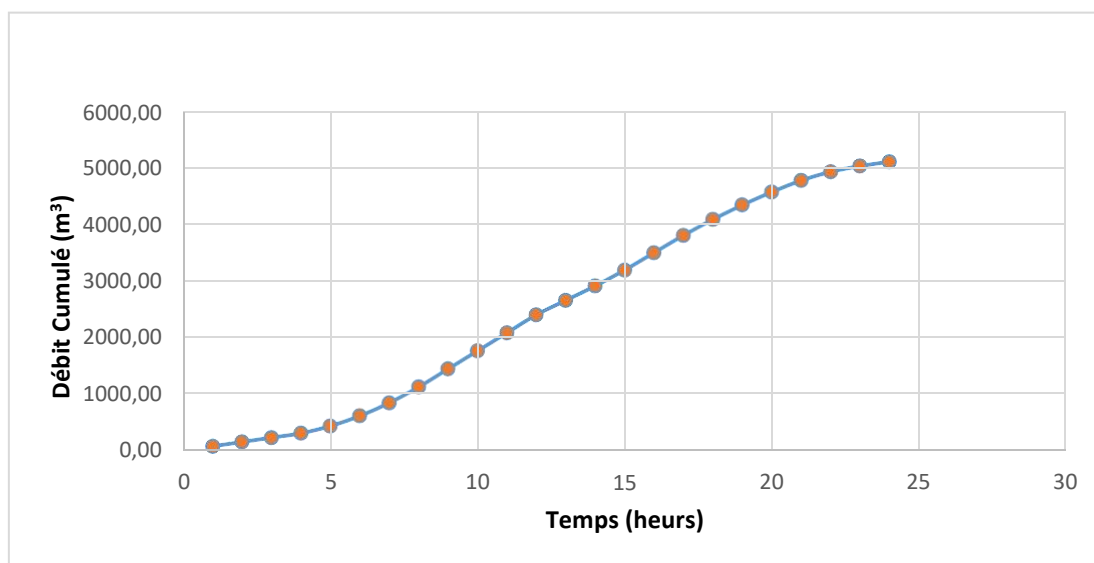


Figure II. 2 : Courbe Intégrale de la Consommation.

**II-6-Détermination des coefficients d'irrégularités max et min horaires graphiquement :**

C'est le rapport entre le débit maximal ou minimal horaire par rapport au débit moyen horaire. Les résultats de calcul représentés dans le Tableau II-8 :

Tableau II. 8: Coefficients d'irrégularités max et min horaire.

2040	$Q_{\max, h}$ (m <sup>3</sup> /h)	$Q_{\min, h}$ (m <sup>3</sup> /h)	$Q_{\text{moy}, h}$ (m <sup>3</sup> /h)	$K_{\max, h}$	$K_{\min, h}$
Graphique	318.88	76.53	201.75	1.5	0.38
Analytique	342.27	46.77	212.59	1.61	0.22

On va prendre le grand débit max horaire, Analytique, pour éviter le sous dimensionnement.

Pour la détermination des ressources en eaux on distingue deux scénarios :

**Utilisation des eaux souterraine** : la ville de DJELIDA est alimentée que par des forages (3 forages) situés dans la plaine du Chélif sur un linéaire qui ne dépasse pas les 10Km, c'est une exploitation énorme de la nappe.

### Conclusion :

Nous avons remarqué que le nombre de la population de DJELIDA est devenu plus important à l'horizon d'étude ainsi que la consommation maximale journalière, connaissons que tous les eaux de consommation est de type souterraine ; qui va répondre aux besoins :

- Domestique.
- Agricoles.

*CAPACITE DES  
RESERVOIRES*

### III.1 : Introduction :

Après avoir calculé les besoins de l'agglomération on a constaté que le volume de ce réservoir satisfait ces besoins largement mais, il faut qu'on vérifie la capacité du réservoir d'alimentation existant à l'horizon 2038, sachant que ce réservoir de tête est de caractéristique suivantes :

- Côte de terrain : 118,41 m.
- Côte de radier : 127,87 m.
- Côte de trop plein : 132,37m.
- Volume : 1000 m<sup>3</sup>.

### III.2. Rôle des réservoirs :

#### ➤ Rôle de régulateur et accumulateur

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

#### ➤ Augmentation des pressions :

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

#### ➤ Gain d'énergie au niveau de la station de pompage :

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

#### ➤ Utilité pour briser la charge :

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

#### ➤ Assure la réserve d'incendie :

On peut avoir deux cas :

- un réservoir à part qui emmagasine la réserve d'incendie ; ceci est rare dans la pratique du fait du cout de réalisation de cette variante.
- La réserve d'incendie est accumulée dans le réservoir d'accumulation.

On ajouté aussi :

- ✓ Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe ;
- ✓ Régulariser le fonctionnement de la pompe ;
- ✓ Régulariser la pression dans le réseau de distribution ;
- ✓ Coordonner le régime d'adduction au régime de distribution ;
- ✓ Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée ;
- ✓ Jouer le rôle de relais ; [2]

### **III.3. Choix du type du réservoir :**

Les caractéristiques topographiques de la région ainsi que les conditions hydrauliques de la distribution seront des facteurs importants pour le choix de l'ouvrage.

Pour des capacités réduites, les réservoirs sont, parfois, construits en tôle. Mais, d'une manière générale, les réservoirs sont construits en maçonnerie et surtout en béton armé ou en béton précontraint. La hauteur à donner au plan d'eau inférieur de la cuve imposé, très souvent, les conditions de construction du réservoir, qui peut être :

- soit complètement enterré ;
- soit semi enterré ;
- sur terre
- soit surélevé.

Dans le cas de notre projet, on a un réservoir surélevé de 1000 m<sup>3</sup> construit en biton.

### **III.4. Equipement du réservoir :**

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

- d'une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- d'une conduite de départ ou de distribution ;
- d'une conduite de vidange ;
- d'une conduite de trop-plein ;
- du système de matérialisation d'incendie ;
- d'une conduite by-pass.

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre. Le traversée des parois des réservoirs par les diverses canalisations peuvent s'effectuer, soit à l'aide des gaines étanches comprenant un corps en fonte muni de cannelures extérieures et de deux brides de raccordement, soit au moyen de manchons et viroles à doublé bride. [3]

#### III.4.1 Conduite d'arrivée ou d'alimentation :

Cette conduite du type refoulement ou gravitaire, doit arriver dans la cuve en siphon noyé ou par le fond, toujours à l'opposé de la conduite de départ, pour provoquer un meilleur brassage.

Cette arrivée permet le renouvellement d'eau par mélange en créant perturbation et écoulement par rouleaux. Les robinets à flotteurs destinés à alimenter ou à interrompre l'arrivée d'eau dans les réservoirs doivent être d'un type anti-bélier ; les soupapes et leurs parties sont en bronze ou en métal inoxydable.

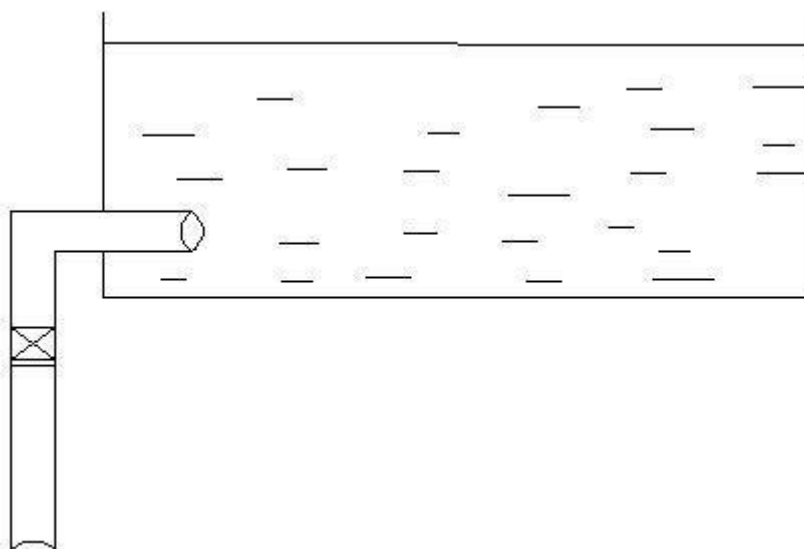


Figure III. 1 : Conduite d'arrivée

#### III.4.2 Conduite de départ ou de distribution :

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque centimètre au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite, la cavitation).

Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse (Vanne papillon) permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.



### III.4.3 Conduite de trop-plein :

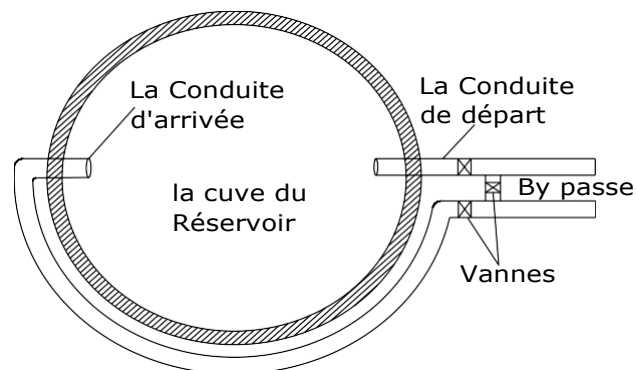
Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau au réservoir en cas où la pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein. Ces conduites doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tous corps étrangers.

### III.4.4 Conduite de décharge ou de vidange :

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier. 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 de sable.

### III.4.5 Conduite by-pass :

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour son entretien ou dans le cas d'une incendie à forte charge.



..

Figure III. 2 : By passe avec la conduite d'arrivée et de départ.

## III-5. Réservoirs et leurs capacités :

La capacité de stockage existante est de **1000 m<sup>3</sup>**, A court et moyen terme les capacités existantes sont suffisantes.

Si on veut connaître l'évolution de la capacité de stockage au cours de temps, on va faire une estimation sur la capacité, pour prendre une idée à quel horizon faut-il augmenter

la capacité de stockage, supposons que le volume de stockage égale à 30% de la consommation journalière.

### III-6. Détermination de la capacité du réservoir d'Arrivé :

Pour satisfaire au rôle qu'il doit 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 situés en amont, et d'autres part de la variation de la demande.

Le plus souvent, la capacité est calculée en tenant compte des variations journalières, du jour de la plus forte consommation.

Aux volumes ainsi obtenus, il y a lieu d'ajouter, éventuellement, la réserve d'incendie ainsi que le volume nécessaire de manière à conserver une charge minimum de 0.50 m (1.00 m si possible) au-dessus de la génératrice supérieures de la conduite de distribution pour éviter des entrées d'air dans la canalisation. [2]

### III-7 Vérification de la capacité existant :

- Premièrement on va calculer les besoin totales de DJELIDA et ces environs et vérifier par la méthode graphique si la capacité du réservoir existant vont satisfait les besoins totale à l'horizon d'étude.

Tableau III. 1 : l'évolution de la population.

TABLEAU D'EVOLUTION DE LA POULATION				
		Habitant		
HORIZON	$\alpha$	2008	2018	2038
Chef-lieu DJELIDA	0,019	8120	9802	14282
Ouled Djelloul +Mekhalfia	0,019	585	706	1029
SFAFHA	0,019	682	823	1200
Elaraibia+Kadhouate	0,019	798	963	1404
Ouled Benali Coté EST-VSA	0,019	140	169	246
Total	0,019	10325	12463	18160

Source DRE D'Ain El DEFLA

### III-8.Principe de calcul :

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder a :

- Soit à la méthode graphique qui tient compte de la courbe de Consommation totale déduite a partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompe.
- Soit à la méthode analytique qui tient aussi compte des débits d'apport et des débits de départ du réservoir.
- En conséquence, la capacité sera déduite à partir des résidus entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure pendant 24 heures comme le montre le tableau Le volume utile est donnée par :

$$V_u = \frac{a(\%)Q_{\max.j}}{100}$$

- $V_u$  : le volume utile
- $a\%$  : représente le maximum des restes de  $Q_{\max.j}$
- $Q_{\max.j}$ : débit maximum journalier ( $m^3/j$ )

Le tableau suivant donne le calcul de la capacité du réservoir utilisons la méthode du zéro.

Tableau III. 2 : Calcul de la capacité de réservoir d'arrivé.

Heurs	Consommation	Refoulement	Surplus	Déficit	Cumule
(h)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
0-1	1,5	5	3.5	-	<b>13.5</b>
1--2	1,5	0	-	1.5	12
2-3	1,5	0	-	1.5	10.5
3-4	1,5	0	-	1.5	9
4-5	2,5	0	-	2.5	6.5
5-6	3,5	5	1.5	-	8
6-7	4,5	5	0.5	-	8.5
7-8	5,5	5	-	0.5	8
8-9	6,25	5	-	1.25	6.75

Suit de Tableau III.3 :

Heurs	Consommation	Refoulement	Surplus	Déficit	Cumule
9-10	6,25	5	-	1.25	5.5
10-11	6,25	5	-	1.25	4.25
11-12	6,25	5	-	1.25	3
12-13	5	5	0	0	3
13-14	5	5	0	0	3
14-15	5,5	5	-	0.5	2.5
15-16	6	5	-	1	1.5
16-17	6	5	-	1	0.5
17-18	5,5	5	-	0.5	0
18-19	5	5	0	0	0
19-20	4,5	5	0.5	-	0.5
20-21	4	5	1	-	1.5
21-22	3	5	2	-	3.5
22-23	2	5	3	-	6.5
23-24	1,5	5	3.5	-	10
Total	100				

D'où le volume utile sera :

$$V_{\text{cal}} = (Q_{\text{maxj}} * 13.5) / 100 = (5102.12 * 10.5 / 100) = 688.79 \text{ m}^3$$

Et le volume de réservoir  $V_t = V_{\text{cal}} + V_{\text{inc}}$

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

Donc

$$V_t = 688.79 + 120 = 808.79 \text{ m}^3$$

On note que le temps de remplissage du réservoir c'est :  $8\text{h}$  ( $\sum h_{\text{surplus}}$ )

### Remarque :

On note que la capacité totale du réservoir existant de  $1000 \text{ m}^3$ , alors que le volume

calculé est estimé à  $808.79 \text{ m}^3$ , donc la capacité existante est suffisante pour satisfaire les besoins de la ville à l'horizon 2038.

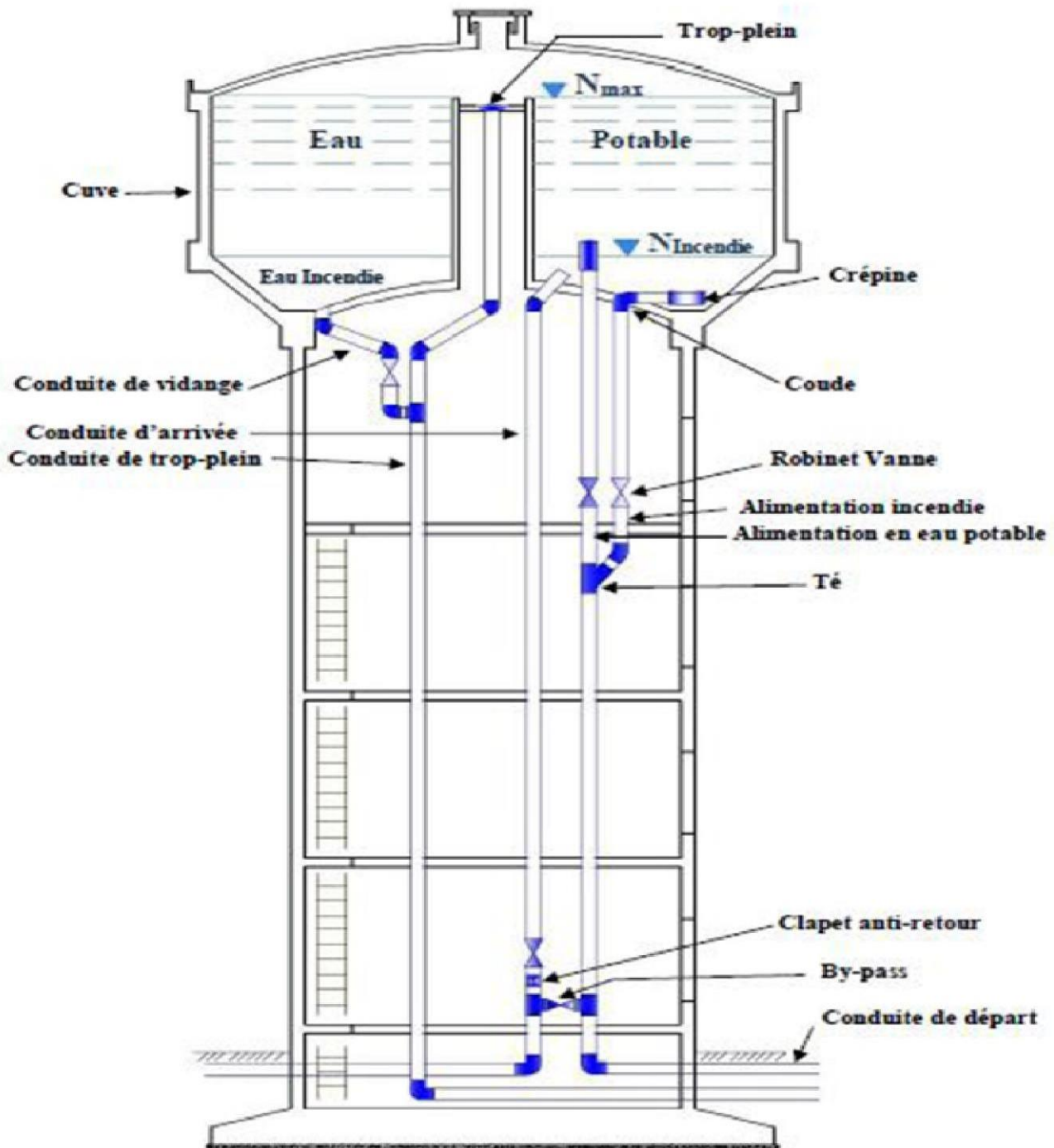


Figure III. 3 : coupe transversal d'un réservoir surélevée

**CONCLUSION :**

On ne doit pas projeter un réservoir de capacité de 850 m<sup>3</sup> car La capacité de réservoir existant est largement suffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération à l'horizon d'étude (2038).

Conception et  
*dimensionnement* du réseau  
de distribution

## IV.1. Introduction :

Comme déjà cité au paravent notre agglomération reconnaît actuellement un réseau de distribution très vétuste et qui nécessite une rénovation à part entière. C'est pour cette raison que nous procéderons à travers ce chapitre au dimensionnement du nouveau réseau et à sa conception, afin d'acheminer l'eau aux usagers en quantité et qualité satisfaisantes.

## IV.2. Définition et aspect descriptif :

Le réseau de distribution est un système de conduites connectées entre elles. Cet enchaînement de conduites permet l'arrivée de l'eau vers les consommateurs, et cela à travers des branchements pratiqués sur ce dernier. Les réseaux de distribution sont constitués par :

### IV.2.1. Les conduites :

Une conduite est un tronçon de tuyau permettant l'acheminement de l'eau d'un point à un autre point du réseau. Chaque conduite est caractérisée par :

- Une longueur donnée  $L$ .
- Un diamètre  $D$ .
- Un coefficient de rugosité  $\epsilon$  traduisant la perte de charge
- Un sens d'écoulement.
- Un état : ouvert, fermé.

### IV.2.2. Les nœuds :

Les nœuds représentent les points de jonction entre les conduites. Ils correspondent à des points d'entrée ou de sortie de débits d'eau. Il existe deux catégories de nœuds :

- **Les nœuds à débit fixe** : Ces nœuds se caractérisent par une cote au sol connue et un débit connu (demande), l'inconnue est la pression au nœud qui doit être calculée.
- **Les nœuds à charge fixe** : ce sont des nœuds où la charge est fixée ou dont la cote piézométrique est connue. Pour ces nœuds le débit doit être calculé.

## IV.3. Topologie du réseau :



La topologie du réseau est la représentation schématique des différents nœuds d'un réseau et de leurs liaisons physiques (conduites). La disposition des nœuds et des conduites dépend de la localisation des abonnés, présence de routes, obstacles naturels, présence d'autres réseaux. En termes de topologie, nous distinguons :

#### **IV.3.1. Les réseaux ramifiés :**

Ce type de réseau se présente selon une structure arborescente à partir du nœud à charge fixée assurant la mise sous pression. Cette configuration est justifiée par la dispersion des abonnés.

Cependant, ce type de topologie réduit la fiabilité du réseau dans le cas d'une rupture d'une conduite, privant en eau les utilisateurs en aval du point de rupture. Elle caractérise généralement les réseaux de distribution d'eau en milieu rural.

#### **IV.3.1. Les réseaux maillés :**

Ce type de réseau est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière à décrire des boucles fermées. Cette configuration caractérise les réseaux de distribution d'eau en milieu urbain où il existe une concentration des abonnés.

Contrairement aux réseaux ramifiés, la présence de boucles ou de mailles dans les réseaux maillés réduisent les risques de coupure en cas de rupture de conduites, car ils assurent une distribution en retour en cas d'avarie.

Dans la réalité les deux configurations coexistent dans un même réseau. En milieu rural, le réseau sera formé par plus de ramifications, alors qu'en milieu urbain on constatera plus de mailles.

#### **IV.3.2. Réseau étagé :**

Si la topographie du territoire desservi accuse de trop fortes dénivellations, on provoque de fortes pressions aux points les plus bas dans le cas d'une distribution à partir d'un réservoir et, par conséquent les normes de pressions ne seront pas respectées.

En effet, on doit réduire la pression en installant des réservoirs intermédiaires, alimentés par le premier. Ces réservoirs permettent de créer diverses zones indépendantes les unes des autres en ce qui concerne le niveau de la pression.

**NB :** Dans le but d'une étude purement technico-économique, pour meilleure exploitation de l'infrastructure et pour une distribution raisonnable de l'eau, nous avons opté pour un réseau combiné contenant plus de mailles que de ramification.

#### **IV.4. Conception du réseau :**

##### **IV.4.1. Principe du tracé du réseau :**

Le tracé se fait comme suit :

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

##### **IV.4.2. Choix du type de matériau :**

Les conduites constituant l'élément principal du réseau, leur choix doit répondre à deux types d'exigences :

- **Exigences techniques :**

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

- **Exigences économiques :**

- le prix de la fourniture et du transport ; - la disponibilité sur le marché local.

Les différents types de conduites qui peuvent être utilisées sont :

- Métalliques : fonte (grise ou ductile), acier.
- à base de ciment : béton armé, amiante ciment.
- En matière thermoplastiques : chlorure de polyvinyle (PVC), polyéthylène (PEHD, PEMD et PEBD).

#### **IV.4.3. Les conduites métalliques :**

##### **a. Conduites en acier**

L'acier est un constituant de fer combiné au carbone, le pourcentage de carbone est compris entre 0,1 % et 1,5 % .L'acier utilisé dans la fabrication des tubes et raccords est de l'acier doux, soudable.

Ces tuyaux peuvent être obtenus, soit par laminage à chaud sous soudure, à partir d'un bloc de métal transformé peu à peu par plusieurs laminages (jusqu'au diamètre 400 mm), soit à partir de tôles mises en forme à la machine et soudées longitudinalement à l'arc électrique (du diamètre 350 mm et au-dessus), soit encore à partir de bandes enroulées en hélices et soudées sur le bord à l'arc électrique (du diamètre 150 mm jusqu'au diamètre 600 mm).

La pression de service dans ces tuyaux peut atteindre :

- 60 bars pour les diamètres compris entre 40 et 150mm.
- 50 bars pour les diamètres compris entre 180 et 270mm.
- 40 bars pour les diamètres compris entre 300 et 400mm. [4].

- **Les avantages des canalisations en acier :**

- ils n'ont pas besoin comme les tuyaux en fonte de posséder des pièces spéciales (joints présentant une certaine élasticité).
- ils sont soudables.

- ils présentent une bonne étanchéité.
- ils peuvent supporter des pressions élevées.

- **Les inconvénients des tuyaux en acier :**

- la sensibilité à la corrosion qui exige une protection extérieure et intérieure.
- la faible durée de vie estimée à 20 ans.

**b. Les conduites en fonte ductile :**

La fonte est un alliage de fer et de carbone, dont la proportion varie entre 2,2 à 4 %. La fonte ductile est obtenue en additionnant, au moment de la coulée, une très faible quantité de magnésium dont la présence au sein de la fonte, provoque la cristallisation de graphite sous une forme sphéroïdale au lieu de cristaux aplatis comme dans la fonte ordinaire.

- **Les avantages des canalisations en fonte ductile :**

- Résistance aux pressions élevées ;
- La fonte permet de supporter des pressions de service atteignant 50 bars pour les tuyaux ne dépassent 600mm de diamètre, et 40 bars pour les tuyaux de diamètre supérieur.
- Les longueurs courantes de ces tuyaux sont 6m pour les petits et moyens diamètres (jusqu'à 800mm) et 7m à 8,25 à partir de 800mm de diamètre.
- Très rigide et solide.
- Bonne résistance aux forces intérieures.

- **Les inconvénients des canalisations en fonte ductile :**

- la sensibilité à la surcharge et aux mouvements du sous-sol qui provoquent le déboîtement des conduites.
- la fragilité.
- le non disponibilité sur le marché.

- Lourds et très chères.
- Grande sensibilité à la corrosion.



Figure IV. 1 : Corrosion des conduites métallique.

#### **IV.4.4. Les conduites à base de ciment :**

##### **a. Tuyaux en amiante-ciment :**

Des tuyaux constitués de ciment Portland de haute qualité, d'amiante (minérale cristallisé d'origine magmatique) et d'eau. Ces tuyaux sont reliés à l'aide d'un manchon coulissant, des raccords en amiante-ciment mobile aux deux extrémités également des raccords résistants à la traction. Lorsque les tuyaux en amiante-ciment sont exposés à une corrosion extérieure.

##### **b. Tuyaux en béton :**

Tuyaux précontraints avec raccords spéciaux selon les prescriptions, des bagues sont utilisées d'étanchéité de section circulaire. Lors de l'introduction du tuyau dans le manchon, le centrage doit faire l'objet d'une attention particulière (socles en béton, dispositifs de guidage sont recommandés).

#### **IV.4.5. Les conduites en plastiques (thermoplastiques) :**

La matière plastique est un nom collectif qui désigne un groupe de matières composées de gigantesques molécules que l'on appelle des macromoléculaires, obtenues par voie

synthétique et qui ont été transformées plastiquement au cours d'une ou plusieurs phases de leurs compositions

Les conduites d'eau potable en matières thermoplastiques sont principalement réalisées :

- En chlorure de polyvinyle dur (PVC dur) ;
- En polyéthylène dur ou souple (PE dur, PE souple).

#### **a. Les tuyaux en PVC (chlorure de polyvinyle) :**

Le PVC est un dérivé de l'éthylène. Le monomère est le chlorure de vinyle de formule :  $\text{CH}_2\text{CHCl}$ . Le PVC est une poudre blanche, le point de fusion se situe à  $150^\circ\text{C}$  et le produit se ramollit à  $75^\circ\text{C}$ ,

##### **• Les avantages des tuyaux en PVC :**

- Les tubes en PVC sont 5 à 8 fois plus légers que les tubes traditionnels (acier fonte) ;
- Une bonne résistance chimique à la solution saline, acide et solution oxydable.
- Le PVC ne subit ni entartrage ni corrosion grâce à son inertie chimique.
- Les tuyaux ont une longueur de 4 à 6m.

##### **• Les inconvénients des tuyaux en PVC :**

- le risque de rupture.
- Une pression nominale inférieure à 20 m.
- Ils sont rigides.

#### **b. Les tuyaux en polyéthylène (PE) :**

Le polyéthylène est issu des hydrocarbures, il résulte de l'association de nombreuses molécules simples (Éthylène) selon une réaction de polymérisation, qui a lieu dans un réacteur chimique sous une pression et une température donnée, en présence de catalyseurs et donnent ainsi naissance à des mélanges solides : résines de base appelées polymères. (Figure)

On distingue deux familles :

- Polyéthylène basse densité (PEBD) :  $0,915\text{g/cm}^3 < d < 0,930\text{g/cm}^3$  ;

- Polyéthylène haute densité (PEHD) :  $0,945\text{g/cm}^3 < d < 0,960\text{g/cm}^3$ .

Les points de fusion pour les deux se situent respectivement à  $115^\circ\text{C}$  et  $130^\circ\text{C}$

- **Les avantages des tuyaux en polyéthylène :**

- le PEHD résiste pratiquement à tous les liquides corrosifs tels que les solutions salines, les acides, les bases, ...etc. Les tubes PEHD véhiculant des eaux très agressives et très chargées ;
- l'élasticité et la flexibilité des tubes.
- Tous les appareils tels que les vannes, les ventouses et les pompes, se montent facilement sur les tubes en PEHD, grâce à des systèmes adéquats.
- Fiable au niveau des branchements, pas de fuites ;
- Se raccorde facilement aux réseaux existants (fonte, acier...etc.) ;
- Durée de vie théorique de 50 ans ;
- Résiste à l'entartrage et à la corrosion ;

- **Les inconvénients des tuyaux en polyéthylène :**

Toutefois, malgré les avantages cités, les tuyaux en PEHD résistent peu aux hautes pressions (pression nominales maximale 30 bars).

**NB :** Suite aux inconvénients que présentent les matériaux métalliques et à base de ciment :

- L'acier :

-Sa grande sensibilité à la corrosion ;

-Une durée de vie moyennement de 20 ans.

La fonte :

-Faible résistance aux surcharges et aux mouvements du sous-sol qui provoquent le déboîtement des tuyaux.

- l'aiment ciment :

-Effet cancérigènes.

-le béton :

- l'électrolyse.

Nous avons opté pour des canalisations en matériaux plastiques, et puisque le PEHD, présente plus d'avantages que le PVC (résiste mieux aux remblais et aux fortes pressions) nous l'avons choisi pour notre réseau.

#### **IV.5. Présentation du logiciel de calcul :**

Dans le domaine de l'AEP, les logiciels les plus utilisés dans notre pays sont : LOOP et PORTEAU. Au cours de ces dernières années, les possibilités nouvelles offertes par les ordinateurs, ont permis l'apparition de nouveaux logiciels plus performants et offrant une meilleure gestion des réseaux de distribution. Parmi ces logiciels : EPANET, Water-SAFE,

Pour notre étude nous allons utiliser EPANET.

##### **IV.5.1 : EPANET :**

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique (calcul hydraulique d'un réseau d'adduction ou de distribution d'eau potable) et qualitatif de l'eau de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. EPANET pour objectif une meilleure compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution.

##### **IV.5.2. Avantages :**

1. le réseau étant sous EPANET, il suffit d'un double clic sur n'importe quel élément du réseau (réservoir, nœud, tronçon, pompe, vanne...etc.) pour vous donner les informations le concernant ;



2. il permet de faire entrer le graphique de consommation, par conséquent, il offre la possibilité d'analyser le réseau à n'importe qu'elle heure de la journée
- 3-Il permet de créer dans un seul fichier, plusieurs scénarios (cas de pointe, cas de pointe plus incendie,...etc.) ;

### **IV.5.3. Modélisation Hydraulique :**

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

1. La taille du réseau étudié est illimitée.
2. Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés,...etc.
3. Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
4. Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût
5. Il peut modéliser différents types de vannes, comme des clapets anti retour, des vannes de contrôle de pression ou débit, des vannes d'arrêt, etc.
6. Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (le diamètre peut varier avec la hauteur).
7. Il peut y avoir différentes catégories de demandes aux nœuds chacune avec une caractéristique propre.
8. Le fonctionnement de station de pompage peut être piloté par des commandes simples, (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir). .
9. Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chézy-Manning.

### **IV.6. Calcul hydraulique du réseau :**

Le calcul hydraulique du réseau projeté, se fera pour deux cas de pointe et de pointe plus incendie.

## IV.6.1. Détermination des débits du réseau :

### IV.6.1.1. Débit en route :

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

$$\sum Q_r = Q_{\text{cons}} - \sum Q_{\text{conc}} \dots \dots \dots \text{en [l/s]}$$

Avec :

$\sum Q_r$  : débit route global.

$Q_{\text{cons}}$  : débit de consommation.

$\sum Q_{\text{conc}}$  : Somme des débits concentrés.

### IV.6.1.2. Débit spécifique :

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

$$Q_{\text{spi}} = \sum Q_r / \sum L_i \dots \dots \dots \text{en [l/s /m]}$$

Avec :

$Q_{\text{spi}}$  = débit spécifique (l/s/m)

$\sum L_i$  = somme des longueurs des tronçons du réseau en mètre (m).

Les résultats donnés par les deux formules précédentes sont récapitulés dans le tableau 4.1 ci-après :

Tableau IV. 1 : Récapitulatif des débits de calcul (cas de pointe).

Heures de pointe	Q <sub>cons</sub>		Q <sub>conc</sub> (l/s)	Q <sub>route</sub> (l/s)	ΣLi (m)	Q <sub>spi</sub> (l/s/m)
	m <sup>3</sup> /h	(l/s)				
		342,27	95,07	0	95,07	12488.33

#### IV.6.1.3. Les débits aux nœuds (nodaux) :

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

Avec :  $Q_{n,i} = 0.5 \sum Q_{ri-k} + \sum Q_{conc} \dots \text{en [l/s]}$

$Q_{n,i}$ : débit au nœud i (l/s)

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

$\sum Q_{conc}$ : somme des débits concentrés au nœud (l/s) qui sont nuls.

##### a. cas de pointe :

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

Nœuds	Tronçon	Longueur (m)	Q spec (l/s/m)	Q <sub>rout</sub> (l/s)	Q <sub>noeud</sub> (l/s)
1	P24	298,1	0,007706	2,297	4,194
	P25	790,5	0,007706	6,091	
2	P24	298,1	0,007706	2,297	3,471
	P29	373,2	0,007706	2,876	
	P12	229,5	0,007706	1,768	
3	P29	373,2	0,007706	2,876	4,066
	P4	502,79	0,007706	3,874	

Suite du tableau VI-2 :

Nœuds	Tronçon	Longueur (m)	Q spec (l/s/m)	Qrout (l/s)	Qnoeud (l/s)
3	P15	179,3	0,007706	1,382	4,4066
4	P16	242,49	0,007706	1,869	3,597
	P23	188,3	0,007706	1,451	
	P4	502,79	0,007706	3,874	
5	P22	533,3	0,007706	4,110	4,980
	P20	465,3	0,007706	3,586	
	P32	293,95	0,007706	2,265	
6	P22	533,3	0,007706	4,061	2,055
7	P10	266,5	0,007706	2,054	4,001
	P23	188,3	0,007706	1,451	
	P20	465,3	0,007706	3,586	
	P2	118,4	0,007706	0,912	
8	P2	118,4	0,007706	0,912	5,233
	P5	647	0,007706	4,986	
	P13	592,74	0,007706	4,568	
9	P5	647	0,007706	4,986	3,763
	P6	151,4	0,007706	1,167	
	P19	178,2	0,007706	1,373	
10	P6	151,4	0,007706	1,167	1,668
	P7	136,5	0,007706	1,052	
	P8	144,9	0,007706	1,117	
11	P7	136,5	0,007706	1,052	0,526
12	P8	144,9	0,007706	1,117	0,558
13	P19	178,2	0,007706	1,373	5,897
	P13	592,74	0,007706	4,568	
	P3	759,47	0,007706	5,852	
14	P17	705,4	0,007706	5,436	7,648

Suite du tableau VI-2 :

Nœuds	Tronçon	Longueur (m)	Q spec (l/s/m)	Qrout (l/s)	Qnoeud (l/s)
14	P18	337,4	0,007706	2,600	7,648
	P3	759,47	0,007706	5,852	
	P33	182,79	0,007706	1,409	
15	P18	337,4	0,007706	2,600	4,058
	P11	152,9	0,007706	1,178	
	P35	562,99	0,007706	4,338	
16	P11	152,9	0,007706	1,178	3,163
	P26	517,86	0,007706	3,991	
	P9	150,1	0,007706	1,157	
17	P9	150,1	0,007706	1,157	3,742
	P36	273,76	0,007706	2,110	
	P30	547,27	0,007706	4,217	
18	P21	163,42	0,007706	1,259	4,791
	P25	790,5	0,007706	6,091	
	P37	289,59	0,007706	2,232	
19	P21	163,42	0,007706	1,259	3,389
	P28	486,7	0,007706	3,750	
	P12	229,5	0,007706	1,768	
20	P28	486,7	0,007706	3,750	4,920
	P14	272,33	0,007706	2,099	
	P26	517,86	0,007706	3,991	
21	P10	266,5	0,007706	2,054	5.485
	P14	272,33	0,007706	2,099	
	P15	179,3	0,007706	1,382	
	P17	705,4	0,007706	5,436	
22	P27	113,28	0,007706	0,873	1,603
	P33	182,79	0,007706	1,409	
	P34	120	0,007706	0,925	

Suite du tableau VI-2 :

Nœuds	Tronçon	Longueur (m)	Q spec (l/s/m)	Qrout (l/s)	Qnoeud (l/s)
23	P27	113,28	0,007706	0,873	0,436
24	P34	120	0,007706	0,925	0,462
25	P16	242,49	0,007706	1,869	3,491
	P31	369,7	0,007706	2,849	
	P32	293,95	0,007706	2,265	
26	P31	369,7	0,007706	2,849	1,424
27	P35	562,99	0,007706	4,338	3,224
	P36	273,76	0,007706	2,110	
28	P30	547,27	0,007706	4,217	3,2244
	P37	289,59	0,007706	2,232	

#### b) cas de pointe + incendie :

Ce cas est homologue au cas de pointe mais seulement, mise à part le nœud 01 où l'on note le point le plus défavorable de notre réseau alors on doit assurer un débit supplémentaire d'incendie (17l/s).

### IV.6.2. Répartition arbitraire des débits :

La répartition arbitraire des débits est faite selon les principes de la méthode de HARDY CROSS qui repose sur les deux lois suivantes :

1<sup>ère</sup> loi : pour le même nœud la somme des débits entrants est égale à celle des débits sortants (équation de la continuité  $\sum Q=0$ ).

2<sup>ème</sup> loi : la somme algébrique des pertes de charge dans la même maille est nulle ( $\sum H_L=0$ ). Connaissant le débit arbitraire, nous pourrions déduire les diamètres de chaque tronçon du réseau à travers l'abaque (voir annexe).

#### IV.6.2.1. Calcul des paramètres hydrauliques :

Après avoir introduit les diamètres avantageux dans EPANET, nous avons eu les résultats des deux cas (pointe et pointe plus incendie) représentés respectivement dans les tableaux (IV.3 - IV.5) et (IV.4 - IV.6) ci-après :

**a) Cas de pointe :**

Tableau IV. 3 : Caractéristiques hydrauliques et cotes des Nœuds (cas de pointe)  
:

ID Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (mce)	Pression (mce)
Nœud n1	119,16	4,19	127,57	10,39
Nœud n2	104,76	3,47	127,11	22,35
Nœud n3	92,26	4,07	126,06	33,8
Nœud n4	77,6	3,6	122,04	44,44
Nœud n5	74,1	4,98	110,19	36,09
Nœud n6	57,06	2,06	101,07	44,01
Nœud n7	87,87	4	123,42	35,55
Nœud n8	87,43	5,23	122,81	35,38
Nœud n9	77,02	3,76	103,81	26,79
Nœud n10	67,28	1,67	99,42	32,14
Nœud n11	55,25	0,53	97,59	42,34
Nœud n12	64,49	0,56	97,26	32,77
Nœud n13	82,1	5,9	105,18	23,08
Nœud n14	80,26	7,65	110,44	30,18
Nœud n15	73,53	4,06	114,36	40,83
Nœud n16	71,57	3,16	117,01	45,44
Nœud n17	71,25	3,74	117,58	46,33
Nœud n18	102,9	4,79	122,81	19,91
Nœud n19	101,01	3,39	125,24	24,23
Nœud n20	83,29	4,92	122,45	39,16
Nœud n21	91,9	5,49	124,96	33,06
Nœud n22	70,33	1,6	108,52	38,19
Nœud n23	69,85	0,44	108,15	38,3
Nœud n24	69,85	0,46	108,08	38,23

Suite du tableau VI-3 :

ID Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (mce)	Pression (mce)
Nœud n25	78,23	3,49	118,45	40,22
Nœud n26	73,45	1,42	115,17	41,72
Nœud n27	66,92	3,22	115,17	48,25
Nœud n28	98,95	3,22	118,88	19,93

Tableau IV. 4 : Caractéristiques hydrauliques et cotes des tronçons (cas de pointe)  
:

tronçon	Nœud de départ	Nœud d'arrivée	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériaux	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
P-1	R	1	150,99	400	PEHD PN10	95,07	0,97
P-2	7	8	118,4	160		14,1	0,9
P-3	14	3	759,47	90		3,55	0,72
P-4	3	4	502,79	110		6,56	0,89
P-5	8	9	647	75		4,42	1,38
P-6	9	10	151,4	63		2,75	1,22
P-7	10	11	136,5	40		0,53	0,58
P-8	10	12	144,9	40		0,56	0,61
P-9	17	16	150,1	75		1,41	0,44
P-10	21	7	266,5	200		27,08	1,11
P-11	16	15	152,9	90		5,89	1,2
P-10	21	7	266,5	200		27,08	1,11
P-11	16	15	152,9	90		5,89	1,2
P-12	2	19	229,5	160		18,11	1,16
P-13	8	13	592,74	75		4,45	1,39
P-14	21	20	272,33	110		7,1	0,96
P-15	3	21	179,3	250		50,72	1,33
P-16	4	25	242,49	110	9,23	1,25	
P-17	21	14	705,4	110	11,05	1,5	



Suite du tableau VI-4 :

tronçon	Nœud de départ	Nœud d'arrivée	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériaux	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
P-18	15	14	337,4	75	PEHD PN10	2,65	0,83
P-19	13	9	178,2	75		2,1	0,66
P-20	7	5	465,3	63		2,72	1,21
P-21	19	18	163,42	110		9,26	1,26
P-22	5	6	533,3	63		2,06	0,91
P-23	7	4	188,3	110		6,26	0,85
P-24	1	2	298,1	400		82,93	0,85
P-25	1	18	790,5	125		7,95	0,83
P-26	20	16	517,86	110		7,64	1,04
P-27	22	23	113,28	50		0,44	0,31
P-28	19	20	486,7	110		5,46	0,74
P-29	2	3	373,2	315		61,35	1,01
P-30	28	17	547,27	160		9,19	0,59
P-31	25	26	369,7	63		1,42	0,63
P-32	25	5	293,95	75		4,31	1,35
P-33	14	22	182,79	75		2,5	0,78
P-34	22	24	120	50		0,46	0,32
P-35	27	15	562,99	75		0,82	0,26
P-36	17	27	273,76	90		4,04	0,82
P-37	18	28	289,59	125		12,42	1,3

**b) Cas de pointe plus incendie :**

Tableau IV. 5 : Caractéristiques hydrauliques et cotes des Nœuds (Cas de pointe plus incendie).

ID Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (mce)	Pression (mce)
Nœud n1	119,16	21,19	127,47	10,29

Suite du tableau IV.5 :

ID Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (mce)	Pression (mce)
Nœud n2	104,76	3,47	127,01	22,25
Nœud n3	92,26	4,07	125,95	33,69
Nœud n4	77,6	3,6	121,94	44,34
Nœud n5	74,1	4,98	110,09	35,99
Nœud n6	57,06	2,06	100,97	43,91
Nœud n7	87,87	4	123,32	35,45
Nœud n8	87,43	5,23	122,71	35,28
Nœud n9	77,02	3,76	103,71	26,69
Nœud n10	67,28	1,67	99,32	32,04
Nœud n11	55,25	0,53	97,48	42,23
Nœud n12	64,49	0,56	97,15	32,66
Nœud n13	82,1	5,9	105,07	22,97
Nœud n14	80,26	7,65	110,33	30,07
Nœud n15	73,53	4,06	114,26	40,73
Nœud n16	71,57	3,16	116,9	45,33
Nœud n17	71,25	3,74	117,47	46,22
Nœud n18	102,9	4,79	122,7	19,8
Nœud n19	101,01	3,39	125,14	24,13
Nœud n20	83,29	4,92	122,35	39,06
Nœud n21	91,9	5,49	124,85	32,95
Nœud n22	70,33	1,6	108,41	38,08
Nœud n23	69,85	0,44	108,04	38,19
Nœud n24	69,85	0,46	107,98	38,13
Nœud n25	78,23	3,49	118,35	40,12
Nœud n26	73,45	1,42	115,07	41,62
Nœud n27	66,92	3,22	115,07	48,15
Nœud n28	98,95	3,22	118,77	19,82

Tableau IV. 6 : Caractéristiques hydrauliques et cotes des tronçons (cas de pointe plus incendie) :

tronçon	Nœud de départ	Nœud d'arrivée	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériaux	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)
P-1	R	1	150,99	400	PEHD PN10	112,07	1,15
P-2	7	8	118,4	160		14,1	0,9
P-3	14	3	759,47	90		3,55	0,72
P-4	3	4	502,79	110		6,56	0,89
P-5	8	9	647	75		4,42	1,38
P-6	9	10	151,4	63		2,75	1,22
P-7	10	11	136,5	40		0,53	0,58
P-8	10	12	144,9	40		0,56	0,61
P-9	17	16	150,1	75		1,41	0,44
P-10	21	7	266,5	200		27,08	1,11
P-11	16	15	152,9	90		5,89	1,2
P-12	2	19	229,5	160		18,11	1,16
P-13	8	13	592,74	75		4,45	1,39
P-14	21	20	272,33	110		7,1	0,96
P-15	3	21	179,3	250		50,72	1,33
P-16	4	25	242,49	110		9,23	1,25
P-17	21	14	705,4	110		11,05	1,5
P-18	15	14	337,4	75		2,65	0,83
P-19	13	9	178,2	75		2,1	0,66
P-20	7	5	465,3	63		2,72	1,21
P-21	19	18	163,42	110		9,26	1,26
P-22	5	6	533,3	63		2,06	0,91
P-23	7	4	188,3	110		6,26	0,85
P-24	1	2	298,1	400		82,93	0,85
P-25	1	18	790,5	125		7,95	0,83
P-26	20	16	517,86	110		7,64	1,04
P-27	22	23	113,28	50		0,44	0,31

Suite du tableau IV.6 :

tronçon	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériaux	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
P-28	19	20	486,7	110	PEHD PN10	5,46	0,74
P-29	2	3	373,2	315		61,35	1,01
P-30	28	17	547,27	160		9,19	0,59
P-31	25	26	369,7	63		1,42	0,63
P-32	25	5	293,95	75		4,31	1,35
P-33	14	22	182,79	75		2,5	0,78
P-34	22	24	120	50		0,46	0,32
P-35	27	15	562,99	75		0,82	0,26
P-36	17	27	273,76	90		4,04	0,82
P-37	18	28	289,59	125		12,42	1,3

Les caractéristiques hydrauliques et géométriques pour les deux cas sont représentées dans les figures IV.2 et IV.3 ci-après

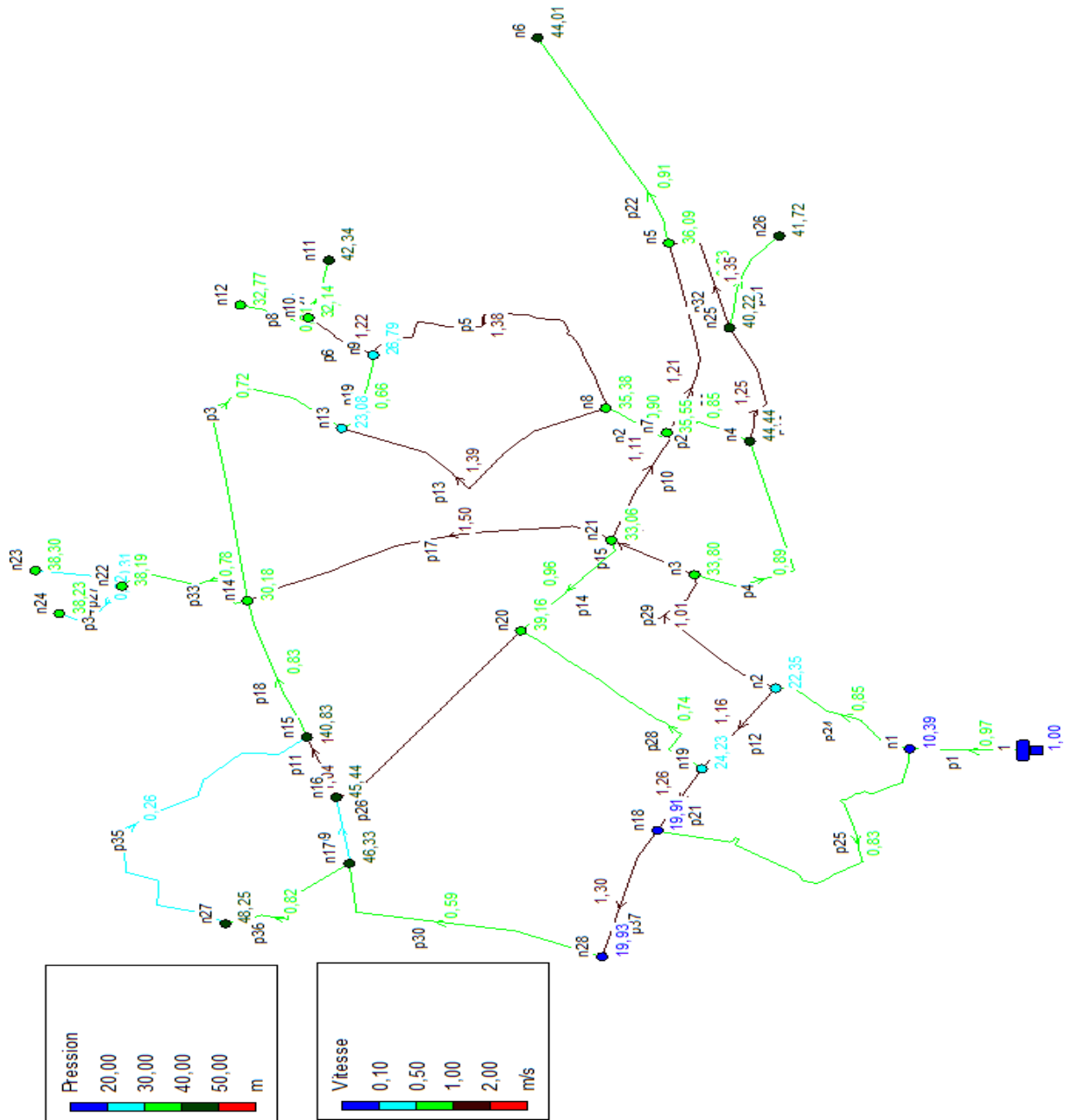


Figure IV . 2 : Vitesse et pression pour le cas de pointe

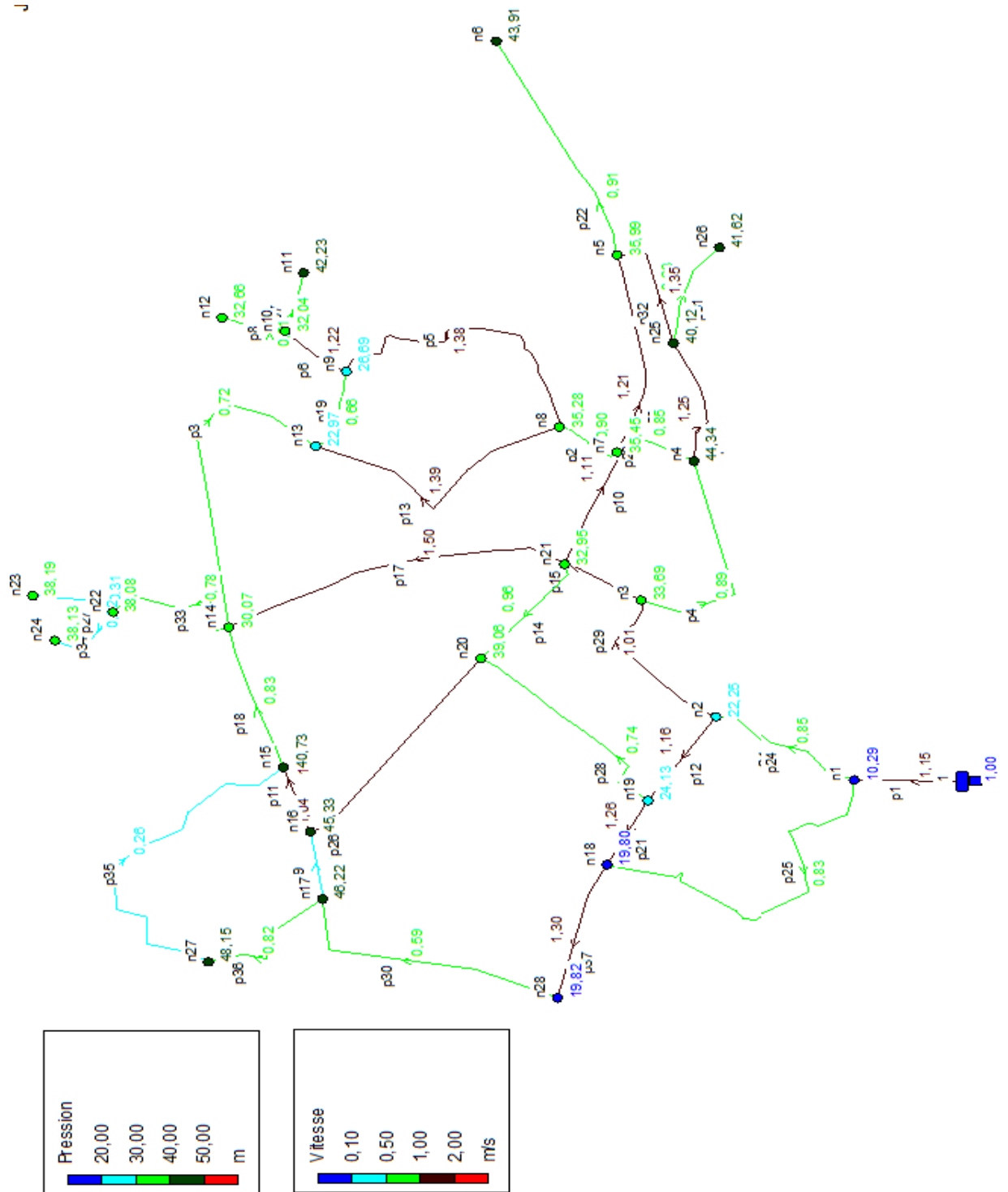


Figure IV. 3 : Vitesse et pression pour le cas de pointe + incendie.

### IV.6.5. Interprétation des résultats :

#### a) Cas de pointe :

**Les vitesses :** Des vitesses faibles (inférieure à 0,50 m/s) ont été recensées pour quelques tronçons, et ceci peut conduire à la formation des dépôts de nature minérale à l'intérieure de ces derniers. Mais ce problème ne peut être évité, dans tous les cas nous nous trouvons dans l'obligation de cibler des pressions au sol en relation avec le niveau de construction au détriment des vitesses. Tout ce qu'on peut faire c'est de recommander des curages périodiques et systématiques des conduites et ceci par l'ouverture, soit des vannes de vidanges, soit des poteaux d'incendie.

**Les pressions :** Des pressions au sol qui ne dépassent pas les 50 m sur nœuds de notre réseau sont acceptables pour cela des manœuvres de fermeture partielles de vanne sur les conduites ne seront pas nécessaires de même pour les réducteurs de pressions automatiques seront inutile.

#### b) Cas de pointe plus incendie :

**Les vitesses :** Dans notre cas le point le plus défavorable (le nœud 1) se

Situé en tête du réseau chose qui est rare, et cela parce que il procède relativement une cote de terrain naturelle très élevée 117,18. C'est pour cette raison toutes les vitesses sont similaires à celles trouvées dans le cas de pointe, sauf celles du tronçon P-1 reliant le point de piquage au point plus défavorable (noeud1), là où la vitesse a augmenté pour atteindre 1.15m/s (une vitesse qui répond toujours aux recommandations).

**Les pressions :** Nous remarquons que les pressions dans ce cas sont légèrement

Faibles par rapport au cas de pointe (les mêmes observations). En effet, la condition d'incendie se trouve satisfaite avec une pression de service égale à 10,29m de colonne d'eau (ce qui est acceptable) et une vitesse équivalente à 1,15 m/s.

**Conclusion :**

A travers ce chapitre nous avons dimensionné notre réseau en utilisant le logiciel EPANET. Il a été obtenu des vitesses et des pressions conformes aux normes. Ces résultats trouvés nous permettent de satisfaire la demande sans avoir des problèmes de fonctionnement du réseau.



*Accessoires du réseau de  
distribution*

### **V.1. Introduction :**

Dans ce chapitre, nous allons présenter quelques accessoires complétant l'ossature et la conception d'un nouveau réseau de distribution projeté pour l'agglomération. Un réseau sans accessoires ne pourra jamais fonctionner à son bon rendement maximum notamment quand il est vétuste. C'est dans ce sens que les pièces et les appareils accessoires sont nécessairement utiles notamment pour mieux gérer un système d'alimentation en eau potable en général.

### **V.2. Rôle des accessoires :**

Les organes et les accessoires jouent un rôle prépondérant dans le bon fonctionnement du réseau, ils sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement d'eau.
- Protéger les canalisations.
- Changer la direction des conduites.
- Raccordement des conduites.
- Changer le diamètre.
- Soutirer les débits.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.

### **V.3. Organes accessoires utilisés dans le réseau :**

Les accessoires qui seront mis en place sont :

#### **V.3.1. Robinets vannes :**

Ce sont des appareils de sectionnement permettant l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux. Ils permettent aussi le réglage des débits, leur manœuvre s'effectue :

- Manuellement à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille » celle-ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).
- électriquement pour des robinets de grande dimension,
- commandes hydrauliques et pneumatiques par vérin ou moteur à air.

On distingue plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés :

Vanne à coin (à opercule) :

Ce sont des appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale. La vanne est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement

à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne. Les diamètres varient entre 40 à 300 mm

**NB :** Ils sont placés au niveau de chaque nœud, (en respectant la règle  $(n-1)$  où  $n$  est le nombre de conduites aboutissant au nœud),

#### a. Vannes papillons :

Ce sont des appareils de réglage de débit et de sectionnement et dont l'encombrement est faible. Il s'agit d'un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon. Ce type de robinet permet un arrêt automatique et rapide en cas de rupture de conduite. Les diamètres sont plus importants, ils varient de 100 à 2500 mm parfois plus, cette vanne occasionne une faible perte de charge.



Figure V. 1 Robinets vanne papillon (D'après document Pont-à-Mousson)

**NB :** Pour notre réseau, on place ce type de robinet au niveau du point de piquage.

#### b. Clapets anti retour :

Le clapet anti retour est, en apparence, un appareil simple. Schématiquement, il fonctionne comme une porte. C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens. On trouve des clapets à double battant, papillon, à contrepoids, tuyère etc.

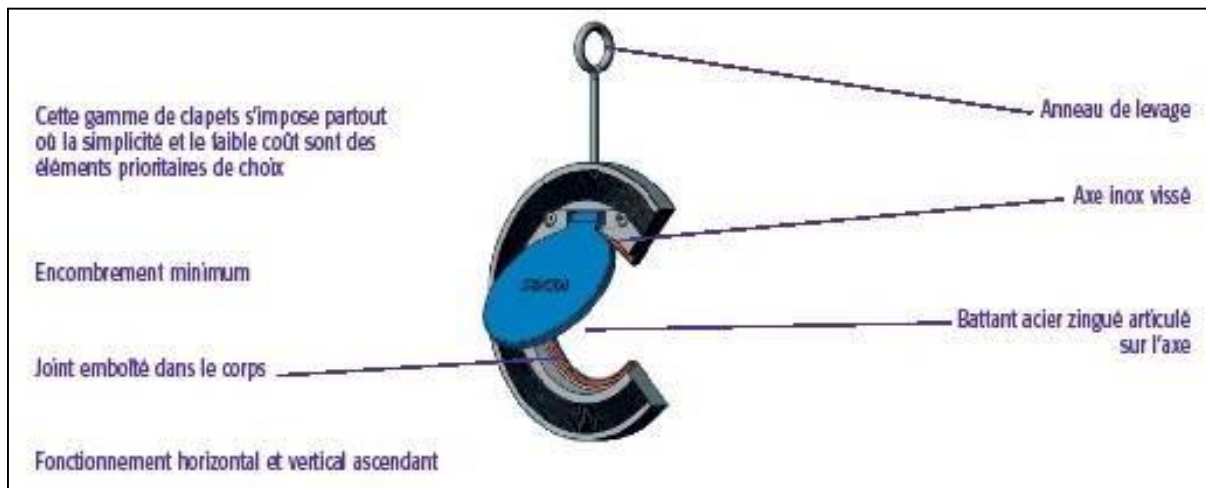


Figure V. 2 : Clapet à simple battant (D'après document Danfoss Socla)

#### a Vannes de décharge :

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

**NB :** Dans notre cas on prévoit ces vannes aux points bas des conduites formant les mailles et au niveau des nœuds 6, 25 et 12, 11, 26 qui représentent les extrémités aval des ramifications. Pour vidanger, nettoyer et réparer ces dernières.

#### c. Robinets de branchement :

On distingue :

- les robinets d'arrêt qui sont placés à l'aval des points de raccordement des branchements. Leur rôle est d'isoler le particulier du réseau

- Les robinets de prise pour soutirer les débits, ils joueront également le rôle de dégazage

#### V.3.2 : Poteaux d'incendie :

Les poteaux d'incendie sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés. Les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65mm de diamètre auxquelles on ajoute une prise frontale de 100 mm si le débit d'incendie dépasse 500 l/min ou si la pression de l'eau est faible. Les poteaux d'incendie doivent être reliés aux conduites du réseau par des conduites de raccordement d'au moins 150 mm de diamètres

dotées d'une vanne d'isolement. La distance qui sépare deux poteaux d'incendie est de 50m à 200m.

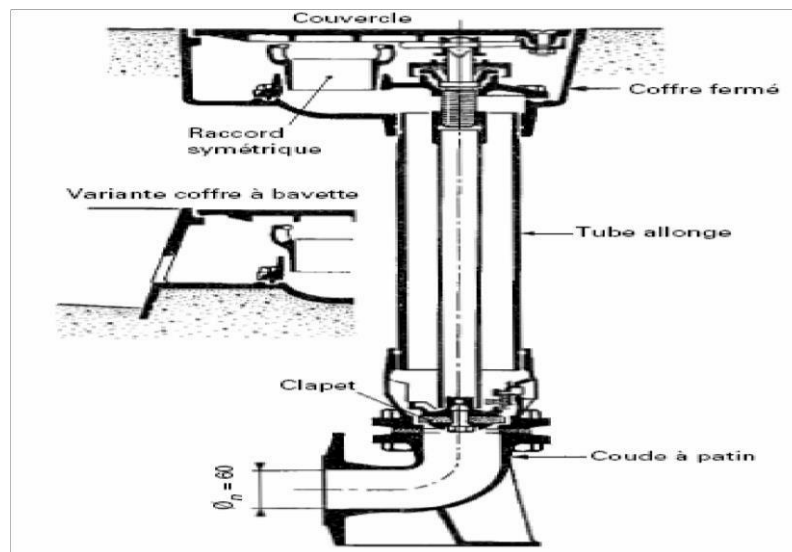


Figure V. 3 : Bouche d'incendie ou de lavage (D'après document Pont-à-Mousson).

**NB :** Dans notre cas, on prévoit l'installation de poteaux d'incendie chaque 200m, au niveau des conduites véhiculant au minimum un débit 17 l/s sous une pression minimale de 1 bar. On veille à choisir le coté de la rue de façon à minimiser la longueur de leurs branchement à la conduite de distribution.

### V.3.3 : Les raccordements :

Notre réseau est en PEHD, pour ce type de matériau il existe trois types de raccordements :

#### 5.3.4.1. Soudure bout à bout

Le soudage bout à bout par élément chauffant est utilisé pour assembler les tubes et raccords en PE d'épaisseur identique. Ce procédé consiste à porter à la température  $T = 230^{\circ}\text{C}$  de soudage, par un outil chauffant (miroir), les extrémités des tubes et/ou raccords pendant six minutes.

Après avoir retiré l'outil chauffant, les extrémités plastifiées sont mises en contact et sont maintenues en pression de 50 bars l'une contre l'autre jusqu'à un cycle complet de refroidissement qui est de 43 minutes.

Une bonne soudure bout à bout, reconstitue parfaitement la continuité de la canalisation avec une résistance mécanique identique. Le soudage bout à bout ne peut être effectué qu'à partir du diamètre 90 mm [4].

#### **Les raccords électro- soudables :**

Les raccords électro soudables sont équipés d'un fil résistant intégré au voisinage de la surface, qui, après assemblage, se trouvera au contact du tube. Des bornes situées à l'extérieur de la zone de soudage permettent le raccordement de cette résistance à une source d'énergie.

Après grattage, nettoyage et positionnement des pièces à raccords, la tension est appliquée aux bornes du raccord et la puissance électrique provoque une fusion de surface des deux pièces à assembler. Un mélange intime entre le tube en PE et le raccord assure la cohésion et une étanchéité parfaite entre eux. Ce type de raccordement est très recommandé.

Selon les statistiques mondiales, ce nouveau système assure zéro fuite, néanmoins, il demande certaines précautions à prendre lors de montage [4].



Figure V. 4 : Bout à bout «bouteuse»

#### **V.3.4.3. Les raccords mécaniques :**

Ces raccords sont soit en matière plastique, soit métallique, ils sont couramment utilisés jusqu'au DN 63 mm et existe à des diamètres supérieurs à 90 mm maximum.

Après coupe, ébavurage et Chau freinage des tubes, le montage s'effectue tout simplement par emboîtement et serrage de raccord. [3].

Il existe donc une gamme de raccords en polyéthylène destinés à :

- La déviation d'une partie d'écoulement.

- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage.
- Le changement de diamètre de la conduite.
- Le changement de direction de la conduite.
- L'assemblage des tubes.

Pour notre réseau on aura besoin de :

#### a. Les coudes :

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

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

#### a. Les tés :

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



Figure V.5 : Les tés

#### b. Les croix de jonction :

Elles sont utilisées au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires.

**c. les manchons :**

Ce sont des morceaux de 25 à 50 cm, qui sont utilisés pour le raccordement des accessoires et appareillages.

**V.3.5. Organes de mesure :****• Mesure de débit :**

Le réseau de distribution nécessite l'emplacement des appareils de mesure de débit, qui seront installés en des points adéquats, et servent à l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle de la consommation.

On distingue des appareils traditionnels tel que le diaphragme, le venturi et la tuyère, et d'autres modernes qui sont les plus utilisés comme les débits mètre et les compteurs.

**NB :** On prévoit pour notre cas, l'installation des compteurs à double sens au niveau des mailles, et des compteurs à un seul sens au point de piquage et au niveau des ramifications.

**• Mesure de pression :**

Les appareils les plus utilisés sont

**- Manomètres à aiguilles :**

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations (figure V.6).

**- Manomètres à soufflet :**

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





Figure V.6 : Manomètre (d'après document BAMO)

**NB :** Dans notre cas on prévoit un manomètre au niveau des conduites quel que soit leur diamètre.

### **V.3.6. By-pass :**

Le by-pass est utilisé pour :

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ;
- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

**NB :** Dans notre cas, un by-pass est placé au niveau du point de piquage pour remplir les deux premiers rôles

### **Conclusion :**

Afin d'assurer un bon fonctionnement du réseau, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes. Pour assurer la longévité de ces appareils un entretien périodique et une bonne gestion sont nécessaires.

*Pose de canalisation et  
organisation de chantier*

**VI.1. 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, nous allons exposer la pose de canalisation en général, à effectuer dans notre agglomération, une chronologie des travaux à entreprendre, ainsi que les engins de terrassement qui vont être utilisés pour la mise en place des conduites.

**VI.2. Choix et type de pose de canalisation pour l'agglomération :**

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

- la Pose en terre ;
- la Pose en mauvais terrains ;
- la Pose en galerie ;
- la Pose en pentes ;
- la Pose des conduites traversées des routes et voies ferrées
- la Pose en immersion (cours d'eau) ;
- la Pose à proximité d'une conduite d'assainissement
- la Passage de ponts
- la Pose sans tranchée ouverte

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.
- Selon ces facteurs on opte pour les poses suivantes :

**VI.2.1. Pose de canalisation en terre :**

Ce choix est justifié par la présence du réseau dans un terrain ordinaire en sa totalité. Dans ce type de pose on procède à l'enfouissement des canalisations dans une tranchée de largeur et profondeur suffisante (détaillé ci-après) avec établissement des niches, et cela va nous permettre de les protéger contre les dégradations extérieures, de conserver la fraîcheur de l'eau et de les mettre à l'abri du gel.

**NB :** tous les tronçons seront posés en terre d'une façon ordinaire sauf quelques-uns, dont on a suggéré les poses citées ci-dessous.

### VI.2.2. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement :

Ce cas concerne, les tronçons qui seront posés dans la même tranchée que les conduites d'assainissement, dans ce cas il faut veiller à ce que les tuyaux d'eau potable soient posés au-dessus des tuyaux d'eau usée sur un rayon de 30 cm, comme l'indique la figure VI-1 ci après :

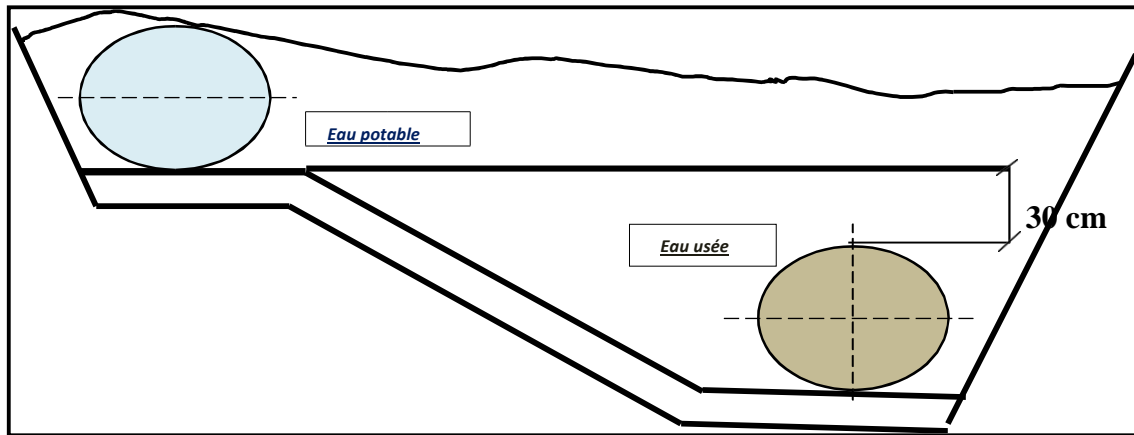


Figure VI. 1 : Pose à proximité d'une conduite d'assainissement

### VI.3.2 Les différents travaux de mises en place des canalisations :

#### VI.3.2.1 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :

##### VI.3.2.2. Matérialisation :

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

##### VI.3.3.3. 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.

### VI.3.3. Excavation des tranchées :

Cette opération se divise en deux étapes :

**VI.3.3.1. Enlèvement de la couche végétale :**

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour un dozer (voir figure5.10).

**VI.3.3.2. 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.

**NB :** on choisit d'utiliser la pelle hydraulique pour la réalisation des fouilles (figure5.9).

**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.

(Figure 6.5). La largeur de la tranchée est donnée par la formule suivante :

$$B = D + (2 \times 0,30) \dots \text{en (m)}$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (m).

**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 (Figure5.5).

On peut calculer la profondeur de la tranchée en utilisant la formule suivante :

$$H = D + H1 + H2 \dots \text{en (m)}$$

Avec :

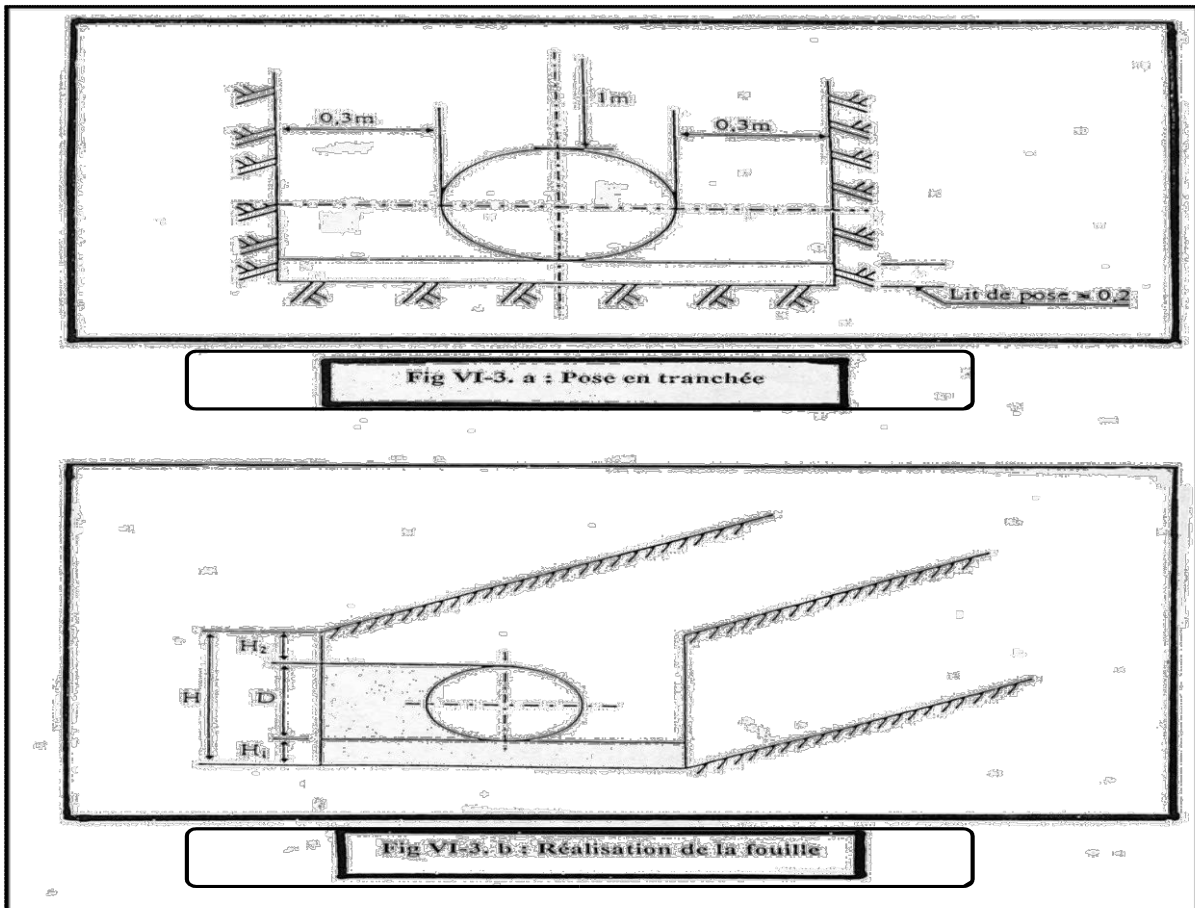
H : la profondeur de la tranchée (m) ;

H1 : profondeur du lit de pose prise égale à 0.2 m ;

$H_2$  : distance verticale séparant la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol (m).

$D$  : diamètre de la conduite (mm).

Figure VI. 2 : Schéma d'une tranchée avec une conduite circulaire.



### 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.

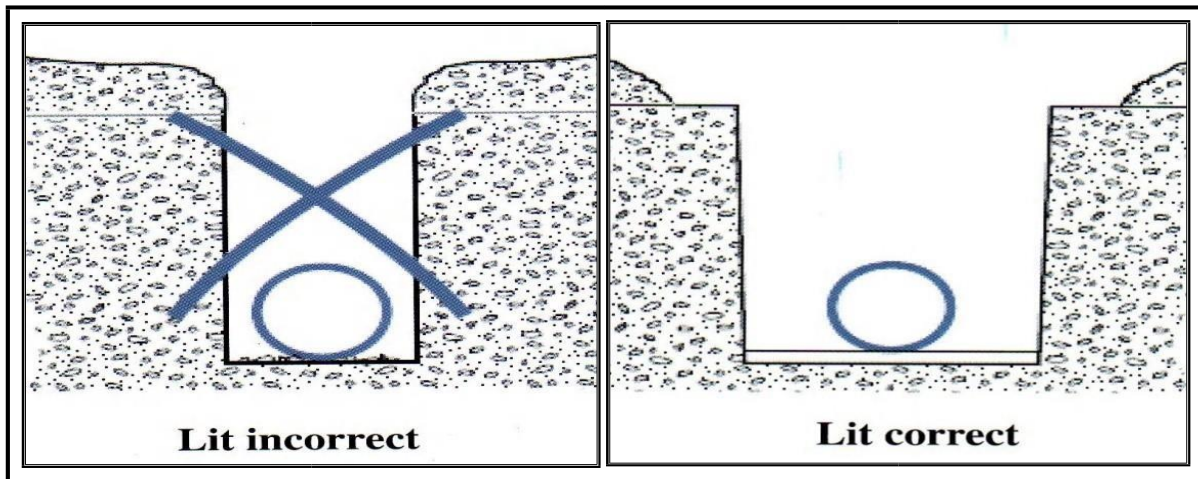


Figure VI. 3 : Lit de pose.

**d. L'assise :**

Au-dessus du lit de pose et jusqu'à la hauteur de l'axe de la canalisation, le matériau de remblai est poussé sous les flancs de la canalisation et compacté de façon à éviter tout mouvement de celle-ci et lui constituer l'assise prévue.

L'ensemble du lit de pose et l'assise constituent l'appui [9].

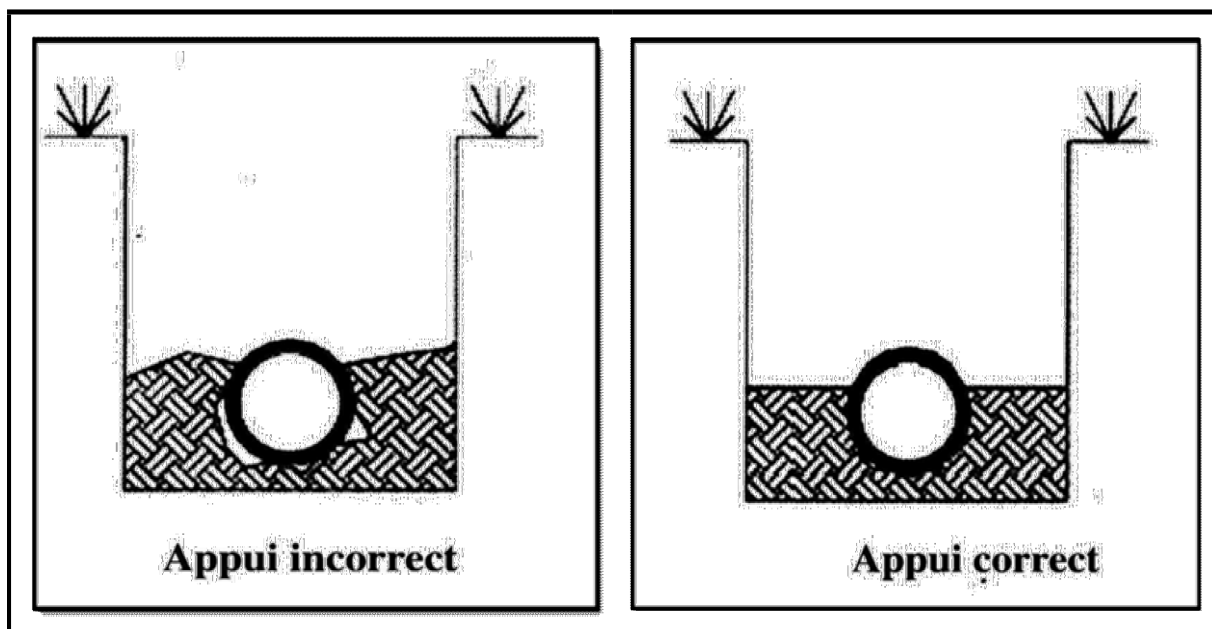


Figure VI. 4 : Appui des conduites

**VI.3.4. Pose des conduites :**

1-Avant la descente des conduites aux fouilles, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui on subit 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.

**VI.3.5. 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.

**VI.3.6. 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.

Sachant que le remblayage des tranchées comporte en général trois phases principales :



**VI.3.6.1. Le remblai d'enrobage :**

Comprend le lit de pose, l'assise, le remblai de protection. Le remblai directement en contact avec la canalisation, jusqu'à une hauteur uniforme de 10cm au-dessus de sa génératrice supérieure, doit être constitué du même matériau que celui de lit de pose.

**VI.3.6.2 : Le grilleur d'avertisseur :**

Un grillage avertisseur est un rouleau à mailles larges généralement en plastique et dont la couleur indique ce qui a été enterré à l'aplomb de ce grillage (bleu dans notre cas) il doit être disposé dans la tranchée, à une distance de 20 à 30 cm (on va prendre 20 cm) au-dessus de la conduite protégée .

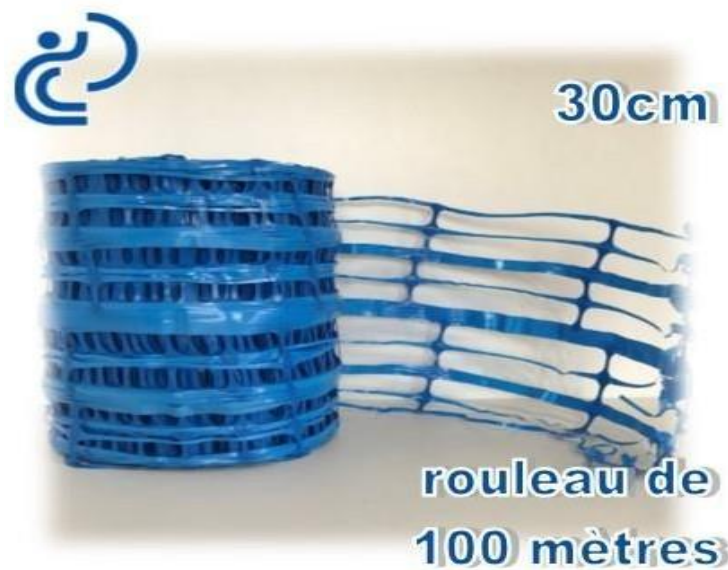


Figure VI. 5 : un grilleur d'avertisseur

**VI.3.6.3. Le remblai supérieur :**

L'exécution du remblai supérieur peut comporter la réutilisation des déblais d'extraction de la fouille, si le maître de l'ouvrage l'autorise.

Ceux-ci seront toutefois expurgés des éléments de dimension supérieure à 10 cm, des débris végétaux et animaux, des vestiges de maçonnerie et tout élément pouvant porter atteinte à la canalisation [9].

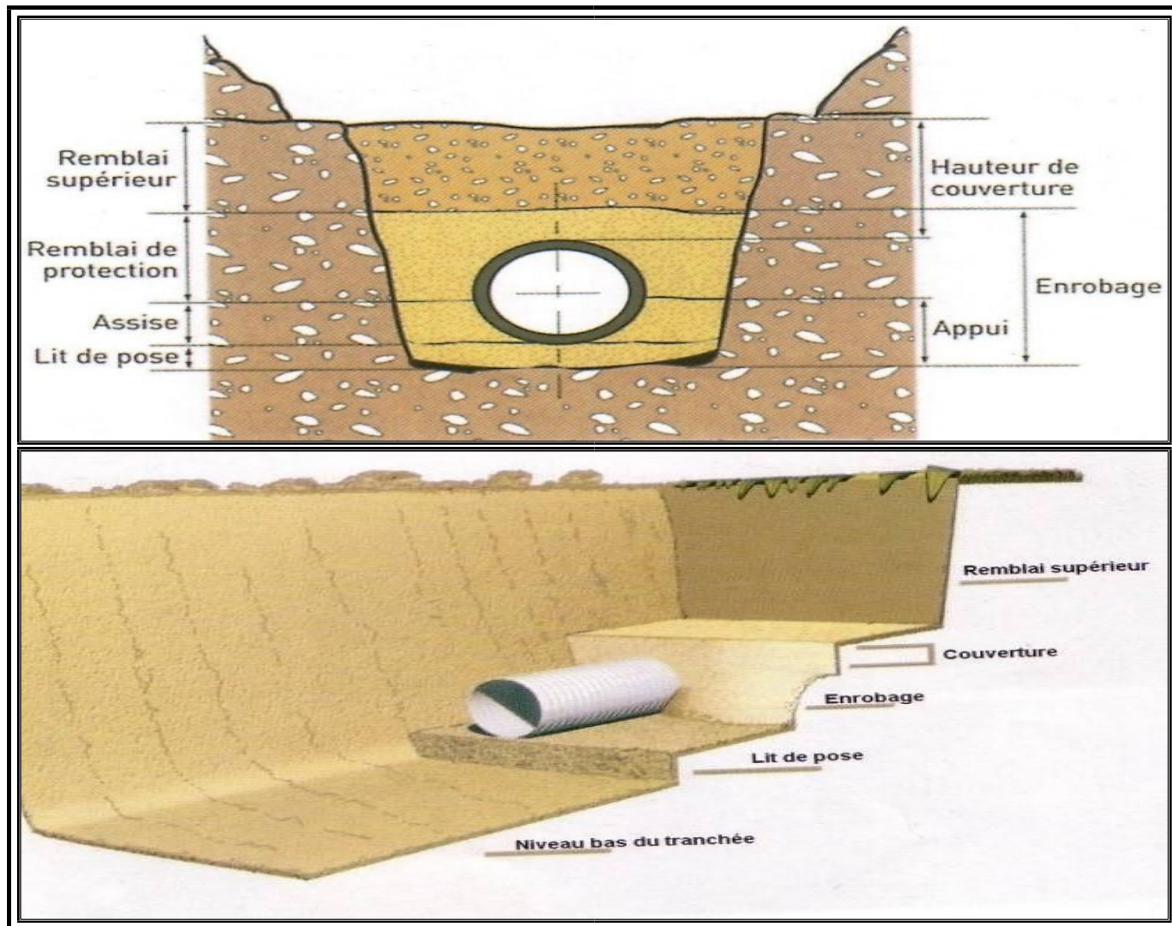


Figure VI. 6 : Remblayage des tranchées.

### VI.3.7. 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.

**NB :** nous optons pour un compacteur (vibrateur de sol) pour le compactage.

### VI.4. Définitions 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.

**a) 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.



Figure VI. 7 : la pelle hydraulique

**b) Dozer :**

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au-dessus du sol de 75cm à 1m).

**c) 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 VI. 8 : Chargeur

**d) 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.

**VI.5. Calcul de la capacité de la pelle :**

Connaissant la nature des travaux demandés et comparant le champ d'application ainsi que les caractéristiques de chacune des deux types de pelle, on opte pour une pelle équipée en rétro à roue pneumatique pour atteindre un rendement optimal.

Pour déterminer les caractéristiques de la pelle, nous devons calculer le volume total à excaver pour notre réseau (on va prendre une profondeur totale de 1.2m).

Tableau VI. 1 : Calcul du volume à excaver

Tronçon	Longueur (m)	D externe (mm)	Base (m)	Surface (m <sup>2</sup> )	Volume (m <sup>3</sup> )	Volume de lit de sable (m <sup>3</sup> )
P-1	150,99	400	1	1,200	181,19	30,20
P-2	118,4	160	0,76	0,912	107,98	18,00
P-3	759,47	90	0,69	0,828	628,84	104,81
P-4	502,79	110	0,71	0,852	428,38	71,40
P-5	647	75	0,675	0,810	524,07	87,35
P-6	151,4	63	0,663	0,796	120,45	20,08
P-7	136,5	40	0,64	0,768	104,83	17,47
P-8	144,9	40	0,64	0,768	111,28	18,55
P-9	150,1	75	0,675	0,810	121,58	20,26
P-10	266,5	200	0,8	0,960	255,84	42,64
P-11	152,9	90	0,69	0,828	126,60	21,10
P-12	229,5	160	0,76	0,912	209,30	34,88
P-13	592,74	75	0,675	0,810	480,12	80,02
P-14	272,33	110	0,71	0,852	232,03	38,67
P-15	179,3	250	0,85	1,020	182,89	30,48
P-16	242,49	110	0,71	0,852	206,60	34,43
P-17	705,4	110	0,71	0,852	601,00	100,17
P-18	337,4	75	0,675	0,810	273,29	45,55
P-19	178,2	75	0,675	0,810	144,34	24,06
P-20	465,3	63	0,663	0,796	370,19	61,70
P-21	163,42	110	0,71	0,852	139,23	23,21
P-22	533,3	63	0,663	0,796	424,29	70,72
P-23	188,3	110	0,71	0,852	160,43	26,74
P-24	298,1	400	1	1,200	357,72	59,62
P-25	790,5	125	0,725	0,870	687,74	114,62
P-26	517,86	110	0,71	0,852	441,22	73,53612
P-27	113,28	50	0,65	0,780	88,36	14,7264
P-28	486,7	110	0,71	0,852	414,67	69,1114
P-29	373,2	315	0,915	1,098	409,77	68,2956
P-30	547,27	160	0,76	0,912	499,11	83,18504
P-31	369,7	63	0,663	0,796	294,13	49,02222
P-32	293,95	75	0,675	0,810	238,10	39,68325
P-33	182,79	75	0,675	0,810	148,06	24,67665
P-34	120	50	0,65	0,780	93,60	15,6
P-35	562,99	75	0,675	0,810	456,02	76,00365

Suite du tableau VI.1 :

P-36	273,76	90	0,69	0,828	226,67	37,77888
P-37	289,59	125	0,725	0,870	251,94	14.99
Somme :					10741.89	1790.31

D’après ce tableau, le volume total du réseau est : **10741,89 m<sup>3</sup>**

A travers ce volume calculé, nous déterminons la capacité du godet pour notre pelle en rétro.

Tableau VI. 2 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

Volume du terrassement par une pelle (m3)	<= 10000	>=10000	>20000	>100000
Capacité du godet (m3)	0,25 - 0,35	0,5 - 0,65	1 - 1,25	1,5

Comme le volume de terrassement est supérieur à 10000 m<sup>3</sup> donc la capacité du godet sera : 0.65 m<sup>3</sup>

**VI.5.1. Rendement d’exploitation de la pelle choisie :**

Le rendement  $K_R K_t T_c K_f$  de la pelle est donné par la relation :

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

Avec :

q : Capacité du gobet 0.35 m<sup>3</sup>.

K<sub>r</sub> : Coefficient de remplissage du gobet K<sub>r</sub>=0.8 – 0.9 ; On prend 0.8

K<sub>t</sub> : Coefficient d’utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l’habilité du conducteur K<sub>t</sub>=0.7 - 0.9 ; On prend 0.8

K<sub>f</sub> : Coefficient de foisonnement du sol K<sub>f</sub>=1.2

T<sub>c</sub> : la durée d’un cycle de remplissage du godet T<sub>c</sub>=(15-30)s ; On prend T<sub>c</sub>=20s

AN :  $R_p = \frac{3600 \times 0.35 \times 0.8 \times 0.8}{20 \times 1.2} = 33,6 \text{ (m}^3\text{/h)}$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour R<sub>p</sub>=268,8m<sup>3</sup>/j.

**VI.5.2. La durée d’excavation :**

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

$$T = \frac{V}{R_p} = \text{Jours}$$

V : volume du sol excavé (m<sup>3</sup>)

R<sub>p</sub> : capacité du godet en jours (m<sup>3</sup>/j)

AN :  $T = \frac{10741.89}{268,8} = 39.96 \text{ Jours}$

**T = 40 jours**

**VI.5.3 Calcul du volume des remblais :**

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c$$

V<sub>r</sub> : volume du remblai.

V<sub>exc</sub> : volume du déblai (volume excavé).

V<sub>c</sub> : volume occupé par la conduite.

V<sub>s</sub> : volume du lit de sable.

Tel que :

$$V_c = S_c * L \qquad \text{avec : } S_c = \frac{\pi * D^2}{4}$$

Après les calculs on trouve que : V<sub>c</sub> = 189.31 m<sup>3</sup>

Donc :

$$V_r = 10741.86 - 1790.31 - 189.31 \rightarrow V_r = 8762.23 \text{ m}^3$$

Tableau VI. 3 : Volumes des travaux de pose canalisation

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m <sup>3</sup>	10741.86
2	Lit de sable	m <sup>3</sup>	1790.31
3	Les conduites	ml	12488.33
4	Remblais	m <sup>3</sup>	8762.23

## **VI.6. Elaboration Du Planning D'exécution Des Travaux :**

Un projet comporte un nombre de tâches plus ou moins grand à réaliser dans les délais impartis et selon un agencement bien déterminé. [5].

La mise en œuvre de technique de planification nécessite que :

- Les tâches soient identifiées.
- Les tâches soient quantifiées en termes de délais, de charges ou de ressources.
- La logique de l'ensemble des tâches ait été analysée.

On peut aussi suivre les étapes suivantes :

- La collecte des informations.
- La décomposition du projet.
- La définition des relations entre les tâches.
- Attribution des durées.
- Construction du diagramme.

### **VI.6.1. Planification des travaux :**

Les principales opérations à exécuter sont :

- A. Décapage de la couche de terre végétale.
- B. Piquetage.
- C. Exécution des tranchées et des fouilles pour les vannes.
- D. Aménagement du lit de pose.
- F. Assemblage des tuyaux.
- E. La mise en place des canalisations en tranchée.
- G. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et joints.
- H. Remblai des tranchées.
- I. Travaux de finition.

La détermination du délai de la réalisation est représentée dans le tableau suivant :



Tableau VI. 4 : Détermination du délai de la réalisation.

OPERATION	T <sub>R</sub> (jour)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	25	0	25	0	25	0
B	20	25	45	25	45	0
C	40	45	85	45	85	0
D	60	85	145	95	145	10
E	70	85	155	85	155	0
F	30	85	115	125	155	40
G	15	85	100	140	155	55
H	35	155	190	155	155	0
I	25	190	215	190	190	0

Avec :

- TR : temps de réalisation.
- MT : marge totale.
- DCP : date de commencement au plutôt.
- DFP : date de finition au plutôt.
- DCPP : date de commencement au plus tard
- DFPP : date de finition au plus tard.

En suit on va les présenter (opérations) dans un schéma des nœuds pour trouver le chemin critique.

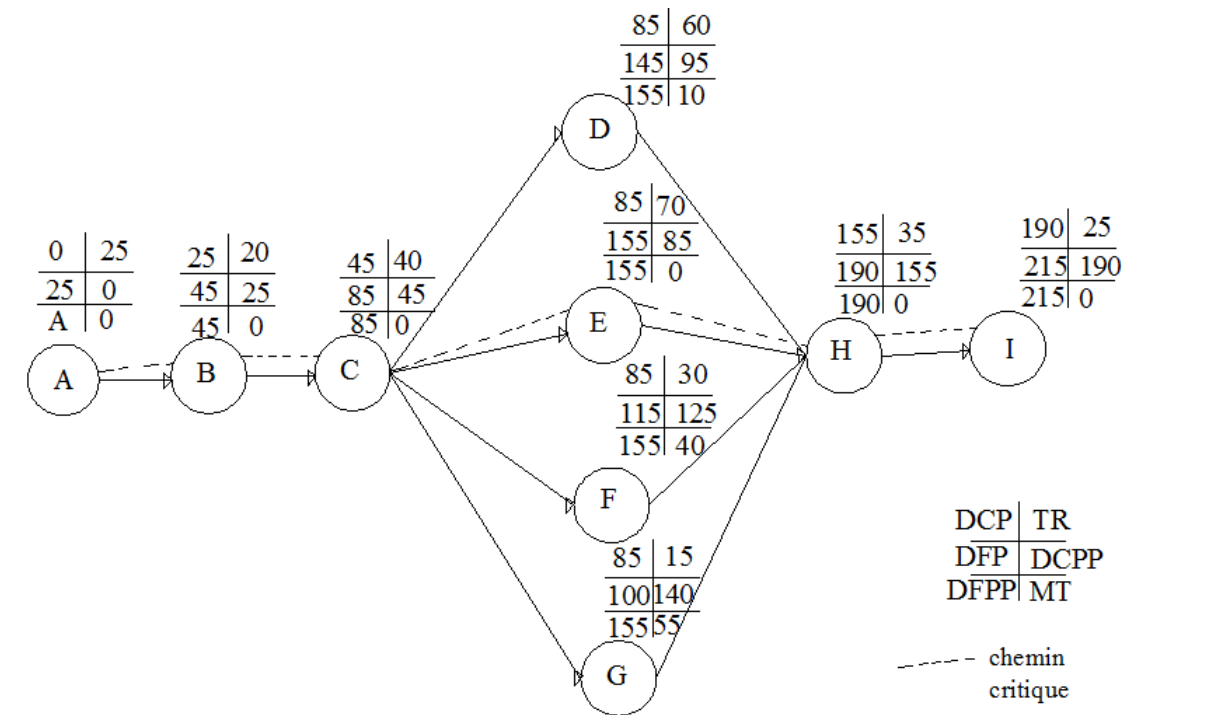


Figure VI. 9 : schéma à nœuds

D’après la Figure VI.9 et la table ci-dessus :

Le chemin critique sera : A-B-C-D -H-I avec :  $\Sigma TR= 215$  jours.

N.B : La durée totale du projet est de 215 jours, cette durée peut être diminuée si on utilise plusieurs engins en même temps.

### VI.6. Estimation de coût des terrassements :

#### VI.6.1. Devis estimatif de la pose de canalisation :

Tableau VI. 5 : Devis estimatif de la pose de canalisation.

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Décapage	m3	1248.33	300	374499
Déblais	m3	10741.86	400	4296744
Pose de lit du sable	m3	1790.31	1000	1790310
Remblaiement des tranchées	m3	8762.23	400	3504892

Suite du tableau VI.5 :

évacuation des déblais excédentaires	m3	3222.56	100	322256
conduite ø 400	ml	449,09	17463,73	7842786,506
conduite ø 315	ml	373,2	10856,32	4051578,624
conduite ø 250	ml	179,3	6824,69	1223666,917
conduite ø 200	ml	266,5	4390,6	1170094,9
conduite ø 160	ml	895,17	2809,85	2515293,425
conduite ø 125	ml	1080,09	1716,14	1853585,653
conduite ø 110	ml	3079,29	1392,85	4288989,077
conduite ø 90	ml	1186,13	932,07	1105556,189
conduite ø 75	ml	2945,17	638,17	1879519,139
conduite ø 63	ml	1519,7	452,39	687497,083
conduite ø 50	ml	233,28	290,75	67826,16
conduite ø 40	ml	281,4	187,88	52869,432
grilleur d'avertisseur	ml	12500	40,54	506750
Somme				37534714,1

**V.6.2. Devis global :**

Tableau VI. 6 : Devis estimatif global.

Nature des charges	Charges en DA
Terrassement	10795451
Conduites,	26739263,1
Totale HT	37534714,1
TVA 19%	7131595,68
<b>TOTALE TTC</b>	<b>44666309,78</b>

A travers ces tableaux donnant les prix unitaires de chaque opération, ainsi que le coût total de l'ensemble des travaux à entreprendre, on peut retirer ces chiffres principaux :

- **10 850 000 DA** coût de terrassement.
- **26 800 000 DA** coût des conduites.

**Conclusion :**

A travers ce chapitre, nous avons défini tous les travaux qui vont avoir lieu sur chantier, et la manière dont il faut procéder. Mais cela ne suffit pas parce que le levage, la manutention de tuyaux, et les travaux dans les tranchées, sont des opérations dangereuses. Donc ces opérations doivent être réalisées par un professionnel maîtrisant les procédures, Pour que la qualité des tuyaux et raccords ne soient pas détériorés lors de la pose et l'emboîtement, et pour que la procédure d'emboîtement ne soit pas compromise.

*Protection et sécurité du  
travail*

## VII.1. Introduction :

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

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

L'essentiel objectif de la sécurité d'un travail sera la diminution de la fréquence et de la gravité des accidents dans les chantiers, d'où le domaine hydraulique couvre un large éventuel lors de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable.

Les différentes phases d'exécution des travaux sont :

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

**NB :** pour notre cas nous avons seulement les travaux qui concernent la pose de canalisation.

## VII.2. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :

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

### VII.2.1. Facteurs humains :

- Manque de contrôle et négligence
- La fatigue des travailleurs, manque de maîtrise et de responsable.
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux
- Erreurs de jugement ou de raisonnement.
- Importance durant les différentes phases de réalisation.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

### VII.2.2. Facteurs matériels :

- Outillage, engins, et machines de travail.

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

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations, etc.) [2]

### **VII.3. Liste des conditions dangereuses :**

- Installations non protégées.
- Installations mal protégées.
- Outillages, engins et machines en mauvais état.
- Protection individuelle inexistante.
- Défaut dans la conception et dans la construction.
- Matières défectueuses.
- Stockage irrationnel.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Eclairages défectueux -
- Facteurs d'ambiance impropres.
- Conditions climatiques défavorables. [6]

### **VII.4. Liste des actions dangereuses :**

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Neutraliser les dispositifs de sécurités.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin.
- Importance durant les opérations de stockage.
- Adopter une position peu sûre.
- Travailler dans une altitude inappropriée.

- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.

## **VII.5. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :**

### **VII.5.1 Protection individuelle :**

Pour mieux protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gants, chaussures, lunette protectrice etc.)[2]

### **Autre protections :**

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).
- Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.
- Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

## **VII.6. Protection collective :**

### **VII.6.1. Equipement de mise en œuvre du béton :**

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

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

### **VII.6.2. Engin de levage :**

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

- Affecter des personnes qui comptent.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.



### **VII.6.3. Appareillage électrique :**

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

### **Conclusion :**

Ce chapitre nous a permis de savoir comment faire les travaux pour réaliser un réseau d'alimentation en eau potable sur un chantier dans les meilleures conditions et le bon fonctionnement.

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

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

### **Conclusion Générale :**

Au terme de notre travail, nous disons que les problèmes de l'alimentation en eau potable de DJELIDA, résident dans les mauvaises gestions et dans l'état de vétusté extrême dans lesquels se trouve le réseau.

Mais l'approvisionnement et la distribution de l'eau constituent des problèmes majeurs pour les agglomérations. Pour y remédier nous avons conçu de nouveau réseau de distribution de type mixte (maillé-ramifier) par des conduites non corrosives en polyéthylène de haute densité (PEHD PN 10) qui doivent répondre aux besoins de la population, au moins jusqu'en 2038.

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

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

## Références bibliographiques :

[1] : H. Meddi, M. Meddi. -Variabilité spatiale et temporelle des précipitations du nord-ouest de L'Algérie [en ligne] : Disponible sur :

<[http://studiacrescent.com/pdf/gt2\\_2007/Meddi\\_VARIABILITE\\_PRECIPITATIONS\\_ALGERIE.pdf](http://studiacrescent.com/pdf/gt2_2007/Meddi_VARIABILITE_PRECIPITATIONS_ALGERIE.pdf)> consulté le 12 juin 2011.

[2] : BOURMA, YACOUB OUSMAN.- Alimentation en eau potable de la ville de BOUARFA W.BLIDA.- Blida : [s. n.], 2008.- 91 p.

MFE : ENSH : département de spécialité : 2008.

[3] : Valiron, François.- Mémento de gestionnaire d'alimentation en eau et de L'assainissement .T.1 : eau dans la ville, alimentation en eau.- Paris : Lavoisier Tech & Doc, 1994.- p 435.

[4] : DUPONT, A.- Hydraulique urbaine : T2.- paris : Eyrolles, 1979.- p 484.

# Annexes

Annexe III.1 : Tube PEHD eau potable (PN10)

. Référence	Désignation	Diamètre Ext (mm)	Épaisseur (mm)	Diamètre Int (mm)	Q en l/s pour	V= 1 m/s
					V=0,5 m/s	
<b>11 003 0161</b>	Tube PEHD	<b>16</b>	/	/	/	/
<b>11 003 0201</b>	Tube PEHD	<b>20</b>	2.0	16	<b>0.10</b>	<b>0.20</b>
<b>11 003 0251</b>	Tube PEHD	<b>25</b>	2.0	21	<b>0.17</b>	<b>0.35</b>
<b>11 003 0321</b>	Tube PEHD	<b>32</b>	2.4	27.2	<b>0.29</b>	<b>0.58</b>
<b>11 003 0401</b>	Tube PEHD	<b>40</b>	3.0	34	<b>0.45</b>	<b>0.91</b>
<b>11 003 0501</b>	Tube PEHD	<b>50</b>	3.7	42.6	<b>0.71</b>	<b>1.43</b>
<b>11 003 0631</b>	Tube PEHD	<b>63</b>	4.7	53.6	<b>1.13</b>	<b>2.26</b>
<b>11 003 0751</b>	Tube PEHD	<b>75</b>	5.6	63.8	<b>1.60</b>	<b>3.20</b>
<b>11 007 0901</b>	Tube PEHD	<b>90</b>	5.4	79.2	<b>2.46</b>	<b>4.93</b>
<b>11 007 1101</b>	Tube PEHD	<b>110</b>	6.6	96.8	<b>3.68</b>	<b>7.36</b>
<b>11 007 1251</b>	Tube PEHD	<b>125</b>	7.4	110.2	<b>4.77</b>	<b>9.54</b>
<b>11 007 1601</b>	Tube PEHD	<b>160</b>	9.5	141	<b>7.81</b>	<b>15.61</b>
<b>11 007 2001</b>	Tube PEHD	<b>200</b>	11.9	176.2	<b>12.19</b>	<b>24.38</b>
<b>11 007 2501</b>	Tube PEHD	<b>250</b>	14.8	220.4	<b>19.08</b>	<b>38.15</b>
<b>11 007 3151</b>	Tube PEHD	<b>315</b>	18.7	277.6	<b>30.26</b>	<b>60.52</b>
<b>11 007 4001</b>	Tube PEHD	<b>400</b>	23.7	352.6	<b>48.82</b>	<b>97.65</b>
<b>11 007 5001</b>	Tube PEHD	<b>500</b>	29.7	440.6	<b>76.23</b>	<b>152.47</b>
<b>11 003 6301</b>	Tube PEHD	<b>630</b>	51.2	527.6	<b>109.31</b>	<b>218.62</b>

Tableau VI.5 : prix des conduites PEHD PN 10

D (mm)	Prix PN10 HT (DA/ml)
40	187,88
50	290,75
63	452,39
75	638,17
90	932,07
110	1392,85
125	1716,14
160	2809,85
200	4390,6
250	6824,69

Suite du tableau VI.5 :

315	10856,32
400	17463,73

Source : algerien construction (site web) 2018