

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 commune de Khams-Djouamaa (w. Médéa)..**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0012-21

APA Citation (توثيق APA):

**Benouali, Abderrahman (2021). Etude du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Khams-Djouamaa (w. Médéa).[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**Digital Repository of ENSH** aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 بتمكين الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option: ALEMENTATION EN EAU POTABLE**

**THEME :**

Etude du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de  
Khams-Djouamaa (W.Médéa)

**Présenté par :**

**BENOUALI Abderrahman**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
MOKRANE Wahiba	M.C.B	Président
DERNOUNI Youcef	M.A.A	Examineur
AMIRI Djamel	M.A.A	Examineur
BENLATRECH Tarek	M.A.A	Examineur
KAHLERRAS Malika	M.C.B	Promotrice

**Session : Décembre 2021**

# **REMERCIEMENT**

*Tout d'abord, je voudrais commencer par remercier **DIEU** qui a éclairé mon chemin et qui m'a donné le courage de terminer mes études tout au long de ces 5 années.*

*J'adresse mes sincères remerciements à tous **mes Enseignants** de l'ENSH pour leurs contributions à ma formation d'ingénieur d'état en hydraulique.*

*Je voudrais ensuite présenter ma gratitude à mon promoteur: **Mme M.KAHLERRAS** pour m'avoir dirigé avec ses sages conseils afin de mener à bien ce travail.*

*Je remercie **le président et les membres du jury** qui me font l'honneur de juger mon travail.*

*Mes remerciements vont également à mes chers **parents, frères, sœurs** et tous **mes amis**, et toutes les personnes qui m'ont aidé et contribué directement ou indirectement à la réalisation de cette mémoire.*

***BENOUALI ABDERRAHMAN 2021***

## *DEDICASE*

*Je Dédie ce modeste travail Spécialement à mes **très chers** parents pour leurs Sacrifices, leur Aide et leur soutien.*

*A mes très chers frères*

*et*

*A tous mes Amis : Mourad, Ayoub, Khaled, Islam, Moussa, Anis, et a tous mes amis que j'ai rencontrés durant ces 5 années à l'école.*

*BENOUALI ABDERRAHMAN*

## ملخص

بلدية خمس جوامع في ولاية المدية تعاني من نقص واضح في التموين بالماء الصالح للشرب بسبب التسريبات، و التي بدورها هي نتاج لقدم خط الأنابيب المستعملة في شبكة التغذية بالماء الصالح للشرب، و نقص في سعة التخزين الناجمة عن التوسع الحضري. من خلال هاته المذكرة، سنقوم بعمل جزء خاص بدراسة المنطقة المعينة و تشخيص للشبكة القديمة، بالإضافة إلى ذلك هاته المذكرة تتضمن أيضا دراسة للحلول المقترحة لهذا النقص بإنشاء شبكة جديدة للتموين بالماء الصالح للشرب مع بناء خزان مياه جديد.

## Résumé

La commune de Khams Djouamaa dans la Wilayat de Médéa souffre d'un déficit clair d'approvisionnement en eau potable en raison des fuites qui se produisent à la suite de vieilles canalisations utilisées dans le réseau d'AEP, et du manque de capacité de stockage en tant que résultat de l'expansion urbaine.

A travers ce mémoire, en va faire une petite partie consiste à étudier la zone d'étude et diagnostique de réseau, en plus cette mémoire comprend également une étude de solution proposée à ces déficiences par l'établissant d'un nouveau réseau d'AEP avec et la construction d'un nouveau réservoir d'eau potable.

## Abstract

The town of Khams Djouamaa in Médéa suffers from a clear deficit of drinking water supply due to the leaks that occur as a result of old pipes used in the AEP network, as well as the lack of storage capacity as a result of urban expansion. Through this work, we are going to do a small part that consists of studying the study area and network diagnosis. In addition, a solution is proposed to overcome these deficiencies by establishing a new AEP network with a new drinking water tank.

## Sommaire

### INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale.....	13
<b>CHAPITRE I: PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE</b>	
I. Introduction.....	2
1. Situation géographique de la zone d'étude .....	2
2. Situation topographique.....	2
3. Analyse physique du site .....	3
4. Collecte des données et documents :.....	6
5. Situation hydraulique :.....	6
5.1. Ressource en eau.....	6
5.1.1. Eaux superficielles :.....	6
5.1.2. Eaux souterraines :.....	6
a. Forage du parc de l'APC :.....	7
b. Forage d'Ouled Sidi Yahia :.....	8
c. Forage de Bouktir :.....	8
d. Forage de Sidi Khair-Eddine :.....	9
e. Forage d'Ouled Rahmoun :.....	12
5.2. Adduction :.....	13
5.2.1. Adduction Forage Ouled Rahmoun–Réservoir 50m3 SidiKhair-Eddine.....	13
5.2.2. Adduction Station de pompage Sidi Khair-Eddin –Réservoir100 m3 :.....	13
5.2.3. Adduction Forage Bouktir – Point de piquage sur la conduite de refoulement de Sidi Khair-Eddine :.....	13
5.2.4. Adduction Forage du parc de l'APC –Réservoir R100m3 :.....	13
5.2.5. Adduction Forage d'Ouled Sidi Yahia–Réservoir R150m3 :.....	13
5.2.6. Adduction Réservoir R150m3 Ouled Sidi yahia–RéservoirR100m3 :.....	13
5.2.7. Adduction Réservoir R100m3–Réservoir R200m3 :.....	14
5.3. Stockage :.....	14
5.3.1. Réservoir R100m3 :.....	14
5.3.2. Réservoir R200m3 :.....	16
5.3.3. Bâche à eau R30m3 :.....	16
5.3.4. Réservoir R50m3 de Sidi Khair Eddine :.....	17
5.3.5. Réservoir R150m3 d'Ouled Sidi Yahia :.....	17
5.3.6. Caractéristique des réservoirs :.....	18
5.4. Réseau de distribution :.....	18
5.4.1. Démarche à suivre dans l'établissement du plan de recollement.....	18
5.4.2. Plan de recollement du réseau d'AEP :.....	19
5.4.3. Pièces spéciales :.....	20
5.5. Etat et principe de fonctionnement du réseau d'AEP :.....	20
5.5.1. Principe de fonctionnement.....	20
5.5.2. Etat du réseau :.....	20
5.5.3. Synthèse de la campagne de sondage :.....	20

Conclusion.....	23
<b>CHAPITRE II: ESTIMATION DES BESOINS EN EAU</b>	
II. Introduction.....	24
1. Evaluation du nombre d'habitants futur.....	24
2. Evaluation des débits.....	25
2.1. Catégories des besoins en eau potable.....	25
2.2. Choix de la norme unitaire de la consommation.....	26
2.3. Détermination de la consommation moyenne journalière.....	26
3. Estimation des besoins journaliers.....	26
3.1. Besoins domestique.....	26
3.2. Besoins des équipements publics.....	26
3.3. Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale.....	27
4. Variation de la consommation.....	27
4.1. Détermination des consommations maximales et minimales journalières.....	28
4.2. Consommation maximale journalière ( $Q_{max j}$ ).....	28
4.3. Consommation minimale journalière ( $Q_{min j}$ ) :.....	28
5. Bilan Production-Besoins.....	29
6. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :.....	31
6.1. Calcule des débits horaires à l'état actuel.....	32
6.2. Calcule des débits horaires à moyen terme.....	34
6.3. Calcule des débits horaires à long terme.....	36
Conclusion :.....	37
<b>CHAPITRE III: ETUDE DE STOCKAGE</b>	
III. Introduction.....	38
1. Notion théorique.....	38
1.1. Fonctions des réservoirs.....	38
1.2. Classification des réservoirs.....	38
1.3. Capacité des réservoirs.....	38
1.3.1. Méthode analytique.....	38
1.3.2. Détermination du résidu maximum dans les réservoirs.....	39
1.3.3. Méthode graphique.....	39
2. Evaluation du volume de stockage nécessaire.....	40
2.1. Calcul de la capacité minimale nécessaire pour le stockage.....	41
3. Dimensionnement de réservoir projeté.....	41
3.1. Forme et type du réservoir.....	41
3.2. Dimensions du réservoir.....	41
3.2.1. Le diamètre de la cuve.....	42
3.2.2. Réévaluation de la hauteur d'eau (h).....	42
3.2.3. Section de la cuve.....	42
3.2.4. La hauteur totale du la cuve.....	42
3.2.5. Hauteur de la réserve d'incendie.....	42

3.2.6.	Résumé des caractéristiques du réservoir projeté.....	43
4.	Equipements hydrauliques du réservoir Semi-enterré.....	43
	Conclusion.....	48

#### **CHAPITRE IV: PROJECTION DE RESEAU AEP**

IV.	Introduction.....	49
1.	Notion théoriques générales.....	49
1.1.	Choix du type de réseau.....	49
1.2.	Conception du réseau de l'agglomération.....	49
1.3.	Exigences fondamentales du réseau.....	49
1.4.	Principe du tracé du réseau.....	49
1.5.	Réhabilitation du réseau de distribution.....	49
1.6.	Choix du matériau des conduites.....	50
2.	Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	50
2.1.	Cas de pointe.....	50
2.2.	Cas de pointe + incendie.....	55
3.	Simulation hydraulique du réseau projeté.....	55
3.1.	Cas de pointe.....	55
3.1.1.	Observations.....	60
3.1.2.	Interprétation des résultats de simulation.....	60
3.2.	Cas de pointe + incendie.....	60
3.2.1.	Observations.....	66
3.2.2.	Interprétation des résultats de simulation.....	66
4.	Recommandations.....	66
	Conclusion.....	66

#### **CHAPITRE V: POSE DES CANALISATIONS ET ACCESSOIRS**

V.	Introduction.....	67
1.	Pose des canalisations.....	67
2.	Réalisation des fouilles.....	68
3.	Assemblage des conduites.....	69
4.	Organes et accessoires utilisés dans le réseau.....	70
4.1.	Accessoires.....	70
4.2.	Mesure de débit.....	72
4.3.	Mesure de pression.....	72
4.4.	Pièces spéciales.....	72
	Conclusion.....	73

#### **CHAPITRE VI: GESTION DE PROJET**

VI.	Introduction.....	74
1.	Les différents travaux de mise en place des canalisations.....	74
1.1.	Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.....	74
1.2.	Le Principe de pose des canalisations.....	74
2.	Planification des travaux du réseau de distribution.....	75



3. Définitions des tâches et leurs durées .....	75
4. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM) .....	75
5. Devis estimatif du projet .....	78
Conclusion .....	79
<b>CONCLUSION GENERALE</b>	
Conclusion générale .....	80
<b>BIBLIOGRAPHIE</b>	
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....	81
<b>ANNEXES</b>	
Annexe .....	82

# LISTE DES TABLEAUX

## CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau I.1 : températures mensuelle moyennes.....	5
Tableau I.2 : caractéristique des forages.....	7
Tableau I.3 : caractéristiques des réservoirs.....	18

## CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Tableau II.1 : Estimation de l'évolution de la population entre 2008 et 2051.....	24
Tableau II.2 : Estimation des Besoins domestiques à différents horizons.....	26
Tableau II.3 : Détermination des besoins des équipements publics existant.....	27
Tableau II.4 : Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale.....	27
Tableau II.5 : Consommation maximale journalière.....	28
Tableau II.6 : Consommation minimale journalière.....	29
Tableau II.7 : Production journalière.....	29
Tableau II.8 : Bilan Ressources-Besoins.....	29
Tableau II.9 : Répartition horaire du débit maximum journalier.....	31
Tableau II.10 : Variation des débits horaires de la commune de Khams Djouamaa à l'état actuel (2021).....	32
Tableau II.11 : Variation des débits horaires de la commune de Khams Djouamaa à Moyen terme (2041).....	34
Tableau II.12 : Variation des débits horaires de la commune de Khams Djouamaa à Long terme (2051).....	36

## CHAPITRE III : ETUDE DE STOCKAGE

Tableau III.1: Détermination de la capacité du réservoir.....	40
Tableau III.2: caractéristiques du réservoir projeté.....	43

## CHAPITRE IV : PROJECTION DE RESEAU AEP

Tableau IV.1 : Récapitulatif des débits de calcul pour le cas de pointe.....	50
Tableau IV.2 : Calculs des débits routes et nodaux « réseau projeté ».....	51
Tableau IV.3 : Cotes piézométriques et pressions dans le réseau projeté (cas de pointe).....	55
Tableau IV.4 : Vitesses et pertes de charge dans le réseau projeté (cas de pointe).....	57
Tableau IV.5 : Cotes piézométriques et pressions dans le réseau projeté (cas de pointe +incendie).....	60
Tableau IV.6 : Vitesses et pertes de charge dans le réseau projeté (cas de pointe + incendie).....	62

## CHAPITRE VI : GESTION DE PROJET

Tableau VI.1 : Temps de réalisation des opérations.....	75
Tableau VI.2 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation duréseau.....	76
Tableau VI.3 : Devis estimatif quantitatif du projet.....	78

## LISTE DES FIGURES

### CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Figure I.1 : Situation Administratif de la commune de Khams Djouamaa.....	3
Figure I.2 : Forage du parc de l'APC.....	7
Figure I.3 : Forage d'Ouled Sidi Yahia.....	8
Figure I.4 : Forage de Bouktir (vue de face).....	8
Figure I.5 : Forage de Bouktir (vue d'arrière).....	9
Figure I.6 : Forage de Sidi Khair-Eddine (l'extérieur).....	9
Figure I.7 : Forage de Sidi Khair-Eddine (l'intérieur).....	10
Figure I.8 : Réservoir 50m <sup>3</sup> de Sidi Khair-Eddine.....	10
Figure I.9 : Station de pompage de station de Sidi Khair-Eddine.....	11
Figure I.10 : Regard des vannes de station de Sidi Khair-Eddine (à l'extérieur et à l'intérieur).....	11
Figure I.11 : Forage d'Ouled Rahmoun à l'extérieur.....	12
Figure I.12 : Forage d'Ouled Rahmoun à l'itérieur (vannes et conduits).....	12
Figure I.13 : Réservoir de centre ville 100m <sup>3</sup> .....	14
Figure I.14 : Réservoir de centre ville 100m <sup>3</sup> chambre des vannes (photos 1).....	15
Figure I.15 : Réservoir de centre ville 100m <sup>3</sup> chambre des vannes (photos 2).....	15
Figure I.16 : Réservoir sud de la ville 200m <sup>3</sup> .....	16
Figure I.17 : Bache à eau sud de la ville de 30m <sup>3</sup> .....	16
Figure I.18 : Réservoir de Sidi Kair Eddine de 50m <sup>3</sup> .....	17
Figure I.19 : Réservoir d'Ouled Sidi Yahia de 150m <sup>3</sup> .....	17
Figure I.20 : Sondage N°1 du réseau existant.....	21
Figure I.21 : Sondage N°2 du réseau existant.....	21
Figure I.22 : Sondage N°3 du réseau existant.....	22
Figure I.23 : Sondage N°4 du réseau existant.....	22
Figure I.24 : Sondage N°5 du réseau existant.....	23

### CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Figure II.1 : Évolution de la population (2008-2051).....	25
Figure II.2 : Bilan Ressources-Besoins.....	30
Figure II.3 : Graphique de la consommation de la commune de Khams Djouamaa à l'état actuel (2021).....	33
Figure II.4 : Courbe de la consommation cumulée de la commune de Khams Djouamaa à l'état actuel (2021).....	33
Figure II.5 : Graphique de la consommation de la commune de Khams Djouamaa à Moyen terme (2041).....	35
Figure II.6 : Graphique de la consommation de la commune de Khams Djouamaa à Long terme (2051).....	35
Figure II.7 : Graphique de la consommation de la commune de Khams Djouamaa à Long terme (2051).....	37
Figure II.8 : Courbe de la consommation cumulée de la commune de Khams Djouamaa à Longterme (2051).....	37

### CHAPITRE III : ETUDE DE STOCKAGE

Figure III.1 : Schéma de la méthode graphique.....	40
Figure III.2 : Schéma générale des équipements hydrauliques du réservoir.....	43
Figure III.3 : Arrivée par surverse (Chute libre).....	44
Figure III.4 : Arrivée par surverse (Noyée).....	44
Figure III.5 : Arrivée Par le fond.....	44
Figure III.6 : Arrivée Par le bas.....	44
Figure III.7 : Conduite de départ.....	45
Figure III.8 : Emplacement de la conduite de trop-plein et de vidange.....	46
Figure III.9 : Système de matérialisation d'incendie d'évent.....	47
Figure III.10 : Conduite by-pass.....	47
Figure III.11 : Trappes d'accès.....	48

### CHAPITRE IV : PROJECTION DE RESEAU AEP

Figure IV.1 : Distribution des pressions dans le réseau projeté (cas de pointe).....	59
Figure IV.2 : Distribution des vitesses dans le réseau projeté (cas de pointe).....	60
Figure IV.3 : Distribution des pressions dans le réseau projeté (cas de pointe + incendie).....	65
Figure IV.4 : Distribution des vitesses dans le réseau projeté (cas de pointe + incendie).....	65

### CHAPITRE V : POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES

Figure V.1 : Marquage du tube en PEHD.....	67
Figure V.2 : L'enfouissement de la conduite.....	69
Figure V.3 : Assemblage Bout à bout.....	69
Figure V.4 : Assemblage PEHD par électro-soudage.....	70
Figure V.5 : Robinets-vanne à opercule.....	71
Figure V.6 : Vanne a papillon.....	71
Figure V.7 : ventouse à triple fonctions.....	72
Figure V.8 : Ventouse à fonction unique.....	72

### CHAPITRE VI : GESTION DE PROJET

Figure VI.1 : Réseau en nœuds pour l'organisation de l'exécution des travaux de réalisation du réseau.....	77
--	----

## **LISTE DES PLANCHES**

**Planche N° 1.** Plan de masse et tracé en plan de réseau projetée.

**Planche N° 2.** Profil à travers de nœud N°8 au nœud N°28.

**Planche N° 3.** Profil en long N°2 de réservoirs R1 au nœud N°18.

**Planche N° 4.** Profil en long N°1 de nœud N°1 au N°46.

## NOMENCLATURE

MNT : modèle numérique du terrain.

dot : Dotation journalière (l/j/hab.).

D : Diamètre (m).

$K_{max,j}$  : Coefficient d'irrégularité maximum journalier.

$K_{min,j}$  : Coefficient d'irrégularité minimum journalier.

N : Nombre de consommateurs (hab).

$Q_{dom}$  : Débit domestique.

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

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

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

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

S : Section du réservoir ( $m^2$ ).

## Introduction générale

L'eau est l'une de nos ressources les plus précieuses et autant que nous voulons qu'elle soit, ce n'est pas une ressource infinie, car seulement 2,5% de l'eau est de l'eau douce. Un problème majeur auquel nous sommes confrontés dans le monde entier est de répondre aux besoins quotidiens en eau, 1 personne sur 3 dans le monde souffre d'inaccessibilité à l'eau. A ce propos, l'Algérie fait partie des régions les plus vulnérables du monde.

Dans notre commune qu'on va étudier de Khams Djouamaa à la wilaya de Médéa, la population augmente rapidement et les besoins en eau alimentaires, industrielles et agricoles sont de plus en plus élevés avec le temps.

Le réseau d'alimentation en eau potable constitue un patrimoine qui vieillit et qu'il est nécessaire de le reconstruire quand il atteint un seuil de vétusté, cela impose la nécessité de faire une toute nouvelle étude de la zone d'étude.

Notre étude intitulée «Etude du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Khams-Djouamaa (W.Médéa)» est fait dans ce contexte pour répondre à cette question et pour explorez des solutions à ce problème sous la forme d'un nouveau réseau d'alimentation en eau potable projeté.

Pour faire ce la, premièrement on va étudier la zone d'étude avec un diagnostique de réseau existant et les accessoires qui possède (réservoirs, forages et accessoires de réseau) pour connaitre est ce qu'il faut faire une réhabilitation ou pas, après ca on va faire une estimation des besoins en eau potable et calcule des débits max horaires qui nous aidions après pour le calcule des débits spécifiques et les débits nodaux dans la projection de réseau d'AEP, mais avant ca il faut faire une étude estimatif de volume de réservoir projeté et leur dimensions.

Pour la projection de réseau d'AEP on utilise les débits nodaux pour faire une simulation par le logiciel EPANET en cas de pointe et cas de pointe + incendie, par ces simulations on peut déterminer les diamètres du réseau et les recommandations nécessaires pour garantir le bon fonctionnement de réseau.

Finalement, on va faire une présentation des méthodes utilisé pour le pose des conduites et pour les accessoires utilisé dans le réseau, à la fin on calcule le temps de réalisation et le devis estimatif de projet.

## I. Introduction

L'objectif de ce travail est de recenser tous les problèmes de l'état actuel du système d'alimentation en eau potable de la ville de Khams Djouamaa afin d'effectuer une nouvelle conception de ce dernier, vu son insuffisances, sa vétusté, pour répondre quantitativement et qualitativement aux besoins des agglomérations.

Dans ce chapitre on s'intéresse à la présentation générale de l'agglomération du point de vue géographique, climatologique et géologique, et connaître la situation hydraulique actuelle afin de calculer le déficit à combler.

### 1. Situation géographique de la zone d'étude

Située à 60 Km au Sud-est du chef lieu de la Wilaya de Médéa, la commune de Khams Djouamaa est une commune issue du découpage de 1984, à vocation agricole.

Elle dépend administrativement de la Daïra de Sidi Naamane et de la Wilaya de Médéa.

Occupant une superficie de 6600 Ha, la commune de Khams Djouamaa est délimitée comme suit :

- Au Nord par la commune de Sidi Naamane
- Au Sud par la commune de Souagui
- A l'Est par la commune de Bousken
- A l'Ouest par la commune d'Ouled Daied

➤ La commune de Khams Djouamaa est dotée des fractions suivantes :

- |                 |                  |
|-----------------|------------------|
| • Ain El Karma  | Errouabhia       |
| • El Mrarma     | Ouled Sidi Yahia |
| • Ouled Rahmoun | Bouktir          |
| • Ermaid        | Seddara          |
| • Ouled El Aid  | OuledFerhat      |

### 2. Situation topographique

Le territoire de la commune de Khams Djouamaa est compris entre les coordonnées géographiques suivantes :

- Longitude : 3° 00' et 3° 10' à l'Est du méridien international.
- Latitude : 36° 11' et 36° 22' Nord.

La Situation Administratif de la commune de Khams Djouamaa est montrée dans la figure (I.1) :





**Figure I.1 :** Situation Administratif de la commune de Khams Djouamaa

### 3. Analyse physique du site

#### 3.1. Le relief

L'assiette communale appartient sur le plan géomorphologique, aux hautes plaines Algéroise.

Le relief est constitué de deux entités homogènes :

Les collines au centre et au Sud, formant un écran quasi interrompu et dont l'altitude varie entre 700 et 900 m. Le point culminant est localisé au Sud-ouest au niveau du Sabeh Chergui à 1100m.

La plaine au Nord et dont l'altitude moyenne est de 700m.

Le territoire de la commune de Khams Djouamaa est constitué de terrains à pente plus au moins douce surtout au Nord représentant environ 48.52% de la surface totale favorable à l'urbanisation.

Les pentes intermédiaires de 10 à 20% constituent également une part importante avec 2476,8 ha soit 37,53% de la superficie totale de la commune.

Le reste du territoire du commun est développé sur des terrains de plus de 20% voir plus de 30% avec 920,65 Ha soit 13,95% et qui sont des terrains défavorables à l'urbanisation.

### 3.2. La géologie

L'étude géologique et géotechnique sert à l'identification des potentialités foncières favorables à l'urbanisation et donc susceptibles de servir d'extensions à ces sites.

La commune de Khams Djouamaa présente un territoire inclus au plan géologique dans le grand ensemble structural Sud Tellien. Cette région de la chaîne Tellienne a connu différents mouvements tectoniques de différents styles de plissement et de charriage résultant de l'orogénèse alpine principalement.

Les séries stratigraphiques sont souvent fortement plissées et faillées.

D'une manière générale, la morphologie de la zone d'étude n'est que la résultante des différents facteurs orogéniques et tectoniques et bien sûr des différents processus érosifs actuels et anciens.

Elle est recouverte par une multitude de terrains dont nous donnons ci-dessus la description lithologique allant du plus récent au plus ancien, nous avons :

Alluvions anciennes : Dépôt de sédiments (boue, sable, gravier, cailloux) abandonnés par un cours d'eau quand la pente est trop faible. Les alluvions anciennes formant des couches caillouteuses superposées sont généralement d'excellents sols viticoles.

Alluvions récentes : cailloutis enrobés de, sable ou de, terre fine plus ou moins argileuse. Ces cailloutis sont recouverts d'une épaisseur variable d'alluvions fines :

- Limons et argiles.
- Alluvions récent et limons
- Calcaire
- Conglomérats
- Marnes
- Argiles
- Gypses

### 3.3. Le climat

Le climat de la région est de type méditerranéen à nuances continentales.

Il est caractérisé par l'alternance d'une saison sèche et chaude (Mai-Septembre) et d'une saison humide (Octobre-Avril). Les saisons intermédiaires étant nettement moins marquées.

Pour ce qui est à la pluviométrie, il est relevé une concentration des pluies en hiver, alors qu'en été, la pluviométrie est très aléatoire. Les pluies printanières qui sont les plus bénéfiques pour la production agricole et particulièrement la céréaliculture, enregistrent des quantités assez appréciables.

Il faut noter que les précipitations semblent suffisantes mais, leurs mauvaises répartitions dans l'année agricole ainsi que leur violence diminuent de leur efficacité.

### 3.4. Les orages

Leur fréquence décroît mois de Novembre à Février et croît en Mars et Avril.

Le maximum du nombre moyen d'orage est enregistré les mois de Mai et Septembre.

Le nombre total d'orages durant toute l'année atteint 16,3 jours pour la station de référence : Benchicao.

### 3.5. Le grêle

Le nombre de jours de grêle est faible en générale avec 6,5 enregistrés à la station de référence.

### 3.6. La neige

La moyenne altimétrique de notre zone d'étude étant de 700-800 mètres, la moyenne de présence de neige au niveau de toute l'étendue de la commune est de 3 à 10,2 jours par an.

### 3.7. La gelée blanche

Elle est relativement importante. Elle est de 13,4 jours à Média et 20,3 jours à Benchicao.

### 3.8. La température

Située à proximité de la station de Benchicao, notre zone d'étude présente par extrapolation des températures mensuelles moyennes suivantes :

**Tableau I.1 : températures mensuelles moyennes**

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
T <sub>moy</sub> (°C)	4.6	6.2	8.4	10.95	15.7	20.85	25.6	25.25	19.5	14.6	8.5	5.7

Source: ANRH de Blida\_2012

### 3.9. Les vents

Elle est relevée une prédominance des vents Nord-Ouest et Sud-Ouest sans variation diurne notable. Les vents de direction Nord et Ouest sont assez fréquents dans la région.

### 3.10. Le sirocco

Il souffle à toute époque de l'année. Rarement en hiver. En été, il est très fréquent avec un maximum au mois de juillet (5,1 jours). Durant toute l'année, on enregistre une moyenne de 16,5 jours.

#### **4. Collecte des données et documents**

On a procédé à la collecte des informations nécessaires à l'étude auprès des administrations et organismes concernés. L'ensemble des documents et plans récupérés sont :

PDAU de la commune de Khams Djouamaa établi par : «Bureau d'étude d'Urbanisme et d'Engineering General » approuvé par arrêté de monsieur le wali de Médéa le 27/01/1997.

Croquis du réseau d'AEP sur plan établis par les techniciens du service technique de l'APC

Les documents qu'on a pu récupérer sont, généralement, des anciennes études. Ils ne serviront que de plans guides et d'orientation quand l'information n'existe pas. Notre mission réelle est de tracer les conduites avec leurs caractéristiques in situ en présence d'un technicien de l'hydraulique ou de l'APC.

Dans les zones où l'information n'existe pas, On procède, en premier lieu, au report de l'information sur plan tel qu'elle nous a été communiquée. L'ensemble des informations collectées et reportées sont d'abord vérifiées par rapport aux plans existants et ensuite analysées et commentées par rapport à l'évolution du réseau et elles seront confirmées pendant l'avancement de l'étude par des sondages de reconnaissance.

#### **5. Situation hydraulique**

##### **5.1. Ressource en eau**

###### **5.1.1. Eaux superficielles**

Il n'existe aucun ouvrage de stockage des eaux superficielles destinées à l'alimentation en eau potable.

###### **5.1.2. Eaux souterraines**

La mobilisation des ressources en eaux souterraines pour l'agglomération du chef lieu de Khams Djouamaa est assurée par cinq forages :

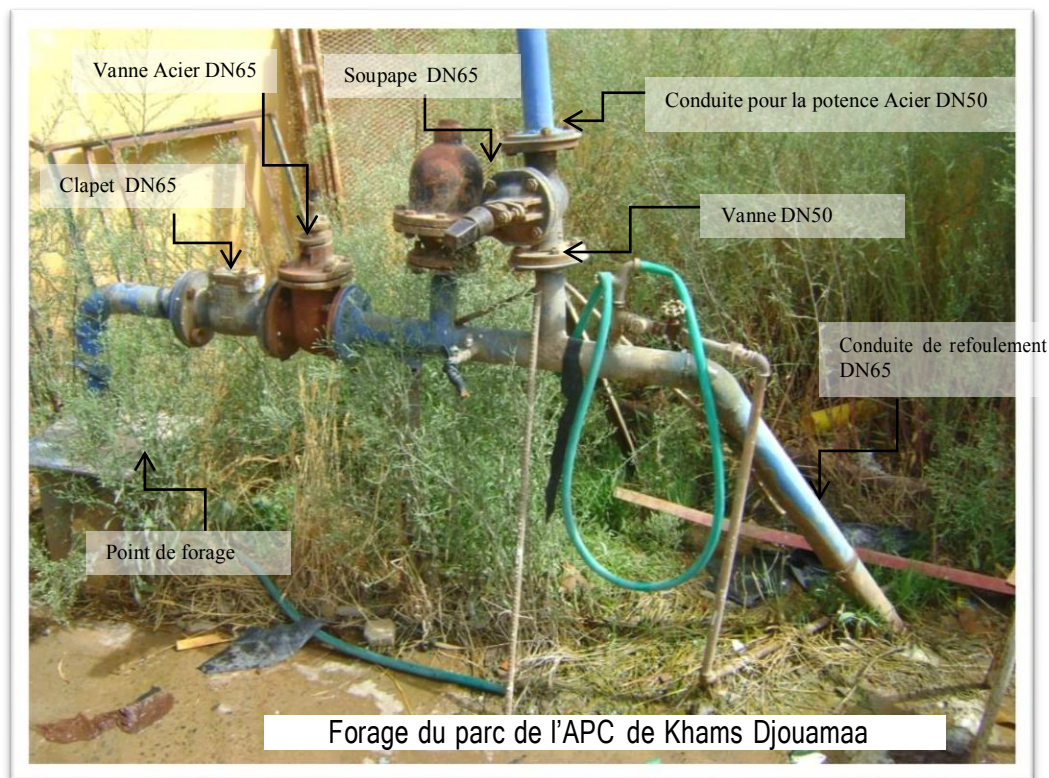
- Forage de Sidi Khair-Eddine
- Forage d'Ouled Rahmoun
- Forage d'Ouled Sidi Yahia
- Forage de Bouktir
- Forage du parc de l'APC

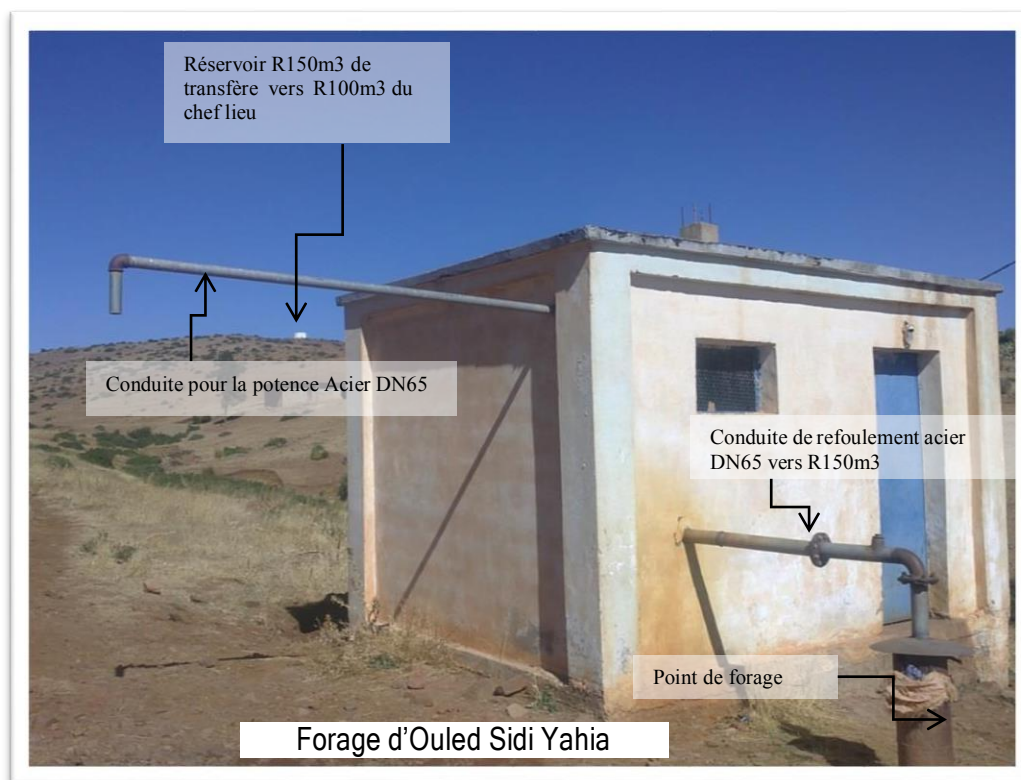
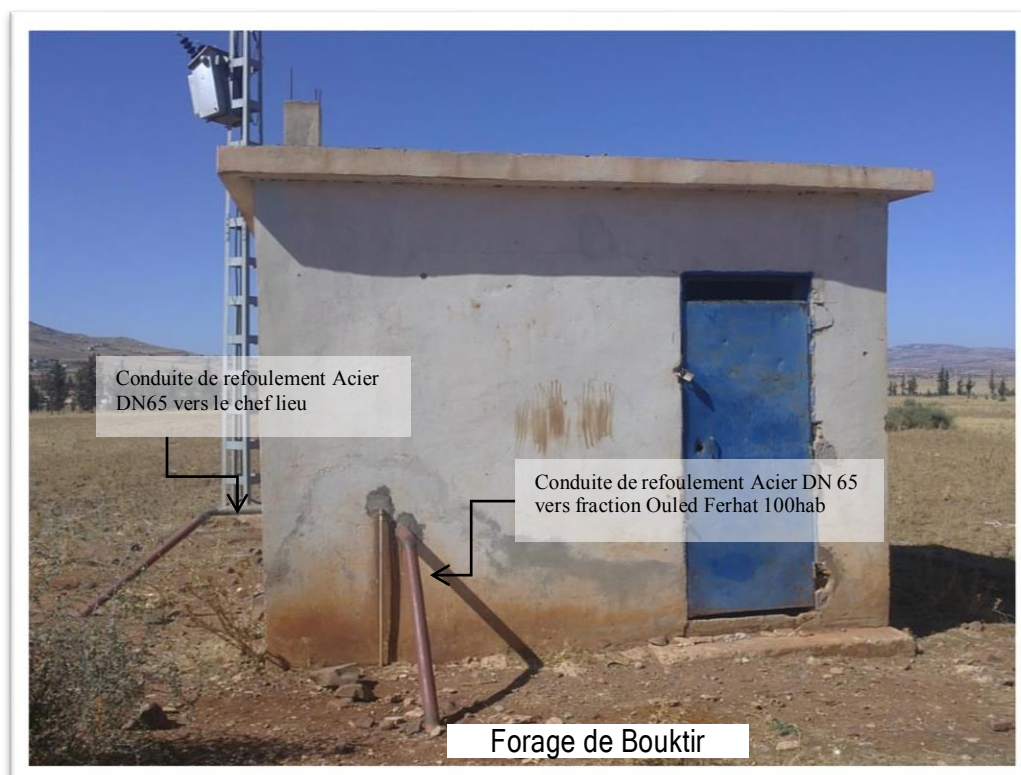
**Tableau I.2** : caractéristique des forages

Nom du Forage	Débit de mobilise (l/s)	Débit exploite (l/s)	Heure de pompage (h/j)	Nbr de jour de pompage	Production journalière (m <sup>3</sup> /j)
Ouled Rahmoun	-	2	24	31	864
Sidi Kair-Eddine	-	0.2	16	31	172,8
Ouled Sidi Yahia	-	1	24	31	43,2
Bouktir		0.5	24	31	11,52
Parc APC		1	24	31	86,4
Totale					400,32

Source : DHW de Médéa (service mobilisation des ressources en eau) APC de Khams-Djouamaa

### a. Forage du parc de l'APC

**Figure I.2** : Forage du parc de l'APC

**b. Forage d'Ouled Sidi Yahia****Figure I.3:** Forage d'Ouled Sidi Yahia**c. Forage de Bouktir****Figure I.4 :** Forage de Bouktir (vue de face)

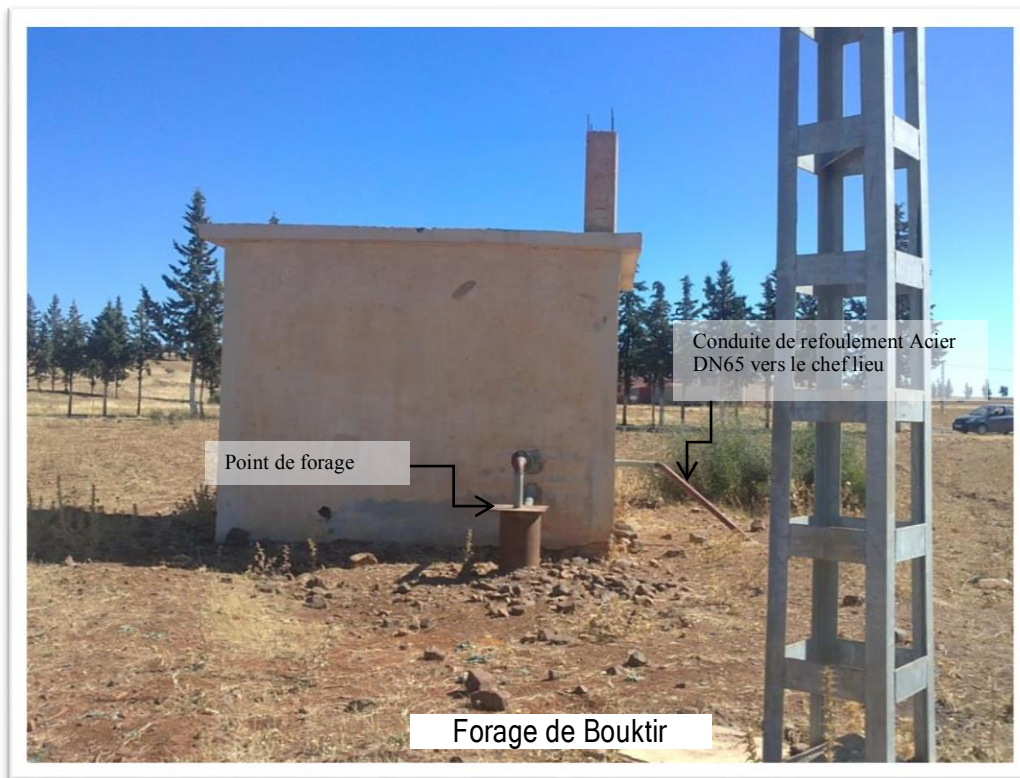


Figure I.5 : Forage de Bouktir (vue d'arrière)

**d. Forage de Sidi Khair-Eddine**

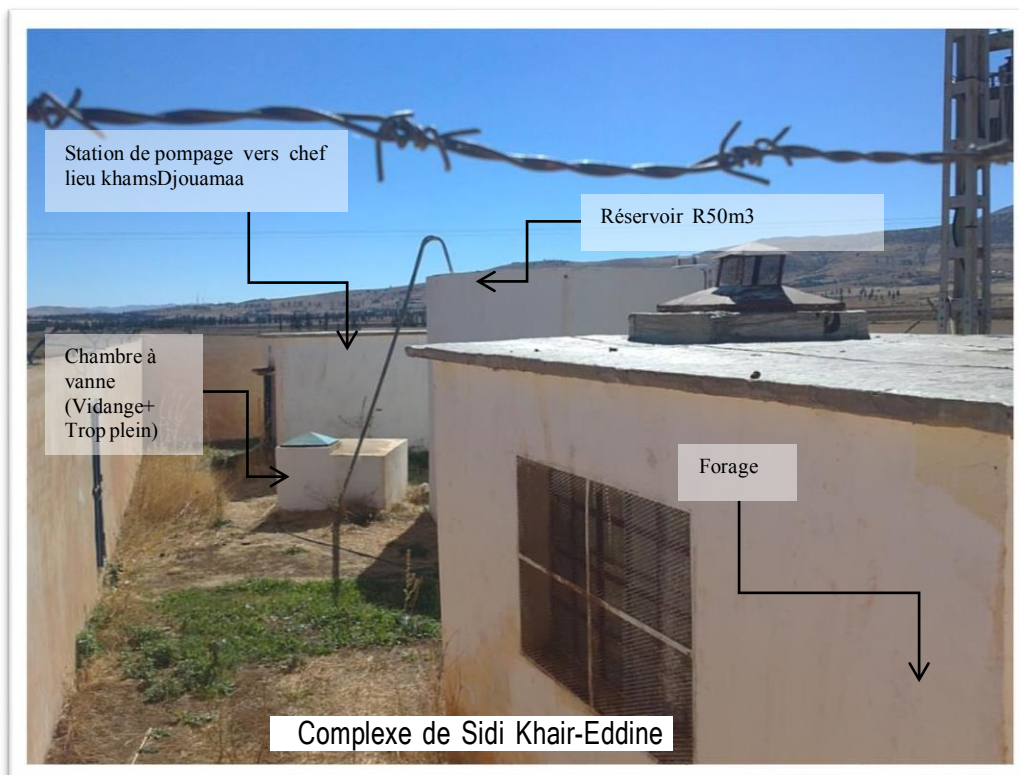
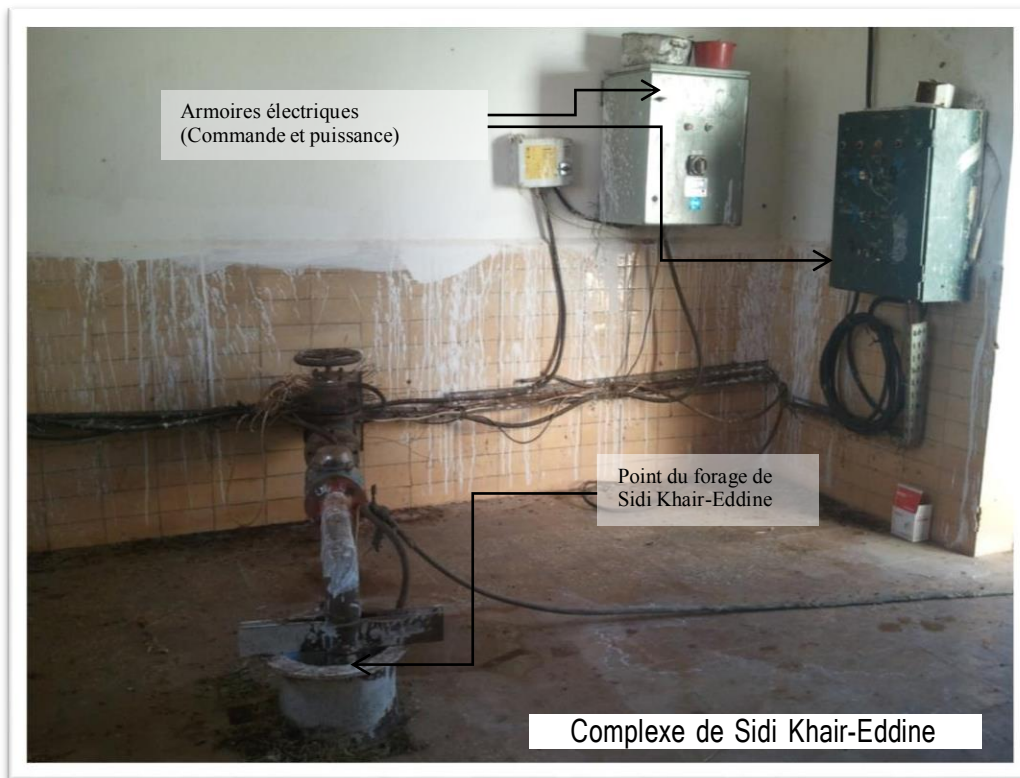
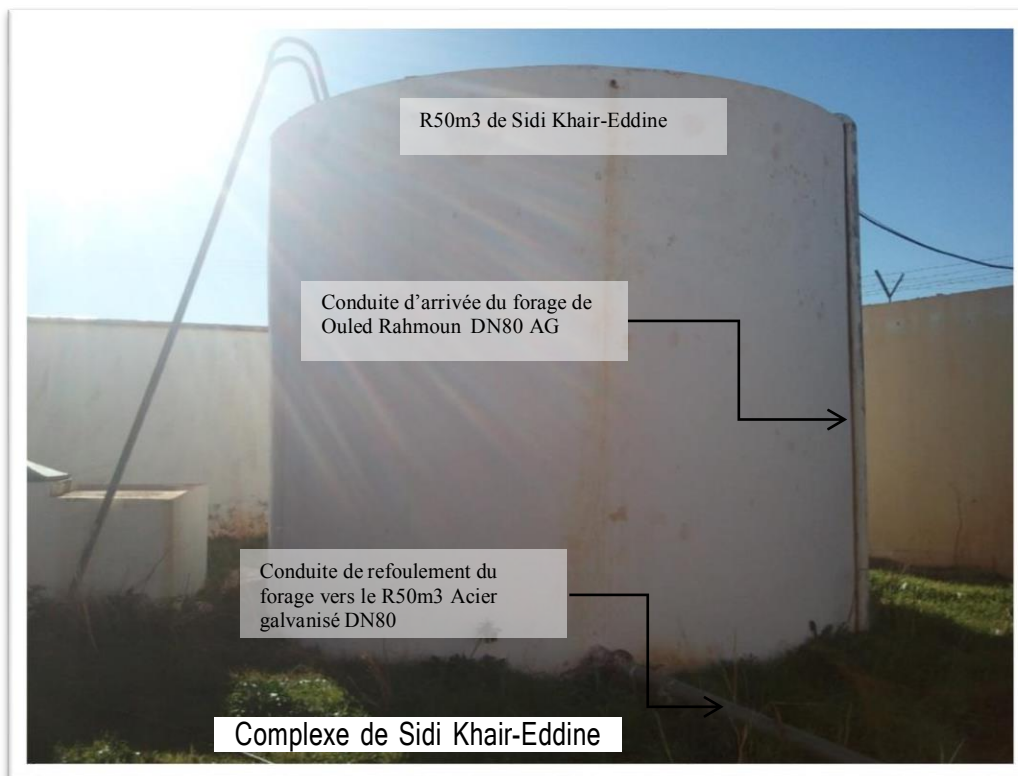


Figure I.6 : Forage de Sidi Khair-Eddine (l'extérieur)



**Figure I.7 :** Forage de Sidi Khair-Eddine (l'intérieur)



**Figure I.8 :** Réservoir 50m<sup>3</sup> de Sidi Khair-Eddine





**Figure I.9 :** Station de pompage de station de Sidi Khair-Eddine

• **Remarque :**

- Le refoulement de la station de Sidi Khair-Eddine se fait par le biais d'une pompe immergée dans le R50m3 et dont nous ignorons ses caractéristiques.
- Le refoulement de la station de Sidi Khair-Eddine se partage entre le chef lieu de Khams Djouamaa R100, le R50 de la fraction de Ain El-Kerma 2091Hab le R50de la fraction de Rmayed 661Hab par alternance (Chef lieu et Ain El-Kerma ensemble pendant 2jrs/3) alors que le R50 de Rmayed se remplit pendant 1j/3).



**Figure I.10 :** Regard des vannes de station de Sidi Khair-Eddine (à l'extérieur et à l'intérieur)

**e. Forage d'Ouled Rahmoun**



**Figure I.11 :** Forage d'Ouled Rahmoun à l'extérieur



**Figure I.12:** Forage d'Ouled Rahmoun à l'itérieur (vannes et conduits)

## **5.2. Adduction**

### **5.2.1. Adduction Forage Ouled Rahmoun–Réservoir 50m<sup>3</sup> Sidi Khair-Eddine**

C'est l'adduction la plus importante vu le débit transporté (2 l/s), elle est matérialisée par une conduite Ø110 PVC réalisée en 1997 sur un linéaire de 03 km.

### **5.2.2. Adduction Station de pompage Sidi Khair-Eddin –Réservoir 100 m<sup>3</sup>**

Cette adduction est en PEHD diamètre 90mm réalisée en 2003 occupant un linéaire de 2300 ml. Elle refoule l'eau directement vers le réservoir 100 m<sup>3</sup>.

### **5.2.3. Adduction Forage Bouktir – Point de piquage sur la conduite de refoulement de Sidi Khair-Eddine**

Il s'agit d'une adduction de 300ml en PVC Ø75 jusqu'au point de piquage sur l'adduction qui prend départ à partir de la station de Sidi Khair-Eddine jusqu'au R100m<sup>3</sup> du chef lieu de Khams Djouamaa.

**Nb :** Le point de piquage est matérialisé par une chambre en béton dotée d'un clapet anti-retour.

Cette conduite a été réalisée en 2004 afin d'y remédier aux fuites répétitives sur l'ancienne adduction qui reliait directement le forage de Bouktir au réservoir R100m<sup>3</sup> du chef lieu de Khams Djouamaa.

### **5.2.4. Adduction Forage du parc de l'APC –Réservoir R100m<sup>3</sup>**

Il s'agit d'une conduite de refoulement en PVC Ø75 réalisée en 2006 sur un linéaire de 500ml. Elle refoule l'eau vers le réservoir R100 m<sup>3</sup>.

### **5.2.5. Adduction Forage d'Ouled Sidi Yahia–Réservoir R150m<sup>3</sup>**

Cette adduction est en PVC Ø75 et elle a été réalisée en 2006 sur un linéaire de 500ml.

Le transfert d'eau se fait sous pression par le biais de la pompe immergée du forage dont nous ne disposons pas de ses caractéristiques.

### **5.2.6. Adduction Réservoir R150m<sup>3</sup> Ouled Sidi yahia–Réservoir R100m<sup>3</sup> :**

Cette adduction est en PVC Ø75 et elle a été réalisée en 2006 sur un linéaire de 2500ml.

Le transfert d'eau se fait par gravite.

### 5.2.7. Adduction Réservoir R100m<sup>3</sup>–Réservoir R200m<sup>3</sup>

Cette adduction est en PVC Ø110 et elle a été réalisée en 2002 sur un linéaire de 1200ml.

Le transfère d'eau se fait sous pression par le biais de la pompe immergée à l'intérieur du réservoir R100m<sup>3</sup> et dont nous ne disposons pas de ses caractéristiques.

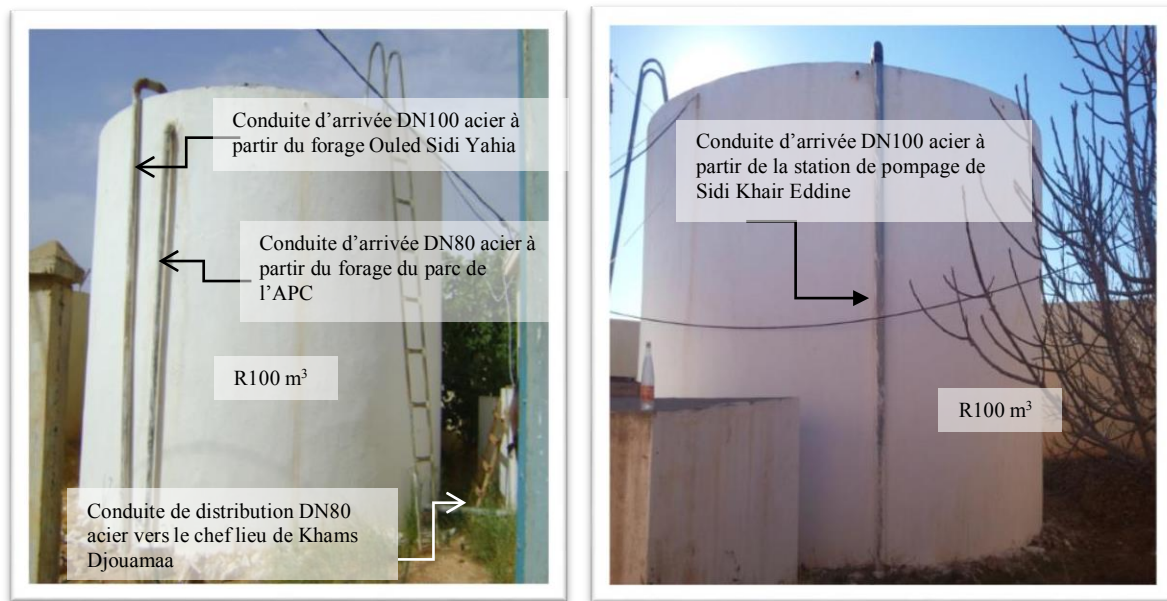
### 5.3. Stockage

Le réseau de la ville de Khams Djouamaa est alimenté actuellement à partir des cinq réservoirs à savoir le R200m<sup>3</sup> (destiné essentiellement pour le bâti type R+3), le R50m<sup>3</sup> de Sidi Khair-Eddine, le R100 du centre ville et le R150m<sup>3</sup> d'Ouled Sidi Yahia et une bache à eau d'une capacité de 30m<sup>3</sup>.

Il y a lieu de signaler que la bache à eau de 30m<sup>3</sup> est alimentée par gravité à partir du réservoir R200m<sup>3</sup> qui est alimenté à son tour à partir du réservoir R100m<sup>3</sup> du chef lieu par le biais d'une pompe immergée.

Le réservoir R100m<sup>3</sup> du chef lieu est alimenté directement à partir du forage de Bouktir et du réservoir R150m<sup>3</sup> d'Ouled Sidi Yahia et aussi du R50m<sup>3</sup> qui est alimenté par le forage d'Ouled Rahmoun et celui de Sidi Khair-Eddine.

#### 5.3.1. Réservoir R100m<sup>3</sup>



**Figure I.13 :** Réservoir de centre ville 100m<sup>3</sup>

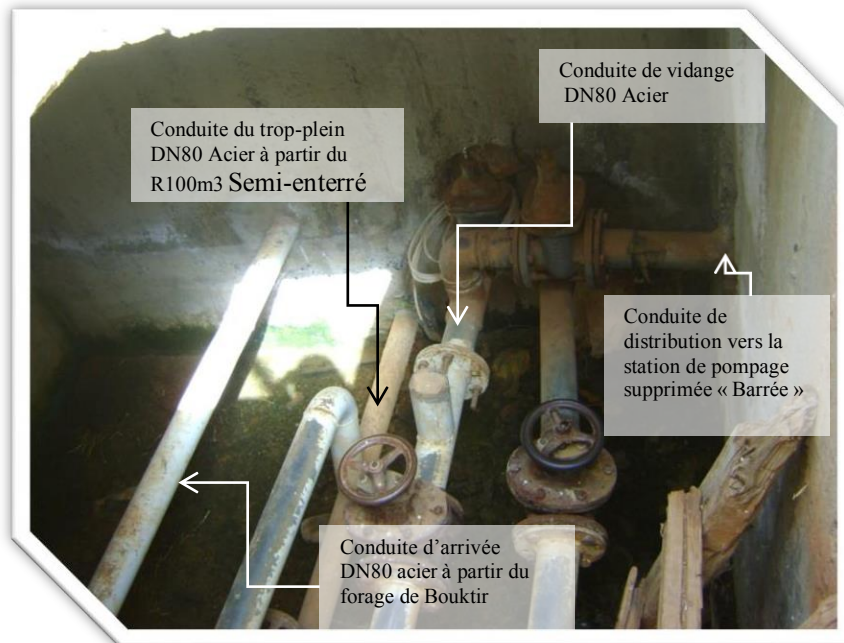


Figure I.14 : Réservoir de centre ville 100m(chambre des vannes (photos 1))

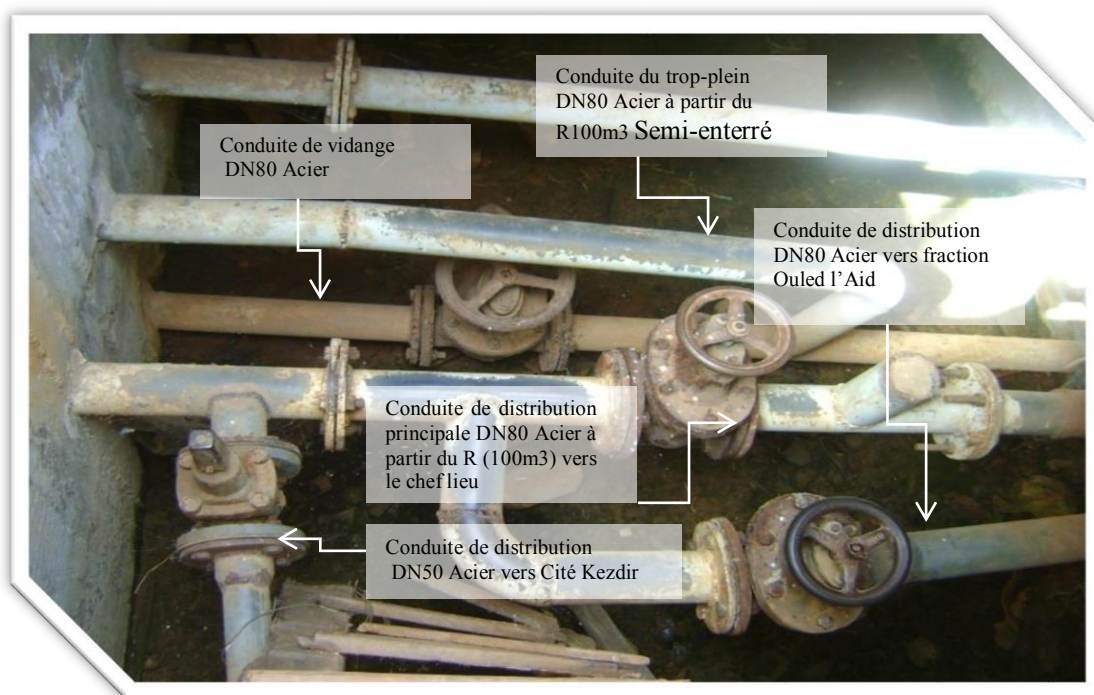


Figure I.15 : Réservoir de centre ville 100m<sup>3</sup> (chambre des vannes (photos 2))

### 5.3.2. Réservoir R200m3

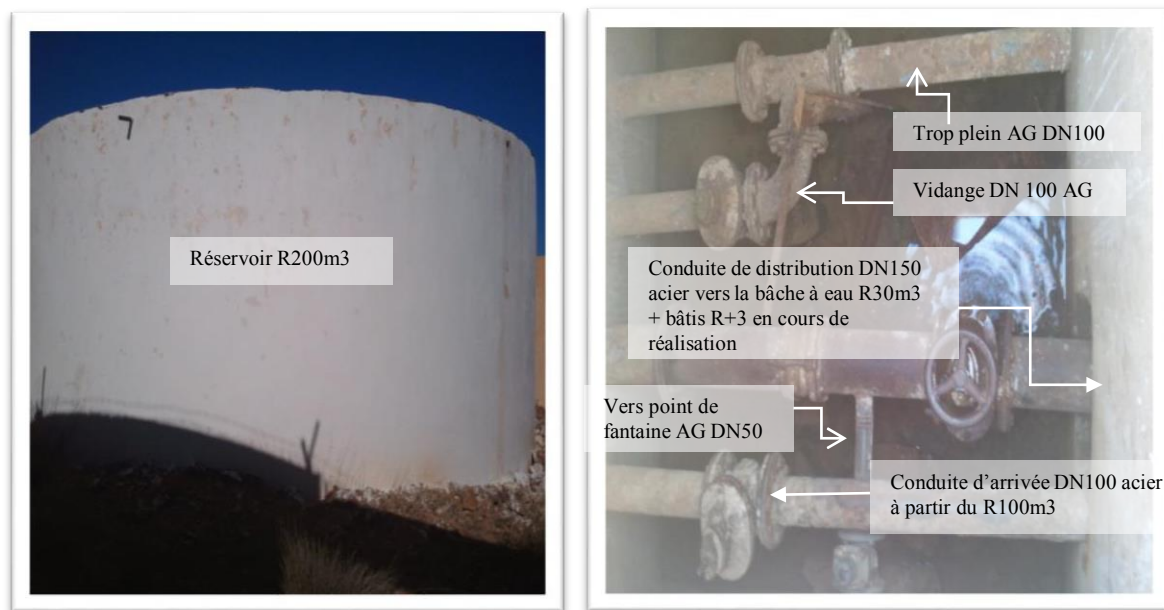


Figure I.16 : Réservoir sud de la ville 200m<sup>3</sup>

### 5.3.3. Bâche à eau R30m3



Figure I.17 : Bache à eau sud de la ville de 30m<sup>3</sup>

### 5.3.4. Réservoir R50m<sup>3</sup> de Sidi Khair Eddine

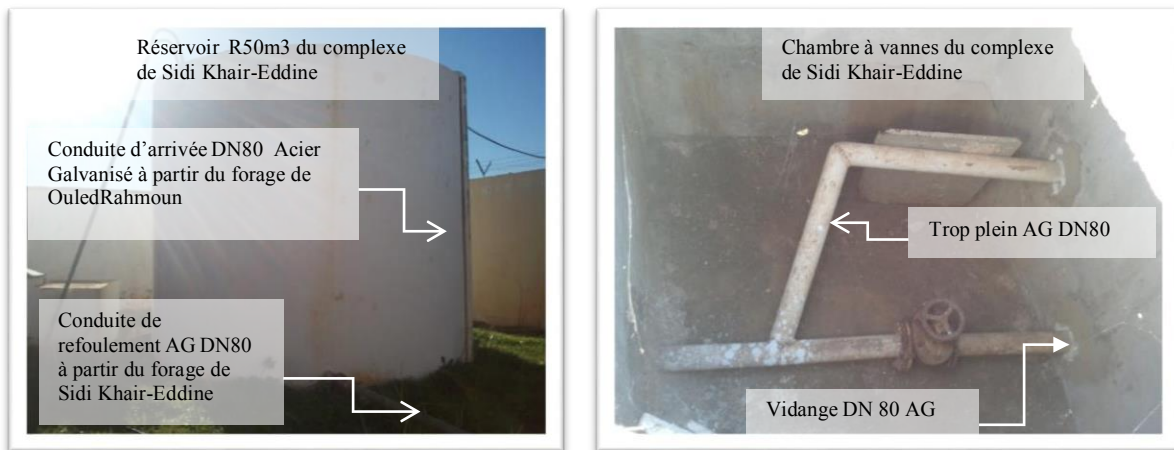


Figure I.18 : Réservoir de Sidi Kair Eddine de 50m<sup>3</sup>

### 5.3.5. Réservoir R150m<sup>3</sup> d'Ouled Sidi Yahia



Figure I.19 : Réservoir d'Ouled Sidi Yahia de 150m<sup>3</sup>

### 5.3.6. Caractéristique des réservoirs

Tableau I.3: caractéristiques des réservoirs

Réservoirs Existants	Situation	Capacité (m3)	Forme du réservoir	Type	Etat de génie-civil	Zone de distribution
R1	Centre ville	100	Circulaire	Semi-enterré	Bon	Centre ville
R2	Sud de la ville	200	Circulaire	Semi-enterré	Bon	R+1 R+2 R+3
R3	Ouled Sidi Yahia	150	Circulaire	Semi-enterré	Bon	Centre ville
R4	Sidi Khair-Eddine	50	Circulaire	Semi-enterré	Bon	Centre ville
R5	Sud de la ville	30	Carrée	Semi-enterré	Bon	Zone épars Sud-ouest de la ville

- L'état physique des réservoirs est jugé bon par conséquent ils seront maintenu pour l'horizon d'étude avec un éventuelle renforcement par d'autre réservoirs si cela s'avère nécessaire.

## 5.4. Réseau de distribution

### 5.4.1. Démarche à suivre dans l'établissement du plan de recollement

Avant d'entamer le travail de terrain, on a procédé à la collecte de tous les plans des réseaux d'AEP existants et projetés de tous les lotissements, cités et des quartiers qui sont situés dans la limite du projet. Ces plans sont très utiles et serviront de guide en cas d'absence d'information. Après la collecte des données et le traitement général de l'information qu'on a procédé à la partie réservée au terrain à savoir : le repérage sur site du tracé des conduites et le positionnement des vannes qui sont abritées dans un regard ou bien identifiées par leurs bouches à clef.

Après avoir reconstitué le réseau global de la ville il a été procédé à l'interprétation des données ainsi recueillies et les comparer au différents plans en notre possession. Une deuxième correction, du plan de recollement constitué, a été effectuée par les services de l'hydraulique afin d'avoir une meilleur coordination entre les différents services.



Il est à signaler que les plans récupérés des réseaux projetés et réalisés ne reflètent pas la réalité du réseau existant. Beaucoup de changements ont été opérés sur le réseau projeté au cours de la réalisation ou pendant l'exploitation.

Des sondages de reconnaissance sont prévus dans cette phase de l'étude et serviront de moyen de contrôle de confirmation des caractéristiques réelles du réseau.

Nous allons dans ce qui suit montrer comment le réseau d'AEP de Khams Djouamaa est constitué afin de mieux comprendre son fonctionnement.

#### **5.4.2. Plan de recollement du réseau d'AEP**

Le réseau de distribution existant est composé de conduites en différents matériaux à savoir :

- PVC à colle : conduite réalisées en 2006 à travers un programme PCD.
- Acier Galvanisé : conduites plus anciennes couvrant environ 70% du réseau de la ville
- PEHD : conduite réalisées en 2008 à travers un programme PCD destinée à l'alimentation des 30 logements (Récemment réalisés) et également à l'approvisionnement<sup>1</sup> en eau potable de la fraction de Ouled Laid.
- Le réseau est de type ramifié. Il est constitué par des conduites de différente diamètre variant entre DN 100 et DN 40mm.

Avec le développement de la ville et la création de nouvelle cité contenant des immeubles de type R+3, la charge des réservoirs existant n'assure pas une pression suffisante pour alimenter les nouvelles constructions, notamment les R+3. Et pour pallier à ce problème, il a été décidé de réaliser un réservoir semi-enterré de capacité 200m<sup>3</sup> à la cote 161m en 2002, ce dernier est alimenté par une pompe inondée dans le R100 m<sup>3</sup>.

- Une nouvelle conduite de distribution Ø160 en PVC a été réalisée en 2002 prend départ du réservoir R200 m<sup>3</sup> au sol, destiné principalement à l'alimentation des points culminants de la ville (immeuble type R+3 en cours de réalisation).

Actuellement, cette conduite fait usage d'adduction à partir du R200m<sup>3</sup> vers la bache à eau R30m<sup>3</sup> et elle assure aussi l'alimentation en eau potable par des bornes fontaines de la fraction Nouasria (environ 100 hab) par une conduite en PEHD Ø63 qui prend départ à partir du piquage sur la conduite principale (Voir photo de la chambre à vanne du R200m<sup>3</sup>)

### 5.4.3. Pièces spéciales

Les pièces spéciales complétant le réseau et qui sont repérable sont porter sur le plan. Il s'agit des vannes de sectionnement abrité dans des regards ou bien identifié par leurs bouches à clef.

## 5.5. Etat et principe de fonctionnement du réseau d'AEP

### 5.5.1. Principe de fonctionnement

Une fois le réseau est reconstitué, le bureau d'études à assister le gestionnaire dans la mise en services des différentes étapes de distribution et les opérations de remplissage et de vidange des réservoirs. Cette mesure permettra au bureau d'études de mieux comprendre le fonctionnement du réseau et constater de près les défauts dans l'alimentation et la façon dont ils sont réglés.

Actuellement, le réseau ne fonctionne pas à plein temps, mais suit un régime de coupure d'eau, ceci est dû essentiellement à l'indisponibilité d'une quantité d'eau suffisante pour alimenter 24 heures toute la ville.

L'alimentation en eau potable dans la ville de Khams Djouamaase fait 01jour sur 02 pendant 04heures de distribution. Chaque cite on lui affecte environs une demi (01/2) heure de distribution chaque 2 jours.

### 5.5.2. Etat du réseau

Le réseau de connais plusieurs fuites cela est dû essentiellement au vieillissement des conduites en Acier et le mode d'assemblage des conduites en PVC qui est fais par de la colle, sachant que ce mode d'assemblage ne résiste pas à la variation des pressions.

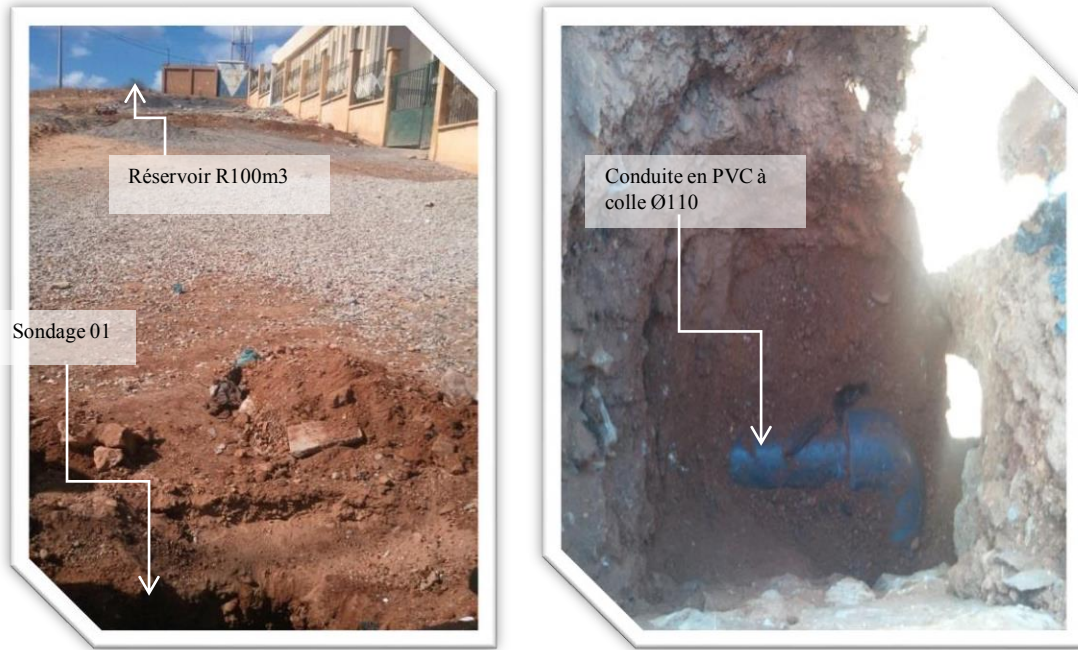
### 5.5.3. Synthèse de la campagne de sondage

Les sondages dans un réseau de distribution sont réalisés pour deux objectifs principaux :

- Vérification de la conformité des plans du tracé en plan du réseau par rapportà ce qui existe réellement sur terrain.
- Vérification de l'état physique des conduites à s'avoir l'état externe et le typede matériau de chaque conduite et également la profondeur de pose.

A cet effet nous avons réalisé 05 sondages réparties d'une manière uniforme sur toute la ville de Khams Djouamaa afin d'avoir un échantillon représentatif.

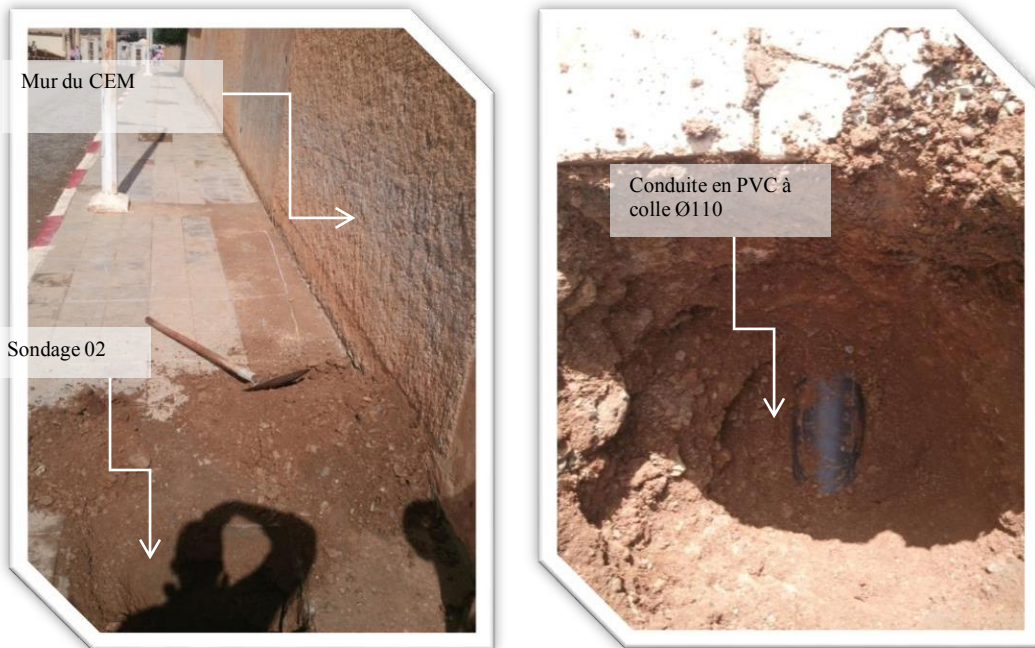
**Sondage 01 :**



**Figure I.20 :** Sondage N°1 du réseau existant

NB : Conduite en bon état  
-Absence de grillage avertisseur

**Sondage 02 :**



**Figure I.21 :** Sondage N°2 du réseau existant

NB : Conduite en bon état  
-Absence de grillage avertisseur

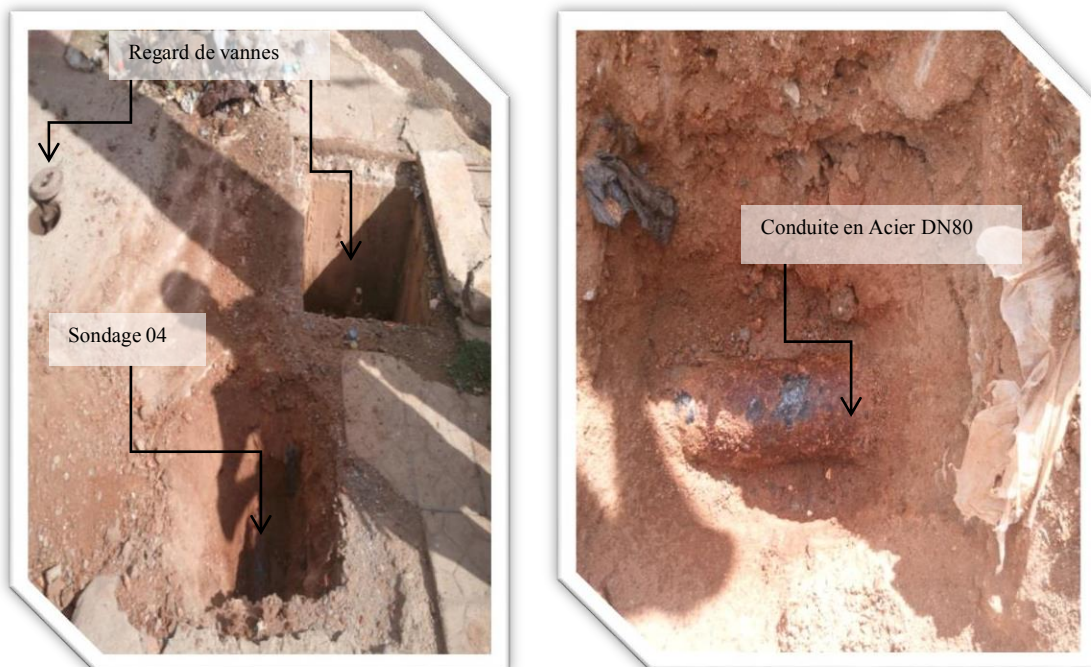
**Sondage 03 :**



**Figure I.22 :** Sondage N°3 du réseau existant

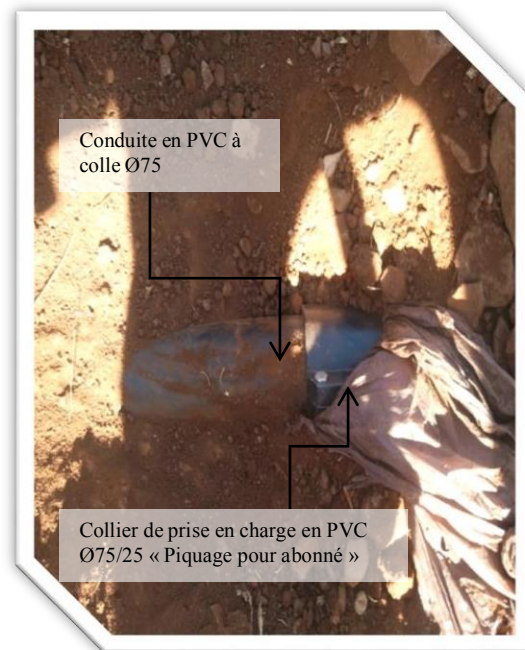
NB : Conduite dégradée (corrosion externe)  
-Absence de grillage avertisseur

**Sondage 04 :**



**Figure I.23 :** Sondage N°4 du réseau existant

NB : Conduite dégradée (corrosion externe)  
-Absence de grillage avertisseur

**Sondage 05 :****Figure I.24 :** Sondage N°5 du réseau existant

NB : Conduite en bon état  
-Absence de grillage avertisseur

On analysant les résultats de cette campagne on a constaté ce qui suit :

- Le tracé réel du réseau est en général non conforme du point de vue dimension (diamètre) par rapport à celui reporté sur le PDAU.
- On a procédé à la correction de l'emplacement de certaines conduites par rapport aux bâtisses et ruelles.
- Les conduites en acier sont dans un état dégradé à cette effet nous recommandons leurs changement par le PEHD dans les projections futures.
- La profondeur des conduites varie de 40 cm à 1 m.

**Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons représenté la commune de Khams Djouamaa, connaître les différents aspects de la commune comme la topographie, le climat la géologie, et la situation démographique et hydraulique de la zone, aussi l'état du réseau existant, ces différentes informations représentent les données de base pour l'élaboration de notre travail qui est l'étude de réseau d'AEP de la ville de Khams Djouamaa.

## II. Introduction

Le présent chapitre a pour objectif la mise en évidence de l'évolution de la population de la zone d'étude ainsi que l'évolution de ses besoins en eau potable et cela à différents horizons.

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

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

### 1. Evaluation du nombre d'habitants futur

Le nombre de la population est estimé sur la base des statistiques relatives à la population correspondante au résultat du recensement général de la population et de l'habitat (RGPH) de 2008 selon la relation des croissances continus donnée par la relation (II.1) :

$$P_n = P_0 * (1 + r)^n \dots\dots\dots(II.1)$$

- $P_n$  : population à l'horizon de calcul (2051).
- $P_0$  : Population de base (Source : APC \ RGPH (2008)).
- $\tau$ : taux moyen annuel d'accroissement de la population en (%). ( $\tau = 2,0 \%$ )  
(Source:APC de Commune de Khams Djouamaa).
- $n$  : nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul ( $n = 43$  ans).

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant (Tableau(II.1)) :

**Tableau II.1** : Estimation de l'évolution de la population entre 2008 et 2051

	RGPH	Actuel	Court terme	Moyen terme	Long terme
HORIZON	2008	2021	2031	2041	2051
Taux d'accroissement (%)	2				
Khams Djouamaa	10291	13313	16228	19782	24114

L'accroissement de la population est représenté dans la figure (II.1) :

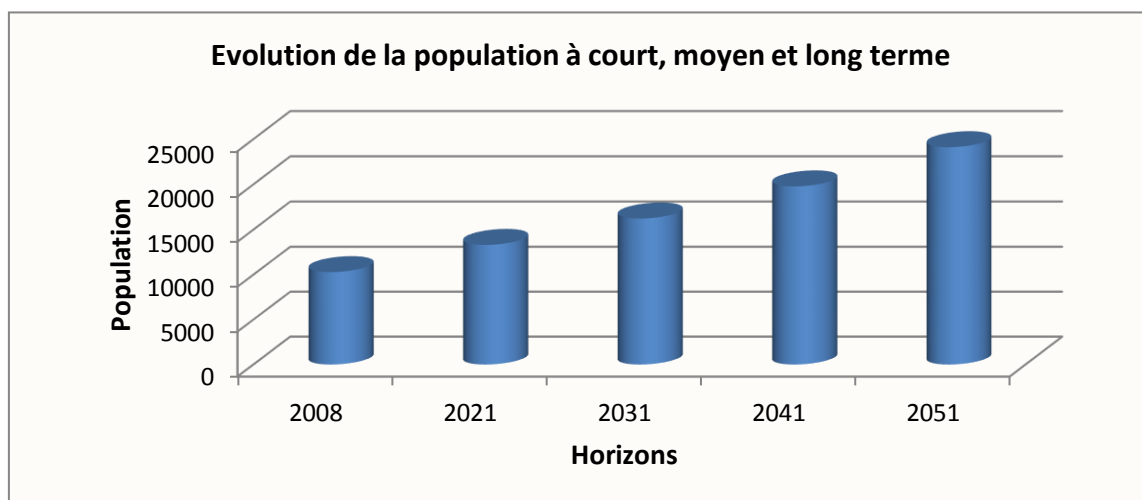


Figure II.1 : Évolution de la population (2008-2051)

## 2. Evaluation des débits

### 2.1. Catégories des besoins en eau potable

La quantité d'eau potable à garantir est fonction des différents besoins :

- **Besoins domestique**

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

Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement du développement des installations sanitaires et des habitudes de la population.

- **Besoins publics**

Ils comprennent l'utilisation de l'eau pour : le nettoyage des marchés et des caniveaux, le lavage des automobiles et l'eau que demandent les casernes, les administrations, les cantines...etc.

- **Besoins industriels**

Les entreprises industrielles ont besoin d'une quantité d'eau importante pour leur fonctionnement. La qualité d'eau exigée est différente d'une industrie à une autre en fonction du type du produit fabriqué ou transformé.

**Remarque :** donc notre projet on n'a pas de débit industriel.

- **Besoins d'incendie**

Ils concernent, les quantités d'eau nécessaires pour la lutte contre l'incendie.

## 2.2. Choix de la norme unitaire de la consommation

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération est généralement évaluée, selon le type de consommateur, en litre par habitant et par 24 heures, par carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule...etc.

En tenant compte du mode de vie d'une commune urbaine et avec ces activités, la norme de dotation actuelle recommandée par les services des ressources en eau de la daïra de Sidi Naamane est de **200 l/j/hab**.

## 2.3. Détermination de la consommation moyenne journalière

Le débit moyen journalier est donné par :

$$Q_{moyj} = (Q_i * N_i)/1000 \dots\dots\dots (II.2)$$

$Q_{moyj}$ : Consommation moyenne journalière [ $m^3/j$ ] (catégorie).

$N_i$ : Nombre de consommateurs de chaque catégorie [Unité]

$Q_i$ : Norme moyenne journalière de consommation [ $l/j$  /Unité]

## 3. Estimation des besoins journaliers

### 3.1. Besoins domestique

Le tableau (II.2) détermine les besoins domestiques :

**Tableau II.2** : Estimation des Besoins domestiques à différents horizons

Horizons	POPULATION	DOTATION	Débit moy j	
	(ha)	(l/j/ha)	( $m^3/j$ )	(l/s)
Actuel (2021)	13 313	200	<b>2 662,5</b>	30,82
Court terme (2031)	16 228	200	<b>3 245,6</b>	37,56
Moyen terme (2041)	19 782	200	<b>3 956,3</b>	45,79
Long terme (2051)	24 114	200	<b>4 822,8</b>	55,82

### 3.2. Besoins des équipements publics

Pour le calcul des besoins des équipements, nous avons recensé tous les équipements existants dans la commune de Khams Djouamaa les besoins sont résumés dans le tableau (II.3) :



**Tableau II.3** : Détermination des besoins des équipements publics existant

Nature de l'Équipement	Désignation ou Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Débit moy j (m3/j)
Gendarmerie	Gendarme	40	15	0,60
Garde communale	Garde	30	15	0,45
Siege APC	Employé	40	15	0,60
Centre de santé	Employé et patient	80	20	1,60
Mosquée	Fidèle	200	20	4,00
Ecole coranique	Fidèle	50	10	0,50
Agence PTT	Employé	30	15	0,45
Stade communale	m2	5000	5	25,00
Salle polyvalente	Personne	30	20	0,60
Bibliothèque	inscrit	30	10	0,30
Centre de formation	Personne	100	5	0,50
Parc APC	Personne	5	5	0,03
20 locaux commerciaux	Personne	40	5	0,20
Ecole primaire	élève	310	15	4,65
Ecole fondamentale	élève	600	15	9,00
Total				48,48

Source: APC khams Djouamaa / dot :Ouvrage de plomberie sanitaire (1986)

### 3.3. Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale

Les Besoins totaux en eau potable de la commune de Khams Djouamaa sont donnés dans le tableau (II.4) :

**Tableau II.4** : Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale

HORIZONS	Actuel 2021	Court terme 2031	Moyen terme 2041	Long terme 2051
Besoins domestiques (m3/j)	2662,5	3245,6	3956,3	4 822,8
Besoins d'équipement (m3/j)	48,48	48,48	48,48	48,48
Qmoy j (m3/j)	3036,3	3689,3	4485,4	5455,8

## 4. Variation de la consommation

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

- Variation annuelle et saisonnière qui dépend du niveau de vie de l'agglomération.
- Variation mensuelle qui dépend de l'importance de la commune.
- Variation journalière qui dépend du jour de la semaine où la consommation est la plus importante.
- Variation horaire qui dépend du régime de consommation de la population.

### 4.1. Détermination des consommations maximales et minimales journalières

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

- $K_{max,j}$  : consommation maximale journalière.
- $K_{min,j}$  : consommation minimale journalière.

### 4.2. Consommation maximale journalière ( $Q_{max,j}$ )

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté  $K_{max,j}$ . Ainsi nous pouvons écrire :

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

Avec:

- $Q_{max,j}$  : consommation maximale journalière ( $m^3/j$ ).
- $Q_{moy,j}$  : consommation moyenne journalière ( $m^3/j$ ).
- $K_{max,j}$  : coefficient d'irrégularité journalière maximum,  $K_{max,j}$  varie entre 1.1 et 1.3.

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

Les résultats sont représentés dans le tableau (II.5) :

**Tableau II.5:** Consommation maximale journalière

HORIZONS	Actuel 2021	Court terme 2031	Moyen terme 2041	Long terme 2051
$Q_{moy}$ ( $m^3/j$ )	3 036,3	3 689,3	4 485,4	5 455,8
$K_{max,j}$	1,3	1,3	1,3	1,3
$Q_{max}$ ( $m^3/j$ )	3947,2	4796,1	5831,0	7092,5

### 4.3. Consommation minimale journalière ( $Q_{min,j}$ ) :

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons aussi mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière minimum et noté  $K_{min,j}$ . Ainsi nous pouvons écrire :

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

Avec :

- $Q_{min,j}$  : Consommation minimale journalière ( $m^3/j$ ).
- $Q_{moy,j}$  : consommation moyenne journalière ( $m^3/j$ ).
- $K_{min,j}$  : coefficient d'irrégularité journalière minimum ,  $K_{min,j}$  varie entre 0.7 et 0.9.

On prend :  $K_{min,j} = 0,8$ .

Les résultats sont représentés dans le tableau (II.6) :

**Tableau II.6:** Consommation minimale journalière

HORIZONS	Actuel 2021	Court terme 2031	Moyen terme 2041	Long terme 2051
Qmoy (m3/j)	3 036,3	3 689,3	4 485,4	5 455,8
Kmin j	0,8	0,8	0,8	0,8
Qmin (m3/j)	2429,0	2951,5	3588,3	4364,6

## 5. Bilan Production-Besoins

Les débits produits par les ressources disponibles sont représentés dans le tableau (II.7) :

**Tableau II.7:** Production journalière

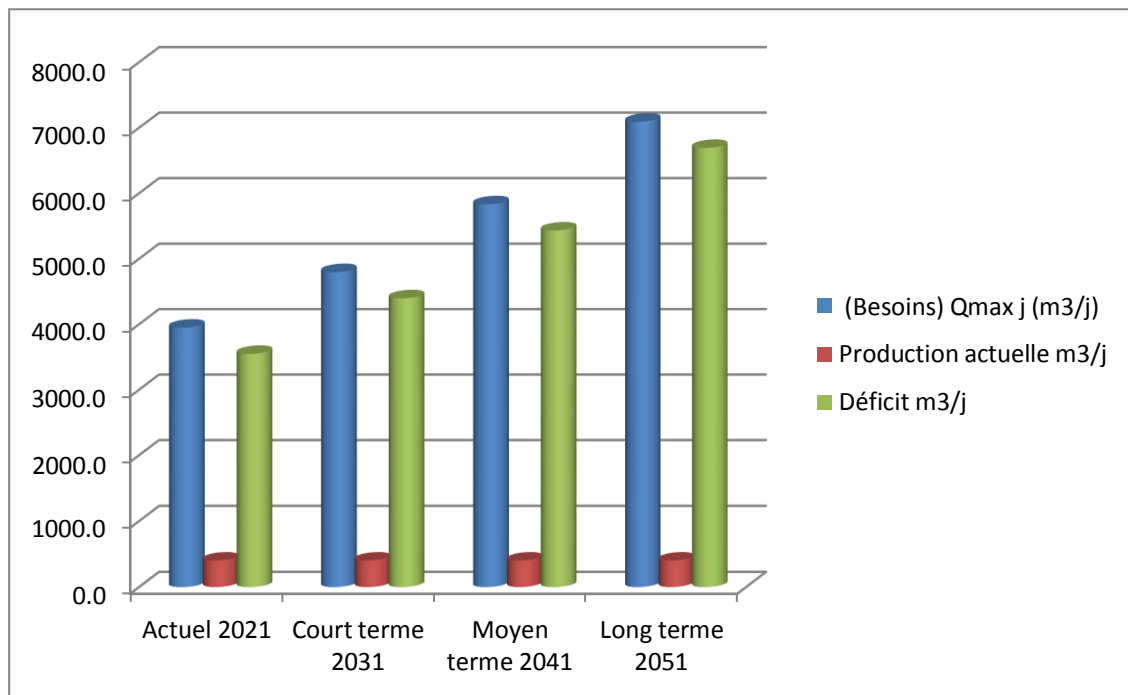
Nom du Forage	Débit de mobilise (l/s)	Débit exploite (l/s)	Heure de pompage (h/j)	Nbr de jour de pompage	Production journalière (m <sup>3</sup> /j)
Parc APC	-	1	24	31	86,4
Ouled Rahmoun	-	2	24	31	172,8
Bouktir	-	0,5	24	31	43,2
Sidi Khiredine	-	0,2	16	31	11,52
Sidi Yahia	-	1	24	31	86,4
Totale					400,32

Source: Services des ressources en eaux de la commune Khams Djouamaa

Le tableau ci-après (II.8) montre la différence entre la demande et La production :

**Tableau II.8:** Bilan Ressources-Besoins

Horizon	Actuel 2021	Court terme 2031	Moyen terme 2041	Long terme 2051
(Besoins) Qmax j (m3/j)	3947,2	4796,1	5831,0	7092,5
Production actuelle m3/j	400,32	400,32	400,32	400,32
Déficit m3/j	3546,9	4395,8	5430,7	6692,2



**Figure II.2:** Bilan Ressources-Besoins

- ❖ Des résultats donnés par le tableau (II.8) et la figure (II.2), il apparaît clairement que la production en eau est très satisfaisante par rapport au besoin de l'agglomération de Khams-Djouamaa

## 6. 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 (II.9) :

**Tableau II.9** : Répartition horaire du débit maximum journalier (annexe I)

Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Aggl. de type rural
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	5.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	4.2	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

- **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 de moins de 50000 habitants pour tous les horizons.

### 6.1. Calcul des débits horaires à l'état actuel

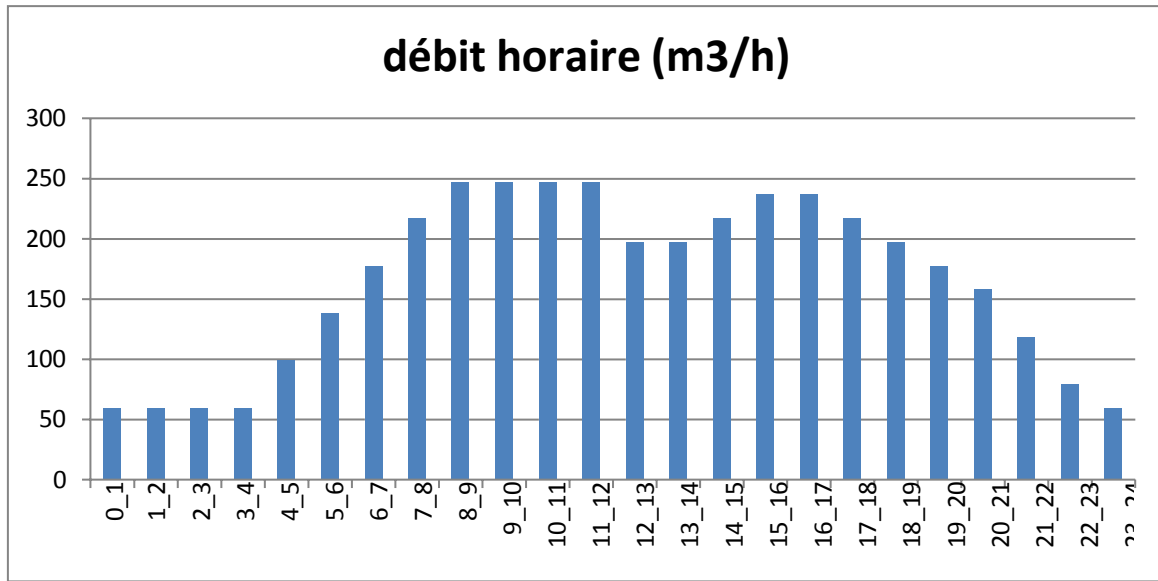
**Tableau II.10 :** Variation des débits horaires de la commune de Khams Djouamaa à l'état actuel(2021)

Heures	consommation horaire			consommation horaire cumulée		
	Ch(%)	Qmaxh(m3/h)	Qmaxh(l/h)	Ch(%)	Qmaxh(m3/h)	Qmaxh(l/h)
0_1	1,5	59,208	59208	1,5	59,208	59208
1_2	1,5	59,208	59208	3	118,416	118416
2_3	1,5	59,208	59208	4,5	177,624	177624
3_4	1,5	59,208	59208	6	236,832	236832
4_5	2,5	98,68	98680	8,5	335,512	335512
5_6	3,5	138,152	138152	12	473,664	473664
6_7	4,5	177,624	177624	16,5	651,288	651288
7_8	5,5	217,096	217096	22	868,384	868384
8_9	6,25	246,7	246700	28,25	1115,084	1115084
9_10	6,25	246,7	246700	34,5	1361,784	1361784
10_11	6,25	246,7	246700	40,75	1608,484	1608484
11_12	6,25	246,7	246700	47	1855,184	1855184
12_13	5	197,36	197360	52	2052,544	2052544
13_14	5	197,36	197360	57	2249,904	2249904
14_15	5,5	217,096	217096	62,5	2467	2467000
15_16	6	236,832	236832	68,5	2703,832	2703832
16_17	6	236,832	236832	74,5	2940,664	2940664
17_18	5,5	217,096	217096	80	3157,76	3157760
18_19	5	197,36	197360	85	3355,12	3355120
19_20	4,5	177,624	177624	89,5	3532,744	3532744
20_21	4	157,888	157888	93,5	3690,632	3690632
21_22	3	118,416	118416	96,5	3809,048	3809048
22_23	2	78,944	78944	98,5	3887,992	3887992
23_24	1,5	59,208	59208	100	3947,2	3947200
Totale	100	3947,2				

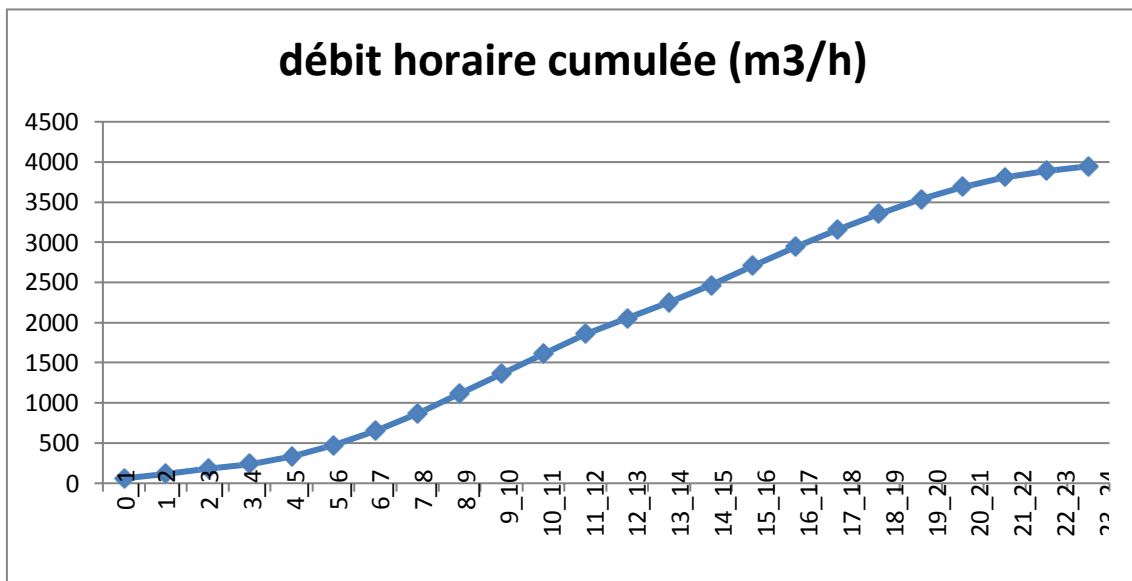
D'après le tableau ci-dessus nous avons :

- Un débit maximum horaire  $Q_{\max h} = 246.7 \text{ m}^3/\text{h}$  entre 8h et 12h.
- Un débit minimum horaire  $Q_{\min h} = 59.208 \text{ m}^3/\text{h}$  entre 23h et 4h.

Les consommations horaires ainsi que la consommation cumulée sont représentées sur les figures suivantes :



**Figure II.3 :** Graphique de la consommation de la commune de Khams Djouamaa à l'état actuel(2021)



**Figure II.4 :** Courbe de la consommation cumulée de la commune de Khams Djouamaa à l'état actuel (2021)

## 6.2. Calcul des débits horaires à moyen terme

**Tableau II.11** : Variation des débits horaires de la commune de Khams Djouamaa à Moyen terme (2041)

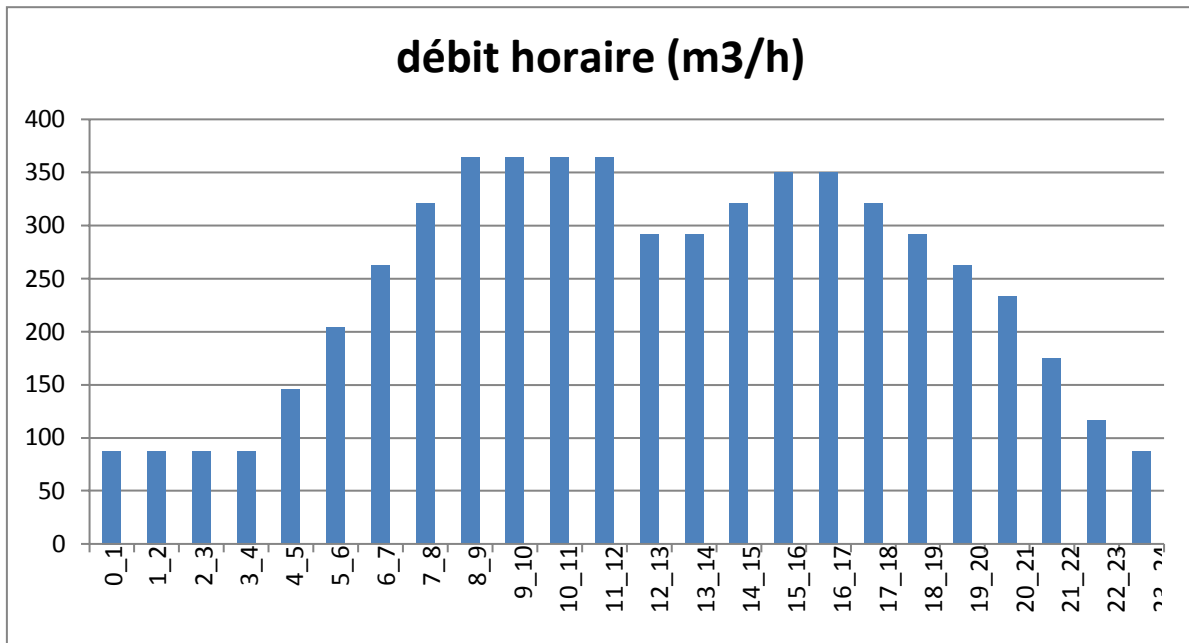
Heures	consommation horaire			consommation horaire cumulée		
	Ch(%)	Qmaxh(m <sup>3</sup> /h)	Qmaxh(l/h)	Ch(%)	Qmaxh(m <sup>3</sup> /h)	Qmaxh(l/h)
0_1	1,5	87,465	87465	1,5	87,465	87465
1_2	1,5	87,465	87465	3	174,93	174930
2_3	1,5	87,465	87465	4,5	262,395	262395
3_4	1,5	87,465	87465	6	349,86	349860
4_5	2,5	145,775	145775	8,5	495,635	495635
5_6	3,5	204,085	204085	12	699,72	699720
6_7	4,5	262,395	262395	16,5	962,115	962115
7_8	5,5	320,705	320705	22	1282,82	1282820
8_9	6,25	364,4375	364437,5	28,25	1647,2575	1647257,5
9_10	6,25	364,4375	364437,5	34,5	2011,695	2011695
10_11	6,25	364,4375	364437,5	40,75	2376,1325	2376132,5
11_12	6,25	364,4375	364437,5	47	2740,57	2740570
12_13	5	291,55	291550	52	3032,12	3032120
13_14	5	291,55	291550	57	3323,67	3323670
14_15	5,5	320,705	320705	62,5	3644,375	3644375
15_16	6	349,86	349860	68,5	3994,235	3994235
16_17	6	349,86	349860	74,5	4344,095	4344095
17_18	5,5	320,705	320705	80	4664,8	4664800
18_19	5	291,55	291550	85	4956,35	4956350
19_20	4,5	262,395	262395	89,5	5218,745	5218745
20_21	4	233,24	233240	93,5	5451,985	5451985
21_22	3	174,93	174930	96,5	5626,915	5626915
22_23	2	116,62	116620	98,5	5743,535	5743535
23_24	1,5	87,465	87465	100	5831	5831000
Totale	100	5831				

D'après le tableau ci-dessus nous avons :

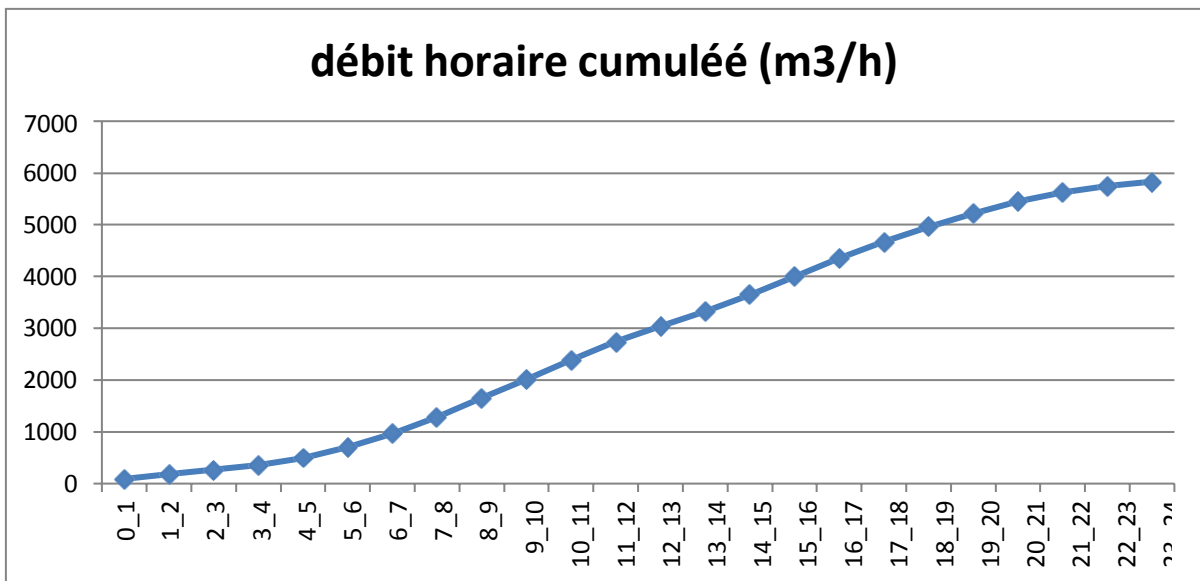
- Un débit maximum horaire  $Q_{\max h} = 364.4375 \text{ m}^3/\text{h}$  entre 8h à 12h.
- Un débit minimum horaire  $Q_{\min h} = 87.465 \text{ m}^3/\text{h}$  entre 23h à 4h.



Les consommations horaires ainsi que la consommation cumulée sont représentées sur les figures suivantes :



**Figure II.5 :** Graphique de la consommation de la commune de Khams Djouamaa à Moyen terme(2041)



**Figure II.6 :** Courbe de la consommation cumulée de la commune de Khams Djouamaa à Moyenterme (2041)

### 6.3. Calcul des débits horaires à long terme

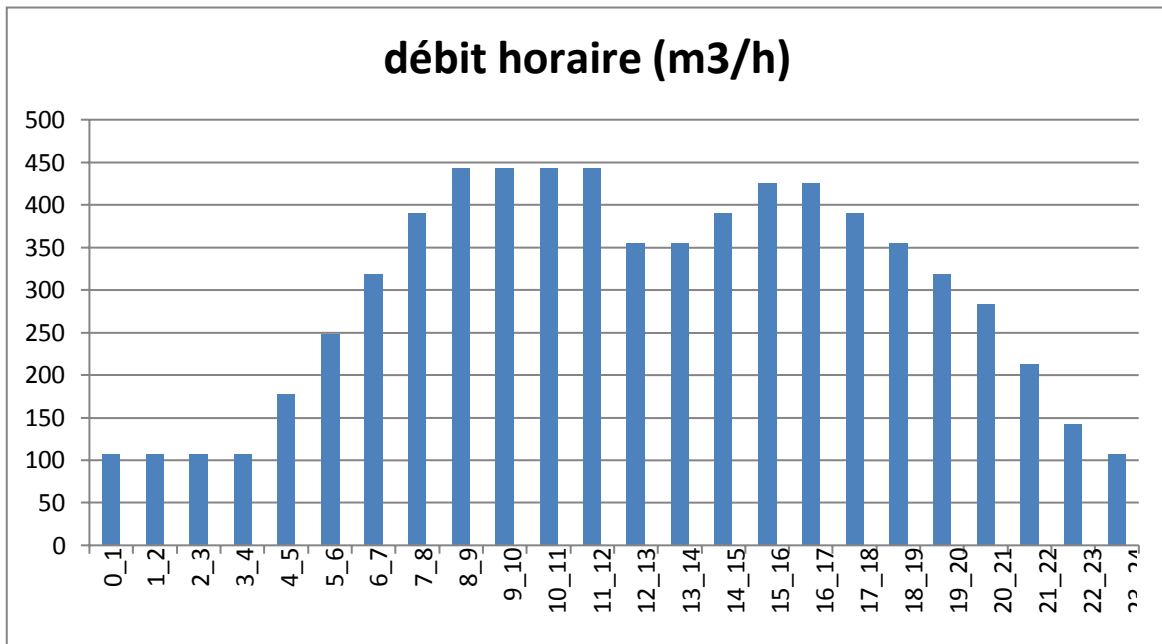
**Tableau II.12 :** Variation des débits horaires de la commune de Khams Djouamaa à Long terme (2051)

Heures	consommation horaire			consommation horaire cumulée		
	Ch(%)	Qmaxh(m <sup>3</sup> /h)	Qmaxh(l/h)	Ch(%)	Qmaxh(m <sup>3</sup> /h)	Qmaxh(l/h)
0_1	1,5	106,3875	106387,5	1,5	106,3875	106387,5
1_2	1,5	106,3875	106387,5	3	212,775	212775
2_3	1,5	106,3875	106387,5	4,5	319,1625	319162,5
3_4	1,5	106,3875	106387,5	6	425,55	425550
4_5	2,5	177,3125	177312,5	8,5	602,8625	602862,5
5_6	3,5	248,2375	248237,5	12	851,1	851100
6_7	4,5	319,1625	319162,5	16,5	1170,2625	1170262,5
7_8	5,5	390,0875	390087,5	22	1560,35	1560350
8_9	6,25	443,28125	443281,25	28,25	2003,63125	2003631,25
9_10	6,25	443,28125	443281,25	34,5	2446,9125	2446912,5
10_11	6,25	443,28125	443281,25	40,75	2890,19375	2890193,75
11_12	6,25	443,28125	443281,25	47	3333,475	3333475
12_13	5	354,625	354625	52	3688,1	3688100
13_14	5	354,625	354625	57	4042,725	4042725
14_15	5,5	390,0875	390087,5	62,5	4432,8125	4432812,5
15_16	6	425,55	425550	68,5	4858,3625	4858362,5
16_17	6	425,55	425550	74,5	5283,9125	5283912,5
17_18	5,5	390,0875	390087,5	80	5674	5674000
18_19	5	354,625	354625	85	6028,625	6028625
19_20	4,5	319,1625	319162,5	89,5	6347,7875	6347787,5
20_21	4	283,7	283700	93,5	6631,4875	6631487,5
21_22	3	212,775	212775	96,5	6844,2625	6844262,5
22_23	2	141,85	141850	98,5	6986,1125	6986112,5
23_24	1,5	106,3875	106387,5	100	7092,5	7092500
Totale	100	7092,5				

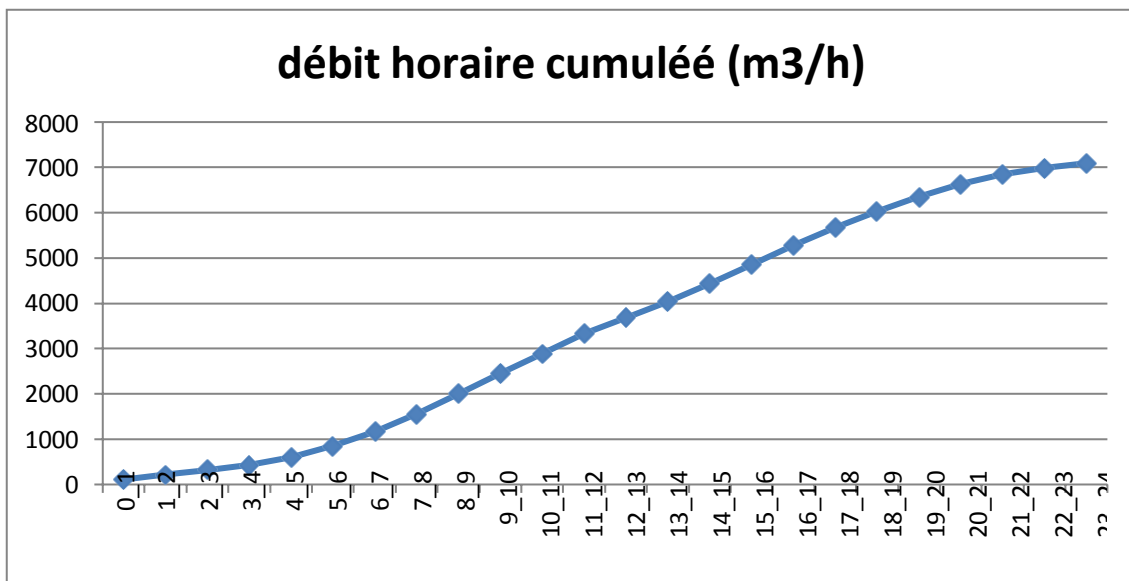
D'après le tableau ci-dessus nous avons :

- Un débit maximum horaire  $Q_{\max h} = 443.28125 \text{ m}^3/\text{h}$  entre 8h et 12h.
- Un débit minimum horaire  $Q_{\min h} = 106.3875 \text{ m}^3/\text{h}$  entre 23h et 4h.

Les consommations horaires ainsi que la consommation cumulée sont représentées sur les figures suivantes :



**Figure II.7 :** Graphique de la consommation de la commune de Khams Djouamaa à Long terme(2051)



**Figure II.8 :** Courbe de la consommation cumulée de la commune de Khams Djouamaa à Longterme (2051)

**Conclusion :**

Ce chapitre nous a permis de déterminer tous les débits journaliers (maximum et minimum) actuel et pour l’horizon d’étude, et de tracer les courbes de consommation horaires afin de connaître tous les débits horaires (moyen, maximum et minimum).

### III. Introduction

Le réservoir est un ouvrage de stockage régulateur de débit qui permet d'adapter la production à la consommation.

La commune de Khams Djouamaa va prendre en charge un développement futur, donc le but de ce chapitre est de déterminer le volume de stockage nécessaire actuellement et à l'horizon telle façon a assuré le meilleur fonctionnement du réseau.

#### 1. Notion théorique

##### 1.1. Fonctions des réservoirs

Les réservoirs sont, en général, nécessaires pour pouvoir alimenter convenablement une agglomération en eau potable et pour assurer la régularisation de l'apport de la consommation d'eau pour permettre aux pompes un refoulement constant.

Les principales fonctions des réservoirs sont :

- La régulation du débit entre le régime de l'adduction (déterminé par le pompage et le traitement) et le régime de distribution (déterminé par la consommation).
- La régulation de pression en tout point du réseau (le réservoir permet de fournir aux abonnés une pression suffisante et plus ou moins constante, la pression fournie par les stations de pompage peut varier au moment de la mise en marche et de l'arrêt des pompes).
- La sécurité vis-à-vis des risques d'incendie, de demande en eau exceptionnelle.

##### 1.2. Classification des réservoirs

Parmi les classifications des réservoirs nous distinguons les cuves :

- Enterré.
- Semi-enterrés.
- Sur sol.
- Sur tour ou surélevé (château d'eau). D'après leurs formes, ils peuvent être :
  - Circulaires.
  - Rectangulaire ou carrée.

##### 1.3. Capacité des réservoirs

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

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

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

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

###### 1.3.1. Méthode analytique

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

Le volume qui ressort de ce calcul est comme suit (équation (III.1))

$$V_r = \frac{a * Q_{\max,j}}{100} \dots \dots \dots (III.1)$$

$V_r$  : capacité résiduelle (m<sup>3</sup>).

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

$Q_{\max,j}$  : La consommation maximale journalière (m<sup>3</sup>/j).

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

$$V_T = V_r + V_{inc}$$

$V_r$  : capacité résiduelle (m<sup>3</sup>).

$V_{inc}$  : volume d'incendie estimé à 120 m<sup>3</sup>.

$V_T$  : capacité totale du réservoir (m<sup>3</sup>).

### 1.3.2. Détermination du résidu maximum dans les réservoirs

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le résidu maximal. Souvent celui-ci peut être localisé aux environs des heures de pointe où la consommation est élevée. La variation entre le débit entrant et le débit à distribuer peut nous permettre sa localisation.

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

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

### 1.3.3. Méthode graphique

Cette méthode est basée sur le volume d'eau entrant et sortant pendant un jour. On trace les courbes de volumes cumulés ( $V_a$ ) provenant de l'alimentation et ( $V_c$ ) correspondant à la consommation.

Ensuite, en traçant la courbe de la différence entre les deux courbes précédentes, qui est :

$$[V_a - V_c]$$

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

Donc, Le volume de régulation  $V_r$  est calculé selon la formule (III.2) :

$$V_r = Q_{\max,j} * R_{\max} / 100 \dots \dots \dots (III.2)$$

Avec :

$V_r$  : le volume de régulation (m<sup>3</sup>).

$Q_{\max,j}$  : le débit maximum journalier (m<sup>3</sup>/j).

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

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

$$R_{\max} = |V^+| + |V^-| \text{ (%) } \dots \dots \dots (III.3)$$

Pour calculer le volume total en (m<sup>3</sup>), en ajoutant le volume de la réserve d'incendie (120 m<sup>3</sup>)

$$V_T = V_r + V_{inc}$$

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

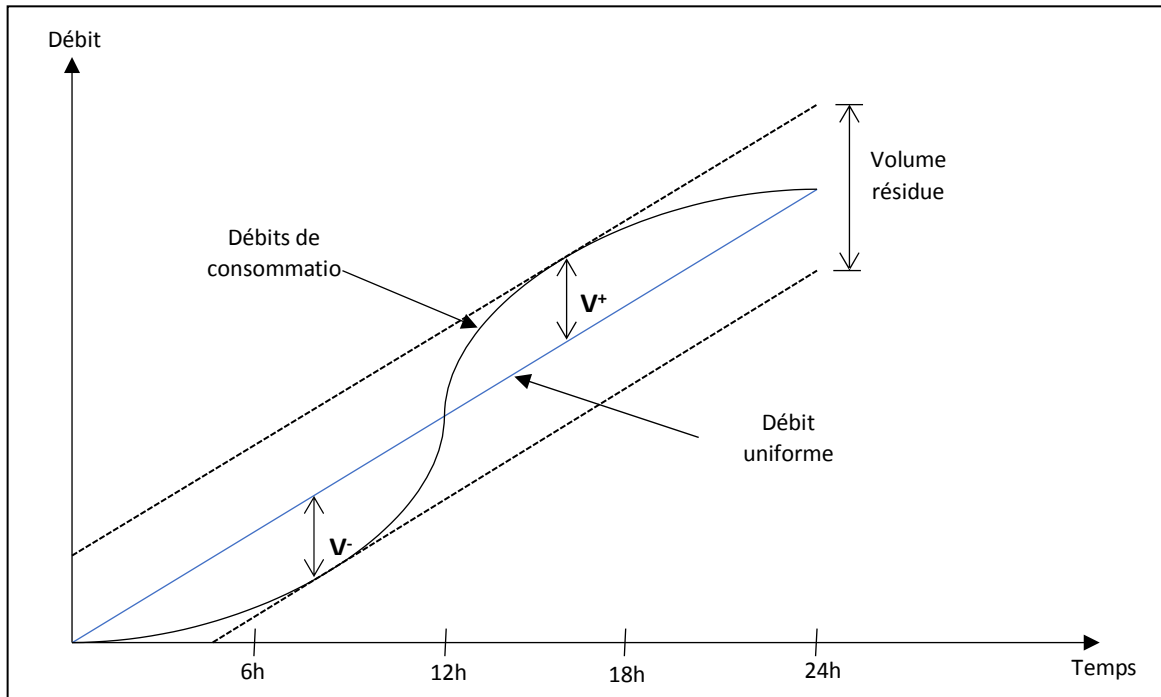


Figure III.1 : Schéma de la méthode graphique

## 2. Evaluation du volume de stockage nécessaire

Pour déterminer le volume nécessaire des réservoirs nous utilisons la méthode analytique :

Tableau III.1 : Détermination de la capacité du réservoir

Heures	Ch (%)	Apports (%)	Arrivée stockage	Départ distribution	Capacité horaire du réservoir
0-1	1,5	4,17	2,67		8,62
1-2	1,5	4,17	2,67		11,29
2-3	1,5	4,17	2,67		13,96
3-4	1,5	4,17	2,67		16,63
4-5	2,5	4,17	1,67		18,30
5-6	3,5	4,17	0,67		<b>18,97</b>
6-7	4,5	4,17		-0,33	18,64
7-8	5,5	4,17		-1,33	17,31
8-9	6,25	4,17		-2,08	15,23
9-10	6,25	4,17		-2,08	13,15
10-11	6,25	4,17		-2,08	11,07
11-12	6,25	4,17		-2,08	8,99
12-13	5	4,17		-0,83	8,16
13-14	5	4,17		-0,83	7,33

**Tableau III.1** : Détermination de la capacité du réservoir (suite)

Heures	C <sub>h</sub> (%)	Apports (%)	Arrivée stockage	Départ distribution	Capacité horaire du réservoir
14-15	5,5	4,17		-1,33	6,00
15-16	6	4,17		-1,83	4,17
16-17	6	4,17		-1,83	2,34
17-18	5,5	4,17		-1,33	1,01
18-19	5	4,17		-0,83	0,18
19-20	4,5	4,17		-0,33	-0,15
20-21	4	4,15		0,15	0,00
21-22	3	4,15	1,15		1,15
22-23	2	4,15	2,15		3,30
23-24	1,5	4,15	2,65		5,95
<b>Total (%)</b>	100	100			

### 2.1. Calcul de la capacité minimale nécessaire pour le stockage

D'après le tableau ci-dessus on a :

La fraction horaire du débit maximum journalier ( $a = 18.97 - 0 = 18.97$ ), c.à.d. le besoin de stockage du volume résiduel ( $V_r$ ) est égal à 54% du débit max journalier (avec :  $Q_{\max,j} = 7092.5 \text{ m}^3/\text{j}$ ) :

$$V_r = \frac{18.97 * 7092.5}{100} = 1345.4 \text{ m}^3$$

En ajoutant le besoin de lutte contre l'incendie de  $120 \text{ m}^3$ , la capacité totale ( $V_T$ ) du stockage sera :

$$V_T = 1345.4 + 120 = 1465.4 \text{ m}^3$$

Pour la commune de Khams Djouamaa nous avons 5 réservoirs 100, 200, 150, 50 et  $30 \text{ m}^3$  donc ne manque un volume nécessaire de stockage pour satisfaire les besoins d'agglomérations à l'horizon d'étude de  $(1465.4 - 100 - 200 - 150 - 50 - 30 = 1465.4 - 530 = 935.4 \text{ m}^3)$ . De ce fait il faut projeter un autre réservoir d'un volume normalisé de **1000 m<sup>3</sup>**.

## 3. Dimensionnement de réservoir projeté

### 3.1. Forme et type du réservoir

Les conditions topographiques (cote terrain naturelle) dans le site des réservoirs sont hydrauliquement favorables (ce qui concerne la charge disponible), donc on opte pour un réservoir **Semi-enterré** de forme **circulaire** car ce type est plus économique.

### 3.2. Dimensions du réservoir

La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne, toutefois, les réservoirs de grande capacité des agglomérations importante peuvent présenter des hauteurs d'eau comprise entre 7 et 10 m.

### 3.2.1. Le diamètre de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve moyennant par la formule (IV.3) :

$$D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{h * \pi}}$$

$V_n$  : capacité normalisée du réservoir ( $m^3$ ) ( $V_n = 1000m^3$ ).

$S$  : section du réservoir ( $m^2$ ).

$D$  : diamètre de la cuve (m).

$h$ : hauteur utile optimale d'eau (m), on propose une hauteur de 6 m.

$$D = \sqrt{\frac{4 * 1000}{6 * \pi}} = 14.57$$

On prend: **D = 15 m**

### 3.2.2. Réévaluation de la hauteur d'eau (h)

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2} = \frac{4 * 1000}{\pi * 15^2} = 5.66 \text{ m}$$

Donc **h = 5.66 m**.

### 3.2.3. Section de la cuve

$$S = \frac{v_n}{h} = \frac{1000}{5.66} = 176.68$$

Alors : **S = 176.68 m<sup>2</sup>**.

### 3.2.4. La hauteur totale du la cuve

Il faut prévoir un espace appelé revanche où matelas d'air d'une épaisseur variant de 0.25 à 1 (m) au-dessus du plan d'eau :

$$H = h + R$$

$H$  : hauteur totale de la cuve (m).

$R$  : revanche (m), on prend: **R = 0.34 m**.

$$H = 5.66 + 0.34 = 6 \text{ (m)}$$

Donc **H = 6 m**.

### 3.2.5. Hauteur de la réserve d'incendie

Cette hauteur est calculée en divisant le volume de la réserve d'incendie ( $120 \text{ m}^3$ ) sur la surface de la cuve.

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S}$$

Donc :

$$h_{inc} = \frac{120}{176.68} = 0.68 \text{ m}$$



### 3.2.6. Résumé des caractéristiques du réservoir projeté

Le tableau (IV.2) récapitule les différentes propriétés du réservoir projeté :

**Tableau III.2 :** caractéristiques du réservoir projeté

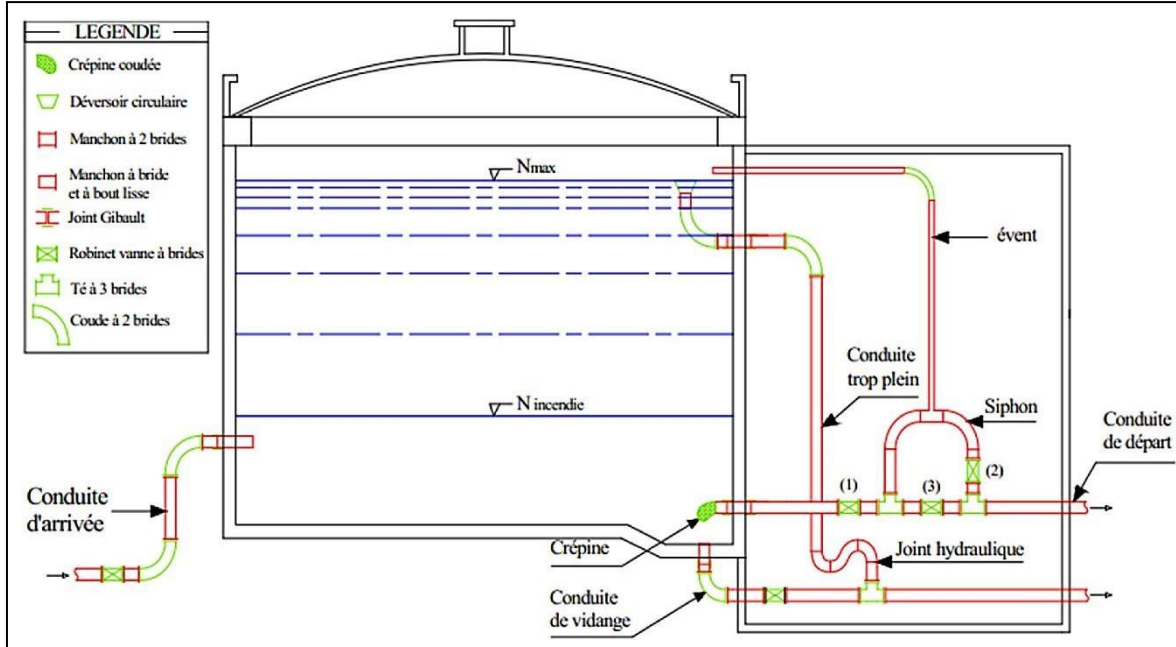
Réservoir	Type	Forme du réservoir	Volume(m <sup>3</sup> )	h (m)	S (m <sup>2</sup> )	D (m)	H (m)
Projeté (R6)	Semi-enterré	circulaire	1000	5.66	176.68	15	7

## 4. Equipements hydrauliques du réservoir Semi-enterré

### 4.1. Equipements hydrauliques

Un réservoir unique ou compartimenté, doit être équipé par :

- Une conduite d'arrivée ou d'alimentation.
- Une conduite de départ ou de distribution.
- Une conduite de vidange.
- Une conduite de trop-plein.
- Une conduite by-pass.
- Un système de matérialisation d'incendie.



**Figure III.2 :** Schéma générale des équipements hydrauliques du réservoir

### 4.2. Dispositifs d'alimentation

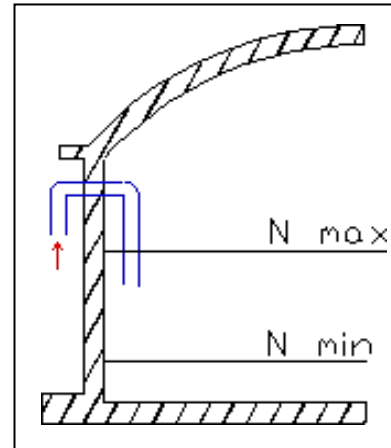
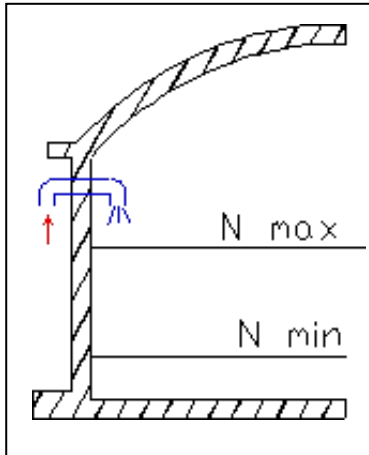
Il existe 4 méthodes pour l'alimentation d'un réservoir à savoir :

- Arrivée par surverse.
- Arrivée par surverse noyée.

- Arrivée par le bas.
- Arrivée par le fond.

### a. Par surverse

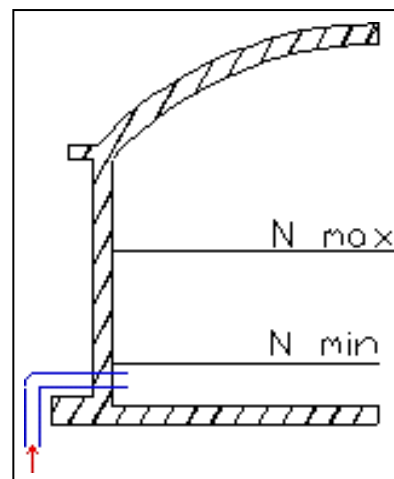
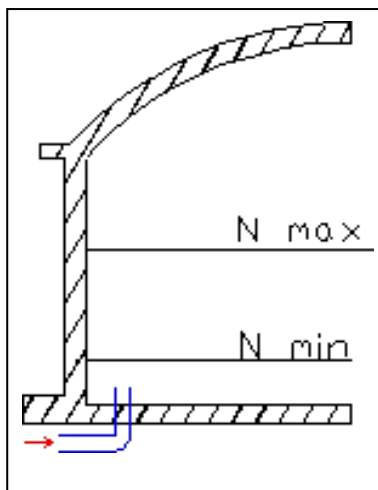
Soit avec chute libre soit en plongeant la conduite de façon que son extrémité soit toujours noyée, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère, facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.



**Figure III.3 :** Arrivée par surverse (Chute libre)    **Figure III.4 :** Arrivée par surverse (Noyée)

### b. Par-dessous

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



**Figure III.5 :** Arrivée Par le fond

**Figure III.6 :** Arrivée Par le bas

- Pour notre réservoir on opte pour une arrivée de la conduite par-dessous (Par le bas) car elle permet le renouvellement de la réserve d'incendie par mélange en créant des perturbations et un écoulement en rouleau et évite l'entartrage de notre réseau.

- La conduite d'arrivée doit toujours être à l'opposé de la conduite de départ pour provoquer le brassage et permettre le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations et un écoulement par rouleaux.

### 4.3. Conduite de départ ou de distribution

- Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.2 m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement pourrait se décomposer.
- On réserve au minimum 0.5m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau.
- L'extrémité de la conduite est munie d'une grille ou crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex.
- En cas de rupture de la conduite de distribution et dans l'hypothèse d'un grand réservoir, il faut avoir la possibilité de l'isoler rapidement pour éviter les pertes d'eau en cas de cassure de la conduite de distribution. il pourra être envisagé de rendre automatique la fermeture du robinet en utilisant une vanne-papillon qui se met en marche dès qu'une survitesse se manifestera dans la conduite.

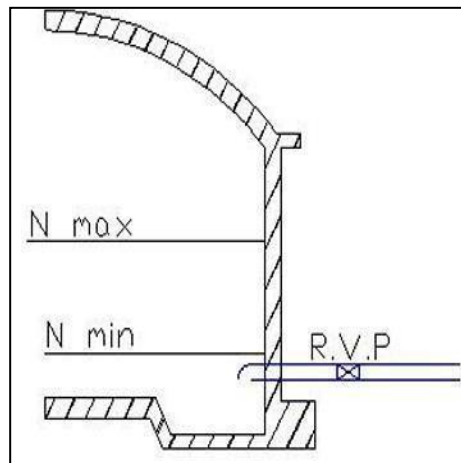


Figure III.7: Conduite de départ

### 4.4. Conduite du trop-plein et de vidange

#### • Conduite de trop-plein

Cette conduite a le rôle d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir sans provoquer de déversement dans le cas où la pompe d'alimentation ne se serait pas arrêtée, l'extrémité supérieure de cette conduite est munie d'un entonnoir jouant le rôle d'un déversoir circulaire permettant cette évacuation.

#### • Conduite de vidange

Elle permet la vidange du château d'eau, en cas de nettoyage ou d'éventuelles réparations, il est nécessaire de prévoir la vidange au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop-plein, elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre.

On a intérêt à n'effectuer cette vidange que sur un réservoir préalablement presque vidé en exploitation.

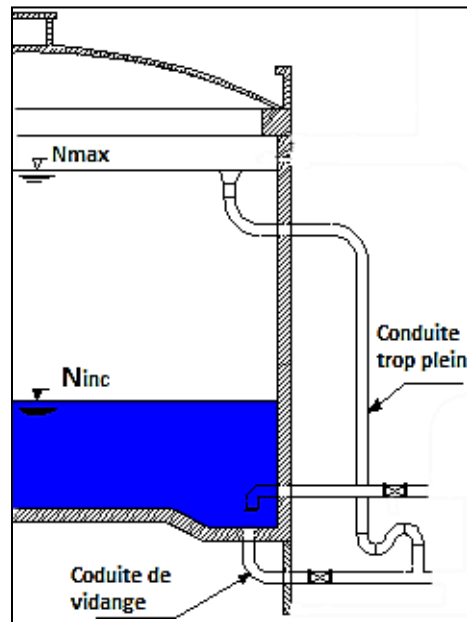


Figure III.8 : Emplacement de la conduite de trop-plein et de vidange

#### 4.5. Système de matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre l'incendie, il faut en interdire son utilisation, pour cela un système en siphon présente dans la figure (IV.9).

C'est une disposition spéciale de la lientérie à adopter au niveau du réservoir, qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'eau consacrée à l'extinction des incendies est atteint. C'est une seule prise et comporte un siphon à évent avec une réserve d'incendie commandée à distance.

Son fonctionnement est le suivant :

- Normal : 3 et 1 ouverts, le 2 est fermé.
- Incendie : il suffit d'ouvrir 1 et 2.
  - Comme le montre la figure suivante :

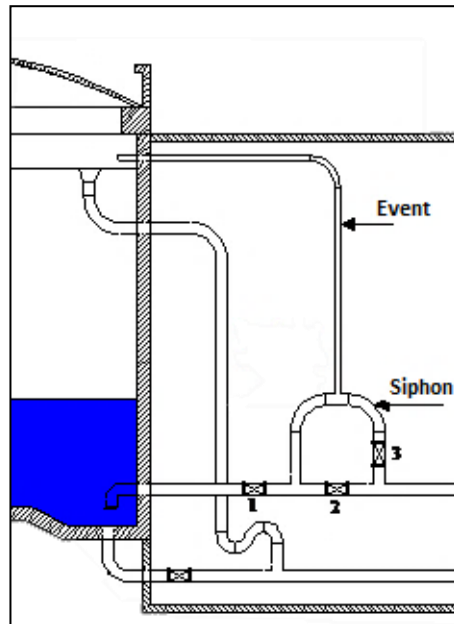


Figure III.9 : Système de matérialisation d'incendie d'évent

#### 4.6. Conduite by-pass

Pour assurer la continuité de la distribution, en cas de travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve, on relie la conduite d'adduction à celle de la distribution par un tronçon de conduite appelé By-pass (figure IV.10).

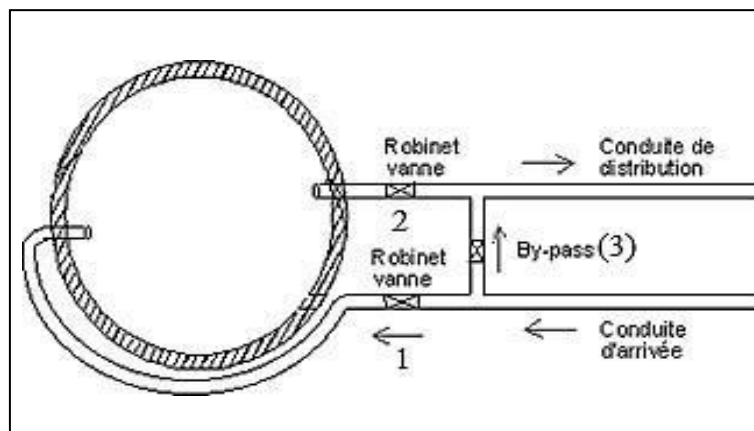


Figure III.10: Conduite by-pass

#### 4.7. Equipements d'intervention

Les accès aux cuves pour surveillance, entretien ou réparation, doivent être possibles. On prévoit généralement une trappe d'accès pour le personnel (figure IV.11)) et une trappe spécifique importante pour l'entrée éventuelle du matériel ou/ et des matériaux.

Tous les accès (portes, trappes, échelles,...) aux cuves et chambres de vannes doivent être protégés contre les intrusions des personnes étrangères au service.

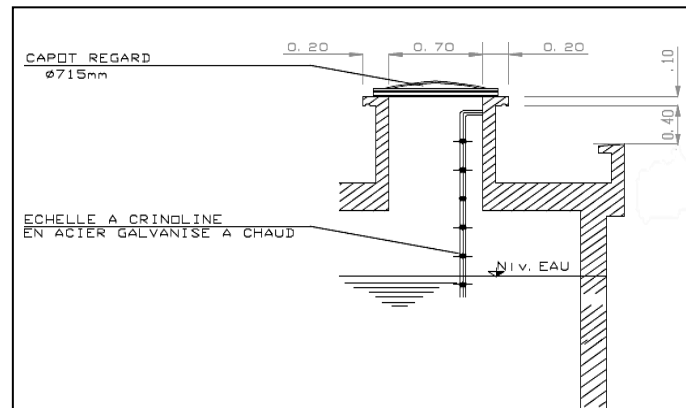


Figure III.11: Trappes d'accès

#### 4.8. Equipements de nettoyage

- Trappes de visite pour le personnel et le matériel.
- Equipements spéciaux pour le nettoyage.
- Pompe d'alimentation en eau.

#### Conclusion

L'étude des réservoirs effectuée dans ce chapitre a montré que la capacité de stockage actuel est loin de satisfaire les besoins de l'agglomération à l'horizon d'étude (2051), nous allons donc prévoir un autre réservoir d'un volume de  $1000\text{m}^3$  pour pallier ce problème.

Tous les réservoirs cités sont en fonctionnement et au bon état mais les chambres des vannes nécessitent des réparations et des entretiens.

## IV. Introduction

Après avoir présentée les défaillances du réseau de distribution existant de la commune de Khams Djouamaa, qui faisant obstacle à une alimentation en eau potable convenable de cette commune, il est nécessaire d'améliorer les conditions de distribution et ce, en projetant un nouveau réseau.

### 1. Notion théoriques générales

#### 1.1. Choix du type de réseau

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération, on distingue trois types de réseaux de distribution : les réseaux ramifiés, les réseaux mailles et les réseaux mixtes.

Dans un but technico-économique, pour une bonne exploitation de l'infrastructure et pour une distribution raisonnable de l'eau, nous avons opté pour un réseau maillé.

#### 1.2. Conception du réseau de l'agglomération

Pour concevoir un réseau de distribution, nous sommes appelés à prendre en compte un certain nombre des facteurs :

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

#### 1.3. Exigences fondamentales du réseau

- Assurer la distribution des quantités et qualités d'eau nécessaires vers les points de consommation des agglomérations avec une pression acceptable.
- Le prix de revient des ouvrages du système d'alimentation en eau doit être minimum.

#### 1.4. Principe du tracé du réseau

Le tracé se fait comme suit :

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

#### 1.5. Réhabilitation du réseau de distribution

Après avoir évalué les besoins en eau de l'agglomération dans le chapitre II, il nous appartient de faire un choix convenable de réseau. Pour assurer une bonne distribution au consommateur de façon à avoir un débit maximum avec une pression au sol acceptable.

Les modifications apportées consistent à :

- Modifier le schéma du réseau qui alimente la commune et nous projetons un réseau qui couvre les zones d'extension.
- Nous modifions les diamètres pour avoir une bonne répartition des vitesses.
- La réhabilitation implique de rénover les tronçons qui ne s'adaptent pas aux conditions hydrauliques exigées (Pression, vitesse), pour notre cas on doit renouveler tout le réseau de distribution de la commune de Khams Djouamaa.

### 1.6. Choix du matériau des conduites

Le choix du matériau utilise est en fonction de la pression supportée, de l'agressivité du sol et de l'ordre économique (coût et disponibilité sur le marché) ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes ... etc.).

Parmi les matériaux utilisés on peut citer : l'acier, la fonte, le PVC et le PE (polyéthylène) à haute densité PEHD.

Dans ce projet, on utilisera comme matériau le PEHD vu les avantages qu'il présente:

- Bonne résistance à la corrosion.
- Disponibilité sur la marche.
- Une pose de canalisation facile.
- Une surface lisse arrondie pour une meilleure performance hydraulique.

## 2. Calcul hydraulique du réseau de distribution

Le réseau de distribution projeté pour la commune de Khams Djouamaa sera de type maillé et tient compte des extensions prévus dans le plan d'aménagement à long terme (2051).

➤ La desserte du réseau de distribution de la commune de Khams Djouamaa sera assurée par les 6 réservoirs :

- Existants R1 (100 m<sup>3</sup>), R2 (200 m<sup>3</sup>), R3 (150 m<sup>3</sup>), R4 (50 m<sup>3</sup>) et R5 (30 m<sup>3</sup>).
- Projeté R6 (1000 m<sup>3</sup>).
- Le calcul du réseau de distribution se fera pour les deux cas suivants :
- Cas de pointe.
- Cas de pointe plus incendie.

### 2.1. Cas de pointe

D'après le chapitre II, la consommation maximale horaire de notre agglomération est entre 12h et 14h:

$$Q_{pte} = 443.28125 \text{ (m}^3\text{/h)} = 123.13368 \text{ (l/s)}$$

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

Désignation	Valeur
Débit de pointe ( $Q_{pte}$ )	123.13368 (l/s)
Débit concentré ( $Q_{conc}$ )	0
Débit en route total ( $Q_r$ )	123.13368 (l/s)
Somme des longueurs des tronçons ( $\sum L_i$ )	5816.62 (m)
Débit spécifique ( $q_{sp}$ )	0.02116928 (m/s/ml)

- Les résultats relatifs aux calculs des débits en route et aux nœuds pour le cas de pointe sont récapitulés dans le tableau (IV.2) :



**Tableau IV.2** : Calculs des débits routes et nœuds « réseau projeté »

N° du nœud	du nœud au nœud	Longueur du tronçon (m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
R1	R1-1	48,42	1,025	
1	R1-1	48,42	1,025	2,863
	1_2	65,77	1,392	
	1_41	122,7	2,597	
	1_8	33,65	0,712	
2	2_1	65,77	1,392	3,115
	2_3	38,53	0,815	
	2_9	76,96	1,629	
	2_42	113,1	2,394	
3	3_2	38,53	0,815	1,524
	3_4	28,28	0,598	
	3_10	77,21	1,634	
4	4_3	28,28	0,598	1,267
	4_5	13,1	0,277	
	4_11	78,33	1,658	
5	5_4	13,1	0,277	1,373
	5_6	34,73	0,735	
	5_38	81,92	1,734	
6	6_5	34,73	0,735	2,464
	6_7	37,5	0,793	
	6_39	79,33	1,679	
	6_12	81,27	1,720	
7	7_6	37,5	0,793	2,142
	7_14	85,13	1,802	
	7_40	79,77	1,688	
8	8_1	33,65	0,712	7,475
	8_28	251,75	5,329	
	28_8	420,9	8,91	
9	9_2	76,96	1,629	1,89
	9_10	42,01	0,889	
	9_19	59,64	1,262	
10	10_9	42,01	0,889	2,229
	10_3	77,21	1,634	
	10_11	42,3	0,895	
	10_15	49,08	1,038	

**Tableau IV.2** : Calculs des débits routes et nodaux « réseau projeté » (suite)

N° du nœud	du nœud au nœud	Longueur du tronçon (m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
11	11_10	42,3	0,895	1,663
	11_4	78,33	1,658	
	11_12	36,54	0,773	
12	12_11	36,54	0,773	2,031
	12_6	81,27	1,72	
	12_13	23	0,486	
	12_17	51,09	1,081	
13	13_12	23	0,486	0,953
	13_14	16,25	0,344	
	13_18	50,82	1,075	
14	14_13	16,25	0,344	3,664
	14_7	85,13	1,802	
	14_23	244,83	5,182	
15	15_10	49,08	1,038	1,296
	15_16	54,3	1,149	
	15_20	19,11	0,404	
16	16_15	54,3	1,149	1,136
	16_17	26,4	0,558	
	16_22	26,63	0,563	
17	17_16	26,4	0,558	1,117
	17_18	28,13	0,595	
	17_12	51,09	1,081	
18	18_17	28,13	0,595	1,217
	18_13	50,82	1,075	
	18_23	36,12	0,764	
19	19_9	59,64	1,262	2,28
	19_20	43,43	0,919	
	19_28	112,36	2,378	
20	20_19	43,43	0,919	0,786
	20_15	19,11	0,404	
	20_21	11,8	0,249	
21	21_20	11,8	0,249	1,411
	21_22	56,21	1,189	
	21_24	65,34	1,383	
22	22_21	56,21	1,189	1,265
	22_16	26,63	0,563	
	22_25	36,7	0,776	

**Tableau IV.2** : Calculs des débits routes et nœuds « réseau projeté » (suite)

N° du nœud	du nœud au nœud	Longueur du tronçon (m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
23	23_18	36,12	0,764	3,243
	23_14	244,83	5,182	
	23_27	25,51	0,54	
24	24_21	65,34	1,383	1,864
	24_25	43,6	0,922	
	24_31	67,23	1,423	
25	25_24	43,6	0,922	1,115
	25_26	25,1	0,531	
	25_22	36,7	0,776	
26	26_25	25,1	0,531	1,38
	26_27	28,4	0,601	
	26_35	76,95	1,628	
27	27_26	28,4	0,601	1,07
	27_23	25,51	0,54	
	27_29	47,27	1,0006	
28	28_8	251,75	5,329	8,502
	8_28	420,9	8,91	
	28_19	112,36	2,378	
	28_30	18,26	0,386	
29	29_27	47,27	1,0006	1,849
	29_35	41,82	0,885	
	29_36	85,67	1,813	
30	30_28	18,26	0,386	1,432
	30_31	28,6	0,605	
	30_33	88,5	1,873	
31	31_24	67,23	1,423	1,132
	31_30	28,6	0,605	
	31_32	11,2	0,237	
32	32_31	11,2	0,237	1,02
	32_33	36,25	0,767	
	32_34	48,97	1,036	
33	33_30	88,5	1,873	1,644
	33_32	36,25	0,767	
	33_34	30,6	0,647	
34	34_33	30,6	0,647	1,053
	34_32	48,97	1,036	
	34_35	20	0,423	

**Tableau IV.2** : Calculs des débits routes et nodaux « réseau projeté » (suite)

N° du nœud	du nœud au nœud	Longueur du tronçon (m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
35	35_26	76,95	1,628	1,468
	35_34	20	0,423	
	35_29	41,82	0,885	
36	36_29	85,67	1,813	9,743
	36_37	398,9	8,444	
	37_36	436	9,229	
37	37_36	398,9	8,444	8,837
	36_37	436	9,229	
38	38_5	81,92	1,734	1,55
	38_39	30,61	0,647	
	38_44	33,95	0,718	
39	39_38	30,61	0,647	1,915
	39_6	79,33	1,679	
	39_40	34,55	0,731	
	39_45	36,46	0,771	
40	40_7	79,77	1,688	1,595
	40_39	34,55	0,731	
	40_46	36,38	0,77	
41	41_1	122,7	2,597	3,099
	41_42	80,67	1,707	
	41_47	89,47	1,894	
42	42_41	80,67	1,707	3,31
	42_2	113,1	2,394	
	42_43	43,7	0,925	
	42_48	75,26	1,593	
43	43_42	43,7	0,925	1,618
	43_44	39	0,825	
	43_49	70,21	1,486	
44	44_43	39	0,825	1,087
	44_38	33,95	0,718	
	44_45	29,76	0,629	
45	45_44	29,76	0,629	0,965
	45_39	36,46	0,771	
	45_46	25	0,529	
46	46_40	36,38	0,77	1,321
	46_45	25	0,529	
	46_51	63,51	1,344	

**Tableau IV.2** : Calculs des débits routes et nodaux « réseau projeté » (suite)

N° du nœud	du nœud au nœud	Longueur du tronçon (m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
47	47_41	89,47	1,894	4,865
	47_48	60,86	1,288	
	47_51	309,39	6,549	
48	48_42	75,26	1,593	2,951
	48_47	60,86	1,288	
	48_49	37,97	0,803	
	48_50	104,8	2,218	
49	49_48	37,97	0,803	1,365
	49_43	70,21	1,486	
	49_50	20,8	0,44	
50	50_49	20,8	0,44	1,911
	50_48	104,8	2,218	
	50_51	55	1,164	
51	51_50	55	1,164	4,529
	51_47	309,39	6,549	
	51_46	63,51	1,344	

## 2.2. Cas de pointe + incendie

Dans ce cas le calcul des débits se fait de la même manière que pour le cas de pointe seulement on suppose que le débit d'incendie donné par le réservoir (17 l/s) se trouve au point le plus défavorable qui est dans notre cas le nœud N37 avec une cote de terrain de 704.95m donc la demande au niveau des nœuds reste inchangée sauf au nœud N37 qui devient 25.837/s.

## 3. Simulation hydraulique du réseau projeté

### 3.1. Cas de pointe

- Les cotes piézométriques et les pressions aux nœuds sont données par le tableau (IV.3) après la simulation par le logiciel Epanet :

**Tableau IV.3** : Cotes piézométriques et pressions dans le réseau projeté (cas de pointe)

Noeud	Elévation (m)	Débit nodale (l/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
N1	727.71	2.863	879.39	151,68
N2	719.62	3.115	858.82	139,2
N3	714.5	1.524	858.45	143,95
N4	711.5	1.267	858.24	146,74
N5	711.21	1.373	858.07	146,86
N6	708.62	2.464	847.79	139,17
N7	707.17	2.142	847.13	139,96
N8	729.27	7.475	859.21	129,94

**Tableau IV.3** : Cotes piézométriques et pressions dans le réseau projeté (cas de pointe) (Suite du tableau IV.3)

Nœud	Élévation (m)	Débit nodale (l/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
N9	716,78	1.89	857,83	141,05
N10	713,32	2.229	856,87	143,55
N11	710,09	1.663	856,29	146,2
N12	707,85	2.031	855,53	147,68
N13	706,21	0.953	854,95	148,74
N14	705,93	3.664	854,35	148,42
N15	710,3	1.296	856,03	145,73
N16	707,04	1.136	854,48	147,44
N17	706,05	1.117	854,82	148,77
N18	704,15	1.217	854,2	150,05
N19	712,5	2.28	856,78	144,28
N20	709,75	0.786	855,83	146,08
N21	708,48	1.411	855,62	147,14
N22	705,46	1.265	844,25	138,79
N23	702,18	3.243	852,99	150,81
N24	706,3	1.864	854,49	148,19
N25	704,36	1.115	853,36	149
N26	703,45	1.38	852,75	149,3
N27	701,61	1.07	852,41	150,8
N28	706,01	8.502	843,67	137,66
N29	698,46	1.849	851,06	152,6
N30	705,6	1.432	843,25	137,65
N31	704,86	1.132	842,59	137,73
N32	704,41	1.02	842,33	137,92
N33	701,66	1.644	842,18	140,52
N34	701,06	1.053	842,06	141
N35	700,58	1.468	841,7	141,12
N36	698,6	9.743	762,23	63,63
N37	704,95	8.837	743,67	38,72
N38	709,2	1.55	833,73	124,53
N39	707,24	1.915	824,82	117,58
N40	706	1.595	816,56	110,56
N41	719,79	3.099	846,03	126,24
N42	714,1	3.31	828,51	114,41
N43	709,67	1.618	823,17	113,5
N44	707,78	1.087	814,89	107,11
N45	706,37	0.965	818,84	112,47
N46	705,56	1.321	806,21	100,65
N47	711,15	4.865	840,25	129,1

**Tableau IV.3** : Cotes piézométriques et pressions dans le réseau projeté (cas de pointe) (Suite du tableau IV.3)

Nœud	Élévation (m)	Débit nodale (l/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
N48	709.27	2.951	814.77	105,5
N49	707.1	1.365	807.66	100,56
N50	706.18	1.911	806.82	100,64
N51	704.79	4.529	805.66	100,87

- Les vitesses et les pertes de charges dans le réseau projeté (cas de pointe) sont données dans le tableau (IV.4) :

**Tableau IV.4** : Vitesses et pertes de charge dans le réseau projeté (cas de pointe)

Tronçon	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Longueur (m)	Diamètre intérieur (mm)	Diamètre extérieur (mm)	Débit (m <sup>3</sup> /s)	Vitesse (m/s)	$\Delta h$ (m.c.e)
C6	R1	n1	48,42	400	363,7	0,183	1,77	0,205
P3	n1	n2	65,77	315	286,4	0,121	1,89	0,42
C22	n2	n3	38,53	250	227,3	0,07	1,73	0,271
C23	n3	n4	28,28	250	227,3	0,06	1,5	0,149
C24	n4	n5	13,1	200	181,8	0,045	1,76	0,124
C25	n5	n6	34,73	200	181,8	0,035	1,36	0,196
C26	n6	n7	37,5	110	100	0,011	1,42	0,469
C39	n1	n8	33,65	200	181,8	0,028	1,08	0,12
P45	n2	n9	76,96	200	181,8	0,045	1,75	0,72
P44	n3	n10	77,21	90	81,8	0,007	1,34	1,093
P58	n4	n11	78,33	110	100	0,013	1,7	1,405
C49	n6	n12	81,27	110	100	0,014	1,81	1,652
P43	n7	n14	85,13	75	68,2	0,005	1,53	1,953
C40	n8	n28	251,75	90	81,8	0,007	1,39	3,836
C41	n8	n28	420,9	110	100	0,009	1,2	3,762
P46	n9	n10	42,01	110	100	0,012	1,62	0,684
C20	n10	n11	42,3	50	45,4	0,001	0,73	0,360
C19	n11	n12	36,54	110	100	0,012	1,54	0,537
C18	n12	n13	23	110	100	0,013	1,72	0,422
C17	n13	n14	16,25	50	45,4	0,002	1,24	0,399
C21	n14	n23	244,83	75	68,2	0,002	0,57	0,779
C43	n9	n19	59,64	160	145,6	0,029	1,8	0,768
P40	n10	n15	49,08	125	113,6	0,015	1,51	0,597
P52	n12	n17	51,09	110	100	0,009	1,24	0,487
P41	n13	n18	50,82	110	100	0,01	1,28	0,516
C12	n15	n20	49,11	110	100	0,004	0,62	0,11
C11	n20	n21	11,8	125	113,6	0,016	1,58	0,157
P60	n19	n20	43,73	110	100	0,0123	1,57	0,669

Tableau IV.4 : Vitesses et pertes de charge dans le réseau projeté (cas de pointe) (Suite)

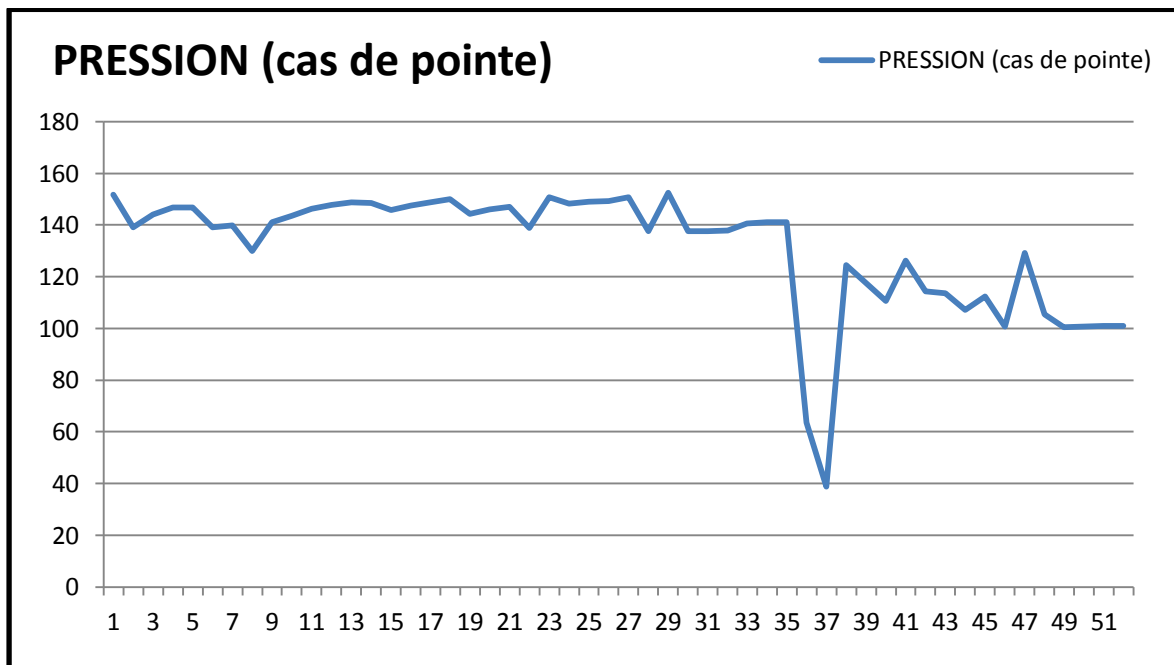
Tronçon	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Longueur (m)	Diamètre intérieur (mm)	Diamètre extérieur (mm)	Débit (m <sup>3</sup> /s)	Vitesse (m/s)	Δh (m.c.e)
C14	n15	n16	54,3	90	81,8	0,008	1,61	1,11
C15	n16	n17	26,4	40	36,3	0,000	0,62	0,212
C16	n17	n18	28,13	90	81,8	0,007	1,41	0,441
P63	n16	n22	26,63	110	100	0,007	0,94	0,146
C50	n18	n23	36,12	110	100	0,015	1,99	0,888
P61	n21	n22	56,21	90	81,8	0,007	1,47	0,958
C42	n19	n28	112,36	110	100	0,014	1,8	2,26
C13	n21	n24	69,34	90	81,8	0,006	1,18	0,761
P62	n22	n25	36,7	110	100	0,013	1,68	0,643
P36	n23	n27	25,51	110	100	0,012	1,64	0,425
C7	n24	n25	43,6	50	45,4	0,001	1,03	0,739
C8	n25	n26	25,1	110	100	0,013	1,68	0,439
C9	n26	n27	28,4	110	100	0,008	1,14	0,229
P32	n27	n29	47,27	125	113,6	0,020	2	1,008
C45	n29	n35	41,82	110	100	0,01	1,32	0,452
P66	n26	n35	76,95	63	57,2	0,002	0,84	0,657
C44	n34	n35	20	110	100	0,01	1,33	0,219
C4	n33	n34	30,6	110	100	0,005	0,73	0,101
C3	n32	n34	48,97	110	100	0,006	0,8	0,194
P65	n32	n33	36,25	110	100	0,004	0,63	0,089
C2	n31	n32	11,2	110	100	0,012	1,63	0,184
P64	n24	n31	67,23	50	45,4	0,001	1,07	1,229
C1	n30	n31	28,6	110	100	0,012	1,63	0,471
C5	n30	n33	88,5	75	68,2	0,003	0,88	0,671
P26	n28	n30	18,26	125	113,6	0,018	1,79	0,312
P48	n29	n36	85,67	160	145,4	0,027	1,68	0,962
P49	n36	n37	398,9	75	68,2	0,006	1,86	13,527
C46	n36	n37	436	75	68,2	0,006	1,77	13,389
C51	n1	n41	122,7	200	181,8	0,029	1,14	0,487
P4	n2	n42	113,1	50	45,4	0,001	0,98	1,735
C29	n5	n38	81,92	90	81,8	0,008	1,57	1,592
C48	n6	n39	79,33	75	68,2	0,006	1,74	2,354
C32	n7	n40	79,77	50	45,4	0,002	1,43	2,606
P55	n38	n39	30,61	75	68,2	0,004	1,15	0,396
P56	n39	n40	34,55	50	45,4	0,001	0,69	0,262
C30	n38	n44	33,95	50	45,4	0,001	1,05	0,598
P57	n39	n45	36,46	75	68,2	0,006	1,81	1,17
C31	n40	n46	36,38	40	36,3	0,001	1	0,761

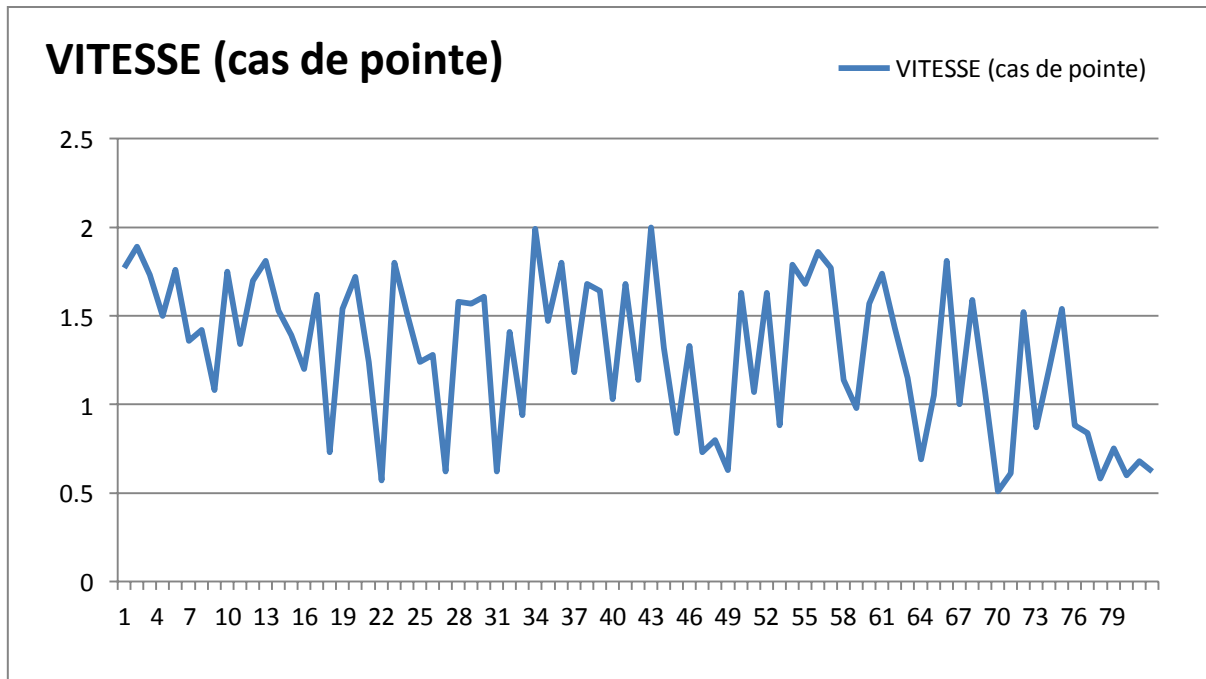


**Tableau IV.4** : Vitesses et pertes de charge dans le réseau projeté (cas de pointe) (Suite)

Tronçon	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Longueur (m)	Diamètre intérieur (mm)	Diamètre extérieur (mm)	Débit (m <sup>3</sup> /s)	Vitesse (m/s)	Δh (m.c.e)
P5	n41	n42	80,67	125	113,6	0,0161	1,59	1,088
C27	n42	n43	43,7	110	100	0,008	1,07	0,31
C28	n43	n44	39	32	29	0,00033	0,51	0,278
C33	n44	n45	29,76	32	29	0,0004	0,61	0,304
C34	n45	n46	25	75	68,2	0,0055	1,52	0,566
P13	n41	n47	89,47	125	113,6	0,0088	0,87	0,361
P14	n42	n48	75,26	75	68,2	0,0043	1,2	1,062
P59	n43	n49	70,21	75	68,2	0,0056	1,54	1,632
P23	n46	n51	63,51	90	81,8	0,0046	0,88	0,387
P15	n47	n48	60,86	40	36,3	0,0008	0,84	0,899
C36	n48	n49	37,97	32	29	0,0003	0,58	0,351
C37	n49	n50	20,8	90	81,8	0,0039	0,75	0,092
C35	n50	n51	55	63	57,2	0,0015	0,6	0,239
P21	n48	n50	104,8	32	29	0,0004	0,68	1,331
C47	n47	n51	309,39	40	36,3	0,0006	0,62	2,489

- Les résultats obtenus pour les pressions et les vitesses sont représentés dans les figures (IV.1) et (IV.2) qui suivent :

**Figure IV.1** : Distribution des pressions dans le réseau projeté (cas de pointe)



**Figure IV.2 :** Distribution des vitesses dans le réseau projeté (cas de pointe)

### 3.1.1. Observations

- Les pressions sont très élevées (entre 100 et 130 m.c.e) entre les nœuds 38 et 52, et entre les nœuds 1 à 36 (entre 130 et 150 m.c.e), avec une pression de 40 m.c.e dans le nœud 37 qui est le point défavorable.
- Dans ce réseau les vitesses sont entre 0.5m/s et 2m/s, donc dans l'intervalle (0.5 jusqu'à 2.5 m/s).

### 3.1.2. Interprétation des résultats de simulation

- Les nouveaux diamètres permettront d'augmenter les vitesses les plus faibles pour les régions qui avaient des problèmes de vitesse.
- Les résultats du tableau montrent que les pressions sont bien réparties dans le réseau, et sont généralement comprises entre 10 et 15 bars dans tous les nœuds.
- On enregistre des vitesses acceptables dans tous les tronçons.

## 3.2. Cas de pointe + incendie

- Les cotes piézométriques et les pressions aux nœuds dans le cas de pointe + incendie sont données par le tableau (IV.5) après la simulation:

**Tableau IV.5 :** Cotes piézométriques et pressions dans le réseau projeté (cas de pointe + incendie)

Nœud	Elévation (m)	Débit nodale (l/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
N1	727,71	2.863	859,55	131,84
N2	719,62	3.115	859,32	139,7
N3	714,5	1.524	859,18	144,68
N4	711,5	1.267	858,95	147,45

**Tableau IV.5** : Cotes piézométriques et pressions dans le réseau projeté (cas de pointe + incendie) (suite du tableau IV.5)

Nœud	Élévation (m)	Débit nodale (l/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
N5	711,21	1.373	858,88	147,67
N6	708,62	2.464	858,57	149,95
N7	707,17	2.142	857,9	150,73
N8	729,27	7.475	849,39	120,12
N9	716,78	1.89	848,39	131,61
N10	713,32	2.229	847,76	134,44
N11	710,09	1.663	847,4	137,31
N12	707,85	2.031	846,46	138,61
N13	706,21	0.953	845,81	139,6
N14	705,93	3.664	846,38	140,45
N15	710,3	1.2965	846,46	136,16
N16	707,04	1.136	845,66	138,62
N17	706,05	1.117	846,07	140,02
N18	704,15	1.217	844,41	140,26
N19	712,5	2.28	847,27	134,77
N20	709,75	0.786	845,96	136,21
N21	708,48	1.411	845,58	137,1
N22	705,46	1.265	845,36	139,9
N23	702,18	3.243	844,1	141,92
N24	706,3	1.864	844,82	138,52
N25	704,36	1.115	844,66	140,3
N26	703,45	1.38	843,95	140,5
N27	701,61	1.07	843,41	141,8
N28	706,01	8.502	844,66	138,65
N29	698,46	1.849	852,16	153,7
N30	705,6	1.432	844,5	138,9
N31	704,86	1.132	844,13	139,27
N32	704,41	1.02	844,01	139,6
N33	701,66	1.644	843,56	141,9
N34	701,06	1.053	842,66	141,6
N35	700,58	1.468	842,51	141,93
N36	698,6	9.743	851,66	153,06
N37	704,95	25.837	830,65	125,7
N38	709,2	1.55	837,4	128,2
N39	707,24	1.915	836,98	129,74
N40	706	1.595	836,61	130,61
N41	719,79	3.099	838,62	118,83
N42	714,1	3.31	846,83	132,73
N43	709,67	1.618	845,97	136,3

**Tableau IV.5 :** Cotes piézométriques et pressions dans le réseau projeté (cas de pointe + incendie) (suite du tableau IV.5)

Nœud	Élévation (m)	Débit nodale (l/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
N44	707,78	1.087	846,34	138,56
N45	706,37	0.965	846,09	139,72
N46	705,56	1.321	845,91	140,35
N47	711,15	4.865	847,38	136,23
N48	709,27	2.951	845,99	136,72
N49	707,1	1.365	845,34	138,24
N50	706,18	1.911	845,18	139
N51	704,79	4.529	844,99	140,2

Les vitesses et les pertes de charges dans le réseau de distribution dans le cas de pointe + incendie sont données dans le tableau (IV.6) :

**Tableau IV.6 :** Vitesses et pertes de charge dans le réseau projeté (cas de pointe + incendie)

Tronçon	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Longueur (m)	Diamètre intérieur (mm)	Diamètre extérieur (mm)	Débit (m <sup>3</sup> /s)	Vitesse (m/s)	$\Delta h$ (m.c.e)
C6	R1	n1	48,42	500	454,6	0,209	1,29	0,084
P3	n1	n2	65,77	400	363,7	0,139	1,34	0,159
C22	n2	n3	38,53	315	286,4	0,077	1,21	0,101
C23	n3	n4	28,28	250	227,3	0,064	1,58	0,165
C24	n4	n5	13,1	250	227,3	0,0507	1,25	0,048
C25	n5	n6	34,73	200	181,8	0,037	1,44	0,22
C26	n6	n7	37,5	125	113,6	0,015	1,54	0,474
C39	n1	n8	33,65	250	227,3	0,047	1,16	0,106
P45	n2	n9	76,96	200	181,8	0,044	1,7	0,68
P44	n3	n10	77,21	110	100	0,011	1,44	0,993
P58	n4	n11	78,33	110	100	0,011	1,5	1,094
C49	n6	n12	81,27	110	100	0,013	1,74	1,527
P43	n7	n14	85,13	110	100	0,011	1,42	1,065
C40	n8	n28	251,75	160	145,4	0,0308	1,86	3,467
C41	n8	n28	420,9	90	81,8	0,005	0,96	3,059
P46	n9	n10	42,01	110	100	0,0101	1,29	0,434
C20	n10	n11	42,3	90	81,8	0,0043	0,82	0,224
C19	n11	n12	36,54	110	100	0,013	1,73	0,678
C18	n12	n13	23	110	100	0,0144	1,84	0,483
C17	n13	n14	16,25	40	36,3	0,00108	1,05	0,375
C21	n14	n23	244,83	90	81,8	0,0045	0,87	1,461
C43	n9	n19	59,64	160	145,6	0,0311	1,87	0,829
P40	n10	n15	49,08	110	100	0,0138	1,76	0,943

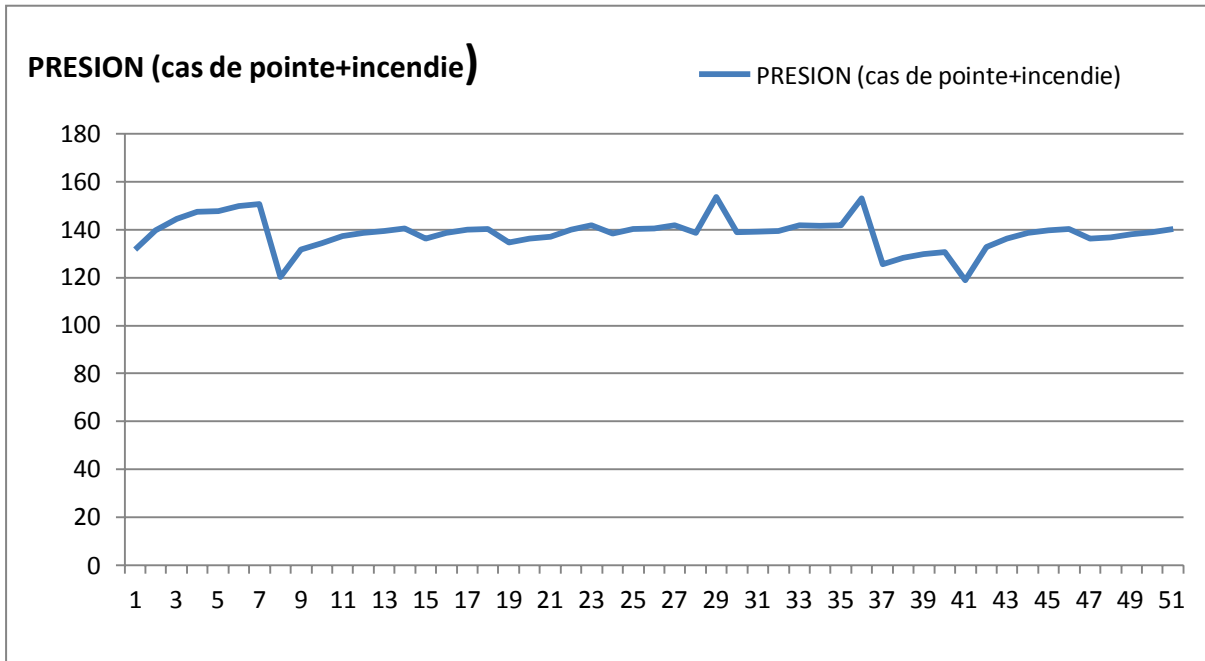
**Tableau IV.6 : Vitesses et pertes de charge dans le réseau projeté (cas de pointe + incendie)**  
(suite du tableau IV.6)

Tronçon	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Longueur (m)	Diamètre intérieur (mm)	Diamètre extérieur (mm)	Débit (m <sup>3</sup> /s)	Vitesse (m/s)	Δh (m.c.e)
P52	n12	n17	51,09	125	113,6	0,0098	0,97	0,256
P41	n13	n18	50,82	110	100	0,014	1,79	1,0108
C12	n15	n20	49,11	63	57,2	0,0018	0,72	0,308
C11	n20	n21	11,8	110	100	0,015	1,97	0,284
P60	n19	n20	43,73	110	100	0,014	1,88	0,959
C14	n15	n16	54,3	110	100	0,01	1,28	0,552
C15	n16	n17	26,4	32	29	0,00037	0,56	0,227
C16	n17	n18	28,13	75	68,2	0,0077	2,12	1,239
P63	n16	n22	26,63	110	100	0,0087	1,11	0,203
C50	n18	n23	36,12	160	145,4	0,019	1,2	0,207
P61	n21	n22	56,21	110	100	0,0047	0,61	0,129
C42	n19	n28	112,36	110	100	0,012	1,64	1,876
C13	n21	n24	69,34	110	100	0,0084	1,08	0,502
P62	n22	n25	36,7	110	100	0,011	1,48	0,499
P36	n23	n27	25,51	125	113,6	0,019	1,94	0,512
C7	n24	n25	43,6	110	100	0,0047	0,6	0,097
C8	n25	n26	25,1	110	100	0,014	1,87	0,544
C9	n26	n27	28,4	50	45,4	0,0013	0,83	0,312
P32	n27	n29	47,27	125	113,6	0,019	1,92	0,929
C45	n29	n35	41,82	200	181,8	0,036	1,41	0,254
P66	n26	n35	76,95	110	100	0,011	1,43	0,976
C44	n34	n35	20	200	181,8	0,027	1,07	0,07
C4	n33	n34	30,6	110	100	0,015	1,91	0,693
C3	n32	n34	48,97	110	100	0,014	1,82	1,007
P65	n32	n33	36,25	110	100	0,0089	1,14	0,292
C2	n31	n32	11,2	160	145,4	0,024	1,49	0,099
P64	n24	n31	67,23	50	45,4	0,0009	0,61	0,399
C1	n30	n31	28,6	160	145,4	0,025	1,54	0,27
C5	n30	n33	88,5	110	100	0,0084	1,08	0,64
P26	n28	n30	18,26	200	181,8	0,036	1,39	0,107
P48	n29	n36	85,67	250	227,3	0,053	1,32	0,35
P49	n36	n37	398,9	125	113,6	0,019	1,96	8,175
C46	n36	n37	436	125	113,6	0,018	1,87	8,133
C51	n1	n41	122,7	160	145,4	0,018	1,14	0,634
P4	n2	n42	113,1	110	100	0,012	1,59	1,775
C29	n5	n38	81,92	110	100	0,011	1,43	1,039
C48	n6	n39	79,33	75	68,2	0,0042	1,17	1,064

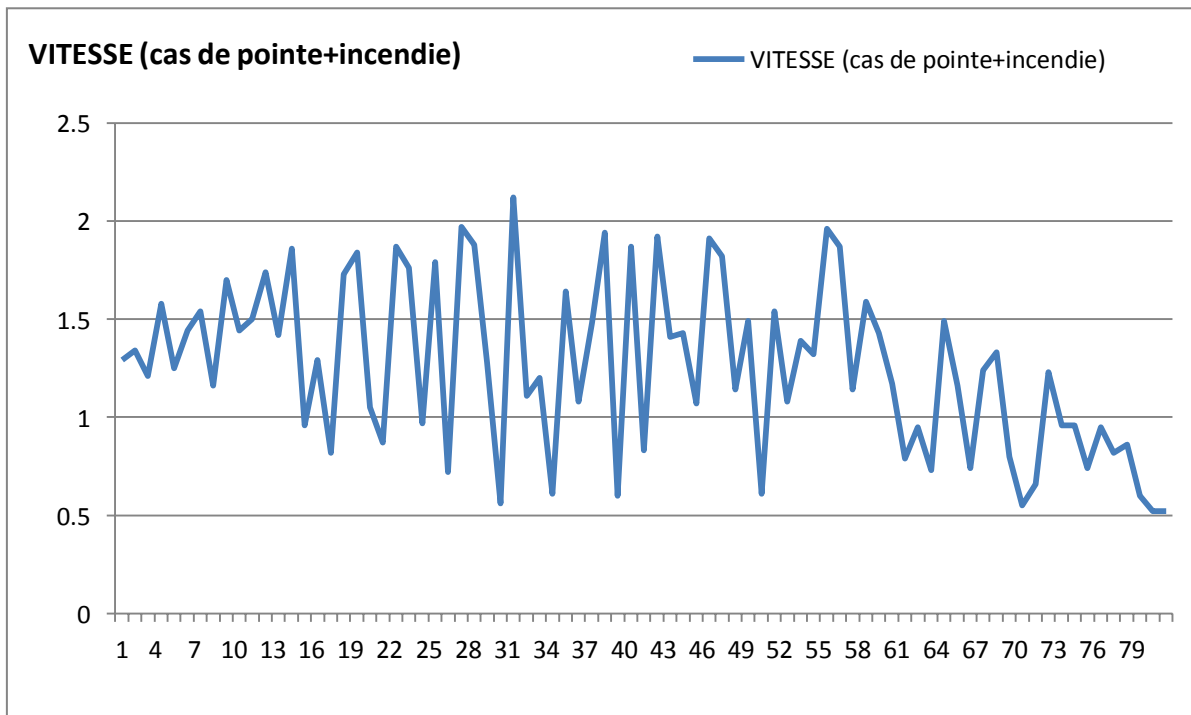
**Tableau IV.6 :** Vitesses et pertes de charge dans le réseau projeté (cas de pointe + incendie)  
(suite du tableau IV.6)

Tronçon	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Longueur (m)	Diamètre intérieur (mm)	Diamètre extérieur (mm)	Débit (m <sup>3</sup> /s)	Vitesse (m/s)	Δh (m.c.e)
C32	n7	n40	79,77	50	45,4	0,0012	0,79	0,795
P55	n38	n39	30,61	75	68,2	0,0034	0,95	0,27
P56	n39	n40	34,55	63	57,2	0,0018	0,73	0,222
C30	n38	n44	33,95	75	68,2	0,0054	1,49	0,738
P57	n39	n45	36,46	63	57,2	0,0029	1,16	0,593
C31	n40	n46	36,38	40	36,3	0,0007	0,74	0,417
P5	n41	n42	80,67	75	68,2	0,0045	1,24	1,215
C27	n42	n43	43,7	90	81,8	0,0069	1,33	0,609
C28	n43	n44	39	75	68,2	0,0029	0,8	0,244
C33	n44	n45	29,76	50	45,4	0,0008	0,55	0,143
C34	n45	n46	25	75	68,2	0,0024	0,66	0,106
P13	n41	n47	89,47	110	100	0,0096	1,23	0,84
P14	n42	n48	75,26	90	81,8	0,005	0,96	0,547
P59	n43	n49	70,21	110	100	0,007	0,96	0,401
P23	n46	n51	63,51	50	45,4	0,0011	0,74	0,555
P15	n47	n48	60,86	50	45,4	0,0015	0,95	0,877
C36	n48	n49	37,97	50	45,4	0,0013	0,82	0,407
C37	n49	n50	20,8	110	100	0,0067	0,86	0,095
C35	n50	n51	55	110	100	0,0047	0,6	0,122
P21	n48	n50	104,8	50	45,4	0,0008	0,52	0,452
C47	n47	n51	309,39	50	45,4	0,0008	0,52	1,336

- Les résultats obtenus pour les pressions et les vitesses sont représentés dans les figures (IV.3) et (IV.4) qui suivent:



**Figure IV.3 :** Distribution des pressions dans le réseau projeté (cas de pointe + incendie)



**Figure IV.4 :** Distribution des vitesses dans le réseau projeté (cas de pointe + incendie)

### 3.2.1. Observations

- Bonne distribution des pressions dans le réseau projeté (cas de pointe + inc), tous les nœuds avoir des pressions supérieures à 1 bar (10 m.c.e), et sont distribuée entre 110 et 150 m.c.e, qui est un peut élevée.
- Les vitesses sont bien réparties dans tout le réseau (entre 0.5 et 2 m/s avec quelquetronçon qui sont entre 2 et 2.5 m/s).

### 3.2.2. Interprétation des résultats de simulation

- Les résultats du tableau montrent que les pressions sont généralement comprises entre 11 et 15 bars dans tous les nœuds, donc la répartition des pressions est bonne.
- Nous avons remarqué que les vitesses dans notre réseau sont bonnes dans le nouveau réseau projetées (entre 0.5 et 2.5 m/s) reste dans les normes.
- A partir des résultats obtenus on voit bien que dans notre réseau les pressions sont un peut élevées, et des vitesses très acceptables, donc il faut faire une solution pour les pressions.

## 4. Recommandations

Nous proposons l'utilisation des conduites PEHD-PN16, pour contrôler les pressions élevées dans le réseau, plus des réducteurs de pression.

## Conclusion

Après les simulations, nous avons obtenu des pressions élevées dans le réseau projeté (de 10 à 15 bars) et nous avons proposé l'installation des réducteurs de pression plus l'utilisation des conduite PN16 pour résoudre ce problème, avec des vitesses très acceptables dans les normes (0.5 à 2.5 m/s), ces valeurs et solutions proposée nous permettre de remédier aux maximum les problèmes actuels que rencontre le réseau de distribution de la commune d'Khams Djouamaa, le réseau projeté aussi fournit le débit d'incendie tout en assurant un bon fonctionnement.



## V. Introduction

Le but de ce chapitre est de déterminer les étapes nécessaires pour mettre en place les canalisations pour une bonne réalisation de l'étude, ainsi que les différents accessoires placés dans le réseau pour assurer un bon fonctionnement et gestion du système.

### 1. Pose des canalisations

#### 1.1. Type de canalisation

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD, les diamètres utilisés varient entre 32 mm et 500 mm

#### 1.2. La traçabilité des tubes PEHD

L'ensemble des tubes sont marqués de la façon suivante :

- Norme de référence
- Dénomination du fabricant ou sigle du fabricant
- Type d'application
- Valeur de la pression nominale PN
- Diamètre extérieur et épaisseur du tube en mm
- N° du lot
- Date de fabrication
- Matière première

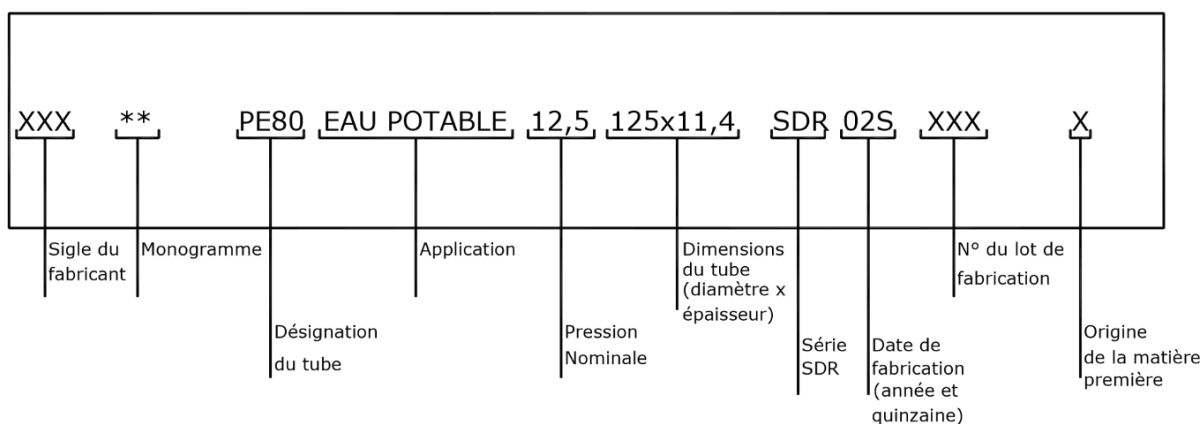


Figure V.1 : Marquage du tube en PEHD

#### 1.3. Principe de pose de canalisations

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

## 2. Réalisation des fouilles

### 2.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain

- On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 50 m.
- 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 que la profondeur de tranchée en ce point.

#### 2.1.1. Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée doit être au minimum de 0,60 m en vue de faciliter les travaux, elle est tributaire du diamètre de la conduite, en laissant 0,25 m d'espace de part et d'autre de la conduite. Elle est calculée par :

$$B = D + 2 \times e \dots\dots\dots (V.1)$$

Avec :

B: largeur de la tranchée (m).

D: diamètre extérieur de la conduite (m).

e: espacement = 25 (cm).

#### 2.1.2. La profondeur de la tranchée

La profondeur doit être suffisante, elle varie de 0.60 à 1.20 m pour assurer la protection de la conduite contre les variations de la température et le risque d'écrasement sous l'effet des charges et des surcharges.

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

$$H = H_1 + D + H_2 \dots\dots\dots (V.2)$$

Avec :

H: la profondeur de la tranchée (m).

H<sub>1</sub> profondeur du lit de pose prise égale à 0.2 (m).

H<sub>2</sub>: distance verticale séparant la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol (m).

D: diamètre de la conduite (m).

## 2.2. Tranchée et remblaiement

### 2.2.1. Lit de sable :

Un lit de sable d'une épaisseur comprise entre 10 et 15 cm doit couvrir le fond de la tranchée, ce dernier doit être nivelé soigneusement tout au long de la tranchée.

### 2.2.2. L'enrobage

L'enrobage constitué en général des déblais des fouilles débarrassés de tous les matériaux susceptibles d'endommager la canalisation par effet de choc ou de tassement tels que les blocs rocheux. Les matériaux néfastes tels que les débris végétaux, les produits gypseux, etc. seront proscrits.

### 2.2.3. Le remblayage supérieur

Le remblai supérieur sera constitué des matériaux provenant des déblais de fouilles débarrassés des éléments impropres tels que les débris végétaux et les blocs rocheux.

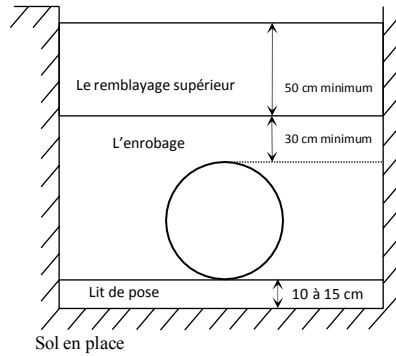


Figure V.2 : L'enfouissement de la conduite

### 3. Assemblage des conduites

Les différentes techniques d'assemblage des tuyaux en PEHD existant :

#### 3.1. Assemblage Bout à bout

Le soudage bout à bout est une technique d'assemblage des thermoplastiques par la fusion des extrémités de deux éléments tubulaires en PEHD d'épaisseurs identiques, au moyen d'une plaque chauffante, et ne peut être utilisée qu'à partir du diamètre 110 mm.

L'assemblage est réalisé en effectuant les opérations suivantes :

- Fusion des extrémités, préalablement rabotées, de tubes ou pièces de forme en polyéthylène par application sur un élément chauffant.
- Soudage par mise au contact des extrémités en fusion après retrait de l'élément chauffant.
- Refroidissement de l'assemblage réalisé.

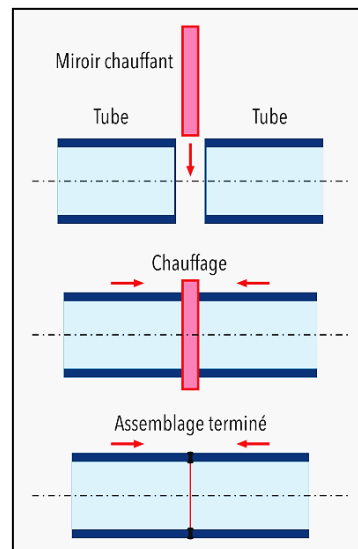


Figure V.3 : Assemblage Bout à bout

### 3.2. Assemblage PEHD par électro-soudage

Cette technique consiste à réaliser des assemblages au moyen de raccords électro-soudables, ces raccords peuvent se présenter sous forme de manchon, té, té-réduit, coude, etc...

- Le raccord en PEHD est muni d'un bobinage électrique intégré lors de la fabrication.
- La tension est appliquée aux bornes du raccord, la dissipation, par effet joule, de la puissance électrique une fusion de surface des deux pièces à assembler, un mélange intime entre les PEHD des deux tubes et du raccord assure la cohésion et l'étanchéité entre le raccord et le tube.

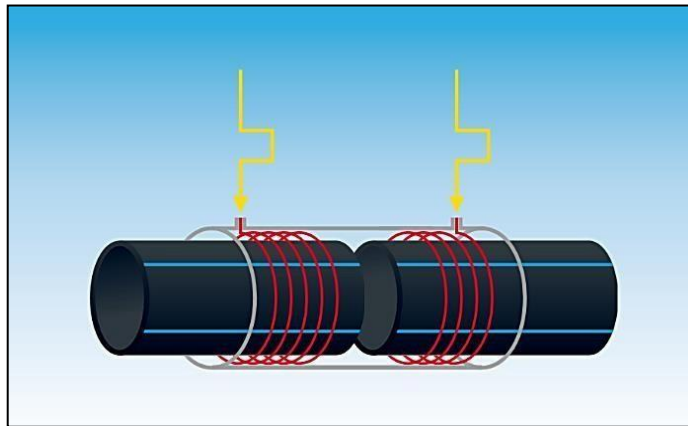


Figure V.4 : Assemblage PEHD par électro-soudage

## 4. Organes et accessoires utilisés dans le réseau

### 4.1. Accessoires

#### 4.1.1. Robinets vannes

Ce sont des accessoires qui permettent d'isoler les tronçons de la conduite en cas de problème ils sont placés tout au long de la conduite sur une distance de 500 m séparant deux robinets vanne successif. Ces dispositifs peuvent être soit :

#### 4.1.2. Robinets-vanne à opercule

Ce sont des dispositifs de sectionnement qui doivent être ouverts ou fermés strictement. Ils sont plus encombrants que les vannes papillon. A compté d'un certain diamètre, il convient d'installer des by-pass pour équilibrer les pressions qui s'exercent des deux côtés de l'opercule lorsque la manœuvre se fait à partir de la position fermée.



**Figure V.5 :** Robinets-vanne à opercule

#### 4.1.3. Robinets-vanne a papillon

Ce sont des dispositifs de sectionnement et de réglage de débit à la fois, c'est un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation un disque obturateur appelé papillon.



**Figure V.6:** Vanne a papillon

#### 4.1.4. Ventouses

Ce sont des appareils de dégazage mis en place aux points hauts de la canalisation et servant à l'évacuation de l'air occlus, l'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique



Figure V.8 : Ventouse à fonction unique



Figure V.7 : ventouse à triple fonctions

## 4.2. Mesure de débit

Nous nous servons d'appareils qui servent à créer une contraction de la section d'écoulement qui entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression. Les dispositifs les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme
- La venturi

## 4.3. Mesure de pression

Les appareils utilisés pour la mesure de pression sont :

### 4.3.1. 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 l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.

### 4.3.2. 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 du gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au surchauffage.

## 4.4. Pièces spéciales

Les organes de raccordement sont :

### 4.4.1. Coudes

Les coudes sont des organes qui permettent le changement de direction, dans la plupart des cas ils sont maintenus par des massifs de butées, ils peuvent être soit à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse.

### 4.4.2. Cones

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents notamment à la sortie des pompes, ils peuvent être :

- à deux emboîtements.
- à deux brides.
- à emboîtement et à bride.

### 4.4.3. Tés

Les tés sont utilisés lors du soutirage ou de l'ajout d'un débit complémentaire à une Canalisation, ils peuvent être :

- à trois emboîtements.
- à deux emboîtements et brides.

### 4.4.4. Joints de raccordement

Pour pouvoir réaliser l'assemblage de deux tuyaux ou d'une conduite avec un accessoire, nous devons utiliser des joints. Les joints les plus utilisés sont:

- Le joint Gibault.
- Le joint à brides.
- Le joint à emboîtement à soudure.

## Conclusion

La maîtrise de la pose des canalisations est essentielle dans une étude d'un réseau d'alimentation en eau potable et elle doit être effectuée correctement pour assurer le bon fonctionnement du réseau.

Les accessoires doivent être installés avec soin et correctement pour assurer la bonne gestion du réseau.

## **VI. Introduction**

Dans ce chapitre nous mettrons en évidence les différentes étapes et tâches à suivre dans l'ordre chronologique pour la bonne exécution de notre projet et nous passerons en revue leur gestion par la méthode CPM, et nous ferons l'étude du devis estimatif nous permet d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations à effectuer sur le terrain après on multiplie le volume des travaux par le prix unitaire.

### **1. Les différents travaux de mise en place des canalisations**

#### **1.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain**

##### **1.1.1. Matérialisation**

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 50 m.

##### **1.1.2. Nivellement**

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul, on détermine la hauteur de chaque point ainsi que la profondeur de tranchée en ce point.

##### **1.1.3. Excavation des tranchées**

Cette opération se divise en deux étapes:

##### **1.1.4. Enlèvement de la couche végétale**

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour un bulldozer.

##### **1.1.5. 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.

#### **1.2. Le Principe de pose des canalisations**

- La manutention des tuyaux de toute espèce doit se faire avec les plus grandes précautions.
- Les tuyaux sont posés directement sur le sol ou dans le fond des tranchées, il convient d'éviter de les rouler sur les pierres ou en sol rocheux, sans avoir constitué au préalable des chemins de roulement.
- Tout tuyau qui aurait subi une fausse manœuvre ne peut être posé qu'avec une nouvelle vérification.
- Au moment de leur mise en place, les tuyaux de toute espèce sont examinés et soigneusement débarrassés de tous corps étrangers qui pourraient y avoir été introduits.
- Les tuyaux sont présentés bien dans le prolongement les uns des autres en facilitant leur alignement au moyen de cales provisoires qui sont également disposées aux changements de direction. Ces cales sont constituées à l'aide de mottes de terre bien tassées ou de coins en bois. Le calage provisoire au moyen de pierres est rigoureusement interdit.



- La profondeur de la tranchée sera suffisante pour obtenir la couverture minimum exigée. En terrain meuble, les tuyaux seront posés directement sur le fond de la tranchée soigneusement préparé. En terrain dur, les tuyaux seront posés sur un lit de pose de matériaux (sable).
- A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux en cours de pose sont obturées à l'aide d'un tampon pour éviter l'introduction de corps étrangers ou animaux.

## 2. Planification des travaux du réseau de distribution

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier, il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui va désigner la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail sera fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations de réalisation du réseau).
- Sans retard.
- Aussi économique que possible.

## 3. Définitions des tâches et leurs durées

Les tâches de réalisation du réseau et leurs durées sont mentionnées dans le tableau (VI.1) :

**Tableau VI.1** : Temps de réalisation des opérations

Notation	Opération	Durée (j)
<b>A</b>	L'installation de chantier, décapage de la couche végétal.	20
<b>B</b>	Exécution des tranchées et des fouilles.	65
<b>C</b>	Aménagement du lit de pose (lit de sable de 20 cm d'épaisseur).	35
<b>D</b>	La mise en place des conduites du PEHD en tranchée.	50
<b>E</b>	Assemblage des tuyaux (soudage bout à bout) . . . .	40
<b>F</b>	Faire les essais d'étanchéité pour les conduites, les Joints et les accessoires de réseau.	25
<b>G</b>	Remblai des tranchées.	35
<b>H</b>	Travaux de finition	30

## 4. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation du réseau dans le tableau (VI.2) :

**Tableau VI.2** : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation du réseau

Opération	Précède	Succède
A	B	-
B	C,D,E	A
C	F	B
D	F	B
E	F	B
F	G	C,D,E
G	H	F
H	-	G

Les réseaux à nœuds sont représentés sur la (figure VI.1).

Avec :

Tr : temps de réalisation.

DCP: date de commencement au plus tôt.

DFP : date de finition au plus tôt.

DCPP : date de commencement au plus tard.

DFPP: date de finition au plus tard.

MT : marge totale.

DCP	Tr
DFP	DCPP
DFPP	MT

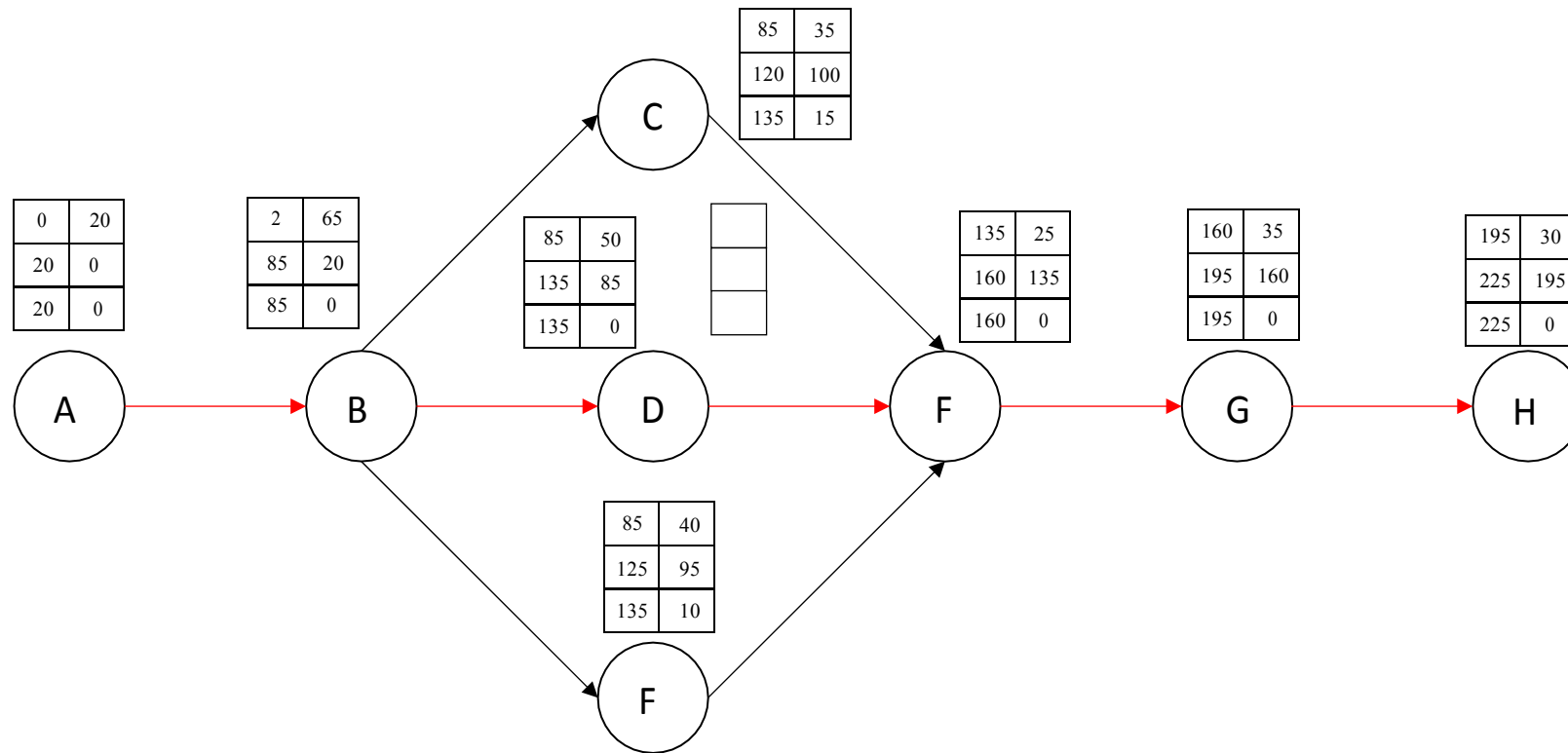


Figure VI.1 : Réseau en nœuds pour l'organisation de l'exécution des travaux de réalisation du réseau

- Le chemin critique: A-B-D-F-G-H
- Temps de réalisation = 225 jours.

### 5. Devis estimatif du projet

Le tableau (VI.3) représente les estimations des coûts de projet (les volumes sont donnés à partir de l'analyse altimétrique de Covadis):

**Tableau VI.3** : Devis estimatif quantitatif du projet

N°	Travaux	Unité	Quantité	Prix Unitaires	Montant en HT	Montant (DA)
<b>A</b>	<b>TERRASSEMENTS</b>					
1	Déblai mécanique pour fouilles en TN	M3	2925,46	2100	6143466	7310724,54
2	Lit de pose en sable fin ép.=10 Cm	M3	292,55	2500	731375	870336,25
3	Enrobage en déblai débarrassée jusqu'à 30 cm au-dessus de la conduite	M3	877,64	1400	1228696	1462148,24
4	Remblai en terre prévenante de déblai sélectionné y compris nivellement des terres	M3	1170,18	1500	1755270	2088771,3
5	Mise en place de grillage avertisseur de couleur bleue	MI	5850,92	1100	6436012	7658854,28
<b>B</b>	<b>CONDUITES PEHD PN16 (POSE ET RACCOURDEMENT)</b>					
6	Ø400	MI	48,42	27527,8	1332896,1	1586146,33
7	Ø315	MI	65,77	17139,76	1127282	1341465,6
8	Ø 250	MI	66,81	10892,96	727758,66	866032,803
9	Ø 200	MI	281,14	7080	1990471,2	2368660,73
10	Ø 160	MI	145,31	4568,47	663844,38	789974,807
11	Ø 125	MI	294,57	2853,39	840523,09	1000222,48
12	Ø 110	MI	1466,26	2206,43	3235200,1	3849888,06
13	Ø 90	MI	709,17	1526,9	1082831,7	1288569,69
14	Ø 75	MI	1570,28	1058,85	1662691	1978602,26
15	Ø 63	MI	131,95	770,81	101708,38	121032,972
16	Ø 50	MI	430,75	498,4	214685,8	255476,102
17	Ø 40	MI	433,03	332,29	143891,54	171230,931
18	Ø32	MI	211,44	224,99	47571,886	56610,5439
<b>C</b>	<b>TRAVAUX DE RESERVOIR</b>					
19	Décapage (20cm de profondeur)	M3	35,34	1350	47709	56773,71
20	Excavation (1.1m de profondeur)	M3	194,35	5300	1030055	1225765,45
21	Béton de propreté	M3	17,67	3400	60078	71492,82
22	Béton armé	M3	163	56000	9128000	10862320
					Somme	47281099,9

**Conclusion**

Nous avons entrepris une planification des travaux qui est nécessaire pour le bon déroulement des opérations et le suivi de la réalisation du projet et nous avons trouvé une période de réalisation de 225 jours.

D'après les travaux effectués sur ce projet (terrassements, pose de canalisations, travaux deréservoir...) le coût estimatif est évalué à: 47281100DA.

## **Conclusion générale**

Dans ce mémoire de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Khams Djouamaa, après avoir récolté et analysé toutes les données nécessaires au lancement de l'étude, tel que la situation géographique et topographique, analyse physique de cite (géologie, température, le vent ...ex), analyse hydraulique (ressource en eau , stockage, les adduction), un petit diagnostique de réseau existant et ces accessoires.

Deuxièmement, après le diagnostic physique nous avons trouvé que le réseau existant souffre de gros anomalies tel que la dégradation physique des conduites et accessoires de réseau, et des problèmes de fuite, et tout les conduites de réseau est en acier et en PVC et ne pas en PEHD qui est la nouvelle alternative imposée par l'état pour les réseaux AEP, et l'analyse destockage de l'eau a montré que les 5 réservoirs existant ne sont pas suffisant pour couvrir la demande en eau potable à l'horizon.

Pour résoudre ces problèmes, nous avons projeté un nouveau réseau d'alimentation en eau potable amélioré et à un performance et fonctionnement élevées et dans les normes en ce qui concerne les pressions et les vitesses.

On espère que cette étude va contribuer au remède du maximum des problèmes rencontrés et en souhaitant qu'elle présente un support important pour l'exécution du projet d'alimentation en eau potable de la commune de Khams Djouamaa.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- A. DUPONT.A « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977.
- B. LENCASTRE.A « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1983.
- C. SALAH.B « polycopie d'Alimentation en Eau Potable», ENSH 1993.
- D. HUGUES.G : Techniques d'ingénieur édition 2009 C5 195.
- E. ZIAINIA YOUNES, «Diagnostic et réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de OUM EL DJELLIL (W. Médéa)» ENSH 2020.
- F. Site Web, «Générateur de prix .Espaces Urbains. Algérie»
- G. ROCHDANE BACHIR, «Rénovation du système d'AEP (Adduction, Réservoir et Réseau) de la ville de SIDI-NAAMANE (W. MEDEA) » ENSH 2014.

## Annexe 1

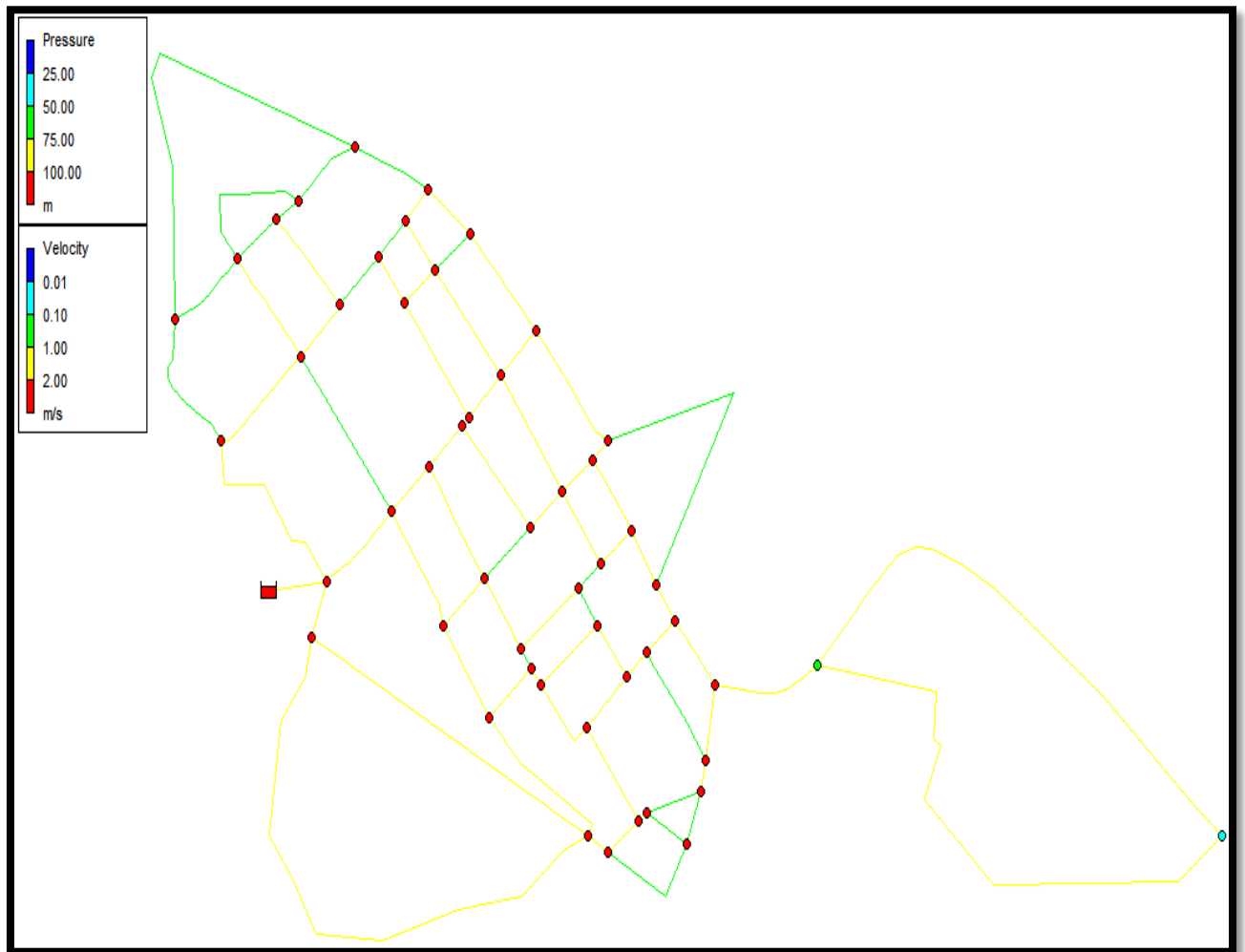
**Tableau : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants**

Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Aggl. de type rural
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	5.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	4.2	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

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

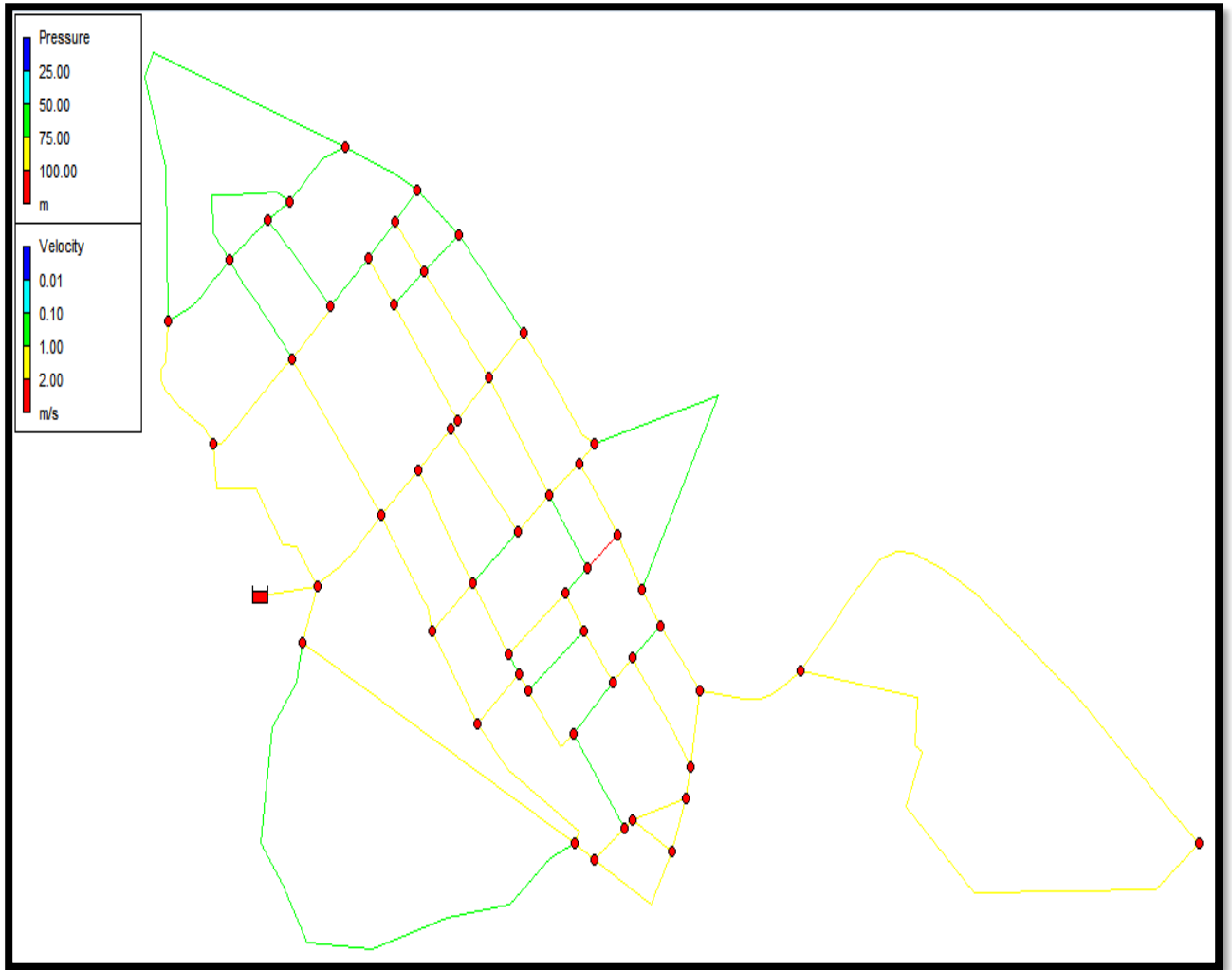


## Annexe 2 : Cartes de simulation du réseau AEP existant



**Figure :** Carte de distribution des pressions et des vitesses dans le réseau existant (cas de pointe)

Source: (Epanet)



**Figure :** Carte de distribution des pressions et des vitesses dans le réseau existant (cas de pointe+incendie)

Source: (Epanet)