

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude de diagnostic et de réhabilitation du réseau
d'alimentation en eau potable de la ville Tamalous (w.
Skikda) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0035-15

APA Citation (توثيق APA):

Sahla, Seifeddine (2015). Etude de diagnostic et de réhabilitation du réseau
d'alimentation en eau potable de la ville Tamalous (w. Skikda)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Département Hydraulique Urbaine

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État en Hydraulique

OPTION : ALIMEMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**ETUDE DE DIAGNOSTIC ET DE RÉHABILITATION
DU RÉSEAU D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE
DE LA VILLE TAMALOUS (W.SKIKDA)**

Présenté par :

M. SAHLA Seifeddine

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M. KHODJET-KESBA Omar	Professeur	Président
M. HACHEMI Abdelkader	M.A.A.	Examineur
M ^{me} . BERBACHE Sabah	M.A.A.	Examinatrice
M. DJELLAB Mohamed	M.C.A.	Examineur
M ^{me} KADI Latifa	M.A.B.	Promotrice

Novembre 2015



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Département Hydraulique Urbaine

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État en Hydraulique

OPTION : ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

ETUDE DE DIAGNOSTIC ET DE RÉHABILITATION
DU RÉSEAU D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE
DE LA VILLE TAMALOUS (W.SKIKDA)

Présenté par :

M. SAHLA Seifeddine

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M. KHODJET-KESBA Omar	Professeur	Président
M. HACHEMI Abdelkader	M.A.A.	Examineur
M ^{me} . BERBACHE Sabah	M.A.A.	Examinatrice
M. DJELLAB Mohamed	M.C.A.	Examineur
M ^{me} KADI Latifa	M.A.B.	Promotrice

Novembre 2015

Remerciements

Avant tout, Je remercie le bon Dieu qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de force, de conscience et de bonne volonté pour pouvoir accomplir ce travail.

Je tiens à adresser mes sincères remerciements à M^{adame} KADI Latifa, qui a bien voulu accepter de diriger ce mémoire, je la remercie pour son encadrement et ses orientations judicieuses qui m'ont été infiniment utiles.

Mes remerciements vont ensuite à M.AMMARI Abdelhadi, Docteur de L'ENSH pour son aide et sa disponibilité tout au long de mon travail, qu'il trouve ici l'expression de ma profonde gratitude.

Je remercie M.BOUFRINA Tawfiq maitre-assistant au département de génie civil à l'université Saad Dahleb – Blida 1 pour son aide, ses conseils et ses recommandations.

Je remercie aussi M. YAHIAOUI Samir maitre-assistant à l'ENSH pour sa précieuse aide dans l'élaboration de ce travail ainsi que son soutien moral

Finalement je remercie M. HAMZAOUI Mohamed pour son aide dans la mise au point du manuscrit final.

Toute la gratitude à mes professeurs et enseignants qui m'ont guidé au cours de la formation d'ingénieur,

Je remercie également les membres du jury pour avoir accepté d'évaluer ce modeste travail

Je tiens également à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes qui, d'une manière ou d'une autre, ont participé à l'élaboration de ce document et à qui je présente mes sincères remerciements

SEIF

Dédicace

À Chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pensée pour se rappeler de ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les plus durs. Que le tout puissant nous garde ces personnes qui nous sont très chères.

Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect et de reconnaissance et je le dédie en premier lieu :

À mes très chers parents Fadila et Mohamed qui n'ont jamais préservé un effort pour moi et à qui je dois beaucoup pour leurs sacrifices, leur amour, leur aide et leur soutien qui m'ont donné le courage le long de ma vie ;

À mon frère ANIS

À mes très chères frangines

À toute la famille SAHLA

À toute la famille CHEREIT

Tous Mes enseignants de l'ENSH et surtout AMMARI.A et YAHIAOUI.S

Je le dédie également à :

Mes collègues surtout Housseyn, Lotfi, Cherif et Khaled.

Et tous mes amis de l'ENSH, Particulièrement Abubakr mokhtar

Mes amis à la cité universitaire Soumaa 3, particulièrement Pikassou et Tawfiq

Le long de ma vie, j'ai été entouré des personnes magnifiques qui m'ont donné le meilleur d'eux même sans rien attendre en retour, je crois qu'aujourd'hui il est temps de leur dédier du fond du cœur ce modeste travail pour les remercier :, Sissaoui Ramzi, Amara Oussama, Sissaoui Akram, et Karime,

Tous mes amis en particulier à Hafdallah Abderrahmane, Hanachi Kheiri et Naaman Rafik,

Tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour réussir dans ma formation.

ملخص

بناء على النقص والاهتراء الذي تعرفه بلدية تامالوس في شبكة تزويد المياه الصالحة للشرب في سنواتها الأخيرة، قمنا بدراسة نهدف من خلالها إلى تحديد وتلبية احتياجات هذه البلدية. بالاعتماد على البيانات المتوفرة وتشخيص شبكة التزويد الحالية، ودراسة أسباب ندرة المياه الصالحة للشرب، قمنا بتطبيق مجموعة من القوانين العلمية وكذا توظيف برنامج معلوماتي يعرف بـ: «إبانات» نسخة 2.0، توصلت الدراسة إلى إمكانية وضع شبكة جديدة للتزويد بالمياه الصالحة للشرب الي غاية سنة 2040 م.

Résumé

Vu l'état vétuste du réseau d'AEP et le déficit que connaît la commune de Tamalous dans les dernières années en matière d'approvisionnement en eau potable, nous avons effectué une étude de diagnostic dans le but d'identifier et de répondre aux besoins de cette municipalité. Selon les données disponibles et le diagnostic du réseau d'alimentation actuel et afin de remédier au problème de rareté de l'eau potable, nous avons appliqué un ensemble de lois en se servant du programme : Epanet version 2.0 pour assurer l'approvisionnement en eau potable. L'étude a révélé la possibilité de réalisation d'un nouveau réseau d'AEP jusqu'à l'horizon de 2040.

Abstract

In view of the obsolete state of the water supply network and the deficit that encounter the municipality of Tamalous in recent years in terms of drinking water, we conducted a diagnostic study to identify and meet the needs of this city. According to the available data and the diagnosis of the current supply network, and in order to solve the problem of scarcity of drinking water, we applied a set of laws by using the program Epanet version 2.0 that can lead us to find out how to ensure drinking water supply drinking. The study revealed the feasibility of a new water supply network to the horizon 2040.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GÉNÉRALE

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE

I.1. Introduction	01
I.2. Situation géographique.....	01
I.3. Populations	02
I.4. Réseau Hydrographique	02
I.5. Situation topographique	02
I.5.1. Les montagnes	02
I.5.2. Les plaines	02
I.6. Situation climatologique	02
I.6.1. Températures	02
I.6.2. Pluviométrie	03
I.6.3. Vents	03
I.7. Situation Géologique et Hydrogéologique	04
I.8. Présentation hydraulique	05
I.8.1. Réseau de distribution	05
I.8.2. Ressources	05
I.8.3. Réservoir	06
I.9. Conclusion	06

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

II.1. Introduction	07
II.2. Étude démographique	07
II.3. Estimation des besoins en eau	07
II.3.1. Détermination de la consommation moyenne journalière	07
II.3.1.1. Catégories des besoins	07
II.3.1.2. Choix de la dotation	08
II.3.1.3. Besoins domestique	08
II.3.1.4. Besoins administratifs	09
II.3.1.5. Besoins scolaires	10
II.3.1.6. Besoins sanitaires	10
II.3.1.7. Consommation moyenne totale de l'agglomération	10
II.4. Variation des débits de consommation dans le temps	11
II.4.1. Débits de consommation	11
II.4.1.1. Débit maximal journalier	11
II.4.1.2. Besoins en débit horaire	12
II.5. Bilan ressources-besoins	13
II.6. Régime de consommation de la ville de Tamalous	14
II.7. Conclusion	20

CHAPITRE III : DIAGNOSTIC DU RÉSEAU EXISTANT

III.1. Introduction	21
III.2. Diagnostic du réseau	21
III.2.1. État physique du réseau	21
III.2.1.1 Informations générales sur le réseau	21
III.2.1.2 Matériaux des conduites	22
III.2.2. Étude du rendement de l'adduction et du réseau de distribution	23

III.2.2.1 La Production	24
III.2.2.2 La distribution	24
III.2.2.3 Pertes d'eau dans l'adduction	25
III.2.2.4 Rendement de l'adduction	25
III.2.2.5 La consommation	25
III.2.2.6 Rendement du réseau	25
III.2.3. Conclusions après analyse physique du réseau.....	26
III.2.4. Diagnostic hydraulique du réseau existant	26
III.2.4.1 Calcul des débits au cas de pointe	26
III.2.4.2 Simulation hydraulique	34
III.2.4.3 Cas de pointe + incendie	41
III.2.4.4 Constatations des résultats de simulation.....	47
III.3. Diagnostic des ouvrages de stockage	49
III.3.1. Diagnostic hydraulique des ouvrages de stockage.....	49
III.3.2. État général des ouvrages de stockage	50
III.4. Conclusion	51

CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DU RÉSEAU DE DISTRIBUTION À L'HORIZON 2040

IV.1. Introduction	52
IV.2. Classification des réseaux	52
IV.2.1. Les réseaux ramifiés	52
IV.2.2. Les réseaux maillés	52
IV.3. Conception d'un réseau pour la ville de Tamalous	53
IV.3.1. Tracé du réseau	53
IV.3.2. Nature de conduites	54
IV.3.3. Dimensionnement du réseau	54
IV.3.3.1 Conduites de distribution	54
IV.3.3.2 Diamètre nominal	54
IV.3.3.3 Vitesses limites d'écoulement	55
IV.3.4. Calcul hydraulique du réseau	55
IV.3.4.1 Détermination des débits	55
IV.3.4.2 Simulation hydraulique à l'aide du logiciel Epanet 2.0.....	61
IV.4. Conclusion	67

CHAPITRE V : ACCESSOIRES DU RÉSEAU DE DISTRIBUTION

V.1. Introduction.....	68
V.2. Accessoires.....	68
V.2.1 Robinets vannes.....	68
V.2.1.1 Robinet vanne à coin (à opercule)	68
V.2.1.2 Vannes papillons.....	69
V.2.2. Réducteur de pression.....	69
V.2.3. Vannes de décharge.....	70
V.2.4. Poteaux d'incendie.....	70
V.2.5. Joints de raccordement.....	70
V.3. Organes de raccordement.....	71
V.3.1. Coudes.....	71
V.3.2. Cônes.....	72
V.3.3 Tés.....	73
V.4. Conclusion.....	73

CHAPITRE VI : POSE DE CANALISATION

VI.1. Introduction.....	74
VI.2. Pose de canalisation.....	74
VI.2.1. Le Principe de pose des canalisations.....	74
VI.2.2. Différents cas de pose de canalisations.....	75
VI.2.2.1 Pose de canalisation dans un terrain ordinaire.....	75
VI.2.2.2 Pose de canalisation en forte pente.....	75
VI.2.3. Pose de la conduite.....	76
VI.2.3.1 Terrassement.....	76
VI.2.3.2 Lit de pose.....	76
VI.2.3.3 Remblai primaire.....	76
VI.2.3.4 Remblai secondaire.....	76
VI.2.3.5 Remplissage.....	76
VI.2.3.6 Essai hydraulique.....	77
VI.3. Conclusion.....	77
CONCLUSION GÉNÉRALE	

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE

Tableau I.1 : Températures Mensuelles de Tamalous.....	02
Tableau I.2 : Précipitations mensuelles de Tamalous.....	03
Tableau I.3 : Les caractéristiques techniques du forage F1.....	05
Tableau I.4 : Les caractéristiques techniques du forage F3.....	06

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Tableau II.1 : Évaluation de la population de l'agglomération de Tamalous.....	07
Tableau II.2 : Estimation des besoins moyens domestique.....	08
Tableau II.3 : Estimation des besoins administratifs.....	09
Tableau II.4 : Estimation des besoins scolaires.....	10
Tableau II.5 : Estimation des besoins moyens sanitaires.....	10
Tableau II.6 : Consommation totale des équipements de la ville de Tamalous.....	10
Tableau II.7 : Consommation totale de la ville de Tamalous.....	11
Tableau II.8 : Consommation maximale journalier de la ville de Tamalous.....	11
Tableau II.9 : Variation du coefficient β_{\min}	12
Tableau II.10 : Variation du coefficient β_{\max}	13
Tableau II.11 : Débits de consommation de l'agglomération Tamalous.....	13
Tableau II.12 : Bilan ressources-besoins.....	13
Tableau II.13 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.....	14,15
Tableau II.14 : Variation des débits horaires (2015).....	15,16
Tableau II.15 : Variation des débits horaires (2025).....	17
Tableau II.16 : Variation des débits horaires (2040).....	19

CHAPITRE III : DIAGNOSTIC DU RÉSEAU EXISTANT

Tableau III.1 : Linéaire du réseau existant selon le diamètre et le matériau.....	23
Tableau III.2 : Moyenne des volumes qui alimentent Tamalous à partir du barrage Guenitra.....	24
Tableau III.3 : Moyenne des volumes mis en distribution pour la commune de Tamalous.....	24
Tableau III.4 : Moyenne des volumes perdus.....	25
Tableau III.5 : Rendement de la conduite d'adduction de Tamalous.....	25
Tableau III.6 : Volumes totaux facturés.....	25
Tableau III.7 : Rendement du réseau de distribution de Tamalous.....	26
Tableau III.8 : Détermination des débits en route.....	27/29
Tableau III.9 : Détermination des débits aux nœuds.....	30/34
Tableau III.10 : Cotes piézométriques et pressions dans le réseau existant en cas de pointe.....	35/37
Tableau III.11 : Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant en cas de pointe.....	37/40
Tableau III.12 : Cotes piézométriques et pressions dans le réseau en cas de pointe + incendie.....	42/43
Tableau III.13 : Vitesses et pertes de charge dans le réseau en cas de pointe + incendie.....	44/46
Tableau III.14 : Calcul de la capacité de stockage nécessaire à l'horizon 2040.....	49/50

CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DU RÉSEAU DE DISTRIBUTION À L'HORIZON 2040

Tableau IV.1 : Longueurs des conduites du réseau projeté.....	53
Tableau IV.2 : Différents diamètres des conduites en PEHD.....	54
Tableau IV.3 : Calcul des débits au cas de pointe.....	56
Tableau IV.4 : Calcul des débits en route cas de pointe.....	57
Tableau IV.5 : Calcul des débits nodaux cas de pointe.....	58,59
Tableau IV.6 : Calcul des débits nodaux cas de pointe + incendie.....	59/61
Tableau IV.7 : Vitesses et pertes de charge dans le réseau projeté cas de pointe.....	61,62
Tableau IV.8 : Charges et pressions dans le réseau projeté cas de pointe.....	62,63
Tableau IV.9 : L'emplacement des réducteurs de pression cas de pointe.....	63
Tableau IV.10 : Vitesses et pertes de charge dans le réseau projeté cas de pointe incendie.....	65
Tableau IV.11 : Charges et pressions dans le réseau projeté cas de pointe plus incendie.....	66

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE

Figure I.1 : Situation géographiques de la Commune de Tamalous.....	1
Figure I.2 : Courbe des Températures Mensuelles de la Ville de Tamalous.....	3
Figure I.3 : Précipitations moyennes mensuelles de la Ville de Tamalous.....	3
Figure I.4 : Colonne géologique et hydrogéologique dans la plaine de Tamalous.....	4

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Figure II.1 : Bilan ressources-besoins.....	14
Figure II.2 : Graphique de consommation de l'agglomération de Tamalous (2015).....	16
Figure II.3 : Courbe de consommation cumulée de l'agglomération de Tamalous (2015).....	16
Figure II.4 : Graphique de consommation de l'agglomération de Tamalous (2025).....	18
Figure II.5 : Courbe de consommation cumulée de l'agglomération de Tamalous (2025).....	18
Figure II.6 : Graphique de consommation de l'agglomération de Tamalous (2040).....	20
Figure II.7 : Courbe de consommation cumulée de l'agglomération de Tamalous (2040).....	20

CHAPITRE III : DIAGNOSTIC DU RÉSEAU EXISTANT

Figure III.1 : Conduite en PEHD présentant une fuite importante.....	21
Figure III.2 : Regards de robinetterie d'AEP qui sont en mauvais état.....	22
Figure III.3 : Fuites visibles caractérisées par l'état d'humidité du sol avoisinant.....	22
Figure III.4 : Pourcentage des matériaux des conduites existantes.....	23
Figure III.5 : Présentation de l'interface d'Epanet 2.0.....	34
Figure III.6 : Distribution des vitesses dans le réseau existant de la ville de Tamalous.....	40
Figure III.7 : Distribution des pressions dans le réseau existant de la ville de Tamalous.....	41
Figure III.8 : Distribution des pressions de la ville de Tamalous (cas de pointe + incendie).....	46
Figure III.9 : Distribution des vitesses dans le réseau existant de la ville de Tamalous (cas de pointe + incendie).....	47
Figure III.10 : Visualisation du fonctionnement du réseau (cas de pointe + incendie).....	48
Figure III.11 : Vue extérieure des réservoirs semi-enterrés du mont Ziata (15/10/2015).....	51

CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DU RÉSEAU DE DISTRIBUTION À L'HORIZON 2040

Figure IV.1 : Exemple d'un réseau ramifié.....	52
Figure IV.2 : Exemple d'un réseau maillé.....	52
Figure IV.3 : Visualisation du fonctionnement du réseau cas de pointe.....	64
Figure IV.4 : Visualisation du fonctionnement du réseau cas de pointe incendie.....	67

CHAPITRE V : ACCESSOIRES DU RÉSEAU DE DISTRIBUTION

Figure V.1 : Robinets vannes à opercule (D'après document Pont-à-Mousson).....	68
Figure V.2 : Robinets vannes papillon (D'après document Pont-à-Mousson).....	69
Figure V.3 : Réducteur de pression (D'après document WATTS).....	69
Figure V.4 : Poteau d'incendie.....	70
Figure V.5 : Déviation angulaire.....	71
Figure V.6 : Coudes à différents angles.....	72
Figure V.7 : Cône de réduction à brides.....	72
Figure V.8 : Té.....	73

CHAPITRE VI : POSE DE CANALISATION

Figure VI.1 : Pose de canalisation en forte pente.....	75
Figure VI.2 : Fouille en tranchée.....	76
Figure VI.3 : schéma expliquons le principe de remplissage d'une conduite.....	77

Liste des planches

Planche N° 1 : Plan de projection du nouveau réseau

Planche N° 2 : Profil en long de la conduite principale

Planche N° 3 : Vue en plan du réservoir de stockage

Planche N° 4 : Accessoire de réseau d'alimentation

Nomenclature

AEP : Alimentation en Eau Potable

APC : Assemblée Population Communale

ADE : Algérienne Des Eaux

ANRH : Agence Nationale Des Ressources Hydraulique

DHW : Direction d'Hydraulique de la wilaya

PEHD : Polyéthylène Haute Densité

Introduction
Générale

Introduction générale

L'eau a été la clef du développement de toutes les sociétés et des générations depuis l'existence de l'humanité sur terre. En effet, toutes les civilisations épanouies à l'image de la Mésopotamie ou la civilisation égyptienne étaient localisées soit aux bords des grands cours d'eau soit auprès de sources, qu'elles soient superficielles ou souterraines.

Au fil du temps et avec l'extension de la population, la demande en eau est devenue de plus en plus croissante que ce soit pour l'irrigation ou pour la consommation humaine ; la disponibilité de l'eau constitue une vraie problématique pour les concepteurs et pour les bâtisseurs.

De ce fait, la situation de la ressource en eau dans certains pays devient de plus en plus compromise surtout avec les changements climatiques et l'extension urbaine.

Problématique :

Dans le même contexte, la ville de Tamalous située dans la wilaya de SKIKDA connaît plusieurs contraintes liées à l'eau, que ça soit sa distribution, son stockage, son approvisionnement et même en ce qui concerne l'assainissement et le drainage des rejets et des effluents.

Ces problèmes sont liés en grande partie à l'extension de la population et au vieillissement de réseau en place

L'objectif de ce projet de fin d'études est d'analyser le réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Tamalous afin d'améliorer la distribution d'eau aux habitants.

Afin de bien mener cette étude, nous avons scindé le travail en six chapitres :

- **Chapitre I** : Présentation de la zone d'étude
- **Chapitre II** : Estimation des besoins en eau
- **Chapitre III** : Diagnostic du réseau existant
- **Chapitre IV** : Dimensionnement du réseau de distribution à l'horizon 2040
- **Chapitre V** : Accessoires du réseau de distribution
- **Chapitre VI** : Pose de canalisation

Chapitre I
Présentation
de la zone d'étude

I.1. Introduction :

Notre étude concerne l'alimentation en eau potable de la ville de Tamalous qui constitue un pôle d'attraction pour les touristes vu son potentiel touristique et son climat doux durant une bonne période de l'année. L'objectif de ce premier chapitre est de connaître les caractéristiques de la ville d'un point de vue géographique, démographique, climatique et hydraulique, ceci étant nécessaire pour l'élaboration d'une étude consistante.

I.2. Situation géographique :

La ville de Tamalous se situe au nord-ouest de la ville de Skikda, elle s'étend sur 368,1 km² ; elle est traversée par la route nationale N° 43 reliant Skikda à Jijel.

Située à 62 mètres d'altitude, Tamalous possède les coordonnées géographiques suivantes : **Latitude** : 36° 50' 10" nord, **Longitude** : 6° 38' 30" est.

Elle est délimitée comme suit :

- Au Nord par la mer méditerranéenne.
- Au Sud par la commune d'Oum Toub et Sidi Mezghiche.
- À l'Est par la commune d'El Hadaik.
- À l'Ouest par la commune de Zitouna et Ain Kechra.

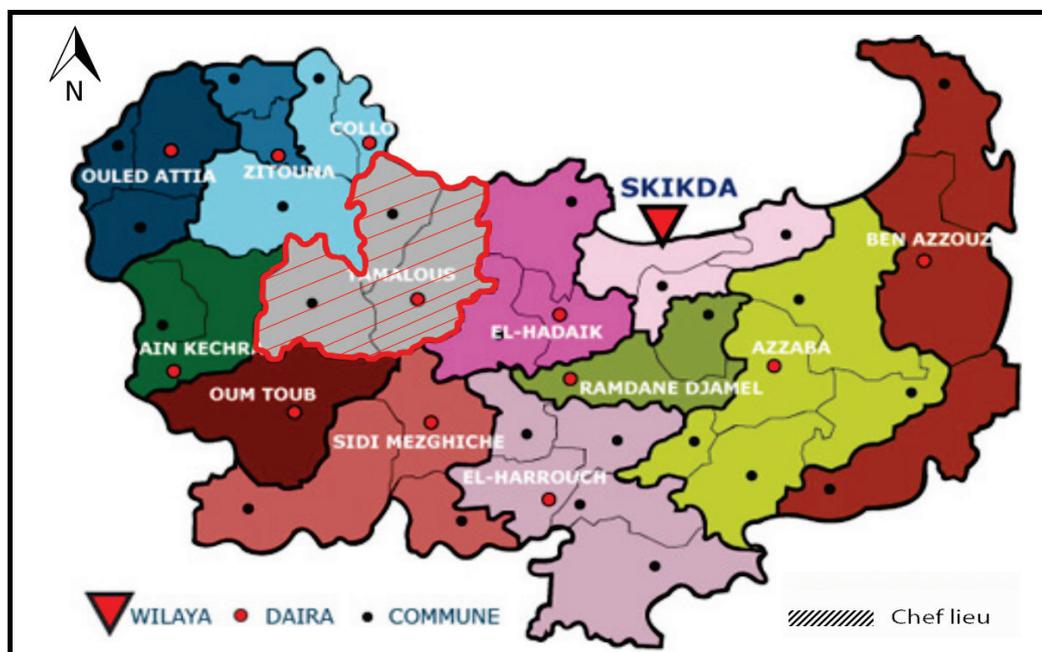


Figure I.1 : Situation géographiques de la Commune de Tamalous

I.3. Populations :

D'après le dernier recensement de la population de 2008, Tamalous comptait 40 041 habitants avec une densité de 108.83 habitants /km² sur la ville.

I.4. Réseau Hydrographique :

La Commune de Tamalous se situe à proximité d'oued Guebli qui prend naissance dans la région de Beni Oulbene, il draine le bassin de Tamalous et la Plaine de Collo.

I.5. Situation topographique :

Le relief de la ville de Tamalous est très accidenté sur la frange littorale. Dans ce relief on distingue deux types de zones topographiques : les zones de montagnes et les zones de plaines.

I.5.1. Les montagnes :

Les zones de montagne, qui se subdivisent en plusieurs parties sont constituées par des massifs ; le djebel le plus important de la ville de Tamalous est djebel Goufi dont l'altitude atteint 1 183 mNGA.

I.5.2. Les plaines :

Les plaines de la vallée de l'oued Guebli débutent à Oum-Toub, s'évasent au niveau de Tamalous, s'effilent jusqu'à Collo, où elles s'évasent de nouveau.

I.6. Situation climatologique :

Le climat est un ensemble de phénomènes météorologiques terrestres caractéristiques d'une région et moyennés sur plusieurs décennies. Il est déterminé par plusieurs facteurs : les précipitations, la température, le vent,...etc.

I.6.1. Températures :

La Commune de Tamalous bénéficie d'un climat méditerranéen avec alternance d'une saison sèche et chaude (mois de Mai à Septembre) et d'une saison humide (Octobre à Avril). Elle subit pratiquement les mêmes variations saisonnières que la zone côtière (Figure I.2).

Tableau I.1 : Températures Mensuelles de Tamalous

	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
Temp. Max. (C°)	14	14	17	19	22	25	28	29	27	23	18	15
Temp. Min. (C°)	7	7	9	10	13	17	19	21	19	15	12	9

(Source : département de Génie Climatique Constantine, 2014)

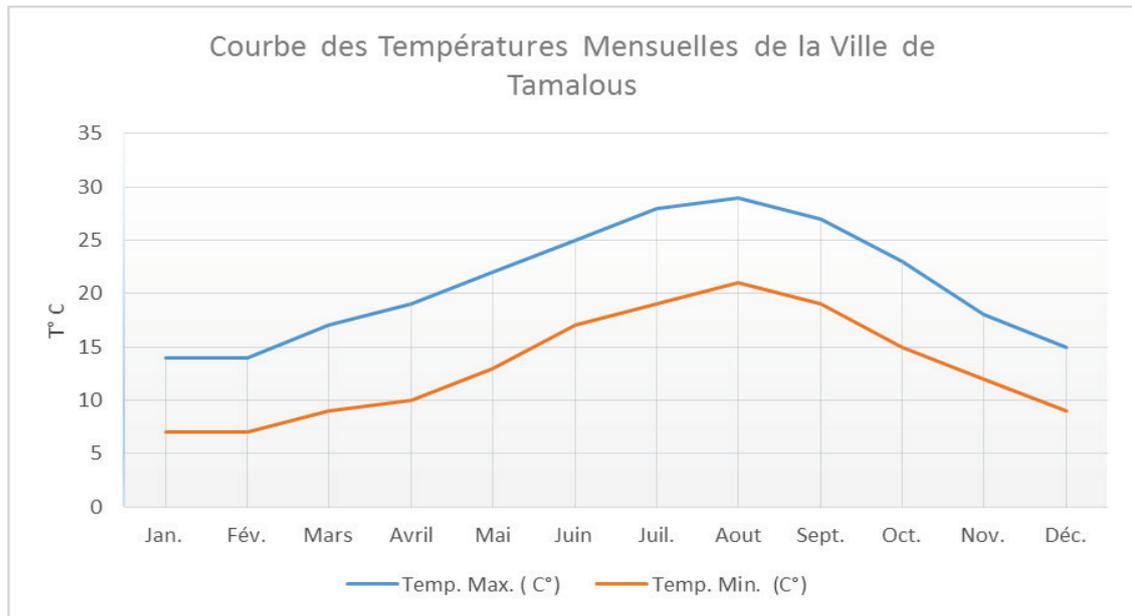


Figure I.2 : Courbe des Températures Mensuelles de la Ville de Tamalous

I.6.2. Pluviométrie :

Les précipitations sont irrégulières et elles varient entre 600 et 900 mm par an (Figure I.3.).

Tableau I.2 : Précipitations mensuelles de Tamalous

	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.
Précipitations (mm)	115	93	76	60	29	13	3	9	28	73	98	123

(Source : département de Génie Climatique Constantine, 2014)

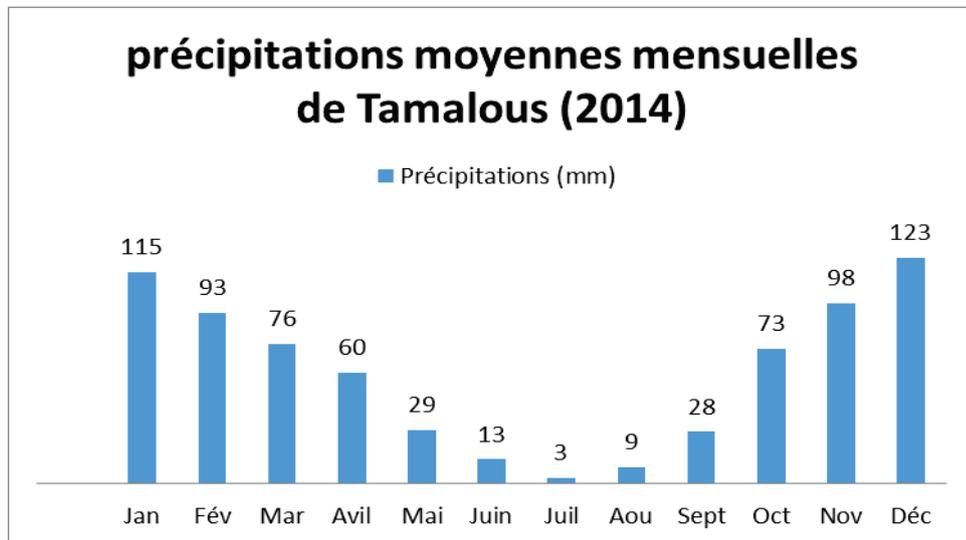


Figure I.3 : Précipitations moyennes mensuelles de la Ville de Tamalous

I.6.3. Vents :

Les vents dominants dans notre zone d'étude sont du côté ouest pour les saisons d'automne et d'hiver, et du côté nord au printemps et en été.

I.7. Situation Géologique et Hydrogéologique [1] :

Les études géologiques et hydrogéologiques effectuées dans la plaine de Tamalous ont montré l'existence des nappes suivantes ; la première nappe se localise dans les formations Quaternaires, la deuxième se trouve dans les formations d'âge Tertiaire et la troisième est représentée par les formations d'âge Secondaire (Figure I.4).

Pofondeur	Etage	coupe lithologique	Nature des terrains	Perméabilité	Importance hydrogéologique
0	Quaternaire		Eboulis, Zone glissés	Perméable	Aquifères très Important
			Alluvions		
75			Sable et graviers		
	Tertiaire		Grés Numidiens	Semi Imperméable	Aquifère Peu Important
300	Secondaire		Argiles	Imperméable	Terrains Non Aquifères
350			Crétacé Inf	Grés Quartzitiques	Semi Imperméable
450	Primaire		Grés micacés	Imperméable	Terrains Non Aquifères
525			Schistes Gneiss		

Figure I.4 : Colonne géologique et hydrogéologique dans la plaine de Tamalous

I.8. Présentation hydraulique :

1.8.1. Réseau de distribution :

Tamalous est actuellement alimentée par un réseau de type combiné : maillé et ramifié dont les matériaux constituant des conduites sont l'acier, l'acier galvanisé et le PEHD. Le linéaire total du réseau s'étant à 15101 mètres.

1.8.2. Ressources [2] :

La ville de Tamalous est alimentée avec des conduites d'adduction en amiante-ciment à partir du Barrage de Guenitra. Ce dernier est localisé dans la Commune d'Oum Toub et satisfait les besoins en eau potable de la Daïra de Skikda et sa zone industrielle. La capacité initiale du barrage est estimée à 120 Mm³ mais actuellement, on l'évalue à 117 Mm³ d'eau, son volume régularisable est estimé à près de 30 Mm³ par an.

La ville de Tamalous a aussi été alimentée à partir de deux forages : F1 et F3 qui se situent au sud de la ville, mais après les inondations de février 2005, les deux forages ont été désaffectés jusqu'à ce jour.

Les caractéristiques techniques des forages sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau. I.3 : Les caractéristiques techniques du forage F1

Forage Tamalous F1	Caractéristiques				
	X (km)	Y (km)	Profondeur	Débit d'exploitation	
	851.200	399.510	20 m	12	
	Nature du sol				
	Faciès dominant		Unité hydrographique		
	Bicarbonaté Calcique		Oued Guebli		
	Qualité de l'eau				
	Altération	Evolution de La qualité	Qualité globale	Sources de pollution	Commentaire
	Nitrates	Instable	Bonne	Nature du sol	
	Minéralisation	Stable	Bonne		
Matières	Stable	Excellente			
Phosphate	Stable	Bonne			

(Source : APC, Skikda, 2014)

Tableau. I.4 : Les caractéristiques techniques du forage F3

Forage Tamalous F3	Caractéristiques				
	X	Y (km)	Profondeur	Débit d'exploitation (l/s)	
	851.500	399.000	25 m	8	
	Nature du sol				
	Faciès dominant		Unité hydrographique		
	Bicarbonaté Calcique		Oued Guebli		
	Qualité de l'eau				
	Altération	Evolution de La qualité	Qualité globale	Sources de pollution	Commentaire
	Nitrates	dégradation	Bonne	- Agricole - Nature du sol	Nécessitant Contrôle
	Minéralisation	dégradation	Bonne		
Matières azotées	Stable	Bonne			
Phosphate	Stable	Passable			

(Source : APC, Skikda, 2014)

I.8.3. Réservoir :

La ville de Tamalous est alimentée par un réservoir de type cylindrique semi enterré en béton avec coupole de volume de (2x1000) m³ qui a été construit en 1982.

I.9. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons abordé les différents aspects de notre agglomération du point de vue hydraulique, géologique, hydrogéologique, climatologique et topographique pour nous permettre de réaliser notre projet, qui consiste en l'étude du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Tamalous.

Chapitre II

Estimation des besoins en eau

II.1. Introduction :

Ce 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 l'horizon 2040.

Une bonne conception d'un projet d'alimentation en eau potable commence tout d'abord par une estimation convenable des multiples besoins que peut exiger l'agglomération en question.

II.2. Étude démographique :

L'agglomération de Tamalous comptait en 2008, **40 041 habitants**. Pour déterminer le nombre d'habitants actuel, à moyens terme (2025) et à long terme (2040), nous faisons une estimation à l'aide de la relation suivante :

$$P_n = P_0 * (1+\alpha)^n$$

.....II.1

P_n : Nombre d'habitants à l'horizon considéré.

P₀ : Nombre d'habitants de référence.

α: Taux d'accroissement (t=1.72 d'après la DRE de Skikda).

n : Nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon d'étude.

Le tableau qui suit représente l'évaluation de la population aux horizons d'étude.

Tableau II.1 : Évaluation de la population de l'agglomération de Tamalous

Horizons	2015	2025	2040
Taux d'accroissement (%)	1.72		
Nombre d'habitant	45118	53507	69105

II.3. Estimation des besoins en eau :

II.3.1. Détermination de la consommation moyenne journalière :

II.3.1.1. Catégories des besoins :

Nous pouvons citer les catégories de consommation suivantes :

- Besoins domestiques.
- Besoins publics.
- Besoins industriels.
- Autre besoins (gendarmerie, sanitaire, protection civil...).

La quantité et la qualité d’eau potable à garantir pour une agglomération sont en fonction du type de consommateurs existants. C’est pour cette raison que nous devons recenser toutes les catégories de consommation rencontrées au niveau de notre agglomération.

II.3.1.2. Choix de la dotation [3] :

La dotation ou la norme de consommation est définie comme étant la quantité quotidienne d’eau que doit utiliser l’être humain dans ces différents besoins à savoir, la consommation urbaine, l’irrigation domestique, la consommation publique et les pertes.

Nous pouvons donner des estimations des dotations selon la nature de l’agglomération et le nombre d’habitants :

- Commune rurale à une agglomération de moins de **2 000 habitants** ; la dotation est de **125 l/j/hab (200 l/j/hab.** si l’élevage est intensif).
- Ville de moins de **20 000 habitants** : dotation de **150 à 200 l/j/hab.**
- Ville de 20000 à **100 000 habitants** : dotation de **200 à 300 l/j/hab.**

II.3.1.3. Besoins domestique :

L’évaluation des besoins en eau domestique est basée sur la dotation choisie, et en fonction du nombre d’habitants selon la formule suivante :

$$Q_{moy,j}=D_i N_i / 1000 \quad (m^3/j) \dots\dots\dots II.2$$

Avec :

- **Q_{moy,j}** : consommation moyenne journalière en m³/j ;
- **D_i** : dotation journalière en l/j/hab.
- **N_i** : nombre de consommateurs (hab).

En tenant compte de la situation géographique de la ville de Tamalous, des habitudes des riverains et aussi des données recueillies sur place auprès des services concernés nous optons pour les dotations données dans le tableau suivant :

Tableau II.2 : Estimation des besoins moyens domestique

Agglomération	Année	Nombre d’habitant	Dotation (l/j/hab.)	Q_{moy,j}(m³/j)
Tamalous	2015	45118	150	6767.7
	2025	53507	180	9631.26
	2040	69105	200	13821

II.3.1.4. Besoins administratifs :

On détermine la consommation moyenne journalière totale pour chaque catégorie de consommateur et on fera la somme par la suite en suivant la formule suivante :

$$Q_{\text{moyj}} = \Sigma(Q_i \cdot N_i) / 1000 \dots\dots\dots \text{II.3}$$

Avec :

- $Q_{\text{moy,j}}$: Consommation moyenne journalière en m³/j.
- Q_i : Dotation journalière en l/j/unité.
- N_i : Nombre de consommateurs.

Les besoins administratifs de la ville de Tamalous sont donnés dans le tableau II.3 :

Tableau II.3 : Estimation des besoins administratifs

Agglomération	Équipements	Effectifs (unités)	Dotation (l/j/unité)	$Q_{\text{moyj}}(\text{m}^3/\text{j})$
Tamalous	APC	50 employés	15	0.75
	Daïra	40 employés	15	0.6
	P.T.T.	20 employés	15	0.3
	Parc APC	50 employés	15	0.75
	Cour de Justice	20 employés	15	0.3
	Gendarmerie	20 gendarmes	15	0.3
	Police	20 policiers	15	0.3
	Mosquée	750 fidèles	15	11.25
	Salle de sport	120 sportifs	60	7.2
	Stade	500 sportifs	60	30
Total				51.75

(Source : APC Tamalous-Skikda, 2014)

II.3.1.5. Besoins scolaires :

Les besoins scolaires sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.4 : Estimation des besoins scolaires

Établissements	Nombre	Nombre d'élèves	Dotation (l/j/ élève)	Q _{moyj} (m ³ /j)
École primaire	4	1600	10	16
CEM	3	3250	10	32.5
Lycée	2	2100	10	21
CFPA	1	800	10	8
Total		7750	/	77.5

(Source : APC Tamalous-Skikda, 2014)

II.3.1.6. Besoins sanitaires :

Les besoins sanitaires sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.5 : Estimation des besoins moyens sanitaires

Équipement	Nombre	Dotation (l/j/u)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Centre de santé	1	5000	5
Polyclinique	1	5000	5
Total			10

(Source : APC Tamalous-Skikda, 2014)

II.3.1.7. Consommation moyenne totale de l'agglomération :

Dans le tableau II.6, sont représentés les besoins des équipements de la ville :

Tableau II.6 : Consommation totale des équipements de la ville de Tamalous

Agglomération	Équipements	Q _{moyj} (m ³ /j)
Tamalous	Besoins administratifs	51.75
	Besoins scolaires	77.5
	Besoins sanitaires	10
Total		139.25

Et la consommation moyenne journalière totale est donnée dans le tableau suivant :

Tableau II.7 : Consommation totale de la ville de Tamalous

Agglomération	Consommation des équipements (m ³ /j)	Année	Q _{moy.j} (m ³ /j)	Débit total (m ³ /j)
Tamalous	139.25	2015	6767.7	6906.95
		2025	9631.26	9770.51
		2040	13821	13960.25

II.4. Variation des débits de consommation dans le temps :

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} : Coefficient maximum d'irrégularité journalière.

K_{min j} : Coefficient minimum d'irrégularité journalière.

II.4.1. Débits de consommation :

II.4.1.1. Débit maximal journalier :

Le débit maximal journalier est défini comme étant le débit d'une journée où la consommation est maximale pendant une année. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{max,j} = Q_{moy,j} \cdot K_{max,j} \text{ (m}^3\text{/j)} \dots\dots\dots \text{II.4}$$

Q_{max,j} : débit maximum journalier

Q_{moy,j} : débit moyen journalier

K_{max,j} : coefficient d'irrégularité maximal des variations de la consommation journalière.

K_{max,j} ∈ [1,1 – 1,3], on prend : **K_{max,j} = 1,3**.

Ce coefficient nous permet de savoir de combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

Tableau II.8 : Consommation maximale journalier de la ville de Tamalous

Agglomération	Année	Q _{moy.j} (m ³ /j)	K _{max,j}	Q _{max,j} (m ³ /j)
Tamalous	2015	6906.95	1.3	8979.035
	2025	9770.51	1.3	12701.663
	2040	13960.25	1.3	18148.325

II.4.1.2. Besoins en débit horaire :

• **Variation de débit horaire :** Le débit horaire d’une agglomération varie selon l’importance de cette dernière.

• **Débit moyen horaire :** Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

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

$Q_{\text{moy.h}}$: débit moyen horaire en $\text{m}^3\text{/h}$

$Q_{\text{max.j}}$: débit maximum journalier en $\text{m}^3\text{/j}$

• **Débit minimal horaire :** Ce débit correspond à un débit de consommation pendant l’heure la moins chargée, il est donné par la formule suivante :

$$K_{\text{min.h}} = K_{\text{minh}} \cdot Q_{\text{moy.h}} \text{ (m}^3\text{/h)} \dots\dots\dots \text{II.6}$$

$K_{\text{min.h}}$: coefficient d’irrégularité horaire minimal qui est fonction de deux autres coefficients :

α_{min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l’agglomération et du régime de travail. Il varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend $\alpha_{\text{min}} = 0,5$.

β_{min} : coefficient étroitement lié à l’accroissement de la population. Le tableau II.9 suivant donne sa variation en fonction du nombre d’habitants.

Tableau II.9 : Variation du coefficient β_{min}

Population (hab.) 10^3	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	50	100
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,63	0,7

$$K_{\text{min.h}} = \alpha_{\text{min}} \cdot \beta_{\text{min}} \dots\dots\dots \text{II.7}$$

• **Débit maximal horaire :** Ce débit correspond à la consommation pendant l’heure la plus chargée, et il est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{maxh}} = K_{\text{max.h}} \cdot Q_{\text{moy.h}} \text{ (m}^3\text{/h)} \dots\dots\dots \text{II.8}$$

$Q_{\text{max.h}}$: débit maximal horaire.

$Q_{\text{moy.h}}$: débit moyen horaire.

$K_{\text{max.h}}$: coefficient d’irrégularité horaire maximal qui est donné par :

$$K_{\max.h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \dots\dots\dots II.9$$

α_{\max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail, varie de 1,2 à 1,4 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\alpha_{\max}=1,3$.

β_{\max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau II.10 nous donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II.10 : Variation du coefficient β_{\max}

population (hab.) 10³	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	50	100
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,13	1,1

Les différentes valeurs des débits horaires (moyen, minimal et maximal) sont représentées dans le tableau II.11 suivant :

Tableau II.11 : Débits de consommation de l'agglomération Tamalous

Année	Q_{maxj} (m³/j)	Q_{moyh} (m³/h)	α_{\min}	α_{\max}	β_{\min}	β_{\max}	K_{min}	K_{max}	Q_{minh} (m³/h)	Q_{maxh} (m³/h)
2015	8979.035	374.13	0.5	1.3	0.62	1.135	0.31	1.475	115.98	551.84
2025	12701.663	529.24	0.5	1.3	0.64	1.129	0.32	1.467	169.36	776.4
2040	18148.325	756.18	0.5	1.3	0.645	1.123	0.322	1.459	243.49	1103.27

II.5. Bilan ressources-besoins :

La ville de Tamalous est alimentée en eau potable à partir du barrage de Guenitra avec un débit de 122 l/s pour une capacité de stockage de 2*1000 m³.

Le tableau ci-après montre le bilan entre les besoins journaliers et la production du barrage.

Tableau II.12 : Bilan ressources-besoins

Année	2015	2025	2040
Q_{max.jour} (m³/j)	8979.04	12701.66	18148.325
Production actuelle (m³/j)	10540.8	10540.8	10540.8
Excès (+), déficit (-) (m³/j)	1561.76	-2160.86	-7607.525

D’après le tableau II.12, nous constatons qu’à l’horizon 2025 il va y avoir un déficit en matière d’alimentation en eau potable, pour y remédier, nous proposons la projection d’une nouvelle conduite d’adduction fournissant un débit de 88 l/s, pour couvrir le déficit jusqu’à l’horizon 2040.

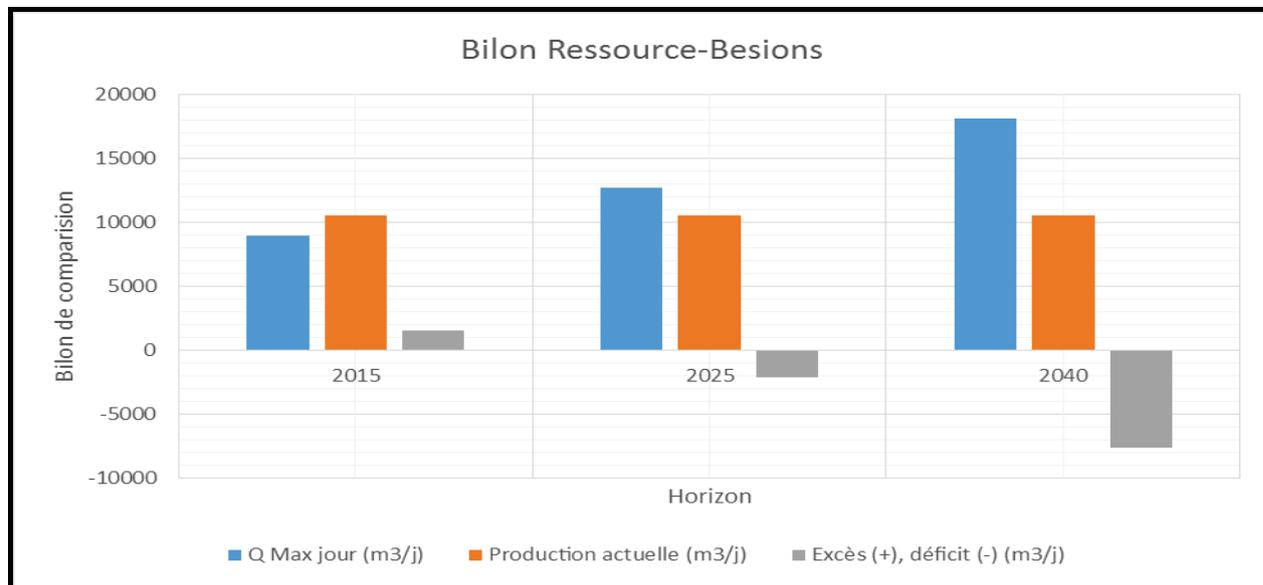


Figure II.1 : Bilan ressources-besoins

II.6. Régime de consommation de la ville de Tamalous :

La variation des débits horaires d’une journée est représentée en fonction du nombre d’habitants dans le tableau suivant :

Tableau II.13 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d’habitants

Heurs	Nombre d'habitants				Agglomération rurale
	< à 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	>à 1000000	
0-1	1	1.5	3.00	3.35	0.75
1-2	1	1.5	3.20	3.25	0.75
2-3	1	1.5	3.50	3.3	1
3-4	1	1.5	2.60	3.2	1
4-5	2	2.5	3.50	3.25	3
5-6	3	3.5	4.10	3.4	5.5
6-7	5	4.5	4.50	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.90	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.90	5.20	3.5
9-10	5.5	6.25	4.60	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.80	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.70	4.6	8.5
12-13	7	5	4.40	4.6	8.5
13-14	7	5	4.10	4.55	6

Tableau II.13 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants (suite)

Heurs	Nombre d'habitants				Agglomération rurale
	< à 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	>à 1000000	
14-15	5.5	5.5	4.20	4.75	5
15-16	4.5	6	4.40	4.7	5
16-17	5	6	4.30	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.10	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.50	4.4	6
19-20	5	4.5	4.50	4.3	6
20-21	4.5	4	4.50	4.3	6
21-22	3	3	4.80	3.75	3
22-23	2	2	4.60	3.75	2
23-24	1	1.5	3.30	3.7	1
Totale	100	100	100	100	100

Dans chaque agglomération, la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier. Le nombre de la population actuel est 45118 hab. et pour cela on prend la deuxième colonne de tableau II.12 ci-dessus.

Tableau II.14 : Variation des débits horaires (2015)

Heures	Consommation totale		Courbe de la consommation	
	$Q_{max,j} = 8979.035m^3/j$		Cumulée	
(h)	%	M ³ /h	%	M ³ /h
0-1	1.5	134.69	1.5	134.69
1-2	1.5	134.69	3	269.37
2-3	1.5	134.69	4.5	404.06
3-4	1.5	134.69	6	538.74
4-5	2.5	224.48	8.5	763.22
5-6	3.5	314.27	12	1077.48
6-7	4.5	404.06	16.5	1481.54
7-8	5.5	493.85	22	1975.39
8-9	6.25	561.19	28.25	2536.58
9-10	6.25	561.19	34.5	3097.77
10-11	6.25	561.19	40.75	3658.96
11-12	6.25	561.19	47	4220.15
12-13	5	448.95	52	4669.10
13-14	5	448.95	57	5118.05
14-15	5.5	493.85	62.5	5611.90
15-16	6	538.74	68.5	6150.64
16-17	6	538.74	74.5	6689.38
17-18	5.5	493.85	80	7183.23

Tableau II.14 : Variation des débits horaires (2015) (suite)

Heures	Consommation totale		Courbe de la consommation	
	$Q_{max,j} = 8979.035m^3/j$		Cumulée	
(h)	%	M ³ /h	%	M ³ /h
18-19	5	448.95	85	7632.18
19-20	4.5	404.06	89.5	8036.24
20-21	4	359.16	93.5	8395.40
21-22	3	269.37	95.5	8664.77
22-23	2	179.58	98.5	8844.35
23-24	1.5	134.69	100	8979.04
Total	100	8979.035		

Les résultats trouvés nous permettent de tracer les graphiques de la consommation totale et celui de la courbe intégrale.

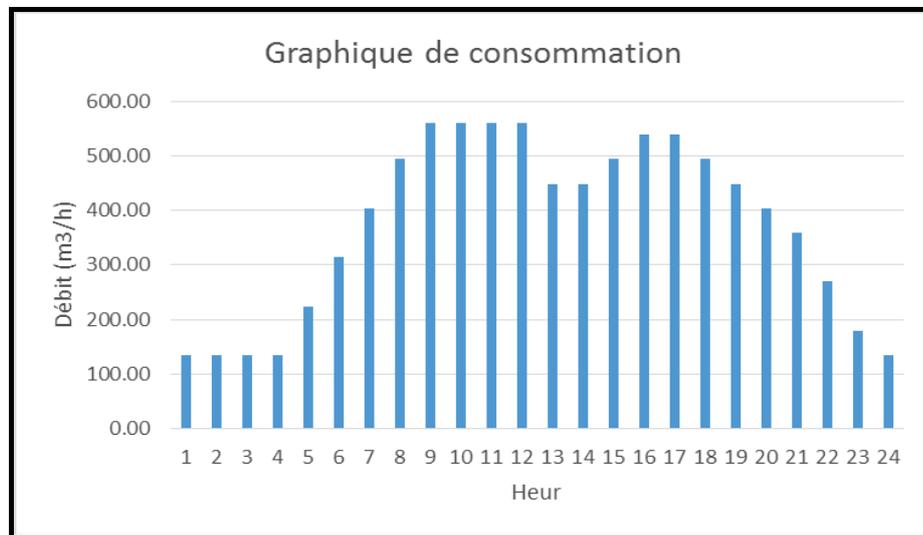


Figure II.2 : Graphique de consommation de l’agglomération de Tamalous (2015)

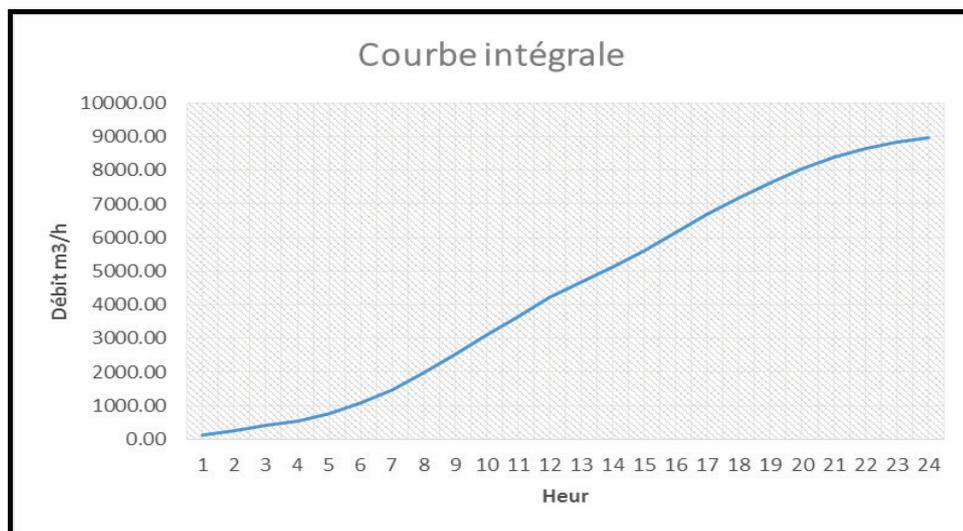


Figure II.3 : Courbe de consommation cumulée de l’agglomération de Tamalous (2015)

Le nombre d'habitants en 2025 est estimé à 53507 hab. et pour cela on prend la 3^{ème} colonne du tableau II.13.

Tableau II.15 : Variation des débits horaires (2025)

Heures	Consommation totale		Courbe de la consommation	
	$Q_{max,j} = 12701.7m^3/j$		Cumulée	
(h)	%	M ³ /h	%	M ³ /h
0-1	3.00	381.05	3	381.05
1-2	3.20	406.45	6.2	787.51
2-3	3.50	444.56	9.70	1232.06
3-4	2.60	330.24	12.30	1562.31
4-5	3.50	444.56	15.80	2006.87
5-6	4.10	520.77	19.90	2527.64
6-7	4.50	571.58	24.40	3099.21
7-8	4.90	622.38	29.30	3721.60
8-9	4.90	622.38	34.20	4343.98
9-10	4.60	584.28	38.80	4928.26
10-11	4.80	609.68	43.60	5537.94
11-12	4.70	596.98	48.30	6134.92
12-13	4.40	558.87	52.70	6693.80
13-14	4.10	520.77	56.80	7214.57
14-15	4.20	533.47	61.00	7748.04
15-16	4.40	558.87	65.40	8306.91
16-17	4.30	546.17	69.70	8853.08
17-18	4.10	520.77	73.80	9373.85
18-19	4.50	571.58	78.30	9945.43
19-20	4.50	571.58	82.80	10517.01
20-21	4.50	571.58	87.30	11088.58
21-22	4.80	609.68	92.10	11698.27
22-23	4.60	584.28	96.70	12282.54
23-24	3.30	419.16	100	12701.70
Total	100	12701.7		

Les résultats trouvés nous permettent de tracer les graphiques de la consommation totale et celui de la courbe intégrale.

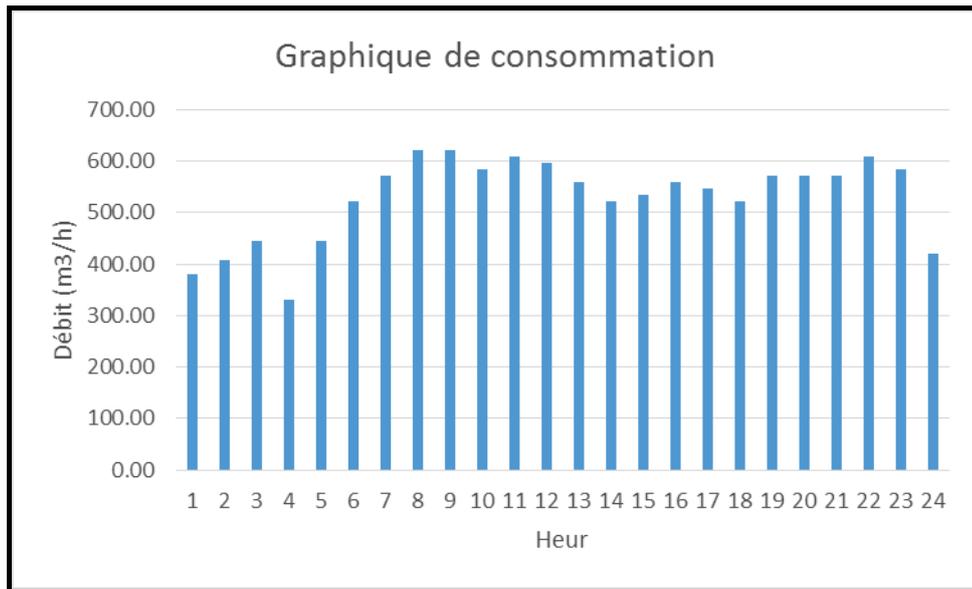


Figure II.4 : Graphique de consommation de l’agglomération de Tamalous (2025)

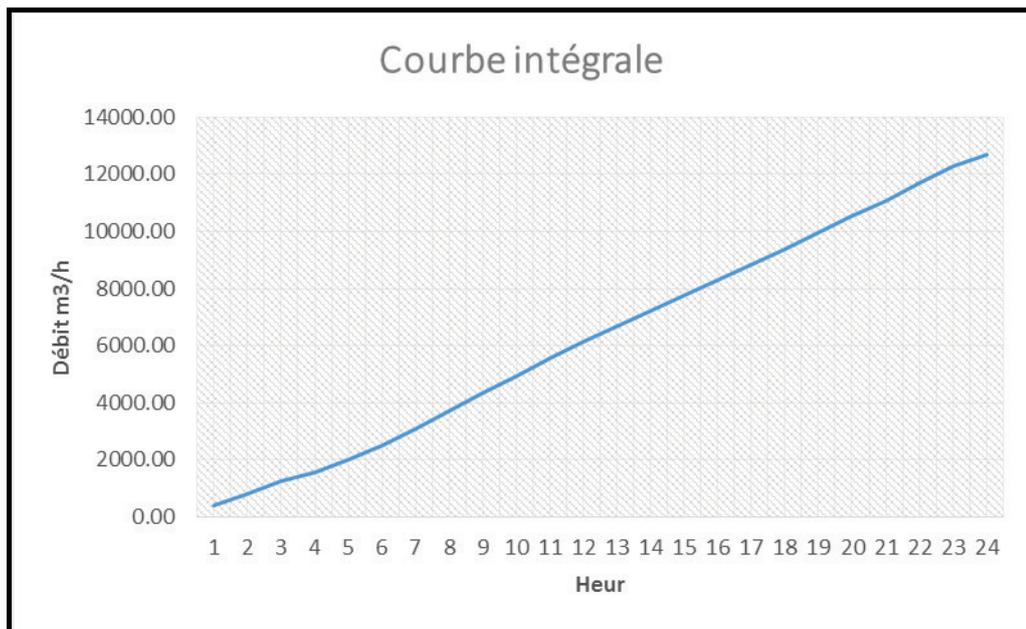


Figure II.5 : Courbe de consommation cumulée de l’agglomération de Tamalous (2025)

Le nombre de la population actuel est 69105 hab. et pour cela on prend la 3^{ème} colonne de tableau II.13.

Tableau II.16 : Variation des débits horaires (2040)

Heures	Consommation totale		Courbe de la consommation	
	Q _{max,j} = 18148.3m ³ /j		Cumulée	
(h)	%	M ³ /h	%	M ³ /h
0-1	3.00	544.45	3	544.45
1-2	3.20	580.75	6.2	1125.19
2-3	3.50	635.19	9.70	1760.39
3-4	2.60	471.86	12.30	2232.24
4-5	3.50	635.19	15.80	2867.43
5-6	4.10	744.08	19.90	3611.51
6-7	4.50	816.67	24.40	4428.19
7-8	4.90	889.27	29.30	5317.45
8-9	4.90	889.27	34.20	6206.72
9-10	4.60	834.82	38.80	7041.54
10-11	4.80	871.12	43.60	7912.66
11-12	4.70	852.97	48.30	8765.63
12-13	4.40	798.53	52.70	9564.15
13-14	4.10	744.08	56.80	10308.23
14-15	4.20	762.23	61.00	11070.46
15-16	4.40	798.53	65.40	11868.99
16-17	4.30	780.38	69.70	12649.37
17-18	4.10	744.08	73.80	13393.45
18-19	4.50	816.67	78.30	14210.12
19-20	4.50	816.67	82.80	15026.79
20-21	4.50	816.67	87.30	15843.47
21-22	4.80	871.12	92.10	16714.58
22-23	4.60	834.82	96.70	17549.41
23-24	3.30	598.89	100	18148.30
Total	100	18148.3		

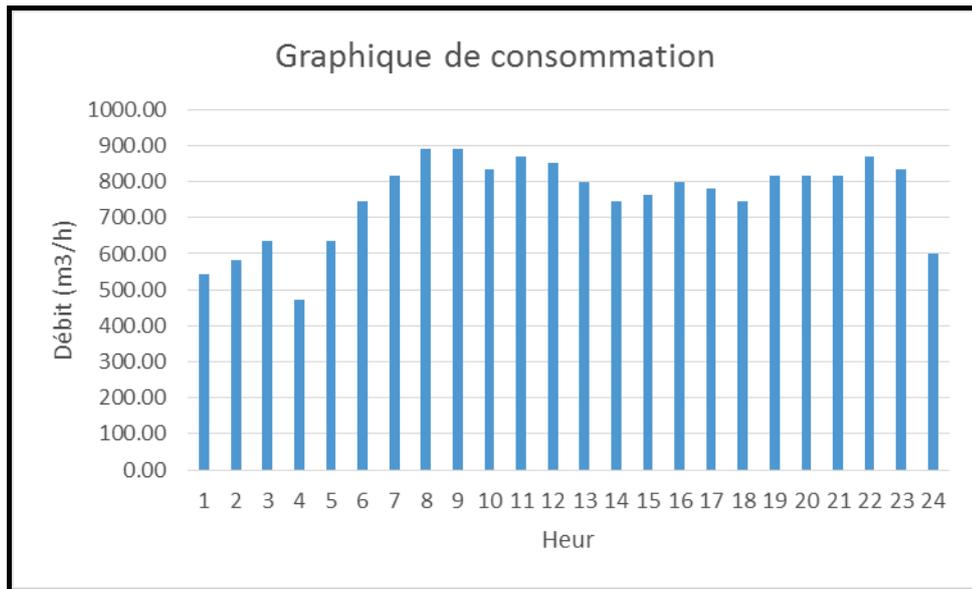


Figure II.6 : Graphique de consommation de l’agglomération de Tamalous (2040)

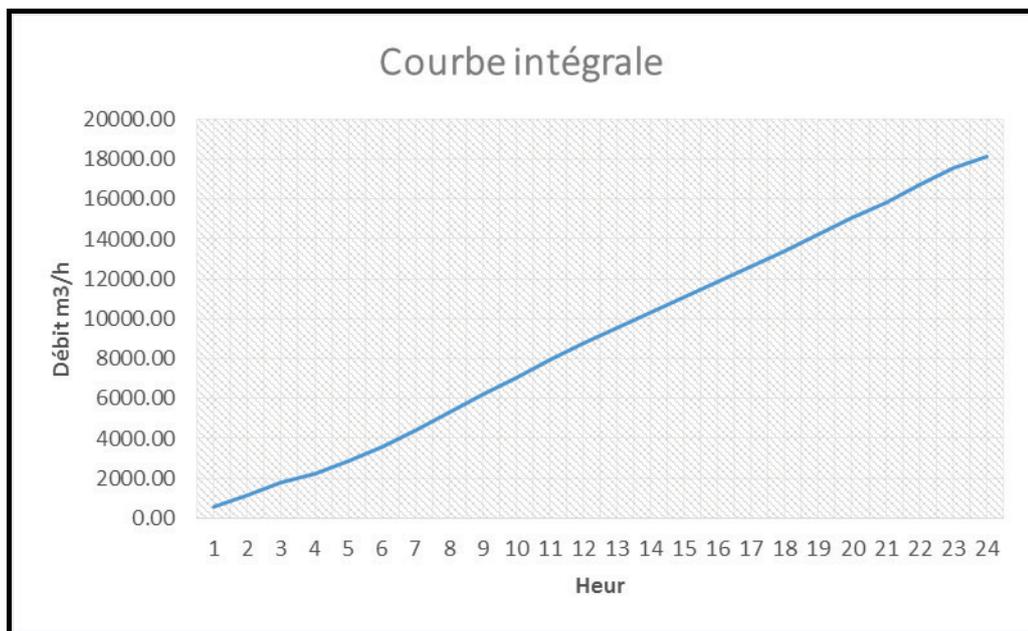


Figure II.7 : Courbe de consommation cumulée de l’agglomération de Tamalous (2040)

II.7. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons réalisé une estimation des besoins en eau de la ville de Tamalous à différents horizons pour voir leur évolution dans le temps, notre but au final étant la satisfaction des besoins de la population à l’horizon de calcul 2040.

Chapitre III
***Diagnostic du réseau
existant***

III.1. Introduction :

Le diagnostic des systèmes d'alimentation en eau potable a pour but de présenter l'état des lieux et d'analyser le fonctionnement hydraulique. Pour réaliser une étude efficace, on présente et on applique dans ce chapitre une méthodologie qui prend en considération les spécifications du réseau existant pour mettre en évidence ses éventuelles défaillances.

III.2. Diagnostic du réseau :

Le but de notre travail est de satisfaire la demande en eau de la ville de Tamalous. Après évaluation des besoins en eau à différents horizons, nous réalisons une analyse du réseau existant afin de définir son état physique et ses caractéristiques hydrauliques.

III.2.1. État physique du réseau :

III.2.1.1 Informations générales sur le réseau :

- Le réseau de distribution de Tamalous a été réalisé en 1982 et se constitue de conduites en acier et acier galvanisé. En 1997 le réseau a été renforcé par des conduites en PEHD dont les diamètres varient de 60 à 300 mm.
- Des fuites importantes ont été observées sur le réseau.
- Des études ont été menées sur le réseau de distribution (par l'ENGTH en 2002 et par PROGRESS SARL en 2008) mais elles n'ont pas été suivies sur le terrain.
- D'après les services de l'ADE, le réseau actuel de la ville de Tamalous ne couvre même pas 50% des besoins de la population.



Figure III.1 : Conduite en PEHD présentant une fuite importante



Figure III.2 : Regards de robinetterie d’AEP qui sont en mauvais état



Figure III.3 : Fuites visibles caractérisées par l’état d’humidité du sol avoisinant

Ces fuites sont responsables de la chute des paramètres hydrauliques (pression et vitesse) dans la région à desservir ainsi qu’une éventuelle intrusion de polluant dans le réseau surtout que l’entreprise de fabrication d’adjuvant se trouve à proximité.

III.2.1.2 Matériaux des conduites :

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

- **Acier, acier galvanisé** : conduite réalisées en 1982.
- **PEHD** : réalisées en 1997.

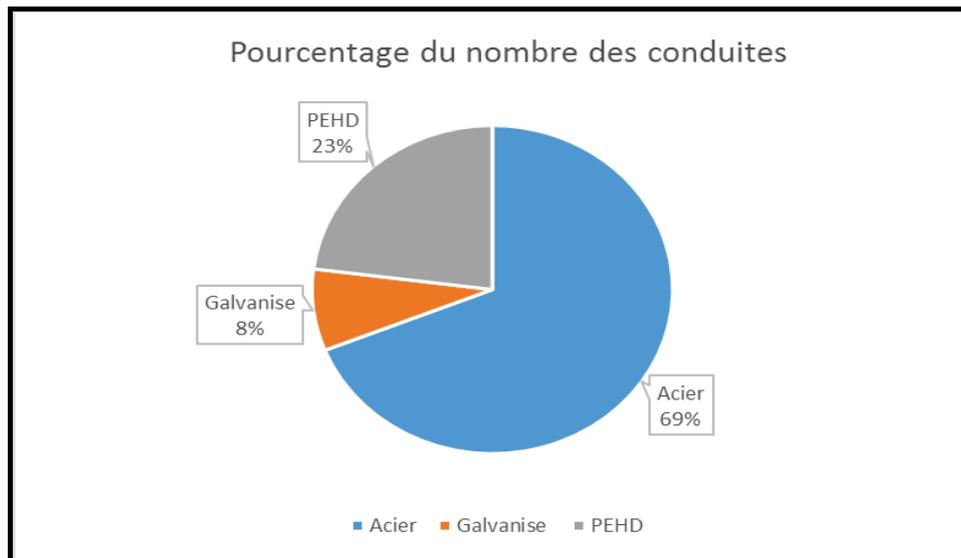


Figure III.4 : Pourcentage des matériaux des conduites existantes

Le réseau de distribution est de type mixte. Les diamètres des conduites varient entre 60 et 300 mm. Le tableau ci-après représente les longueurs et les diamètres du réseau existant.

Tableau III.1 : Linéaire du réseau existant selon le diamètre et le matériau

Matériau	Diamètre (mm)	Longueur totale (m)
Acier	300	1516
Acier	200	360
PEHD	176.2	656
Acier	150	5427
Acier	130	150
Acier	120	120
Acier	100	400
Acier Galvanisé	80	3361
PEHD	80	957
PEHD	75	133
PEHD	63.8	210
Acier Galvanise	60	1491
Acier PEHD	63	320
	Total (ml)	15101

(Source : SARL PROGRESS)

III.2.2. Étude du rendement de l’adduction et du réseau de distribution :

Pour déterminer le rendement d’un réseau d’adduction et de distribution, il est nécessaire d’étudier les différents débits et volumes de :

- ✓ La production.
- ✓ La distribution.
- ✓ La consommation.

III.2.2.1 La Production :

Les volumes produits sont ceux issus des ouvrages de production des eaux souterraines ou bien superficielles pour être injectés dans le réseau de distribution.

La ville de Tamalous est alimentée par le barrage de Guenitra avec une adduction de 85 km vers les deux réservoirs 2*1000 m³.

Les volumes d'eau produits par le barrage Guenitra pendant les trois dernières années sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau III.2 : Moyenne des volumes qui alimentent Tamalous à partir du barrage Guenitra

Année	Moyenne mensuelle (m ³ /mois)	Moyenne journalière (m ³ /jour)	Moyenne horaire (m ³ /h)
2012	97281.45	3242.715	135.11
2013	97220.33	3240.678	135.03
2014	97773.68	3259.123	135.80

(Source : ADE Skikda)

III.2.2.2 La distribution :

Le volume de distribution se mesure à la sortie des réservoirs de stockage pour alimenter la ville de Tamalous. Le tableau ci-dessous présente les volumes distribués ces trois dernières années.

Tableau III.3 : Moyenne des volumes mis en distribution pour la commune de Tamalous

Année	Moyenne mensuelle (m ³ /mois)	Moyenne journalière (m ³ /jour)	Moyenne horaire (m ³ /h)
2012	81700.2	2723.34	113.47
2013	81665.1	2722.17	113.42
2014	81152.175	2705.07	112.71

(Source : ADE Skikda)

III.2.2.3 Pertes d'eau dans l'adduction :

Le tableau suivant représente les volumes moyens perdus au niveau de l'adduction :

Tableau III.4 : Moyenne des volumes perdus

Année	Moyenne mensuel (m ³ /mois)	Moyenne journalière (m ³ /jour)	Moyenne horaire (m ³ /h)
2012	15581.25	519.375	21.64
2013	15555.23	518.508	21.61
2014	16621.505	554.053	23.09

III.2.2.4 Rendement de l'adduction :

D'après les données précédentes, on ressort que le rendement moyen de l'adduction ces trois dernières années est estimé à 83.66%

Tableau III.5 : Rendement de la conduite d'adduction de Tamalous

Année	Rendement de l'adduction (%)
2012	83.98
2013	84.00
2014	83.00

La conduite d'adduction a une longueur de 85 Km et se caractérise par un rendement de l'ordre de 83%, ce qui est convenable.

III.2.2.5 La consommation :

Les volumes consommés représentent les volumes utilisés par les abonnés. Les volumes totaux facturés pour les différents abonnés pendant les trois dernières années sont indiqués dans tableau ci-dessous :

Tableau III.6 : Volumes totaux facturés

Année	2012	2013	2014
Commune Tamalous (m ³)	459669.11	478166.18	506244.16

(Source : ADE Skikda)

III.2.2.6 Rendement du réseau :

Le rendement est le volume consommé sur le volume mis en distribution.

$$R^{dt} = V_{\text{consommé}} \div V_{\text{mis en distribution}} \dots \dots \dots \text{III.1}$$

Tableau III.7 : Rendement du réseau de distribution de Tamalous

Année	Rendement du réseau (%)
2012	46.89
2013	48.79
2014	51.99

Le tableau III.7 montre que le rendement du réseau n'est pas satisfaisant (49.2% en moyenne), ceci est certainement dû à son état vétuste : conduites anciennes, corrosion, fuites ...

III.2.3. Conclusions après analyse physique du réseau :

À partir des investigations réalisés jusqu'ici dans ce chapitre, nous pouvons dire que :

- Le réseau est dégradé sur plusieurs tronçons, en effet les conduites datent de 1982 et celle en acier ont subi un phénomène de corrosion avancé ;
- Les regards de robinetterie sont en mauvaise état ;
- La quantité d'eau distribuée ne pourra pas satisfaire la demande des consommateurs ;
- Les fuites sont très importantes dans le réseau surtout au niveau des raccordements et des pièces spéciales ;
- Le rendement du réseau est très faible de l'ordre de 49.2 % ;
- Sur la période de 3 ans que nous avons pu analyser, le volume des pertes entre la distribution et la consommation est grand (plus de la moitié de l'eau mise en distribution est perdue).

On conclut donc que le réseau d'AEP de la ville de Tamalous est considéré en mauvais état et nécessite une réhabilitation.

III.2.4. Diagnostic hydraulique du réseau existant :

Un diagnostic hydraulique consiste en une vérification des paramètres hydrauliques qui caractérisent le réseau. Pour cela, nous procédons à un calcul du réseau de la ville en suivant les étapes suivantes :

III.2.4.1 Calcul des débits au cas de pointe :

D'après le chapitre précédent on a déterminé le débit de pointe pour 2015.

$$Q_{\text{pointe}} = 561.19 \text{ m}^3/\text{h} = 155.89 \text{ l/s}$$

• **Débit spécifique**

$$q_{sp} = Q_{\text{pointe}} / \sum L \dots\dots\dots\text{III.2}$$

$$q_{sp} = 155.89/15101 = 0.0103 \text{ l/s/ml}$$

$$q_{sp} \approx 0.0103 \text{ l/s/ml}$$

• **Débits en route**

$$Q_r = q_{sp} \times L_i \dots\dots\dots\text{III.3}$$

Q_r : Débit en route pour chaque tronçon.

Le tableau ci-après représente les différents débits routes de chaque tronçon.

Tableau III.8 : Détermination des débits en route

N° Tronçon	Longueur (m)	Q_r (l/s)	$Q_r/2$ (l/s)
1	380	3.906	1.953
2	656	6.744	3.372
3	303	3.115	1.557
4	60	0.617	0.308
5	60	0.617	0.308
6	495	5.089	2.544
7	125	1.285	0.643
8	85	0.874	0.437
9	130	1.336	0.668
10	65	0.668	0.334
11	133	1.367	0.684
12	192	1.974	0.987
13	231	2.375	1.187
14	94	0.966	0.483
15	70	0.720	0.360
16	60	0.617	0.308
17	120	1.234	0.617
18	221	2.272	1.136
19	200	2.056	1.028
20	120	1.234	0.617
21	70	0.720	0.360
22	290	2.981	1.491
23	20	0.206	0.103
24	120	1.234	0.617
25	150	1.542	0.771

Tableau III.8 : Détermination des débits en route (suite)

N° Tronçon	Longueur (m)	Q _r (l/s)	Q _r /2 (l/s)
26	125	1.285	0.643
27	60	0.617	0.308
28	60	0.617	0.308
29	190	1.953	0.977
30	30	0.308	0.154
31	50	0.514	0.257
32	60	0.617	0.308
33	150	1.542	0.771
34	26	0.267	0.134
35	150	1.542	0.771
36	26	0.267	0.134
37	150	1.542	0.771
38	52	0.535	0.267
39	80	0.822	0.411
40	26	0.267	0.134
41	80	0.822	0.411
42	26	0.267	0.134
43	80	0.822	0.411
44	26	0.267	0.134
61	80	0.822	0.411
45	270	2.776	1.388
46	150	1.542	0.771
47	380	3.906	1.953
48	550	5.654	2.827
49	570	5.860	2.930
50	320	3.290	1.645
51	64	0.658	0.329
52	20	0.206	0.103
53	560	5.757	2.878
54	540	5.551	2.776
55	460	4.729	2.364
56	125	1.285	0.643
57	145	1.491	0.745
58	250	2.570	1.285
59	8	0.082	0.041

Tableau III.8 : Détermination des débits en route (suite)

N° Tronçon	Longueur (m)	Q _r (l/s)	Q _r /2 (l/s)
60	150	1.542	0.771
61	120	1.234	0.617
62	175	1.799	0.900
63	55	0.565	0.283
64	95	0.977	0.488
65	160	1.645	0.822
66	180	1.850	0.925
67	40	0.411	0.206
68	140	1.439	0.720
69	100	1.028	0.514
70	50	0.514	0.257
71	200	2.056	1.028
72	140	1.439	0.720
73	90	0.925	0.463
74	120	1.234	0.617
75	160	1.645	0.822
76	70	0.720	0.360
77	120	1.234	0.617
78	295	3.033	1.516
79	100	1.028	0.514
80	337	3.464	1.732
81	80	0.822	0.411
82	220	2.262	1.131
83	670	6.888	3.444
84	125	1.285	0.643
85	270	2.776	1.388
86	470	4.832	2.416
87	360	3.701	1.850

• **Débits aux nœuds :**

Le débit nodal se détermine par l'expression suivante :

$$Q_n = 0.5 \sum Q_{rte} \dots\dots\dots III.4$$

Le tableau ci-après représente le débit de chaque nœud du réseau.

Tableau III.9 : Détermination des débits aux nœuds

N° Nœud	Tronçons	Q _n (l/s)
2	2	6.744
3	3	1.557
4	1	8.188
	2	
	3	
	86	
5	4	1.804
	5	
	13	
6	6	2.544
7	5	3.495
	6	
	7	
8	7	1.748
	8	
	9	
9	9	0.668
10	8	1.455
	10	
	11	
11	11	0.684
12	10	4.765
	12	
	83	
13	13	1.187
14	13	2.030
	14	
	15	
15	15	0.360
16	14	1.408
	16	
	17	
17	17	0.617
18	16	2.472
	18	
	19	
19	19	1.028
20	18	2.395
	20	
	84	

Tableau III.9 : Détermination des débits aux nœuds (suite)

N° Nœud	Tronçons	Q _n (l/s)
21	20	2.467
	21	
	22	
22	22	1.491
23	21	1.079
	23	
	24	
24	24	0.617
25	23	1.516
	25	
	26	
26	26	0.643
27	27	0.308
28	28	0.308
29	27	1.439
	29	
	30	
30	29	0.720
	30	
	31	
31	31	1.953
	32	
	85	
32	32	1.213
	33	
	34	
33	33	0.771
34	34	1.038
	35	
	36	
35	35	0.771
36	36	1.172
	37	
	38	
37	37	0.771

Tableau III.9 : Détermination des débits aux nœuds (suite)

N° Nœud	Tronçons	Q _{nd} (l/s)
38	38	0.812
	39	
	40	
39	39	0.411
40	40	0.678
	41	
	42	
41	41	0.411
42	42	0.678
	43	
	44	
43	43	0.411
44	44	1.933
	45	
	46	
45	45	0.411
46	46	3.135
	47	
47	47	6.014
	48	
48	48	5.757
	49	
49	49	4.677
	50	
	52	
50	50	1.645
51	51	0.329
52	51	3.310
	52	
	53	
53	53	7.813
	54	
	25	
	85	
54	54	5.757
	55	
	61	

Tableau III.9 : Détermination des débits aux nœuds (suite)

N° Nœud	Tronçons	Q _n (l/s)
55	55	3.007
	56	
56	56	2.904
	57	
	78	
57	57	2.390
	58	
58	58	2.046
	59	
59	59	3.151
	60	
	64	
60	60	0.771
61	61	0.617
62	62	0.900
63	62	1.388
	63	
	57	
64	63	1.593
	64	
	65	
65	65	0.822
66	6	0.925
67	66	1.850
	67	
	68	
68	68	1.491
	69	
	70	
69	69	0.514
70	70	1.928
	71	
71	71	1.028
72	72	1.799
	73	
73	73	0.463
74	74	0.617
75	75	0.822
76	75	1.799
	76	
	77	
77	77	0.617

Tableau III.9 : Détermination des débits aux nœuds (suite)

N° Nœud	Tronçons	Q _n (l/s)
78	78	3.161
	79	
	82	
79	79	2.657
	80	
	81	
80	80	7.026
	83	
	87	
81	81	0.411
82	82	1.131

III.2.4.2 Simulation hydraulique :

• **Présentation de logiciel Epanet 2.0 :**

Le logiciel Epanet est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau dans les réseaux d'eau potable. Un réseau d'eau potable sur ce logiciel se définit par des tronçons et des nœuds (intersection de deux tronçons et extrémité d'une antenne) mais également par d'autres organes (réservoirs, pompes, clapets, différents types de vannes,...).

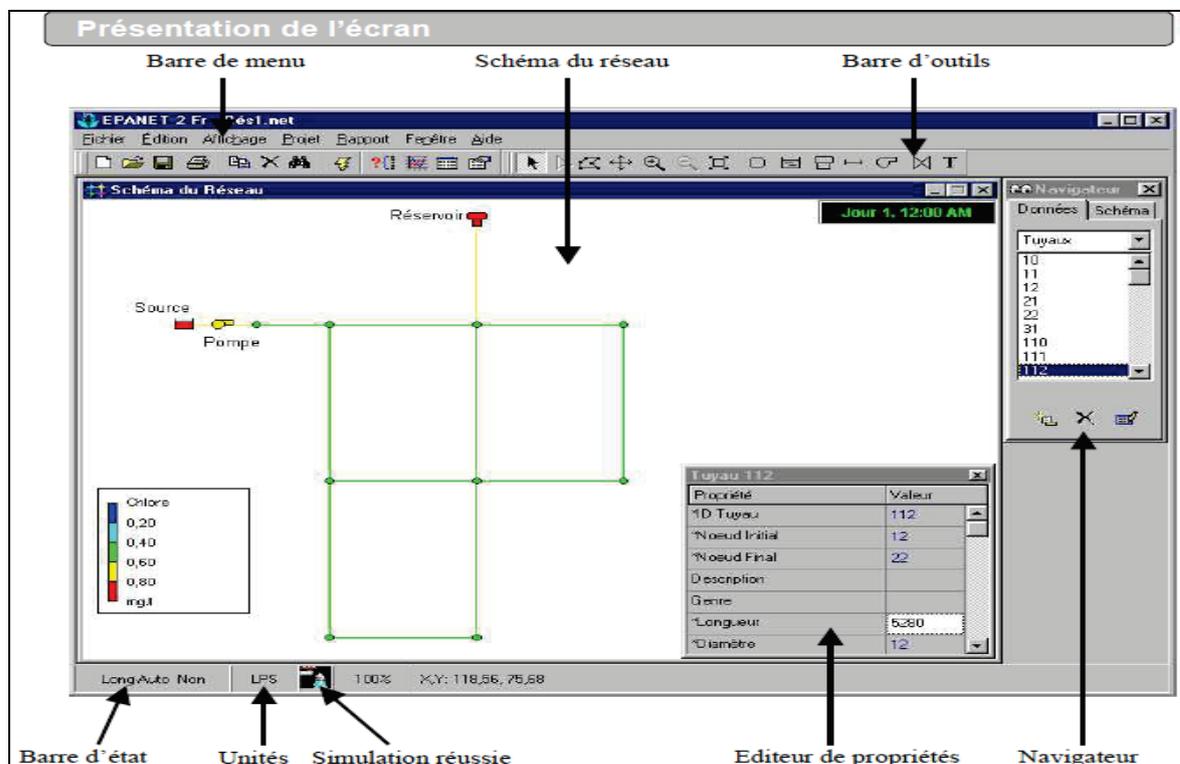


Figure III.5 : Présentation de l'interface d'Epanet 2.0

Le logiciel permet de choisir l'équation des pertes de charge souhaitée parmi les plus connues : Hazen-Williams, Darcy-Weisbach et Chezy-Manning.

Le logiciel présente également un module qualité qu'on ignorera dans notre étude, qui permet de calculer les concentrations en substances chimiques et les temps de séjour de l'eau dans différentes parties du réseau.

• **Réalisation de la simulation :**

Après avoir introduit l'ensemble des données du réseau, on a lancé la simulation dans le logiciel qui nous a données les résultats suivants :

-Le tableau III.10. donne les pressions dans les différents nœuds du réseau :

Tableau III.10 : Cotes piézométriques et pressions dans le réseau existant en cas de pointe

ID Nœud	Altitude(m)	Demande (l/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
Nœud 2	86.5	6.74	151.08	64.58
Nœud 3	95.39	1.56	146.19	50.8
Nœud 4	86.18	8.19	146.7	60.52
Nœud 5	83.92	1.8	146.34	62.42
Nœud 6	104.59	2.54	143.37	38.78
Nœud 7	90.69	3.49	145.26	54.57
Nœud 8	97	1.75	143.82	46.82
Nœud 9	85.94	0.67	143.62	57.68
Nœud 10	101.91	1.46	142.17	40.26
Nœud 12	101.11	4.76	141.15	40.04
Nœud 11	87.64	0.68	142.1	54.46
Nœud 13	80.42	1.19	140.34	59.92
Nœud 14	76.64	2.03	145.66	69.02
Nœud 15	87.71	0.36	145.62	57.91
Nœud 16	72.8	1.41	145.4	72.6
Nœud 17	75.41	0.62	145.39	69.98
Nœud 18	69.4	2.47	145.24	75.84
Nœud 19	71.19	1.03	145.19	74
Nœud 20	58.17	2.39	144.72	86.55
Nœud 21	57.51	2.47	144.04	86.53
Nœud 22	56.58	1.49	142.16	85.58
Nœud 23	57.44	1.08	143.73	86.29
Nœud 24	59	0.62	143.69	84.69
Nœud 25	57.34	1.52	143.65	86.31
Nœud 26	58.87	0.64	143.61	84.74
Nœud 27	59.58	0.31	144.92	85.34
Nœud 28	58.95	0.31	144.12	85.17

Tableau III.10 : Cotes piézométriques et pressions dans le réseau existant en cas de pointe (suite)

ID Nœud	Altitude(m)	Demande (l/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
Nœud 29	61.86	1.44	144.93	83.07
Nœud 30	61.14	0.72	144.12	82.98
Nœud 31	59.86	1.95	143.1	83.24
Nœud 32	59.87	1.21	141.81	81.94
Nœud 33	64.14	0.77	141.74	77.6
Nœud 34	59.97	1.04	141.52	81.55
Nœud 35	63.27	0.77	141.45	78.18
Nœud 36	58.74	1.17	141.4	82.66
Nœud 37	61.09	0.77	141.33	80.24
Nœud 38	59.17	0.81	141.37	82.2
Nœud 39	53.47	0.41	141.29	87.82
Nœud 40	59.78	0.68	141.37	81.59
Nœud 41	54.65	0.41	141.29	86.64
Nœud 42	60.33	0.68	141.4	81.07
Nœud 43	55.97	0.41	141.32	85.35
Nœud 44	60.67	1.93	141.5	80.83
Nœud 45	56.62	0.41	141.42	84.8
Nœud 46	66.55	3.13	145.31	78.76
Nœud 47	59.3	6.01	146.3	87
Nœud 53	57.44	7.81	143.14	85.7
Nœud 48	94.42	5.76	143.95	49.53
Nœud 49	57.27	4.68	143.07	85.8
Nœud 50	53.6	1.64	143.04	89.44
Nœud 51	60.96	0.33	143.04	82.08
Nœud 52	55.34	3.31	143.07	87.73
Nœud 54	45.73	5.76	140.65	94.92
Nœud 55	44.49	3.01	139.96	95.47
Nœud 56	49.5	2.9	138.15	88.65
Nœud 57	49.3	2.39	137.65	88.35
Nœud 58	51	2.05	139.39	88.39
Nœud 59	51	3.15	139.71	88.71
Nœud 60	44.63	0.77	139.63	95
Nœud 61	46.32	0.62	140.5	94.18
Nœud 62	48.01	0.9	140.03	92.02
Nœud 63	52.66	1.39	140.48	87.82
Nœud 64	51.47	1.59	140.14	88.67
Nœud 65	64.63	0.82	140.05	75.42

Tableau III.10 : Cotes piézométriques et pressions dans le réseau existant en cas de pointe (suite)

ID Nœud	Altitude(m)	Demande (l/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
Nœud 67	53.19	1.85	140.79	87.6
Nœud 66	68.87	0.92	140.67	71.8
Nœud 68	55.23	1.49	142.22	86.99
Nœud 69	49.3	0.51	142.13	92.82
Nœud 70	55.97	1.93	142.82	86.85
Nœud 71	70.75	1.03	142.77	72.02
Nœud 72	58.8	1.8	138.72	79.92
Nœud 73	52.3	0.46	138.68	86.38
Nœud 74	52.89	0.62	138.62	85.73
Nœud 75	64.26	0.82	135.34	71.08
Nœud 76	53.54	1.8	135.69	82.15
Nœud 77	60.34	0.62	135.53	75.19
Nœud 78	71.06	3.16	138.18	67.12
Nœud 79	71.79	2.66	138.23	66.44
Nœud 80	78.56	7.03	138.71	60.15
Nœud 81	74.59	0.41	138.22	63.63
Nœud 82	57.6	1.13	137.97	80.37

-Le tableau suivant donne les débits, les vitesses et les pertes de charge dans les différents tronçons du réseau :

Tableau III.11 : Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant en cas de pointe

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge (m/km)	Matériau
Tronçon 2	656	176.2	6.74	0.28	0.47	PEHD
Tronçon 1	380	300	148.69	2.1	12.34	Acier
Tronçon 3	303	80	1.56	0.31	1.69	Acier Galvanisé
Tronçon 4	60	300	101.98	1.44	5.95	Acier
Tronçon 5	60	150	29.18	1.65	18.05	Acier
Tronçon 6	495	79.2	2.54	0.52	3.82	PEHD
Tronçon 7	125	150	23.14	1.31	11.55	Acier
Tronçon 9	130	60	0.67	0.24	1.49	Acier Galvanisé
Tronçon 8	85	130	20.73	1.56	19.34	Acier
Tronçon 10	65	130	18.59	1.4	15.68	Acier

Tableau III.11 : Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant en cas de pointe (suite)

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge (m/km)	Matériau
Tronçon 11	133	75	0.68	0.15	0.53	Acier
Tronçon 12	192	60	1.19	0.42	4.26	Acier Galvanisé
Tronçon 13	231	300	70.99	1	2.97	Acier
Tronçon 15	70	60	0.36	0.13	0.5	Acier
Tronçon 14	94	300	68.6	0.97	2.78	Acier
Tronçon 16	60	300	66.58	0.94	2.62	Acier
Tronçon 17	120	120	0.62	0.05	0.05	Acier
Tronçon 19	200	100	1.03	0.13	0.27	Acier
Tronçon 18	221	300	63.08	0.89	2.37	Acier
Tronçon 20	120	200	34.02	1.08	5.63	Acier
Tronçon 21	70	200	30.07	0.96	4.44	Acier
Tronçon 22	290	60	1.49	0.53	6.5	Acier Galvanisé
Tronçon 23	20	200	28.37	0.9	3.98	Acier
Tronçon 24	120	80	0.62	0.12	0.32	Acier
Tronçon 25	150	200	26.21	0.83	3.42	Acier
Tronçon 26	125	80	0.64	0.13	0.34	Acier
Tronçon 27	60	80	0.31	0.06	0.1	Acier
Tronçon 28	60	80	0.31	0.06	0.1	Acier
Tronçon 29	190	150	9.23	0.52	2.02	Acier
Tronçon 30	30	79.2	7.48	1.52	22.81	PEHD
Tronçon 31	50	79.2	6.45	1.31	20.48	PEHD
Tronçon 32	60	79.2	-6.63	1.35	21.49	PEHD
Tronçon 33	150	80	0.77	0.15	0.48	Acier
Tronçon 34	26	79.2	-4.64	0.94	11.27	PEHD
Tronçon 35	150	80	0.77	0.15	0.48	Acier
Tronçon 36	26	79.2	-2.83	0.58	4.64	PEHD
Tronçon 37	150	80	0.77	0.15	0.48	Acier
Tronçon 38	52	79.2	-0.89	0.18	0.6	PEHD
Tronçon 39	80	53.6	0.41	0.18	1	PEHD
Tronçon 40	26	79.2	0.33	0.07	0.11	PEHD
Tronçon 41	80	53.6	0.41	0.18	1	PEHD
Tronçon 42	26	79.2	1.42	0.29	1.36	PEHD
Tronçon 43	80	53.6	0.41	0.18	1	PEHD
Tronçon 44	26	79.2	2.51	0.51	3.73	PEHD

Tableau III.11 : Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant en cas de pointe (suite)

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge (m/km)	Matériau
Tronçon 45	80	53.6	0.41	0.18	1	Acier
Tronçon 46	270	80	4.85	0.97	14.11	Acier
Tronçon 47	150	150	17.22	0.97	6.56	Acier
Tronçon 48	550	150	13.74	0.78	4.27	Acier
Tronçon 49	570	150	7.98	0.45	1.54	Acier
Tronçon 50	320	150	1.64	0.09	0.09	Acier
Tronçon 52	20	150	1.66	0.09	0.09	Acier
Tronçon 51	64	60	0.33	0.12	0.42	Acier Galvanisé
Tronçon 53	560	150	-1.98	0.11	0.12	Acier
Tronçon 54	540	150	14.29	0.81	4.6	Acier
Tronçon 55	460	150	7.92	0.45	1.52	Acier
Tronçon 56	125	80	4.91	0.98	14.42	Acier
Tronçon 57	145	80	-2.29	0.46	3.44	Acier
Tronçon 58	250	80	3.34	0.66	6.95	Acier
Tronçon 59	8	80	8.26	1.64	21.11	Acier
Tronçon 64	95	150	14.22	0.8	4.56	Acier
Tronçon 63	55	150	16.63	0.94	6.14	Acier
Tronçon 67	40	150	18.92	1.07	7.85	Acier
Tronçon 60	150	80	0.77	0.15	0.48	Acier
Tronçon 68	140	150	21.7	1.23	10.2	Acier
Tronçon 70	50	150	23.7	1.34	12.09	Acier
Tronçon 66	180	80	0.92	0.18	0.66	Acier
Tronçon 65	160	80	0.82	0.16	0.53	Acier
Tronçon 62	175	60	0.9	0.32	2.57	Acier Galvanisé
Tronçon 69	100	60	0.51	0.18	0.93	Acier Galvanisé
Tronçon 71	200	100	1.03	0.13	0.27	Acier
Tronçon 72	140	79.2	2.88	0.58	4.77	PEHD
Tronçon 73	90	63.8	0.46	0.14	0.54	Acier
Tronçon 74	120	63.8	0.62	0.19	0.88	Acier
Tronçon 75	160	60	0.82	0.29	2.17	Acier Galvanisé
Tronçon 76	70	60	3.24	1.15	23.08	Acier Galvanisé
Tronçon 77	120	60	0.62	0.22	1.29	Acier Galvanisé
Tronçon 78	295	80	-0.29	0.06	0.08	Acier

Tableau III.11 : Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant en cas de pointe (suite)

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge (m/km)	Matériau
Tronçon 79	100	150	-4.58	0.26	0.55	Acier
Tronçon 80	337	150	-7.65	0.43	1.42	Acier
Tronçon 81	80	80	0.41	0.08	0.16	Acier
Tronçon 82	220	80	1.13	0.23	0.95	Acier
Tronçon 83	670	150	12.64	0.72	3.65	Acier
Tronçon 84	125	150	26.66	1.51	15.16	Acier
Tronçon 61	120	60	0.62	0.22	1.29	Acier Galvanisé
Tronçon 85	270	150	-2.13	0.12	0.14	Acier
Tronçon 86	470	300	36.97	0.52	0.86	Acier
Tronçon 87	360	80	-2.04	0.4	2.76	Acier

-Ces résultats se traduisent par les graphiques suivants :

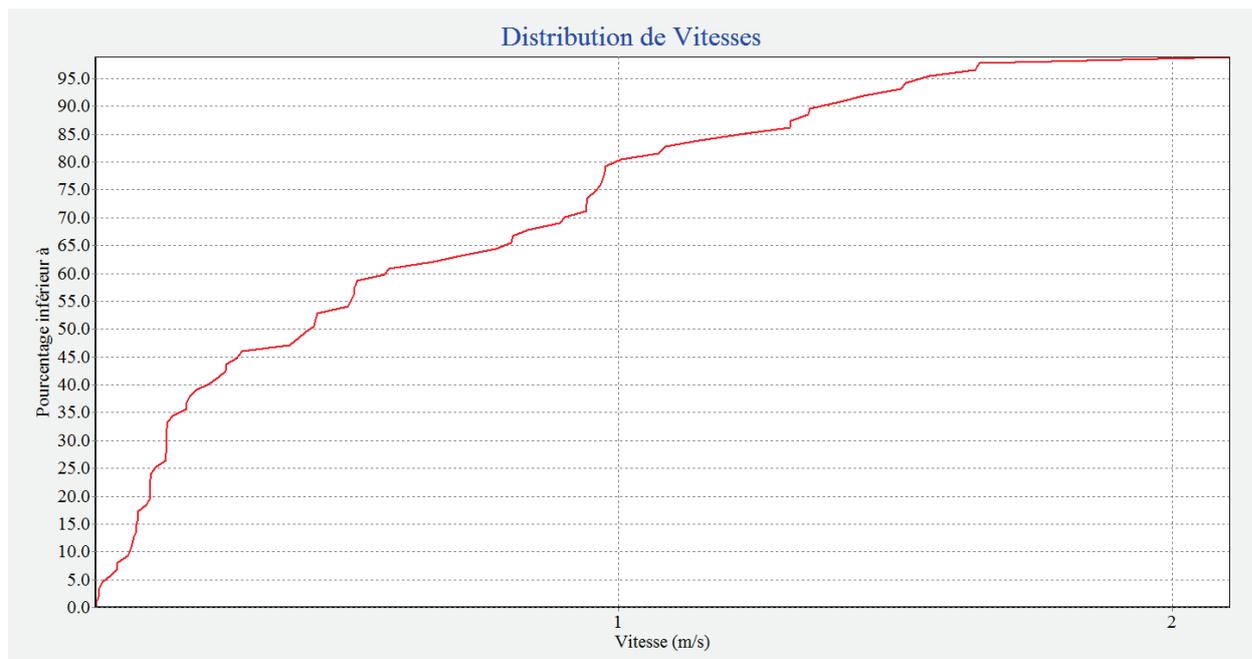


Figure III.6 : Distribution des vitesses dans le réseau existant de la ville de Tamalous

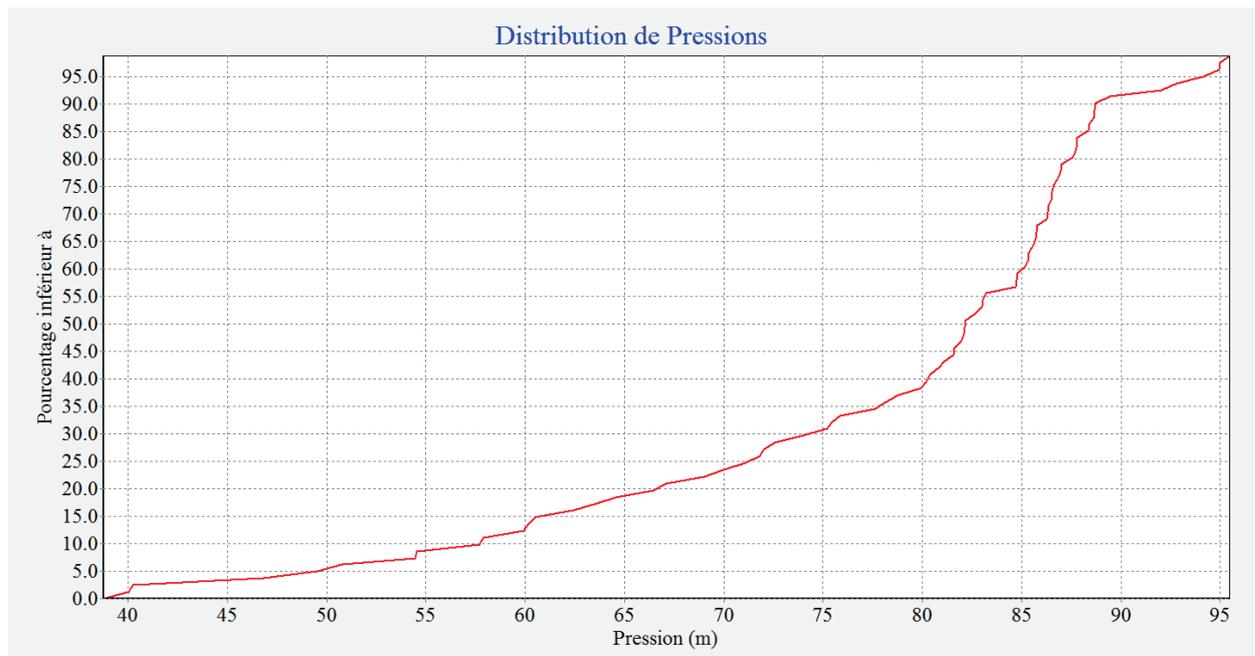


Figure III.7 : Distribution des pressions dans le réseau existant de la ville de Tamalous

On Remarque que :

- 85% des pressions sont supérieurs à 6 bar.
- 45% des vitesses sont inférieures à 0.3 m/s.
- 54% des vitesses sont inférieures à 0.5 m/s.

III.2.4.3 Cas de pointe + incendie :

Dans ce cas, le calcul se fait de la même manière que pour le cas précédent seulement on impose au point le plus défavorable (Nœud N° 48, cote terrain 94.42) un débit d'incendie donné par le réservoir de 17l/s.

Donc les débits aux nœuds restent les mêmes sauf le nœud N°48 :

$$Q_{N^{\circ}48} = 7.757 + 17 = 22.757 \text{ l/s.}$$

• Simulation hydraulique :

Le tableau suivant donne les pressions et les charges dans les différents nœuds du réseau :

Tableau III.12 : Cotes piézométriques et pressions dans le réseau en cas de pointe + incendie

ID Nœud	Altitude(m)	Demande (l/s)	Cote piézométrique	Pression
Nœud 2	86.5	6.74	151.08	64.58
Nœud 3	95.39	1.56	145.09	49.7
Nœud 4	86.18	8.19	145.6	59.42
Nœud 5	83.92	1.8	145.19	61.27
Nœud 6	104.59	2.54	142.19	37.6
Nœud 7	90.69	3.49	144.08	53.39
Nœud 8	97	1.75	142.58	45.58
Nœud 9	85.94	0.67	142.39	56.45
Nœud 10	101.91	1.46	140.87	38.96
Nœud 12	101.11	4.76	139.81	38.7
Nœud 11	87.64	0.68	140.8	53.16
Nœud 13	80.42	1.19	138.99	58.57
Nœud 14	76.64	2.03	144.37	67.73
Nœud 15	87.71	0.36	144.34	56.63
Nœud 16	72.8	1.41	144.06	71.26
Nœud 17	75.41	0.62	144.05	68.64
Nœud 18	69.4	2.47	143.87	74.47
Nœud 19	71.19	1.03	143.82	72.63
Nœud 20	58.17	2.39	143.23	85.06
Nœud 21	57.51	2.47	142.27	84.76
Nœud 22	56.58	1.49	140.38	83.8
Nœud 23	57.44	1.08	141.81	84.37
Nœud 24	59	0.62	141.77	82.77
Nœud 25	57.34	1.52	141.69	84.35
Nœud 26	58.87	0.64	141.65	82.78
Nœud 27	59.58	0.31	143.33	83.75
Nœud 28	58.95	0.31	142.28	83.33
Nœud 29	61.86	1.44	143.34	81.48
Nœud 30	61.14	0.72	142.28	81.14
Nœud 31	59.86	1.95	140.88	81.02
Nœud 32	59.87	1.21	139.71	79.84
Nœud 33	64.14	0.77	139.63	75.49
Nœud 34	59.97	1.04	139.45	79.48
Nœud 35	63.27	0.77	139.38	76.11
Nœud 36	58.74	1.17	139.35	80.61
Nœud 37	61.09	0.77	139.28	78.19
Nœud 38	59.17	0.81	139.34	80.17
Nœud 39	53.47	0.41	139.26	85.79
Nœud 40	59.78	0.68	139.35	79.57
Nœud 41	54.65	0.41	139.27	84.62
Nœud 42	60.33	0.68	139.4	79.07

Tableau III.12 : Cotes piézométriques et pressions dans le réseau en cas de pointe + incendie (suite)

ID Nœud	Altitude(m)	Demande (l/s)	Cote piézométrique	Pression
Nœud 43	55.97	0.41	139.32	83.35
Nœud 44	60.67	1.93	139.52	78.85
Nœud 45	56.62	0.41	139.44	82.82
Nœud 46	66.55	3.13	143.82	77.27
Nœud 47	59.3	6.01	144.98	85.68
Nœud 53	57.44	7.81	140.89	83.45
Nœud 48	94.42	22.76	139.3	44.88
Nœud 49	57.27	4.68	139.32	82.05
Nœud 50	53.6	1.64	139.29	85.69
Nœud 51	60.96	0.33	139.32	78.36
Nœud 52	55.34	3.31	139.34	84
Nœud 54	45.73	5.76	138.57	92.84
Nœud 55	44.49	3.01	137.95	93.46
Nœud 56	49.5	2.9	136.49	86.99
Nœud 57	49.3	2.39	136.03	86.73
Nœud 58	51	2.05	137.86	86.86
Nœud 59	51	3.15	138.18	87.18
Nœud 60	44.63	0.77	138.11	93.48
Nœud 61	46.32	0.62	138.41	92.09
Nœud 62	48.01	0.9	138.51	90.5
Nœud 63	52.66	1.39	138.96	86.3
Nœud 64	51.47	1.59	138.62	87.15
Nœud 65	64.63	0.82	138.54	73.91
Nœud 67	53.19	1.85	139.28	86.09
Nœud 66	68.87	0.92	139.16	70.29
Nœud 68	55.23	1.49	140.72	85.49
Nœud 69	49.3	0.51	140.62	91.32
Nœud 70	55.97	1.93	141.33	85.36
Nœud 71	70.75	1.03	141.27	70.52
Nœud 72	58.8	1.8	137.2	78.4
Nœud 73	52.3	0.46	137.15	84.85
Nœud 74	52.89	0.62	137.09	84.2
Nœud 75	64.26	0.82	133.72	69.46
Nœud 76	53.54	1.8	134.07	80.53
Nœud 77	60.34	0.62	133.91	73.57
Nœud 78	71.06	3.16	136.61	65.55
Nœud 79	71.79	2.66	136.68	64.89
Nœud 80	78.56	7.03	137.2	58.64
Nœud 81	74.59	0.41	136.66	62.07
Nœud 82	57.6	1.13	136.4	78.8

Le tableau ci-après regroupe les vitesses et les pertes de charge dans le réseau de distribution.

Tableau III.13 : Vitesses et pertes de charge dans le réseau en cas de pointe + incendie

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge (m/km)	Matériau
Tronçon 2	656	176.2	6.74	0.28	0.47	PEHD
Tronçon 1	380	300	165.69	2.34	15.23	Acier
Tronçon 3	303	80	1.56	0.31	1.69	Acier Galvanisé
Tronçon 4	60	300	109.37	1.55	6.8	Acier
Tronçon 5	60	150	29.61	1.68	18.57	Acier
Tronçon 6	495	79.2	2.54	0.52	3.82	PEHD
Tronçon 7	125	150	23.58	1.33	11.97	Acier
Tronçon 9	130	60	0.67	0.24	1.49	Acier Galvanisé
Tronçon 8	85	130	21.16	1.59	20.13	Acier
Tronçon 10	65	130	19.02	1.43	16.39	Acier
Tronçon 11	133	75	0.68	0.15	0.53	Acier
Tronçon 12	192	60	1.19	0.42	4.26	Acier Galvanisé
Tronçon 13	231	300	77.95	1.1	3.55	Acier
Tronçon 15	70	60	0.36	0.13	0.5	Acier
Tronçon 14	94	300	75.56	1.07	3.34	Acier
Tronçon 16	60	300	73.53	1.04	3.17	Acier
Tronçon 17	120	120	0.62	0.05	0.05	Acier
Tronçon 19	200	100	1.03	0.13	0.27	Acier
Tronçon 18	221	300	70.03	0.99	2.89	Acier
Tronçon 20	120	200	40.9	1.3	8.01	Acier
Tronçon 21	70	200	36.94	1.18	6.59	Acier
Tronçon 22	290	60	1.49	0.53	6.5	Acier Galvanisé
Tronçon 23	20	200	35.25	1.12	6.02	Acier
Tronçon 24	120	80	0.62	0.12	0.32	Acier
Tronçon 25	150	200	33.09	1.05	5.34	Acier
Tronçon 26	125	80	0.64	0.13	0.34	Acier
Tronçon 27	60	80	0.31	0.06	0.1	Acier
Tronçon 28	60	80	0.31	0.06	0.1	Acier
Tronçon 29	190	150	10.43	0.59	2.54	Acier
Tronçon 30	30	79.2	8.68	1.76	23.21	PEHD
Tronçon 31	50	79.2	7.65	1.55	22.95	PEHD
Tronçon 32	60	79.2	-6.31	1.28	19.63	PEHD
Tronçon 33	150	80	0.77	0.15	0.48	Acier
Tronçon 34	26	79.2	-4.32	0.88	9.9	PEHD
Tronçon 35	150	80	0.77	0.15	0.48	Acier
Tronçon 36	26	79.2	-2.51	0.51	3.74	PEHD
Tronçon 37	150	80	0.77	0.15	0.48	Acier
Tronçon 38	52	79.2	-0.57	0.12	0.28	PEHD
Tronçon 39	80	53.6	0.41	0.18	1	PEHD
Tronçon 40	26	79.2	0.65	0.13	0.35	PEHD
Tronçon 41	80	53.6	0.41	0.18	1	PEHD
Tronçon 42	26	79.2	1.74	0.35	1.95	PEHD
Tronçon 43	80	53.6	0.41	0.18	1	PEHD

Tableau III.13 : Vitesses et pertes de charge dans le réseau en cas de pointe + incendie (suite)

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge (m/km)	Matériau
Tronçon 44	26	79.2	2.83	0.57	4.63	PEHD
Tronçon 45	80	53.6	0.41	0.18	1	Acier
Tronçon 46	270	80	5.17	1.03	15.94	Acier
Tronçon 47	150	150	18.74	1.06	7.71	Acier
Tronçon 48	550	150	21.83	1.24	10.32	Acier
Tronçon 49	570	150	-0.93	0.05	0.03	Acier
Tronçon 50	320	150	1.64	0.09	0.09	Acier
Tronçon 52	20	150	-7.25	0.41	1.29	Acier
Tronçon 51	64	60	0.33	0.12	0.42	Acier Galvanisé
Tronçon 53	560	150	-10.89	0.62	2.76	Acier
Tronçon 54	540	150	13.78	0.78	4.29	Acier
Tronçon 55	460	150	7.4	0.42	1.34	Acier
Tronçon 56	125	80	4.4	0.87	11.7	Acier
Tronçon 57	145	80	-2.2	0.44	3.18	Acier
Tronçon 58	250	80	3.43	0.68	7.33	Acier
Tronçon 59	8	80	8.36	1.66	23.99	Acier
Tronçon 64	95	150	14.3	0.81	4.61	Acier
Tronçon 63	55	150	16.72	0.95	6.2	Acier
Tronçon 67	40	150	19	1.08	7.91	Acier
Tronçon 60	150	80	0.77	0.15	0.48	Acier
Tronçon 68	140	150	21.78	1.23	10.27	Acier
Tronçon 70	50	150	23.78	1.35	12.17	Acier
Tronçon 66	180	80	0.92	0.18	0.66	Acier
Tronçon 65	160	80	0.82	0.16	0.53	Acier
Tronçon 62	175	60	0.9	0.32	2.57	Acier Galvanisé
Tronçon 69	100	60	0.51	0.18	0.93	Acier Galvanisé
Tronçon 71	200	100	1.03	0.13	0.27	Acier
Tronçon 72	140	79.2	2.88	0.58	4.77	PEHD
Tronçon 73	90	63.8	0.46	0.14	0.54	Acier
Tronçon 74	120	63.8	0.62	0.19	0.88	Acier
Tronçon 75	160	60	0.82	0.29	2.17	Acier Galvanisé
Tronçon 76	70	60	3.24	1.15	23.08	Acier Galvanisé
Tronçon 77	120	60	0.62	0.22	1.29	Acier Galvanisé
Tronçon 78	295	80	-0.7	0.14	0.4	Acier
Tronçon 79	100	150	-5	0.28	0.65	Acier
Tronçon 80	337	150	-8.06	0.46	1.57	Acier

Tableau III.13 : Vitesses et pertes de charge dans le réseau en cas de pointe + incendie (suite)

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge (m/km)	Matériau
Tronçon 81	80	80	0.41	0.08	0.16	Acier
Tronçon 82	220	80	1.13	0.23	0.95	Acier
Tronçon 83	670	150	13.07	0.74	3.89	Acier
Tronçon 84	125	150	26.74	1.51	15.25	Acier
Tronçon 61	120	60	0.62	0.22	1.29	Acier Galvanisé
Tronçon 85	270	150	-0.61	0.03	0.02	Acier
Tronçon 86	470	300	46.58	0.66	1.33	Acier
Tronçon 87	360	80	-2.02	0.4	2.72	Acier

Ces résultats se traduisent par les graphiques suivants :

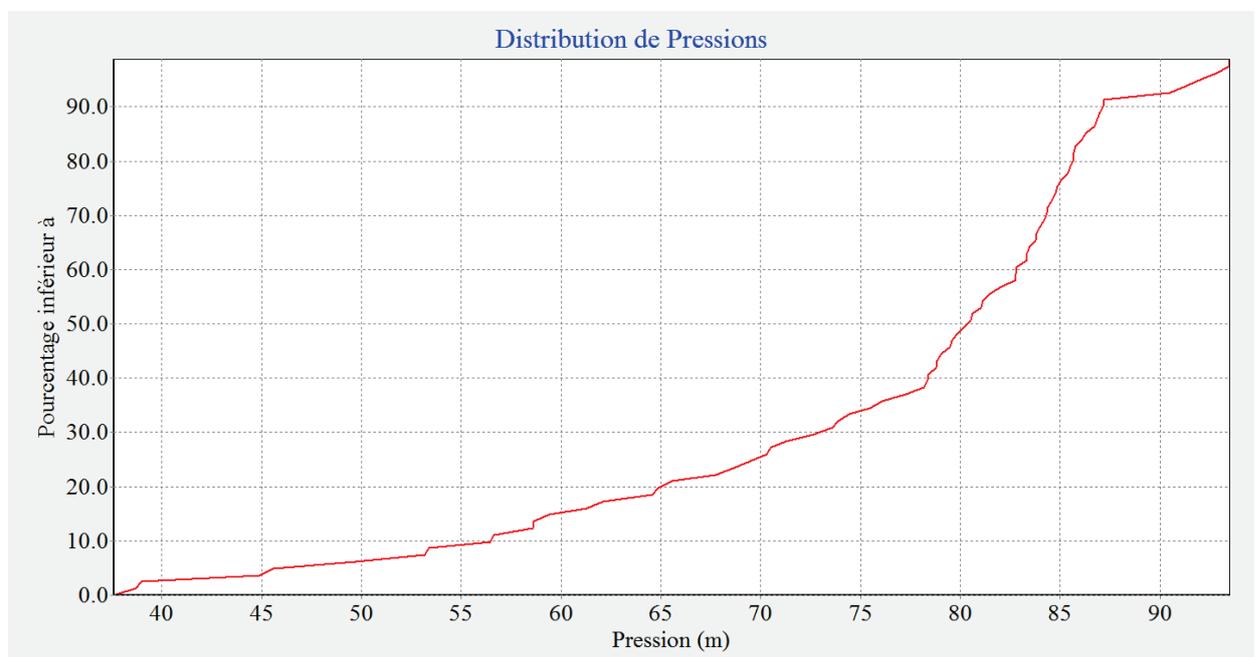


Figure III.8 : Distribution des pressions de la ville de Tamalous (cas de pointe + incendie)

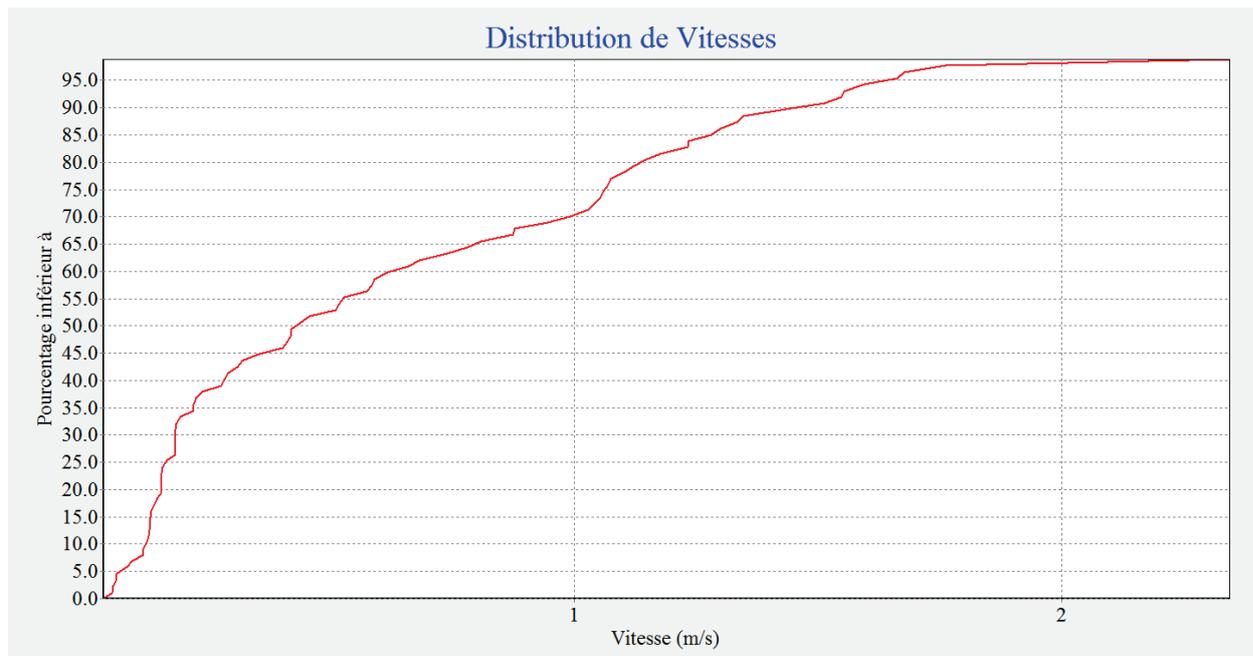


Figure III.9 : Distribution des vitesses dans le réseau existant de la ville de Tamalous (cas de pointe + incendie)

On Remarque que :

- 83% des pressions sont supérieurs à 6 bar.
- 8.5% des vitesses sont inférieurs à 0.1 m/s.
- 56% des vitesses sont inférieurs à 0.5 m/s.
- 10% des vitesses sont supérieurs à 1.5 m/s.

III.2.4.4 Constatations des résultats de simulation :

Le réseau actuel de la ville de Tamalous présente plus d'aspect négatifs que positifs et ce à cause des vitesses et des pressions obtenues, en effet :

-Vitesse : beaucoup de tronçons présentent des vitesses faibles dans le cas de pointe et de pointe plus incendie, ce qui peut engendrer des dépôts dans les conduites et une dégradation de la qualité de l'eau.

-Pressions : la plupart des pressions sont supérieures aux normes alors qu'elles doivent être comprises entre 1 et 6 bars, cela s'explique par le fait que le terrain est accidenté.

-Le réservoir se situe à une altitude de 149.22 m et le point le plus élevé dans le réseau est à 104.59 m. Ces fortes pressions risquent d'endommager les accessoires du réseau.

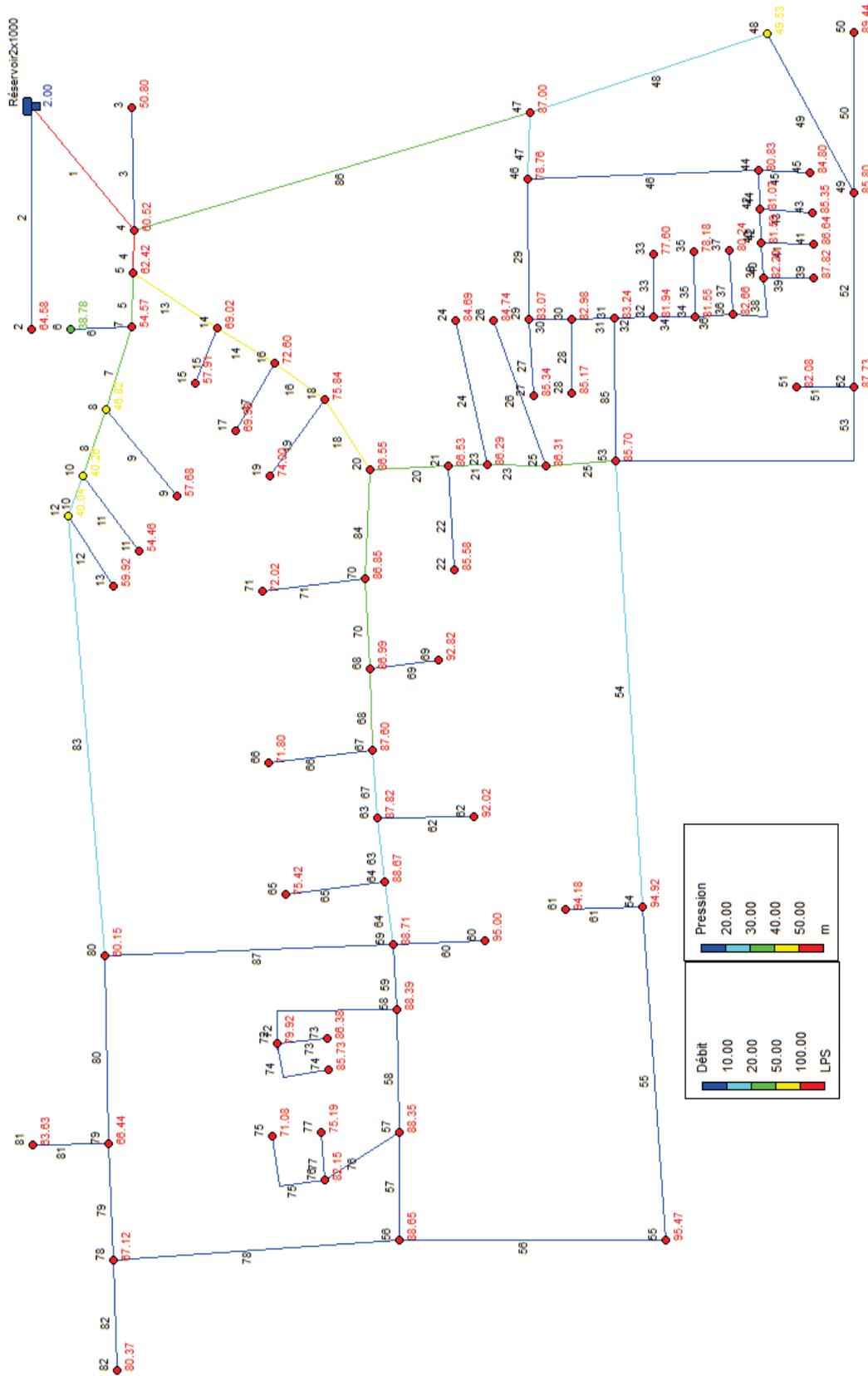


Figure III.10 : Visualisation du fonctionnement du réseau (cas de pointe + incendie)

III.3. Diagnostic des ouvrages de stockage :

III.3.1. Diagnostic hydraulique des ouvrages de stockage :

Pour assurer leur fonction, les réservoirs doivent avoir une capacité suffisante. Cette dernière est estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie ; on doit donc tenir compte d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières du débit de consommation en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

• Détermination de la capacité de stockage nécessaire pour la ville de Tamalous :

Pour le calcul de ce volume, nous utilisons la méthode analytique. Cette méthode repose sur la superposition de l'apport et de la consommation d'où on tire le volume maximum reçu et accumulé par le réservoir. On dresse pour chaque heure la différence entre la production et la consommation et on suit le rythme de remplissage et de vidange du réservoir pendant 24 heures, comme le montre le tableau ci-dessous. On ajoutera après la réserve minimale destinée à l'incendie et qui est estimée à 120m³.

Le volume utile est donné par la relation suivante :

$$V_{cal} = P\% * Q_{max,j} / 100 \dots \dots \dots \text{III.5}$$

P% : représente le maximum des restes de Q_{max,j}.

Tableau III.14 : Calcul de la capacité de stockage nécessaire à l'horizon 2040

Heures	Consommation de l'eau en %	Refoulement de l'eau en %	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste d'eau dans le réservoir
1 - 2	3	4.17	1.17		2.02
2 - 3	3.2	4.17	0.97		2.99
3 - 4	2.5	4.17	1.67		4.66
3 - 4	2.6	4.17	1.57		6.23
4 - 5	3.5	4.17	0.67		6.9
5 - 6	4.1	4.17	0.07		6.97
6 - 7	4.5	4.17		-0.33	6.64
7 - 8	4.9	4.17		-0.73	5.91
8 - 9	4.9	4.17		-0.73	5.18

Tableau III.14 : Calcul de la capacité de stockage nécessaire à l'horizon 2040 (suite)

Heures	Consommation de l'eau en %	Refoulement de l'eau en %	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste d'eau dans le réservoir
9 - 10	5.6	4.17		-1.43	3.75
10 - 11	4.8	4.17		-0.63	3.12
11 - 12	4.7	4.17		-0.53	2.59
12 - 13	4.4	4.17		-0.23	2.36
13 - 14	4.1	4.17	0.07		2.43
14 - 15	4.2	4.17		-0.03	2.4
15 - 16	4.4	4.17		-0.23	2.17
16 - 17	4.3	4.17		-0.13	2.04
17 - 19	4.1	4.17	0.07		2.11
18 - 19	4.5	4.17		-0.33	1.78
19 - 20	4.5	4.17		-0.33	1.45
20 - 21	4.5	4.15		-0.35	1.1
21 - 22	4.8	4.15		-0.65	0.45
22 - 23	4.6	4.15		-0.45	0
23 - 24	3.3	4.15	0.85		0.85

D'après le tableau III.14, on détermine la capacité du réservoir :

-Le volume utile sera : $V_r = (6.97 * 18148.3) / 100 = 1264.94 \text{ m}^3$.

-Donc le volume total sera : $V_T = V_r + V_{inc} = 1264.93 + 120 = 1384.94 \text{ m}^3$.

-La capacité normalisée sera : $V_N = 1500 \text{ m}^3$.

Après avoir calculé le volume de stockage nécessaire pour la ville de Tamalous, et avec la présence des réservoirs $2 * 1000 \text{ m}^3$, on conclut que le volume disponible répond au besoin actuel et il est suffisant pour les horizons 2025 et 2040.

III.3.2. État général des ouvrages de stockage :

La commune de Tamalous possède deux réservoirs d'une capacité de $2 * 1000 \text{ m}^3$. Les deux réservoirs se trouvent au mont Ziata avec une cote de radier de 149.22m, ils sont en béton armé et ont une forme circulaire (Figure III.12).

Les réservoirs sont en service, ils assurent l'approvisionnement de la ville. Il en est de même pour la conduite de refoulement qui est en bon état de service. On recommande toutefois un entretien régulier des ouvrages de stockage et de leurs équipements.



Figure III.11 : Vue extérieure des réservoirs semi-enterrés du mont Ziata (15/10/2015)

III.4. Conclusion :

D'après le diagnostic physique et hydraulique du réseau qui alimente actuellement la ville de Tamalous, nous tirons les conclusions suivantes :

- Les pertes d'eau sont énormes (de l'ordre 51 %).
- Le réseau comprend des conduites en acier et en acier galvanisé relativement en mauvais état.
- Les pressions sont élevées et l'âge des conduites provoque des ruptures et des fuites très fréquentes.

Il existe des normes de fonctionnement des réseaux d'eau potable concernant les vitesses et les pressions. Vu les problèmes de fonctionnement que l'étude de diagnostic a montré et tenant compte de l'ancienneté du réseau, nous proposons de reconstruire le réseau de distribution d'eau potable pour la satisfaction de la population à long terme.

Chapitre IV
Dimensionnement du
réseau de distribution à
l'horizon 2040

IV.1. Introduction :

Après avoir déterminé les besoins en eau et effectué une analyse du réseau existant, le but de ce chapitre est de définir un nouveau tracé et donc dimensionner un réseau de distribution pour la ville de Tamalous, afin de satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression à l'horizon 2040.

IV.2. Classification des réseaux [4] :

Les réseaux de distribution d'eau potable peuvent être classés comme suit :

IV.2.1. Les réseaux ramifiés :

Le réseau ramifié, dans lequel les conduites ne comportent aucune alimentation en retour, présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture : un accident sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés d'aval (figure IV.1).

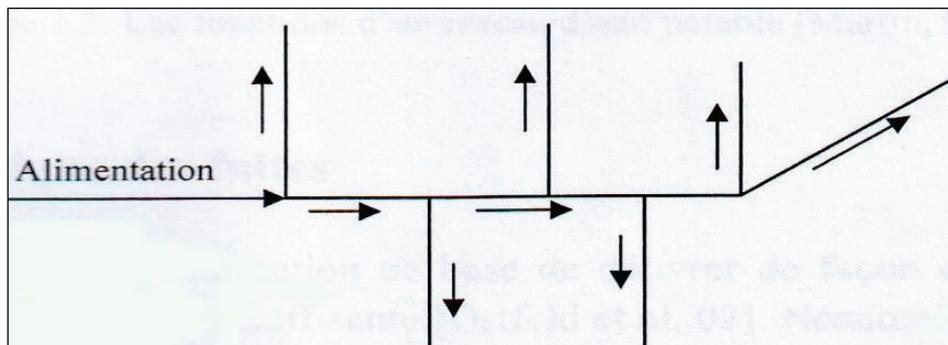


Figure IV.1 : Exemple d'un réseau ramifié

IV.2.2. Les réseaux maillés :

Le réseau maillé, au contraire, assure une alimentation en retour, pour pallier à l'inconvénient signalé auparavant. Une simple manœuvre de robinets permet d'isoler le tronçon accidenté et de poursuivre l'alimentation des abonnés d'aval. Il est, bien entendu, plus coûteux d'établissement, mais en raison de la sécurité qu'il procure, il est souvent préféré au réseau ramifié (figure IV.2).

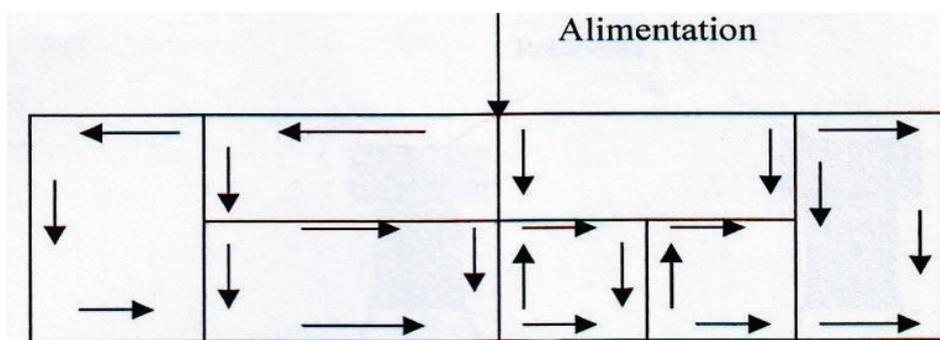


Figure IV.2 : Exemple d'un réseau maillé

IV.3. Conception d'un réseau pour la ville de Tamalous :**IV.3.1. Tracé du réseau :**

Le tracé du réseau de distribution se fait selon le principe suivant :

- Il faut localiser les consommations importantes de la ville étudiée (par exemple les usines) ;
- Identifier les quartiers ayant une densité de population importante ;
- Avoir ainsi, le chemin principal des conduites de distribution ;
- Tracer les conduites principales en parallèle ; ces dernières doivent être bien réparties pour assurer une bonne distribution d'eau potable ;
- Répartir les conduites secondaires à l'intérieur des quartiers pour former des mailles de distribution.

Après avoir défini un nouveau tracé pour le réseau de distribution de Tamalous, nous dressons le tableau IV.1 qui donne les longueurs des conduites projetées.

Tableau IV.1 : Longueurs des conduites du réseau projeté

Tronçon	Longueur (m)	Tronçon	Longueur (m)
1	391.8	18	359.38
2	310.73	19	441.68
3	747.27	20	886.6
4	505.55	21	807.35
5	42.33	22	222.48
6	340.43	24	49.65
7	281.95	23	333.85
8	238.1	25	177.18
9	347.71	26	616.66
10	42.42	27	602.56
11	287.2	28	626.1
12	237.27	29	412.73
13	241.37	30	1348.97
14	222.61	31	345.31
15	104.21	32	610.71
16	342.86	33	237.45
17	279.1	Total	13041.56

IV.3.2. Nature de conduites :

Il existe plusieurs matériaux de conduites, les plus communs sont :

- Les matériaux plastiques (PVC et PEHD).
- Les matériaux métalliques (Fonte, acier galvanisé).
- Amiante ciment (AC).

Cette diversité a son importance, qui réside dans les avantages que peut offrir chacun de ces matériaux. Le choix du type convenable est lié à des facteurs d'ordre technique et économique, comme à titre d'exemple : les conduites en plastique sont reconnues pour leur légèreté, leur souplesse, leur résistance aux fluides agressifs et à la corrosion, leur flexibilité (PEHD), leur raccordement sans soudure (PVC) et leur petits diamètres, contrairement aux conduites métalliques et celles à base ciment dont les diamètres sont plus grands. Le coût a bien sur aussi son importance

Dans notre cas, le choix porte sur les conduites en Polyéthylène haute densité (PEHD).

IV.3.3. Dimensionnement du réseau :

IV.3.3.1 Conduites de distribution :

Les conduites de distribution sont celles qui assurent le transport de l'eau stockée dans le réservoir vers les foyers. Elles doivent être conçues pour être aptes à véhiculer le débit de pointe horaire au contraire de celles d'adduction qui ne doivent supporter que le débit de pointe journalier.

IV.3.3.2 Diamètre nominal :

L'autre caractéristique des conduites est le diamètre nominal ou externe. Chaque type de conduite a une gamme de diamètres nominaux bien précise, parmi lesquels on peut effectuer notre choix.

Tableau IV.2 : Différents diamètres des conduites en PEHD

Désignation	Diamètre Ext. (mm)	Épaisseur (mm)	Qualité Produit	Pression de Service	Rugosité (mm)
Tube PEHD	20	2.0	PE80	10 Bars	0.01
Tube PEHD	25	2.0	PE80	10 Bars	0.01
Tube PEHD	32	2.0	PE80	10 Bars	0.01
Tube PEHD	40	2.0	PE80	10 Bars	0.01
Tube PEHD	50	2.4	PE80	10 Bars	0.01
Tube PEHD	63	3.0	PE80	10 Bars	0.01
Tube PEHD	75	3.6	PE80	10 Bars	0.01
Tube PEHD	90	3.5	PE100	10 Bars	0.01
Tube PEHD	110	4.2	PE100	10 Bars	0.01
Tube PEHD	125	4.8	PE100	10 Bars	0.01
Tube PEHD	160	6.2	PE100	10 Bars	0.01
Tube PEHD	200	7.7	PE100	10 Bars	0.05
Tube PEHD	250	9.6	PE100	10 Bars	0.05
Tube PEHD	315	12.1	PE100	10 Bars	0.05
Tube PEHD	400	15.3	PE100	10 Bars	0.05
Tube PEHD	500	19.1	PE100	10 Bars	0.05
Tube PEHD	630	33.10	PE100	10 Bars	0.05

(Source : Groupe Chiali)

IV.3.3.3 Vitesses limites d'écoulement :

La vitesse de l'écoulement, à la pointe horaire, dans les canalisations doit se situer dans l'intervalle 0.6 m/s et 1.5 m/s et ce pour éviter d'une part le dépôt et l'altération de la qualité de l'eau ($V < 0.5$ m/s) et d'autre part l'apparition du phénomène transitoire et les pulsations ($V > 1.5$ m/s) lors de la fermeture rapide des vannes.

IV.3.4. Calcul hydraulique du réseau :**IV.3.4.1 Détermination des débits :**

Pour la détermination des différents paramètres hydraulique du réseau on va étudier les deux cas : cas de pointe et cas de pointe+incendie.

D'après le Tableau II.16 donnant les consommations horaires de notre agglomération à l'horizon 2040, on a en cas de pointe (7h-9h) : $Q_{\max h} = 889.27 \text{ m}^3/\text{h}$.

- **Calcul des débits au cas de pointe :**

▪ **Débit spécifique :**

Le débit spécifique se calcule comme suit :

$$q_{sp} = Q_r / \sum L \text{ (l/s/ml)} \dots\dots\dots \text{IV.1}$$

$\sum L$: Somme des longueurs des tronçons du réseau (m).

Q_r : Débit en route avec $Q_r = Q_{maxh} - \sum Q_{conc.}$

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

▪ **Débit en route :**

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

$$Q_r = q_{sp} * L_i \text{ (l/s)} \dots\dots\dots \text{IV.2}$$

Avec:

Q_r : Débit en route du tronçon.

q_{sp} : Débit spécifique.

L_i : Longueur du tronçon.

▪ **Débits aux nœuds :**

Les débits correspondants en chaque nœud seront calculés par la formule suivante :

$$Q_n = 0.5 * \sum Q_r + Q_{conc.} \dots\dots\dots \text{IV.3}$$

Avec :

Q_n : Débit au nœud.

$\sum Q_r$: Somme des débits en route des tronçons reliés au nœud.

$Q_{conc.}$: Débit concentré au nœud.

Tableau IV.3 : Calcul des débits au cas de pointe

$Q_{maxh} \text{ (m}^3\text{/h)}$	889.27
$Q_{maxh} \text{ (l/s)}$	247.02
$\sum Q_{conc}$	0
$\sum L \text{ (m)}$	13041.56
$q_{sp} \text{ (l/s/m)}$	0.018940942

Les résultats des calculs des débits en route et des débits nodaux en cas de pointe du réseau de distribution sont donnés dans les tableaux IV.4 et IV.5.

Tableau IV.4 : Calcul des débits en route cas de pointe

Tronçon	Longueur (m)	Q _r (l/s)	Q _r /2 (l/s)
1	391.8	7.42	7.42
2	310.73	5.89	2.94
3	747.27	14.15	7.08
4	505.55	9.58	4.79
5	42.33	0.8	0.4
6	340.43	6.45	3.22
7	281.95	5.34	2.67
8	238.1	4.51	2.25
9	347.71	6.59	3.29
10	42.42	0.8	0.4
11	287.2	5.44	2.72
12	237.27	4.49	2.25
13	241.37	4.57	2.29
14	222.61	4.22	2.11
15	104.21	1.97	0.99
16	342.86	6.49	3.25
17	279.1	5.29	2.64
18	359.38	6.81	3.4
19	441.68	8.37	4.18
20	886.6	16.79	8.4
21	807.35	15.29	7.65
22	222.48	4.21	2.11
24	49.65	0.94	0.47
23	333.85	6.32	3.16
25	177.18	3.36	1.68
26	616.66	11.68	5.84
27	602.56	11.41	5.71
28	626.1	11.86	5.93
29	412.73	7.82	3.91
30	1348.97	25.55	12.78
31	345.31	6.54	3.27
32	610.71	11.57	5.78
33	237.45	4.5	2.25
Total	13041.56	247.02	

Tableau IV.5 : Calcul des débits nodaux cas de pointe

N° Nœud	Tronçons	Q_{nd} (l/s)
1	29	10.10
	2	
	16	
2	2	10.02
	3	
3	3	16.40
	33	
	13	
	4	
4	4	7.91
	11	
	5	
5	5	5.87
	12	
	6	
6	6	11.68
	7	
	32	
7	7	7.57
	8	
	17	
8	8	7.79
	9	
	12	
9	9	5.80
	10	
	14	
10	10	5.41
	11	
	13	
11	32	18.36
	19	
	20	
12	19	9.69
	18	
	22	
13	18	7.72
	17	
	25	
14	25	7.99
	26	
	24	

Tableau IV.5 : Calcul des débits nodaux cas de pointe (suite)

N° Nœud	Tronçons	Q _{nd} (l/s)
15	24	9.34
	23	
	27	
16	23	12.91
	22	
	21	
17	20	19.31
	31	
	21	
18	31	16.05
	30	
19	30	24.41
	27	
	28	
20	28	17.26
	1	
	29	
21	26	8.94
	15	
	14	
22	15	6.48
	16	
	33	

- Calcul des débits au cas de pointe + incendie :

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que précédemment mais on tient compte du débit d'incendie donné par le réservoir (17l/s), qui doit être soutiré au point le plus défavorable (nœud N°7) et le débit véhiculé dans Le réseau sera égale au débit de pointe plus le débit d'incendie. $Q_{maxh}+Q_{inc}= 247.02+17=264.02$ l/s.

Tableau IV.6 : Calcul des débits nodaux cas de pointe + incendie

N° Nœud	Tronçons	Q _{nd} (l/s)
1	29	10.10
	2	
	16	
2	2	10.02
	3	
3	3	16.40
	33	
	13	
	4	

Tableau IV.6 : Calcul des débits nodaux cas de pointe + incendie (suite)

N° Nœud	Tronçons	Q _{nd} (l/s)
4	4	7.91
	11	
	5	
5	5	5.87
	12	
	6	
6	6	11.68
	7	
	32	
7	7	24.57
	8	
	17	
8	8	7.79
	9	
	12	
9	9	5.80
	10	
	14	
10	10	5.41
	11	
	13	
11	32	18.36
	19	
	20	
12	19	9.69
	18	
	22	
13	18	7.72
	17	
	25	
14	25	7.99
	26	
	24	
15	24	9.34
	23	
	27	
16	23	12.91
	22	
	21	
17	20	19.31
	31	
	21	
18	31	16.05
	30	

Tableau IV.6 : Calcul des débits nodaux cas de pointe + incendie (suite)

N° Nœud	Tronçons	Q _{nd} (l/s)
19	30	24.41
	27	
	28	
20	28	17.26
	1	
	29	
21	26	8.94
	15	
	14	
22	15	6.48
	16	
	33	

IV.3.4.2 Simulation hydraulique à l'aide du logiciel Epanet 2.0 :

- **Résultats de la simulation au cas de pointe :**

Tableau IV.7 : Vitesses et pertes de charge dans le réseau projeté cas de pointe

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge (m/km)
Conduite 2	310.73	147.6	0.01	10.55	0.62	2.45
Conduite 3	747.27	28	0.01	0.53	0.85	34.15
Conduite 4	505.55	115.6	0.01	5.03	0.48	2.1
Conduite 5	42.33	184.6	0.05	16.61	0.62	2.02
Conduite 6	340.43	101.6	0.01	8.94	1.1	11.06
Conduite 7	281.95	115.6	0.01	-9.72	0.93	6.89
Conduite 8	238.1	230.6	0.05	-20.8	0.5	1.03
Conduite 9	347.71	184.6	0.05	-26.79	1	4.93
Conduite 10	42.42	184.6	0.05	-20.5	0.77	2.99
Conduite 11	287.2	184.6	0.01	19.49	0.73	2.53
Conduite 12	237.27	67.8	0.01	-1.8	0.5	4.34
Conduite 13	241.37	290.8	0.05	-45.4	0.68	1.39
Conduite 15	104.21	184.6	0.05	-24.52	0.92	4.17
Conduite 17	279.1	83	0.01	3.51	0.65	5.42
Conduite 18	359.38	147.6	0.01	11.27	0.66	2.76
Conduite 19	441.68	115.6	0.01	7.16	0.68	3.96
Conduite 20	886.6	83	0.01	-4.22	0.78	7.55
Conduite 21	807.35	101.6	0.01	5.8	0.72	5.06
Conduite 22	222.48	105.8	0.01	5.58	0.63	3.88

Tableau IV.7 : Vitesses et pertes de charge dans le réseau projeté cas de pointe (suite)

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge (m/km)
Conduite 23	333.85	147.6	0.01	-12.69	0.74	3.42
Conduite 24	49.65	184.6	0.05	19.99	0.75	2.85
Conduite 25	177.18	147.6	0.01	15.49	0.91	4.91
Conduite 26	616.66	83	0.01	-3.48	0.64	5.35
Conduite 28	626.1	369.4	0.05	-111.8	1.04	2.3
Conduite 31	345.31	184.6	0.05	29.33	1.1	5.84
Conduite 32	610.71	115.6	0.01	-6.98	0.67	3.79
Conduite 33	237.45	290.8	0.05	66.3	1	2.83
Conduite 29	412.73	563.8	0.05	117.94	0.47	0.32
Conduite 1	391.8	563.8	0.05	247	0.99	1.25
Conduite 30	1348.97	230.6	0.05	45.38	1.09	4.39
Conduite 27	602.56	290.8	0.05	42.01	0.63	1.2
Conduite 16	342.86	369.4	0.05	97.29	0.91	1.77
Conduite 14	222.61	147.6	0.01	12.09	0.71	3.14

Après avoir déterminé les vitesses et pertes de charges dans les conduites, on passe maintenant aux nœuds afin de calculer les pressions et charges :

Tableau IV.8 : Charges et pressions dans le réseau projeté cas de pointe

	Altitude (m)	Charge (l/s)	Pression (m)
Nœud 1	83.98	123.73	39.72
Nœud 2	95.01	122.97	27.93
Nœud 3	67.43	97.13	29.57
Nœud 4	60	95.83	35.62
Nœud 5	56	95.72	39.51
Nœud 6	45.45	91.69	45.73
Nœud 7	48.69	92.91	43.48
Nœud 8	62	93.43	30.78
Nœud 9	63	96.45	33.25
Nœud 10	60	96.67	36.5
Nœud 11	48.64	89.94	41
Nœud 12	47	92.04	44.93
Nœud 13	50.24	93.04	42.64

Tableau IV.8 : Charges et pressions dans le réseau projeté cas de pointe (suit)

	Altitude (m)	Charge (l/s)	Pression (m)
Nœud 14	63.13	94.41	31.26
Nœud 15	59.62	94.62	35
Nœud 16	63.51	93.34	29.71
Nœud 17	50	97.31	47.21
Nœud 18	53.45	99.35	45.81
Nœud 19	104.23	147.3	43.01
Nœud 20	110.58	148.88	38.28
Nœud 21	67.9	97.46	29.46
Nœud 22	73.24	97.98	24.67

Le tableau suivant présente l'emplacement des réducteurs de pression dans le réseau. Chaque emplacement de ces réducteurs crée dans le réseau un nœud supplémentaire indiquant la pression réduite.

Tableau IV.9 : L'emplacement des réducteurs de pression cas de pointe

Réducteur de pression		
Numéro	Nœud	
1	18	28
2	22	24
3	15	29
4	1	25

Interprétation :

La simulation indique que la majorité des vitesses sont entre 0.5 m/s et 1.6 m/s et les pressions dans les nœuds sont entre 1 à 5 bars, ce qui assure un bon fonctionnement du réseau. Ces vitesses sont dues à la redistribution des débits qui sont adaptés aux diamètres choisis.

Ainsi, on a installé quatre réducteurs de pression dans les conduites N°37, 46, 45 et 14 car le terrain est très accidenté.

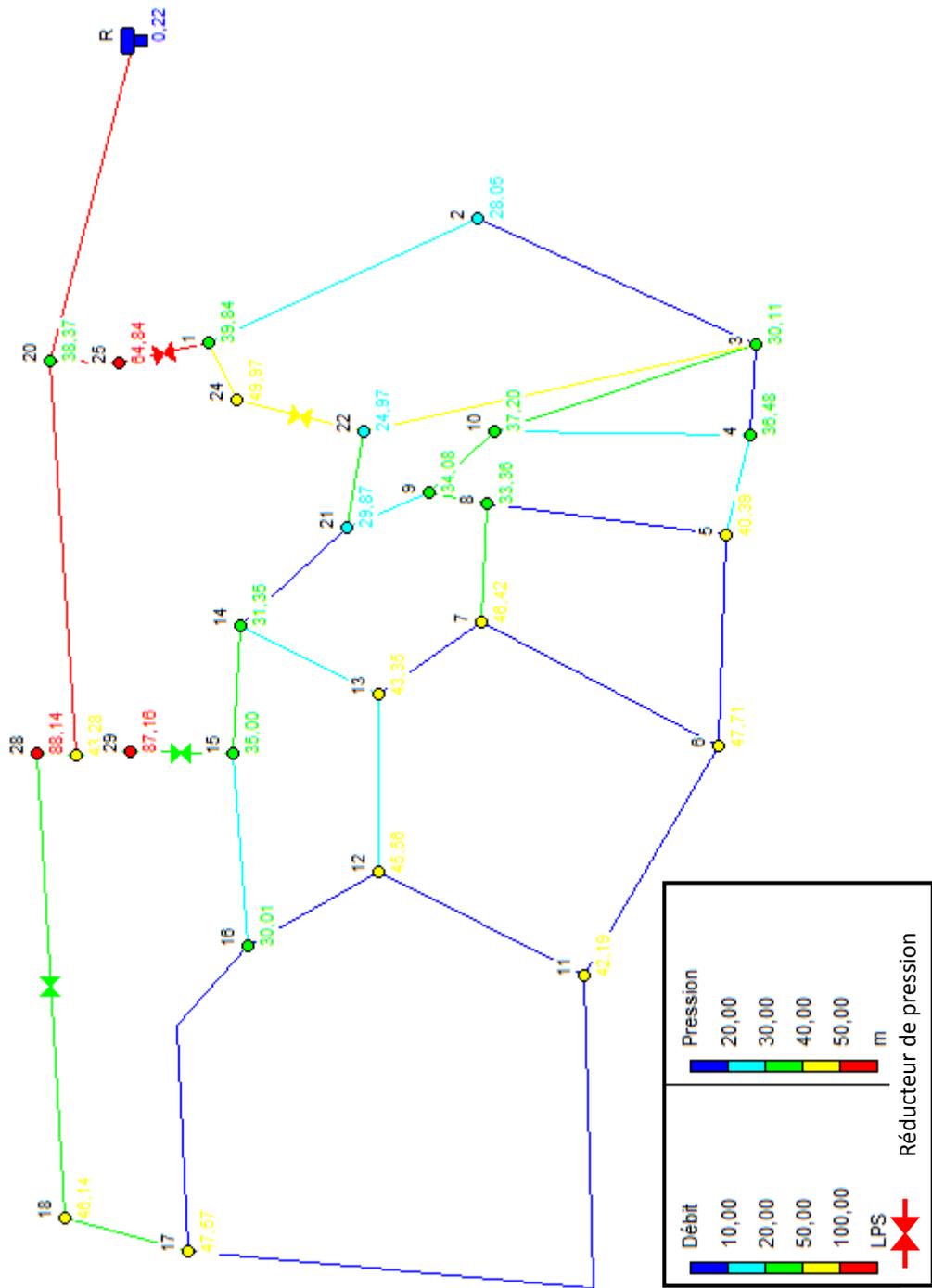


Figure IV.3 : Visualisation du fonctionnement du réseau cas de pointe

• **Cas de pointe + incendie :**

En supposant un poteau d'incendie installé dans le point le plus défavorable, on obtient les résultats suivants :

Tableau IV.10 : Vitesses et pertes de charge dans le réseau projeté cas de pointe incendie

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (l/s)	Pert.Charge (m/km)
Conduite 2	310.73	147.6	0.01	10.55	0.62	2.45
Conduite 3	747.27	28	0.01	0.53	0.86	34.71
Conduite 4	505.55	115.6	0.01	5.81	0.55	2.72
Conduite 5	42.33	184.6	0.05	19.5	0.73	2.72
Conduite 6	340.43	101.6	0.01	10.53	1.3	14.9
Conduite 7	281.95	115.6	0.01	-6.7	0.64	3.52
Conduite 8	238.1	230.6	0.05	-34.25	0.82	2.59
Conduite 9	347.71	184.6	0.05	-38.94	1.46	9.98
Conduite 10	42.42	184.6	0.05	-29.18	1.09	5.78
Conduite 11	287.2	184.6	0.01	21.6	0.81	3.04
Conduite 12	237.27	67.8	0.01	-3.09	0.86	11.49
Conduite 13	241.37	290.8	0.05	-56.19	0.85	2.07
Conduite 15	104.21	184.6	0.05	-27.79	1.04	5.28
Conduite 17	279.1	83	0.01	-2.29	0.42	2.54
Conduite 18	359.38	147.6	0.01	10.99	0.64	2.64
Conduite 19	441.68	115.6	0.01	8.3	0.79	5.17
Conduite 20	886.6	83	0.01	-4.51	0.83	8.53
Conduite 21	807.35	101.6	0.01	5.72	0.71	4.93
Conduite 22	222.48	105.8	0.01	6.99	0.8	5.82
Conduite 23	333.85	147.6	0.01	-14.18	0.83	4.19
Conduite 24	49.65	184.6	0.05	25.71	0.96	4.56
Conduite 25	177.18	147.6	0.01	21.01	1.23	8.56
Conduite 26	616.66	83	0.01	-3.28	0.61	4.8
Conduite 28	626.1	369.4	0.05	-119.2	1.11	2.6
Conduite 31	345.31	184.6	0.05	29.55	1.1	5.92
Conduite 32	610.71	115.6	0.01	-5.55	0.53	2.51
Conduite 33	237.45	290.8	0.05	77.86	1.17	3.82
Conduite 29	412.73	563.8	0.05	132.78	0.53	0.39
Conduite 1	391.8	563.8	0.05	269.24	1.08	1.48
Conduite 30	1348.97	230.6	0.05	45.6	1.09	4.43
Conduite 27	602.56	290.8	0.05	49.2	0.74	1.62
Conduite 16	342.86	369.4	0.05	112.13	1.05	2.31
Conduite 14	222.61	147.6	0.01	15.56	0.91	4.96

Tableau IV.11 : Charges et pressions dans le réseau projeté cas de pointe plus incendie

	Altitude (m)	Charge (l/s)	Pression (m)
Nœud 1	83.98	123.73	39.72
Nœud 2	95.01	122.97	27.93
Nœud 3	67.43	97.13	29.57
Nœud 4	60	95.83	35.62
Nœud 5	56	95.72	39.51
Nœud 6	45.45	91.69	45.73
Nœud 7	48.69	92.91	43.48
Nœud 8	62	93.43	30.78
Nœud 9	63	96.45	33.25
Nœud 10	60	96.67	36.5
Nœud 11	48.64	89.94	41
Nœud 12	47	92.04	44.93
Nœud 13	50.24	93.04	42.64
Nœud 14	63.13	94.41	31.26
Nœud 15	59.62	94.62	35
Nœud 16	63.51	93.34	29.71
Nœud 17	50	97.31	47.21
Nœud 18	53.45	99.35	45.81
Nœud 19	104.23	147.3	43.01
Nœud 20	110.58	148.88	38.28
Nœud 21	67.9	97.46	29.46
Nœud 22	73.24	97.98	24.67

Interprétation :

Après la simulation de cas de pointe plus incendie, les deux tableaux ci-dessus montrent que les pressions sont acceptables et les vitesses sont admissibles.

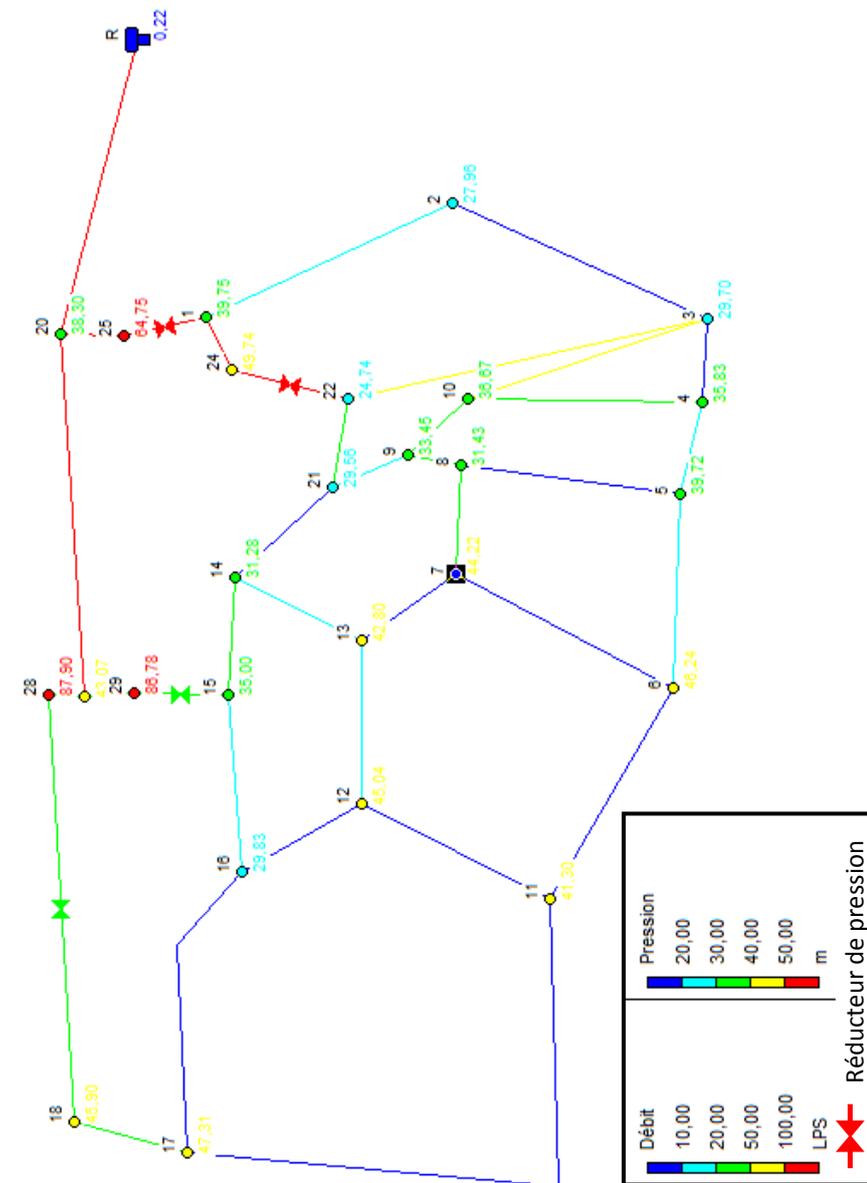


Figure IV.4 : Visualisation du fonctionnement du réseau cas de pointe incendie

IV.4 Conclusion :

Ce chapitre a fait l’objet d’une projection d’un nouveau réseau de distribution d’eau pour la ville de Tamalous à l’horizon 2040. Nous avons opté pour un réseau maillé avec des conduites en PEHD vu les avantages de ce matériau.

La ville de Tamalous est une ville dont terrain est accidenté, la simulation réalisée à l’aide du logiciel Epanet a montré de fortes pressions, nous avons donc installé des réducteurs de pression pour que le nouveau réseau assure un bon fonctionnement et ce dans le cas de pointe et de pointe plus incendie.

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

V.1. Introduction :

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en Polyéthylène. Dans ce chapitre nous présentons les accessoires les plus importants qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau de distribution d'eau potable.

V.2. Accessoires :

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger les canalisations ;
- Changer la direction ;
- Raccorder deux conduites ;
- Changer de diamètre ;

Dans notre réseau, nous projetons l'installation des accessoires suivants :

V.2.1. Robinets vannes :

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvres lentes pour les gros diamètres.

On distingue les robinets vannes à coin (à opercule) et les robinets-vannes papillons :

V.2.1.1 Robinet vanne à coin (à opercule) :

Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillons. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin. (D'après document Pont-à-Mousson)

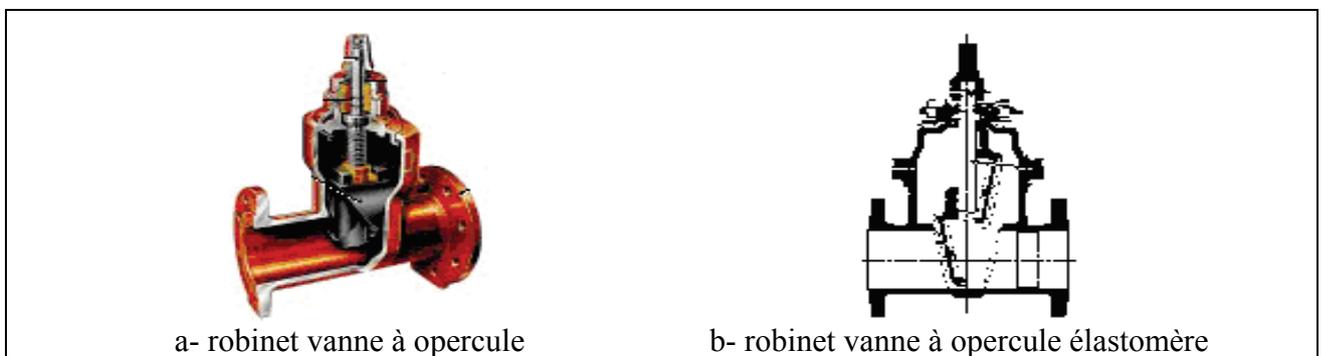


Figure V.1 : Robinets vannes à opercule (D'après document Pont-à-Mousson)

V.2.1.2 Vannes papillons :

Les vannes papillon peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Elles sont d'un encombrement réduit, légères, le couple de manœuvre est faible. Elles occasionnent une faible perte de charge. (D'après document Pont-à-Mousson)

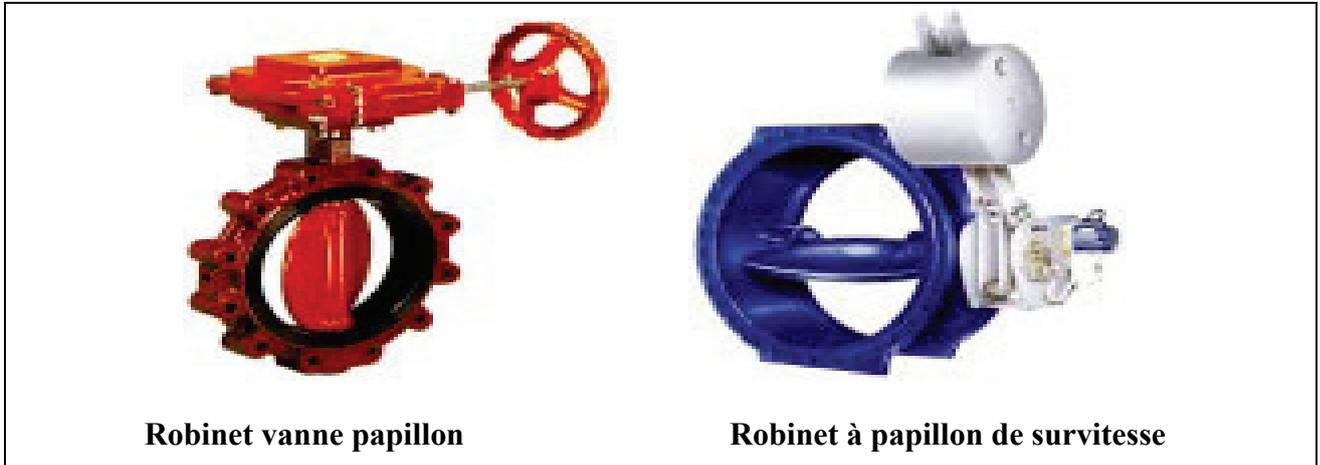


Figure V.2 : Robinets vannes papillon (D'après document Pont-à-Mousson)

V.2.2. Réducteur de pression :

Cet appareil réduit la pression de l'eau qui le traverse, et permet d'obtenir à sa sortie une valeur réglée et constante.

Installé à l'entrée du réseau d'eau, il protège toute l'installation des problèmes dus à un excès de pression : bruits dans les canalisations, coups de bélier, éclaboussures, usures prématurées des appareils électroménagers et des robinetteries.

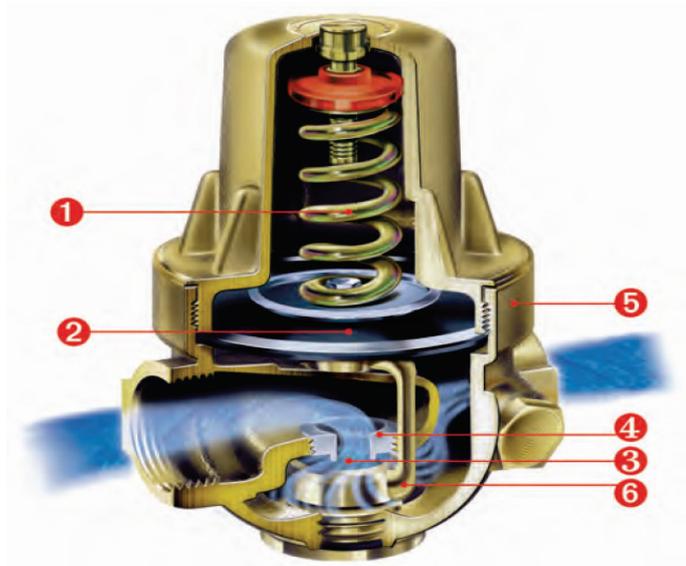


Figure V.3 : Réducteur de pression (D'après document WATTS).

1. Un ressort inoxydable.
2. Une membrane.
3. Un clapet.
4. Un siège en acier inox.
5. Un corps monobloc en laiton.
6. Un ensemble étrier/clapet.

V.2.3. Vannes de décharge :

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

V.2.4. Poteaux d'incendie :

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



Figure V.4 : Poteau d'incendie

V.2.5. Joints de raccordement :

Les longueurs de tuyaux sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une autobutée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser. Les joints les plus couramment utilisés sont :

- le joint express (verrouillé ou non) ;
- le joint standard (verrouillé ou non) ;
- les joints automatiques verrouillés ;
- le joint à brides (fixe ou orientable).

Les joints modernes sont verrouillés grâce à des bagues de joint en élastomère comportant des inserts métalliques. De même, le joint proprement dit, qui se place entre les brides, est actuellement en élastomère garni d'inserts métalliques pour éviter le fluage à la compression lors du serrage.

Selon les diamètres et les types de joints, une certaine déviation est admise à la pose variant de 1 à 5° (figure V.5).



Figure V.5 : Déviation angulaire

V.3. Organes de raccordement :

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- La déviation d'une partie d'écoulement ;
- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage ;
- Le changement de diamètre de la conduite ;
- Le montage et le démontage des accessoires ;
- Le changement de direction de la conduite.

V.3.1. Coudes :

Ce sont des organes de déviation de la direction de circulation des eaux, ils existent en différents angles



Figure V.6 : Coudes à différents angles

V.3.2. Cônes :

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :

- Les cônes à deux emboîtements ;
- Les cônes à deux brides ;
- Les cônes à emboîtement et bride.

Leur symbole est CRB DN X/Y.

Avec :

- X est le diamètre nominal d'entrée au cône.
- Y est le diamètre nominal de sortie du cône.



Figure V.7 : Cône de réduction à brides

V.3.3. Tés :

Accessoire en forme de "T" utilisé pour les raccordements des canalisations secondaires aux canalisations principales, son symbole est :

Té DN X/Y.

Avec : X est le DN de la conduite principale.

Y est le DN de a conduite secondaire.



Figure V.8 : Té

V.4. Conclusion :

Afin d'assurer un bon fonctionnement de réseau, les accessoires doivent être installés soigneusement et les raccordements effectués par des personnes qualifiées et compétentes. C'est pour cela que nous avons présenté dans ce chapitre les accessoires qu'on va utiliser dans notre réseau.

Chapitre VI
Pose de canalisation

VI.1. Introduction :

La pose de canalisation représente une étape très importante pour la stabilité du réseau de distribution qui devra être exploité pendant de nombreuses années.

Dans ce chapitre, on étudie les cas de pose de conduites qui se présentent dans notre projet afin d'éviter les conséquences que peut engendrer une mauvaise installation des canalisations.

VI.2. Pose de canalisation :

VI.2.1. Le Principe de pose des canalisations :

Lors de la pose des canalisations, les consignes suivantes doivent être respectées :

- 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 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, des cales provisoires 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 (sable).
- À 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.

VI.2.2. Différents cas de pose de canalisations :

VI.2.2.1 Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 80 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on procède à un triage de conduite de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ou des fissures, après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente.

VI.2.2.2 Pose de canalisation en forte pente :

La pose en pente d'une canalisation peut être faite en deux façons :

- En réalisant des massifs en béton.
- En réalisant un massif en béton en tête de tronçon verrouillé.

Au-delà d'une certaine pente (25%) les frottements entre la canalisation et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite. Il convient alors d'équilibrer la composante de gravité par l'utilisation de butées d'ancrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées.

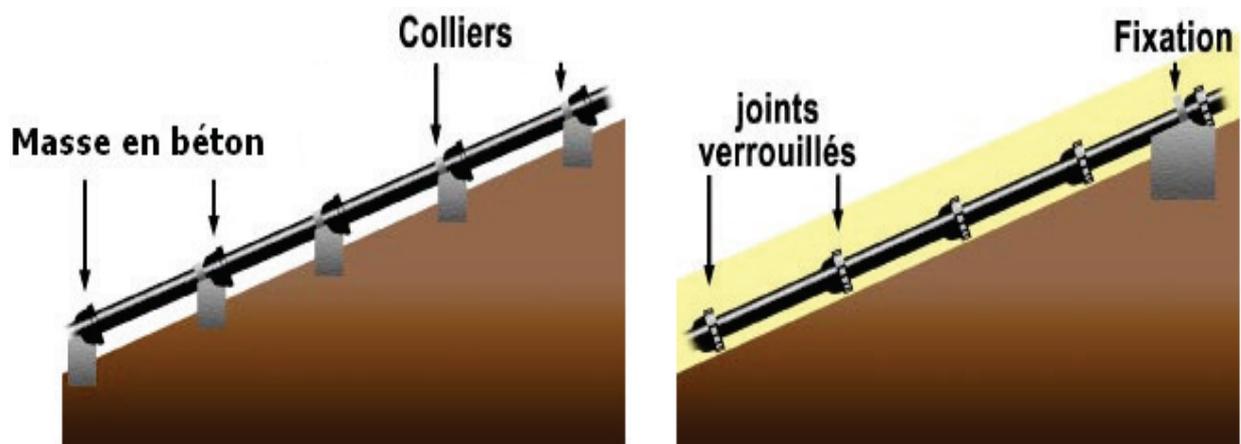


Figure VI.1 : Pose de canalisation en forte pente.

VI.2.3. Pose de la conduite :

VI.2.3.1 Terrassement :

Le calcul des terrassements se fait pour chaque tronçon de la conduite (entre deux regards).

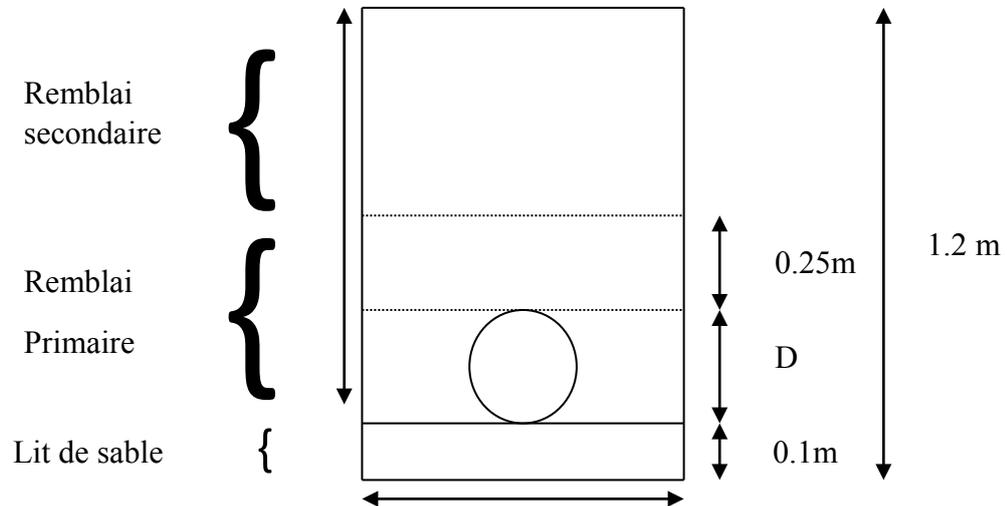


Figure VI.2 : Fouille en tranchée

VI.2.3.2 Lit de pose :

Le lit de pose est une couche de sable qui est compactée soigneusement afin de protéger la conduite.

VI.2.3.3 Remblai primaire :

Le remblai primaire est utilisé pour le remblaiement de la tranchée jusqu'à 0,30m au-dessus de la génératrice supérieure de la canalisation.

VI.2.3.4 Remblai secondaire :

C'est un deuxième remblai, il ne doit contenir des végétaux ou des roches.

VI.2.3.5 Remplissage :

Le remplissage de la conduite exige l'évacuation complète de l'air. Pour cela, on remplit la conduite lentement, avec un débit de l'ordre de 1/20 à 1/15 de son débit prévu. On utilise les robinets-vannes de vidange pour vérifier l'arrivée progressive de l'eau.

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

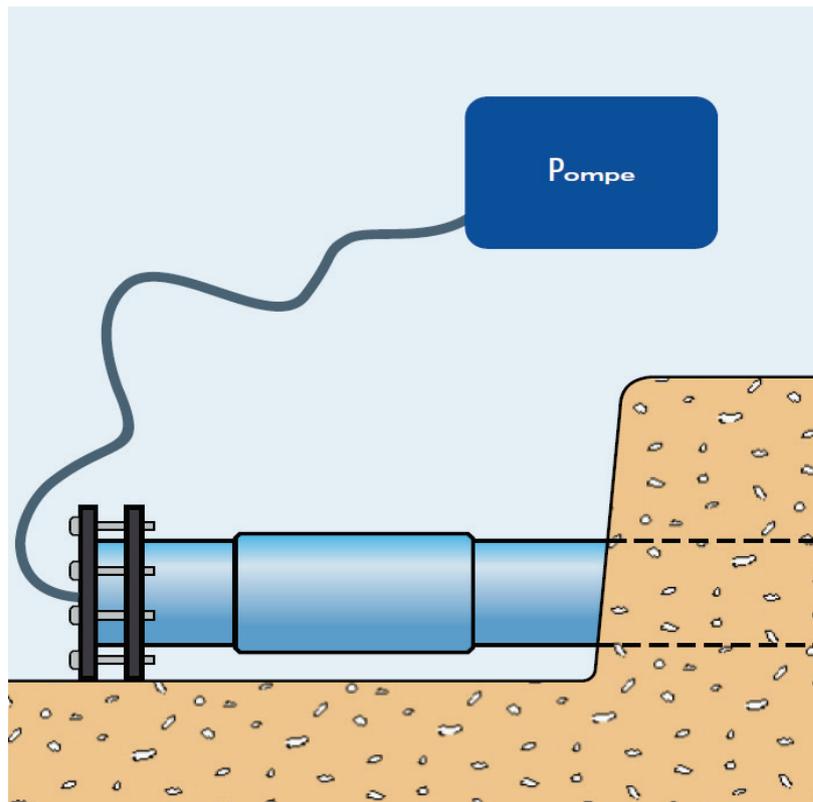


Figure VI.3 : Schéma expliquant le principe de remplissage d'une conduite

VI.2.3.6 Essai hydraulique :

Avant de remblayer la tranchée, on effectue un essai à l'aide d'une pompe d'épreuve, on remplit la conduite d'eau, on lui applique une pression d'essai égale à la pression à laquelle elle sera soumise majorée de 50 % avec un débit de :

- 0.1 litre/seconde pour un diamètre inférieur à 90 mm.
- 0.5 litre/seconde pour un diamètre compris entre 90 et 160 mm.
- 2 litres/seconde à partir d'un diamètre supérieur à 160 mm.

VI.3. Conclusion :

Nous avons présenté dans ce chapitre le principe de pose des canalisations, notre réseau se constitue de conduites de différents diamètres, la largeur et la profondeur de la tranchée seront donc variables le long du tracé pour assurer un bon fonctionnement du réseau.

Conclusion
Générale

Conclusion générale

Au cours de notre travail, l'étude de diagnostic du réseau d'AEP existant de la ville de Tamalous conçu en 1982 et dont quelques tronçons ont été rénovés en 1997 a révélé que celui-ci présente beaucoup de problèmes liés à l'état physique dégradé de la plupart des tronçons.

L'étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2040, où la population de toute la zone d'étude atteindra 69105 habitants.

L'estimation des besoins maximums en eau de consommation indique qu'un débit de 18148.325 m³/j soit 210.05 l/s sera nécessaire pour répondre aux besoins de la région d'étude à l'horizon (2040).

D'après ces mêmes estimations, il s'avère que le réservoir de stockage existant ayant un volume 2000 m³ est parfaitement en mesure de remplir ses fonctions.

Le tracé du nouveau réseau a été fait en tenant compte des nouvelles exigences en termes d'aménagements urbains locaux, ainsi que de la nouvelle occupation de sol. Ce qui a ressorti un nouveau réseau de distribution caractérisé par des conduites en PEHD de diamètres allant de 32 à 630 mm.

Le caractère accidenté de notre zone d'étude nous a exigé à mettre en place des réducteurs de pression dans quelques endroits défavorables et d'opter pour des conduites en PEHD de PN10 afin d'éviter des éclatements et des fuites au niveau des joints.

Afin de garantir la pérennité du réseau et un bon service, il est indispensable d'accorder une importance à la maintenance et à l'entretien.

Références
Bibliographiques

Références bibliographiques

[1] **Mani. H, Nechem. D (2010)** Contexte Géologique et Hydrogéologique de la Vallée de L'oued Kebir Ouest, Nord Est Algérien, International Network Environmental Management Conflicts, Santa Catarina – Brazil, 1(1), pp. 106-112, Jan. /jun.

[2] **MECIBAH. I (2008)** Les ressources en eau et gestion intégrée du bassin versant d'Oued Guebli (Nord-Est Algérien), Mémoire de magister université Badji Mokhtar-ANNABA

[3] **SALAH. B (2011)** Polycopie d'Alimentation en Eau Potable.

[4] **CHAFAI. T (2012)** Approche méthodologique pour le diagnostic des réseaux d'eau, Mémoire de magister Université Hadj Lakhdar- BATNA.

BLINDU. I (2004) Outil d'aide au diagnostic du réseau d'eau potable pour la ville de Chisinau par analyse spatiale et temporelle des dysfonctionnements hydrauliques (en ligne) - Paris : [s. n.], 60 p. Thèse doct. : École Nationale Supérieure des Mines de Saint-Etienne ; université de Jean Monnet : spécialité de génie de l'environnement ; disponible sur : <http://www.emse.fr/site/themerecherche/Blindu_Chapitre_I.pdf> consulté le 15/10/2015.

Meddi. H, Meddi. M Variabilité spatiale et temporelle des précipitations du nord-ouest de l'Algérie [en ligne] : Disponible sur : <http://studiacrescent.com/pdf/gt2_2007/Meddi_VARIABILITE_PRECIPITATIONS_ALGERIE.pdf>

ABDERAHIM. S (2009) Etude du réseau d'alimentation en eau potable de la commune d'Ain Roman (w. Blida).- Blida : [s. n.], 2009.-89 p. MFE : ENSH.

Site internet du groupe CHIALI . <<http://www.groupe-chiali.com/pdf/PEHD-Catalogue-technique.pdf>>

Annexes

Heurs	Nombre d'habitants				Agglomération rurale
	< à 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	>à 1000000	
0-1	1	1.5	3.00	3.35	0.75
1-2	1	1.5	3.20	3.25	0.75
2-3	1	1.5	3.50	3.3	1
3-4	1	1.5	2.60	3.2	1
4-5	2	2.5	3.50	3.25	3
5-6	3	3.5	4.10	3.4	5.5
6-7	5	4.5	4.50	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.90	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.90	5.20	3.5
9-10	5.5	6.25	4.60	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.80	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.70	4.6	8.5
12-13	7	5	4.40	4.6	8.5
13-14	7	5	4.10	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.20	4.75	5
15-16	4.5	6	4.40	4.7	5
16-17	5	6	4.30	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.10	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.50	4.4	6
19-20	5	4.5	4.50	4.3	6
20-21	4.5	4	4.50	4.3	6
21-22	3	3	4.80	3.75	3
22-23	2	2	4.60	3.75	2
23-24	1	1.5	3.30	3.7	1
Totale	100	100	100	100	100