

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Diagnostic et réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Tichy (w. Bejaia).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0012-16

APA Citation (توثيق APA):

Kadri, Naoual (2016). Diagnostic et réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Tichy (w. Bejaia)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مقالات، دوريات، 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

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHESCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdallah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME :

Diagnostic et réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Tichy (wilaya de Béjaia).

Présenté par :

M^{elle}: KADRI Naoual

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r O.KHODJET-KESBA	M C.A	Président
M^{me} S.BERBACHE	MA.A	Examinatrice
M^{me} L. TAFAT	MA.A	Examinatrice
M^r M.DJELLAB	MA.B	Examineur
M^{me} L. KADI	MA.A	Promotrice

Septembre 2016

Remerciements

Au terme de ce projet, fruit de mes années de labeur, je tiens à remercier sincèrement Dieu, de m'avoir octroyé les moyens et les personnes qui m'ont aidé dans son élaboration

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à :

Mon Encadreur de stage M^r TAHER de m'avoir orienté et aidé à travailler sur ce thème.

Ma Promotrice, Mme KADI.L qui m'a encadré pour l'accomplissement de mon mémoire de fin d'étude.

Il est particulièrement agréable de témoigner ma reconnaissance à

Mr Madjidi Zedam et à Mr SAOU.A pour leur aide.

Toute la gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés au cours de la formation d'ingénieur, et nos respects aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Mon dernier remerciement, mais non le moindre s'adressent à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin.

N. Kadri

Dédicace

Je tiens avant tout à remercier le dieu tout puissant qui m'a donné beaucoup de courage et de volonté pour que je puisse arriver à finir ce modeste travail.

Je tiens à dédier ce travail à :

A ma chère mère Baya que j'admire, qui a toujours été là pour moi et qui ne cesse de m'encourager et de me soutenir tout au long de mes études, que dieu me la protège.

A Mon chère père Abd Rzak, pour son soutien indéfectible durant tout mon cursus qu'il soit morale ou matériel.

A mes frères Hocine, Amine et siefou

A mon grand père Mohammed Laarbi, à ma grand- Mère Hlima.

Rien au monde ne pourrait compenser les efforts et les sacrifices que vous avez consentis pour mon bien être.

A tous mes ami(e)s à Béjaïa , EPST et ENSH .

A tous ceux qui m'ont apporté de l'aide, de près ou de loin.

N. Kadri

ملخص

العمل الذي قمنا به يهدف الى دراسة كيفية تشخيص و اعادة تهيئة نظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب لمدينة تيشي بولاية بجاية من اجل تحديد النقائص الموجودة في نظام جلب و توزيع المياه و كذلك منشآت التخزين (خزانات المياه) في الجهة الشرقية من المدينة من جهة و تصميم شبكة توزيع مياه الشرب تتوفر فيها المعايير المطلوبة في الجهة الغربية من المدينة من جهة اخرى

لهذا فان التحقق التشخيصي سمح لنا باعطاء بعض التعديلات لتحسين التزويد بالمياه الصالحة للشرب بهدف ارضاء المستهلكين و ايضا قمنا بتصميم شبكة التوزيع لمرافق التخزين و التوزيع.

Résume

Notre travail consiste à faire une étude de diagnostic et de réhabilitation du système d'alimentation en eau potable de la ville de Tichy wilaya de BEJAIA. Nous déterminons les défaillances de l'adduction et du réseau de distribution ainsi que les ouvrages de stockage (réservoirs) sur le coté Est de la ville d'une part et d'autre part nous concevons un réseau de distribution d'eau sur le coté Ouest de la ville. A cet effet, le diagnostic nous permettra de donner un certain nombre de modification qui ont pour but de satisfaire les consommateurs sur le coté Est. L'adduction, les ouvrage de stockage et de distribution ont été dimensionnés sur le coté Ouest de la ville.

Abstract

Our work consists in studding the rehabilitation of the drinking water supply system of the town of Tichy (BEJAIA), i.e. the determenation of the failures of the adduction and distribution network as well as the works of storage (water tanks) in the east side of the town in a part then conceive a network of drinking water in the west side of the town.

For this purpose the checking will enable us to give certain numbers of modifications and recommendations to improve the drinking water supply of the city and also a network of adduction, works of storage and distribution were dimensioned.

SOMMAIRE

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

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

I.1.Introduction.....	2
I.2. Situation géographique.....	2
I.3. Situation topographique.....	3
I.4. Situation hydrographique.....	3
I.5. Situation géologique.....	4
I.6. Situation climatologique.....	4
I.7. Situation démographique.....	4
I.8. Activités.....	5
I.9. Situation hydraulique.....	6
I.10. Conclusion.....	7

Chapitre II

Estimation des besoins en eau potable

II.1.Introduction.....	7
II.2. Evaluation du nombre d'habitants futur	7
II.3.Estimation des besoins en eau potable.....	8
II.4.Variation des débits de consommation dans le temps	14
II.5.Coefficients d'irrégularité de la consommation.....	14
II.6. Détermination des débits journaliers	16
II.7.Détermination des débits horaires	18
II.8.Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant	20
II.9.Bilan Ressource-Besoins.....	27
II.10.Conclusion	27

Chapitre III

Etude de diagnostic du système d'AEP existant

III.1. Introduction	28
III.2.Etude de diagnostic	28

VI.3.Emplacement des réservoirs	131
VI.4.Choix du type du réservoir.....	131
VI.5. Equipements du réservoir	131
VI.6.Détermination de la capacité des réservoirs	133
VI.7. Evaluation du volume de stockage nécessaire pour la ville de Tichy	135
VI.8.Type et dimensionnement des réservoirs du (secteur 2)	137
VI.9. Conclusion	138

Chapitre VII

Pose des canalisations

VII.1.Introduction	139
VII.2.Pose de canalisation.....	139
VII.3.Accessoires	140
VII.4.Conclusion.....	142

Conclusion générale.....	143
---------------------------------	------------

Liste des tableaux

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau I.1 : Coordonnées géographiques de la station de référence	4
Tableau I.2 : Précipitations mensuelles moyennes.....	4
Tableau I.3 : Température saisonnière en (C°)	5
Tableau I.4: Réservoirs de stockage existants.....	6

Chapitre II

Estimation des besoins en eau potable

Tableau II.1 : Tableau de répartition de la population à différents horizons.....	8
Tableau II.2 : Tableau de répartition de la population à différents horizons (Secteur 2).....	8
Tableau II.3 : Tableau de répartition de la population à différents horizons.....	8
Tableau II.4 : Tableau récapitulatif des besoins domestiques sur différents horizons.....	8
Tableau II.5 : Tableau récapitulatif des besoins domestiques.....	9
Tableau II.6 : Tableau récapitulatif des besoins domestiques sur différents horizons.....	9
Tableau II.7 : Evaluation des besoins administratifs (Secteur 1).....	9
Tableau II.8 : Evaluation des besoins administratifs (Secteur 2).....	10
Tableau II.9 : Evaluation des besoins scolaires (Secteur1).....	10
Tableau II.10 : Evaluation des besoins scolaires (Secteur 2).....	10
Tableau II.11 : Evaluation des besoins sanitaires.(Secteur 1).....	10
Tableau II.12 : Evaluation des besoins socioculturels (Secteur 1).....	11
Tableau II.13 : Evaluation des besoins socioculturels (Secteur 2).....	11
Tableau II.14 : Evaluation des besoins commerciaux (Secteur 1).....	11
Tableau II.15 : Evaluation des besoins commerciaux (Secteur 2).....	11
Tableau II.16 : Evaluation des besoins touristiques (Secteur 1).....	12
Tableau II.17 : Evaluation des besoins touristiques (Secteur 2).....	12
Tableau II.18: Tableau récapitulatif des besoins en eau de la ville (Secteur 1).....	13
Tableau II.19: Tableau récapitulatif des besoins en eau de la ville (Secteur 2).....	13
Tableau II.20: Tableau récapitulatif des besoins en eau de la ville (Total).....	13
Tableau II.21 : Valeurs de β_{max} en fonction du nombre d'habitants.....	15

Tableau II.22: Valeurs de β_{min} en fonction du nombre d'habitants.....	15
Tableau II.23: Valeurs de $K_{max.h}$ et $K_{min.h}$ en fonction du nombre d'habitants total	16
Tableau II.24 : Consommation maximale journalière aux horizons de calcul.....	17
Tableau II.25 : Consommation minimale journalière aux horizons de calcul.....	17
Tableau II.26 : Consommation moyenne horaire.....	18
Tableau II.27 : Consommation maximale horaire aux horizons de calcul.....	19
Tableau II.28 : Consommation minimale horaire aux horizons de calcul.....	19
Tableau II.29 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.....	20
Tableau II.30 : Variation des débits horaires de l'agglomération en 2016.....	21
Tableau II.31 : Variation des débits horaires de l'agglomération à l'horizon 2025.....	23
Tableau II.32 : Variation des débits horaires de l'agglomération à l'horizon 2040.....	25
Tableau II.33 : Production journalière des forages de oued Djemaa et oued Zitouna.	27
Tableau II.34 : Bilan Ressources-Besoins.....	27

Chapitre III

Etude de diagnostic du système d'AEP existant

Tableau III.1: Caractéristiques de la station de pompage Tichy.....	28
Tableau III.2: Bilan Consommation journalière – Pompage.....	30
Tableau III.3: Bilan Consommation journalière – Pompage.....	30
Tableau III.4 : Etat actuel du réseau d'adduction.....	32
Tableau III.5: Récapitulatif du diagnostic des ouvrages de stockage.....	34
Tableau III.6: Calcul des débits en route et débits nodaux en cas de pointe (zone 5)... ..	38
Tableau III.7: Charges et pression dans le réseau cas de pointe (zone5).....	39
Tableau III.8: Vitesse et pertes de charges dans le réseau existant en cas de pointe (zone5) ..	40
Tableau III.9: Charges et pression dans le réseau (zone5) en cas de pointe+incendie	43
Tableau III.10: Vitesse et pertes de charges dans le réseau existant (zone5) p+incendie	44
Tableau III.11: Calcul des débits en route et débits nodaux en cas de pointe (zone4)	47
Tableau III.12: Charges et pression dans le réseau (Cas de pointe)(zone 4).	48
Tableau III.13: Vitesse et pertes de charges dans le réseau existant-zone 4 (Cas de pointe) ..	49
Tableau III.14: Charges et pression dans le réseau (Cas de pointe + incendie)-zone 4.....	50
Tableau III.15: Vitesse et pertes de charges dans le réseau existant (pointe + incendie) ...	51

Tableau III.16: Calcul des débits en route et débits nodaux en cas de pointe - zone3.....	56
Tableau III.17: Charges et pression dans le réseau (cas de pointe) - zone3.....	57
Tableau III.18: Vitesse et pertes de charges dans le réseau existant- zone3 (cas de pointe)	58
Tableau III.19: Charges et pression dans le réseau- zone3 (Pointe+incendie).....	61
Tableau III.20: Vitesse et pertes de charges dans le réseau existant- zone3 (P+in).....	63

Chapitre IV

Réhabilitation et projection d'un nouveau réseau sur le coté Ouest de la ville de Tichy

Tableau IV.1: Charges et pression dans le réseau- zone 5 (pointe).....	70
Tableau IV.2: Vitesse et pertes de charges dans le réseau zone 5 (pointe)	71
Tableau IV.3 : Charges et pression dans le réseau zone 5 (pointe+incendie).....	74
Tableau IV.4: Vitesses et perte de charge dans le réseau- zone5 (pointe+incendie).....	75
Tableau IV.5: Tableau récapitulatif le calcul des débits spécifiques des deux zones.....	79
Tableau IV.6: Calcul des débits en route et débits nodaux en cas de pointe (Zone 01).....	79
Tableau IV.7: Calcul des débits en route et débits nodaux en cas de pointe.....	81
Tableau IV.8: Calcul des diamètres de dimensionnement du réseau (Zone 01).....	82
Tableau IV.9: Calcul des diamètres de dimensionnement du réseau (Zone 02)	83
Tableau IV.10: Charges et pressions dans le réseau en cas de pointe (zone 1).....	85
Tableau IV.11: Vitesses et pertes de charge dans le réseau en cas de pointe (zone1).....	86
Tableau IV.12: Charges et pressions dans le réseau en cas de pointe+incendi (Zone 1).....	90
Tableau IV.13: Vitesses et pertes de charge dans le réseau en cas de (P+incendie, Z01).....	91
Tableau IV.14: Charges et pressions dans le réseau en cas de pointe (zone2).....	95
Tableau IV.15: Vitesses et pertes de charge dans le réseau en cas de pointe(Zone2).....	97
Tableau IV.16: Charges et pressions dans le réseau en cas de pointe+incendie.....	101
Tableau IV.17: Vitesses et pertes de charge dans le réseau	101
Tableau IV.16: Charges et pressions dans le réseau en cas de pointe+incendie.....	101
Tableau IV.17: Vitesses et pertes de charge dans le réseau en cas de pointe+incendie.....	102

Chapitre V

Etude d'adduction

Tableau V.1 : comparaison entre les deux variantes.....	110
Tableau V.2: Coefficients K' , m , β , pour différents types du tuyau.....	116

Tableau V.3:Calcul de la hauteur manométrique totale HMT de la station de pompage.....	117
Tableau V.4 : Calcul des frais d'exploitation de la station de pompage SP1.....	117
Tableau V.5: Calcul des frais d'investissement amorti du tronçon SP1-SR.....	118
Tableau V.6 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SP1-SR1.....	118
Tableau V.7:Calcul de la hauteur manométrique totale HMT (SR1)	119
Tableau V.8 : Calcul des frais d'exploitation de la station reprise SP1.....	119
Tableau V.9 : Calcul des frais d'investissement amorti du tronçon SR1-R1.....	119
Tableau V.9 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SR1-R1.....	120
Tableau V-10: Diamètres avantageux (fonte) de la conduite gravitaire tronçon R1-R2.....	121
Tableau V-11: Diamètres avantageux (fonte) de la conduite gravitaire tronçon R1-R2.....	122
Tableau V.12. Calcul de la hauteur manométrique totale HMT de la sp	122
Tableau V.13 : Calcul des frais d'exploitation de la station pompage SP2.....	122
Tableau V.14 : Calcul des frais d'investissement amorti du tronçon SP2-R4.....	123
Tableau V.15: Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SP2-R4.....	124
Tableau V.16. Calcul de la hauteur manométrique totale HMT de la SP1.....	124
Tableau V.17 : Calcul des frais d'exploitation de la station reprise SR2.....	124
Tableau V.18 : Calcul des frais d'investissement amorti du tronçon SR2-R5.....	124
Tableau V.19: Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SR2-R5.....	124
Tableau V-20: Diamètres avantageux de la conduite gravitaire tronçon piquage1-SP2.....	126
Tableau V-21: tableau récapitulatif des différents diamètres des conduites d'adduction.....	126
Tableau V.22: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	127
Tableau V.23: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	127

Chapitre VI

Etude des réservoirs

Tableau VI.1 : Détermination de la capacité du réservoir.....	135
Tableau VI .2 : Besoins en stockage et bilan de comparaison.....	136
Tableau VI.3 : Caractéristiques des réservoirs projetés.....	138

Liste des figures

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Figure I.01 : La zone d'étude (chef-lieu de la ville de Tichy)..	2
Figure I.02 : Limites administratives de la commune de Tichy dans la wilaya de Bejaia	3
Figure (I.02) : Répartitions des habitants par localité (Tichy)	5

Chapitre II

Estimation des besoins en eau potable

Figure II.1 : Graphique de consommation de la ville de Tichy de l'année 2016	22
Figure II.2 : Courbe de consommation cumulée de la ville de Tichy de l'année 2016	22
Figure II.3 : Graphique de consommation de la ville de Tichy de l'année 2025	24
Figure II.4 : Courbe de consommation cumulée de la ville de Tichy de l'année 2025	24
Figure II.5: Graphique de consommation de la ville de Tichy de l'année 2040	26
Figure II.6 : Courbe de consommation cumulée de la ville de Tichy de l'année 2040.	26

Chapitre III

Etude de diagnostic du système d'AEP existant

Figure (III.01): Etat des pompes de la station de pompage (SP1).	29
Figure (III.02): état de la chambre de pompe (SP1)	29
Figure (III.03): Etat de la chambre de vannes de la station de reprise	31
Figure (III.04): Etat des pompes de la station de reprise (Imechattane).	31
Figure (III.5): Station de reprise (Imechattane).	31
Figure (III.6): Vue de l'extérieur de station de reprise d'Imechattane.	31
Figure (III.7) : Conduite de refoulement $\Phi 200$ (SP-SR).	33
Figure (III.08): Réservoir El Maaden.	35
Figure (III.09): Réservoir Imechattane.	35
Figure (III.10): Distribution des pressions dans le réseau existant (zone 05).	41
Figure (III.11): Distribution des vitesses dans le réseau existant (zone 05)	42
Figure (III.12): Distribution des pressions dans le réseau existant (zone 05)	45
Figure (III.13): Distribution des pressions dans le réseau existant (zone 05)	46

Figure (III.14): Distribution des pressions dans le réseau existant de la zone 04.....	50
Figure (III.015): Distribution des vitesses dans le réseau existant de la zone 04	51
Figure (III.016): Distribution des pressions dans le réseau existant de la zone 04.....	54
Figure (III.17): Distribution des vitesses dans le réseau existant de la zone 04.....	55
Figure (III.18): Distribution des pressions dans le réseau existant de la zone 03.....	60
Figure (III.19): Distribution des vitesses dans le réseau existant de la zone 03.....	61
Figure (III.20): Distribution des pressions dans le réseau existant de la zone 03.....	65
Figure (III.21): Distribution des vitesses dans le réseau existant de la zone 03.....	66

Chapitre IV

Réhabilitation et projection d'un nouveau réseau sur le coté Ouest de la ville de Tichy

Figure IV.1 : Courbe de distribution des pressions dans le réseau-zone 05 (pointe)	72
Figure IV.2: Courbe de distribution des pressions dans le réseau-zone 05 (pointe)	73
Figure IV.3 : Courbe de distribution des pressions dans le réseau- zone 05 (p+incendie).....	76
Figure IV.4 : Courbe de distribution des vitesses dans le réseau- zone 05 (p+incendie).....	77
Figure IV.5: Courbe de distribution des pressions dans le réseau-zone 01 (pointe).....	88
Figure IV.5: Courbe de distribution des vitesses dans le réseau zone 01 (pointe).....	89
Figure IV.6: Courbe de distribution des pressions dans le réseau- zone 01 (p+incendie).....	93
Figure IV.7: Courbe de distribution des vitesses dans le réseau zone 01 (p+incendie).....	94
Figure IV.8: Courbe de distribution des pressions dans le réseau-zone 02 (pointe).....	99
Figure IV.9: Courbe de distribution des vitesses dans le réseau- zone 02 (p).....	100
Figure IV.10: Courbe de distribution des pressions dans le réseau-zone 02.....	104
Figure IV.11: Courbe de distribution des vitesses dans le réseau (pointe+incendie).....	105

Chapitre V

Etude d'adduction

Figure V.1:Schéma d'adduction (variante 01).....	108
Figure V.2 : Schéma représentatif de la (variante 02).	109
Figure V.3: le bilan des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon SP1-SR1... ..	118
Figure V.4: le bilan des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon SR1-R1	120
Figure V.5: le bilan des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon SP2-R4	123
Figure V.6: le bilan des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon SR2-R5.....	125

Figure V.7 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type PM100/5C.....128

Figure V.8 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP2) de type HVU40-2/4B.....128

Chapitre VI

Etude des réservoirs

Figure VI .2 : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré.....133

Chapitre VII

Pose des canalisations

Figure VII.1 : Clapet anti retour.....141

Liste des planches

Plan de masse,adduction et réseau existant de la ville de Tichy W.Béjaia.

Plan de masse, adduction et réseau projetés de la ville de Tichy W.Béjaia

Profil en long de l'adduction projetée –secteur 2 de la ville de Tichy W.Béjaia

Profil en long de la conduite principale du réseau projeté secteur 2-zone 2- de la ville de Tichy W.Béjaia

INTRODUCTION GENERALE

L'eau, cet élément qui constitue la base de la vie sur la planète, nécessite toujours d'être mobilisée, en utilisant des techniques ingénieuses qui permettent sa restitution de façon à assurer un développement économique intense, et cela en effectuant une étude de dimensionnement d'un réseau de distribution d'eau potable.

Tout réseau d'alimentation en eau potable est dimensionné pour un certain horizon, et commence à perdre ses performances hydrauliques avec le temps et donc présente des anomalies qu'il faut détecter et cela en effectuant une étude de diagnostic.

Pour effectuer une étude de diagnostic, un ensemble de tâches doit être établi en commençant par la récolte de toutes les données relatives à la zone d'étude, du point de vue géologique, climatique, ... car cela peut constituer un facteur qui a conduit à la dégradation des conduites du réseau d'AEP. Ensuite, une estimation des besoins en eau de la ville est nécessaire afin de vérifier que le réseau est apte à assurer l'arrivée de cette quantité d'eau aux consommateurs. Cette étude est toujours accompagnée par un diagnostic physique des équipements, ouvrages de stockage et conduites d'eau, ce qui va permettre d'avoir une idée sur l'état de ses derniers avant de vérifier leur comportement hydrauliques et prendre une décision pour la réhabilitation du réseau qui présente la dernière étape du diagnostic.

L'approvisionnement en eau potable des agglomérations se fait par l'intermédiaire du réseau de distribution dont le dimensionnement doit se faire en vérifiant tous les paramètres hydrauliques (vitesse, pression et perte de charge) afin d'assurer une pression convenable, un débit suffisant avec une vitesse dans les normes.

L'objectif de notre projet présent, est de réaliser une étude de diagnostic qui permettra de réhabiliter le réseau existant de la ville de Tichy d'une part et de projeter un nouveau réseau d'autre part pour alimenter la zone sur le côté Ouest de cette ville qui présente une extension de celle-ci.

Pour cela une étude des réservoirs et d'adduction est nécessaire, afin d'assurer l'acheminement de l'eau jusqu'aux réservoirs qui assurent à leur tour l'alimentation du réseau.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUD

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction :

La description de la situation de la zone d'étude est une étape importante pour mener à bien notre travail, dont le but premier est d'analyser le fonctionnement du système d'alimentation en eau potable de la ville de Tichy. Pour y parvenir, il est nécessaire d'étudier les caractéristiques de la région d'un point de vue géographique, topographique, géologique, hydrographique, climatique, démographique et hydraulique.

I.2. Situation géographique :

La zone d'étude qui comprend le chef lieu de la daïra de Tichy se trouve sur la bande cotière de la wilaya de Bejaia, s'étend sur une superficie de 56,66 km², elle est située à 18 km au sud du chef lieu de la wilaya de Bejaia.

Administrativement, la région étudiée est limitée :

- Au nord, par la mer méditerranée ;
- Au sud, par la commune par la commune d'Ait Tizi (wilaya de Sétif) ;
- A l'est, par la commune d'Aokas et de Tizi N'berer ;
- A l'ouest par la commune de Boukhlifa.



Figure I.01 : La zone d'étude (chef-lieu de la ville de Tichy)

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude



Figure I.02 : Limites administratives de la commune de Tichy dans la wilaya de Bejaia

I.3. Situation topographique :

Le territoire de la région de Tichy se caractérise par la prédominance d'une morphologie de montagnes, de piémonts et de plaines littorales qui relèvent de l'ensemble montagneux des Babors, il présente deux types de reliefs différents, à savoir :

- La plaine qui s'étend sur la bande côtière sur 9 km, à partir d'oued Afalou à l'ouest jusqu'à oued Djemaa à l'est, où sont concentrées toutes les constructions le long de la RN9, formant ainsi une ville linéaire mais étroite.
- La zone des montagnes, qui est située au sud de la plaine et caractérisée par un relief très accidenté où la densité humaine est moins importante que sur la plaine.

I.4. Situation hydrographique:

Le réseau hydrographique de la commune de Tichy est propre au type de climat méditerranéen humide qui agit sur la partie nord de l'Algérie.

Le réseau hydrographique exoréique est essentiellement intermittent. Il est constitué de deux types d'oued qui sont :

- **Oueds principaux : (oued Djemaa et oued Zitouna)** ils sont alimentés par des petits oueds intermittents, ils prennent leur source dans les parties hautes des montagnes et ils s'orientent vers la mer.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

- **Cours d'eau secondaires** : constituant la quasi-totalité du réseau hydrographique de Tichy, leur importance du point de vue nombre est à l'origine du façonnement du relief de la commune.

I.5. Situation géologique :

La géologie de Tichy présente un contexte structurel complexe qui est dominé par des chainages de formation allochtones à faciès flysch, composé de grés et argiles à faciès numidien et des argiles associées à des microconglomérats calcaire. Par ailleurs, on relève la présence de formations autochtones composées de conglomérats à faciès argilo-marneux.

I.6. Situation climatologique :

I.6.1. Le climat :

L'étude climatique nous renseigne sur la pluviométrie, les températures et les vents. Appartenant géographiquement à la zone littorale de la wilaya de Bejaia, la zone de Tichy est caractérisée par un climat de type méditerranéen, ce qui veut dire qu'elle est contrastée par un climat pluvieux et doux en hiver et sec et chaud en été, favorable au développement du tourisme balnéaire.

Tableau I.1 : Coordonnées géographiques de la station de référence

Station	Longitude	Latitude	Altitude
Oued Marsa	5°15'E	36°38'	60

Source : SELTZER (1914-1938)

I.6.2. La pluviométrie :

La commune de Tichy reçoit en moyenne 600 à 1100 mm de pluie par an.

Tableau I.2 : Précipitations mensuelles moyennes

Mois	Jan.	Fev.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Jui.	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Année
Pluie (mm)	181	120	115	83	56	44	06	11	76	106	150	157	1105

Source : Subdivision des ressources en eau (Tichy)

I.6.3. Les température :

Les températures sont douces sur le littoral (hiver doux, été chaud), avec une température moyenne de 19,9 °C.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.3 : Température saisonnière en (C°)

Mois	Jan.	Fev.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Jui.	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Année
Min	7,30	7,60	8,90	11,20	13,60	17,10	19,80	20,10	17,80	14,5	11,4	8,00	13,10
Max	15	16,60	18,90	21,40	24,00	27,70	31,40	32,00	30,30	24,7	19,40	15,90	23,10
Moy	11,15	12,30	13,90	16,30	18,80	22,40	25,60	26,05	24,05	19,6	15,40	11,90	18,10

Source : Subdivision des ressources en eau (Tichy)

I.6.4. Les vents :

Par saison, les directions dominantes sont les suivantes :

- En septembre, octobre et novembre : elles sont surtout Sud-ouest et ouest ;
- En décembre, janvier et février : elles sont encore de façon plus accentuée Sud-ouest et ouest ;
- En mars, avril et mai : elles sont toujours Sud-ouest et ouest ;
- En juin, juillet et aout : elles sont en faveur du Nord-est largement dominantes et ensuite à fréquence quasi égale entre l'est et le Sud-ouest :

I.7. Situation démographique :

La population est un élément de base dont dépendent plusieurs paramètres, tant sur le plan économique, social et démographique que sur le plan technique, du point de vue calcul et dimensionnement.

D'après les informations recueillies auprès des services techniques, la zone d'étude compte, au recensement 2008, une population de **3846 habitants**.

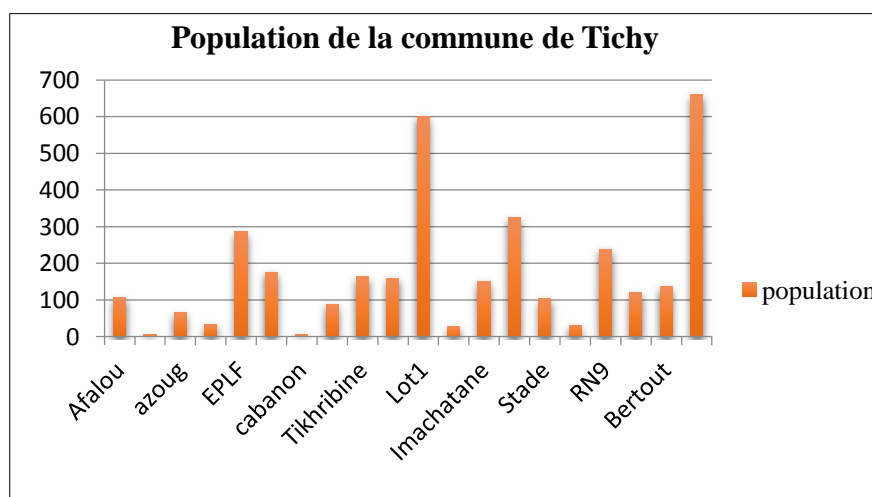


Figure (I.02) : Répartitions des habitants par localité (Tichy)

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.8. Activités :

L'activité de la zone d'étude est décrite ci-dessous.

I.8.1. Activité commerciale :

L'activité commerciale au niveau du chef lieu de Tichy est très importante, le nombre de commerce est estimé à 200.

Notons par ailleurs que le nombre d'activité commerciale augmente durant la période estivale, avec la création d'une trentaine de kiosques au niveau des plages.

I.8.2. Activité touristique :

La commune de Tichy renferme des potentialités touristiques très importantes, eu égard à son relief (mer, forêt, montagne). En effet, dans sa zone montagneuse qui représente environ 35% de la superficie communale, se développent des forêts et végétations très denses favorisées par les quantités importantes de pluie que reçoit la région. Ajouter à cela une frange littorale de 8 km qui constitue l'un des centres balnéaire le plus important de la wilaya.

I.9. Situation hydraulique :

I.9.1. Ressources en eau :

A l'heure actuelle, l'alimentation de la zone d'étude s'effectue à partir du piquage sur la conduite $\Phi 600$ mm en acier noir qui alimente le chef lieu de la wilaya à partir des champs captant Oued Djemaa et Oued Zitouna.

I.9.2. Stockage :

Le tableau (I.4) résume les ouvrages de stockage d'eau existants dans la région de Tichy.

Tableau I.4: Réservoirs de stockage existants

Ouvrage de stockage	Site	Mission	Zone de service	Forme	Type
Réservoir 2x100 m ³	Imechaattane	Bâche de reprise et alimentation	Tichy centre	Circulaire	Sur sol
Réservoir 2x50 m ³	Timridjet	Alimentation	- Imechaatane - Adduction vers El Maadane	Circulaire	Sur sol
Réservoir 200 m ³	El Maadane	Alimentation	El Maadane et Ighil Tomate	Circulaire	Sur sol

Source : Subdivision des ressources en eau (Tichy)

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.9.3. Système d'adductions :

Il existe une seule chaîne de refoulement qui achemine l'eau jusqu'aux réservoirs Timridjet en passant par la station de pompage et la station de reprise.

I.9.4. Station de pompage :

Tout le système d'alimentation en eau potable de l'agglomération est doté d'une station de pompage et une station de reprise, notons que la station de pompage refoule l'eau à partir d'un puisard vers les deux réservoirs de la station de reprise d'Imechaattane.

I.9.5. Réseau de distribution d'eau potable :

Concernant le réseau de distribution d'eau potable, on distingue, dans ville de Tichy, deux secteurs :

- **Le secteur 1** : située sur le côté est de la ville, est alimentée en eau par un réseau de distribution récemment rénové de type ramifié composé essentiellement de conduites en PEHD.
- **Le secteur 2** : située sur le côté ouest, représente une extension de la ville et donc n'est pas dotée d'un système de distribution.

Remarque:

Le système d'alimentation en eau potable alimentant la commune de Tichy est représentée dans la planche N°01

I.10. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présenté notre zone d'étude et défini les données nécessaires du point de vue climat, géologie, topographie, hydrogéologie et démographie. Nous avons aussi donné un aperçu sur le système d'alimentation en eau potable. Ces données vont nous servir, par la suite, à entamer notre étude de diagnostic.

Dans le chapitre qui suit nous allons procéder au calcul des besoins en eau potable de la ville de Tichy.

CHAPITRE

II

Estimation des besoins en eau potable

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

II.1.Introduction :

Ce chapitre a pour objectif, l'étude de l'évolution de la population de la ville de Tichy ainsi que la variation des besoins en eau potable à différents horizons.

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération doit être faite pour chaque catégorie de consommateur, pour ce faire, il est nécessaire de se fixer une norme unitaire (dotation).

Cette estimation en eau dépend étroitement du développement démographique, de l'amélioration de niveau de vie de la population et des infrastructures existantes. La présente étude est faite tenant compte de l'évaluation de la population (recensée par l'A.P.C) et du taux de développement du tissu urbain.

II.2. Evaluation du nombre d'habitants futur :

Pour l'estimation de la population future sur le long terme, nous appliquons un taux d'accroissement de 2%, notons que le choix de ce dernier est fait sur la base du développement du tissu urbain ainsi que l'horizon d'étude.

Dans notre zone d'étude, la ville de Tichy sera séparée en deux secteurs. **Le secteur 1** est divisé en 3 zones, situé sur le coté est de la ville et **le secteur 2**, divisé en 2 zones et situé sur le coté ouest de la ville.

D'après le Recensement Général de la Population et de l'Habitat (RGPH 2008), la population du chef lieu de la ville de Tichy est estimée à 3846 habitants.

Pour l'estimation de la population future nous utilisons la formule des intérêts composés ;

$$P_n = P_0 * (1+a)^n \quad \text{(II.1)}$$

P_n : population à l'horizon de calcul;

P_0 : population à l'année de recensement 2008 ;

a : taux d'accroissement démographique, $a = 2\%$;(source A.P.C de Tichy).

n : nombre d'années séparant l'année de recensement et l'horizon de calcul.

Tableau II.1: Tableau de répartition de la population à différents horizons
(Secteur 1)

Horizon	Zones	2008	2016	2025	2040
Nombre d'habitant(Secteur1)	Zone 3	1000	1172	1401	1885
	Zone 4	427	500	597	803
	Zone 5	726	851	1017	1369
	Total	2153	2523	3015	4057

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Tableau II.2: Tableau de répartition de la population à différents horizons (**Secteur 2**)

Horizon	Zones	2008	2016	2025	2040
Nombre d'habitant(Secteur2)	Zone 1	499	585	699	940
	Zone 2	1194	1399	1672	2250
	Total	1693	1984	2371	3190

Tableau II.3: Tableau de répartition de la population à différents horizons de la ville de Tichy

Horizon	2008	2016	2025	2040
Nombre d'habitant total	3846	4507	5385	7247

II.3.Estimation des besoins en eau potable :

Nous procédons à une évaluation des besoins en eau des différentes catégories de consommateurs présentes dans l'agglomération :

II.3.1.les besoins domestiques :

La consommation moyenne journalière domestique est obtenue par la formule suivante :

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} * dot * N \quad (m^3/j) \quad (II.2)$$

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

Dot: dotation moyenne ($l/j/hab$)

N: nombre de consommateurs (**habitants**)

Tableau II.4 : Tableau récapitulatif des besoins domestiques sur différents horizons (**Secteur 1**).

Horizon		Zones	Nombre d'habitants	Dotation (l/j/habitant)	Débit (m^3/j)	Débit Total(m^3/j)
Secteur 1	Actuel (2016)	Zone 3	1172	150	175,8	378,45
		Zone 4	500		75	
		Zone 5	851		127,65	
	Moyen terme (2025)	Zone 3	1401	180	252,18	542,7
		Zone 4	597		107,46	
		Zone 5	1017		183,06	
	Long terme (2040)	Zone 3	1885	200	377	811,4
		Zone 4	803		160,6	
		Zone 5	1369		273,8	

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Tableau II.5 : Tableau récapitulatif des besoins domestiques sur différents horizons (**Secteur 2**).

Horizon		Zones	Nombre d'habitants	Dotation (l/j/habitant)	Débit (m ³ /j)	Débit Total(m ³ /j)
Secteur 2	Actuel (2016)	Zone 1	585	150	87,75	297,6
		Zone 2	1399		209,85	
	Moyen terme (2025)	Zone 1	699	180	125,82	427,96
		Zone 2	1672		302,14	
	Long terme (2040)	Zone 1	940	200	188	638,08
		Zone 2	2250		450,08	

Tableau II.6 : Tableau récapitulatif des besoins domestiques sur différents horizons (**Tichy**).

Horizon		Nombre d'habitants	Dotation (l/j/habitant)	Débit (m ³ /j)	Débit (l/s)
Total	Actuel (2016)	4507	150	676 ,05	7,82
	Moyen terme (2025)	5385	180	969,66	11,23
	Long terme (2040)	7247	200	1450,20	16,78

II.3.2. Besoins des équipements :

Pour le calcul des besoins des équipements, nous avons recensé tous les équipements existants dans la ville de Tichy pour chaque secteur

➤ Besoins administratifs (Secteur 1):

Les besoins en eau des équipements administratifs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.7: Evaluation des besoins administratifs (**Secteur 1**).

Equipement	Zones	Unité	Nombre	Dotation (l/j/u)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Daïra	Zone 3	employé	85	15	1,275
APC		employé	66	15	0,99
Agence PTT		employé	39	15	0,585
Agence CNAS		employé	9	15	0,135
Agence ADS		employé	5	15	0,075
Protection civile		employé	25	15	0,375
La poste		employé	18	15	0,27
				TOTAL	3,705

Source : APC (Tichy).

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Tableau II.8: Evaluation des besoins administratifs (Secteur 2).

Equipement	Zones	Unité	Nombre	Dotation (l/j/u)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Subdivision des ressources en eau	Zone 1	employé	25	10	0,25
Sureté urbaine	Zone 2	employé	158	15	2,37
				TOTAL	2,62

Source : APC (Tichy).

➤ **Besoins scolaires :**

Les tableaux II.9 et II.10 représentent les besoins scolaires :

Tableau II.9: Evaluation des besoins scolaires (Secteur 1).

Equipement	Zones	Quantité	Unité	Nombre	Dotation (l/j/u)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Primaire	Zone 3	2	élève	450	10	4,5
CEM		1	élève	550	10	5,5
					TOTAL	10

Source : APC (Tichy).

Tableau II.10: Evaluation des besoins scolaires (Secteur 2).

Equipement	Zones	Quantité	Unité	Nombre	Dotation (l/j/u)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Primaire	Zone 2	2	élève	550	10	5,5
					TOTAL	5,5

Source : APC (Tichy)

➤ **Besoins sanitaires :**

Les besoins sanitaires sont les suivants :

Tableau II.11 : Evaluation des besoins sanitaires.

Secteur 2	Zones	Equipement	Quantité	Unité	Capacité d'accueil (lit)	Dotation (l/j/u)	Q _{moyj} (m ³ /j)
	Zone 2	Polyclinique	1	Employés et patients	50	150	7,5

Source : APC (Tichy).

➤ **Besoins socioculturels :**

Les besoins de cette catégorie sont donnés dans les tableaux suivants :

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Tableau II.12 : Evaluation des besoins socioculturels (Secteur 1).

Equipement	Zones	Unité	Nombre	Dotation (l/j/u)	Qmoyj (m ³ /j)
Maison de jeunes	Zone 3	inscrit	75	10	1,75
Mosquée		fidele	600	10	6
				Total	7,75

Source : APC (Tichy).

Tableau II.13 : Evaluation des besoins socioculturels (Secteur 2).

Equipement	Zones	Quantité	Unité	Nombre	Dotation (l/j/u)	Qmoyj (m ³ /j)
Centre de sport de proximité (CSP)	Zone 2	1	inscrit	200	10	2
Centre spécialisé protection de jeune (CSPJ)	Zone 2	1	inscrit	100	10	1
Auberge des jeunes	Zone 1	1	personne	150	50	7,5
				Total		10,5

Source : APC (Tichy)

➤ Besoins commerciaux :

Les besoins des commerces sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau II.14 : Evaluation des besoins commerciaux (Secteur 1).

	Nature des usagers	Zones	Nombre	Dotation l/j/u	Qmoyj (m ³ /j)
Secteur 1	Commerce (employé)	Zone 3	95	100	9,5
	Restaurant (employé)		150	100	15
	Boucherie (employé)		4	250	1
	Coiffeur (employé)		18	20	0,36
	bain (place)		50	200	10
				Total	35,06

Source : APC (Tichy).

Tableau II.15 : Evaluation des besoins commerciaux (Secteur 2).

	Nature des usagers	Zones	Nombre d'employés	Dotation l/j/u	Qmoyj (m ³ /j)
Secteur 2	Commerce (employé)	Zone 1	123	100	22,3

Source : APC (Tichy).

➤ Besoins touristiques :

On calcule les besoins des différents établissements de cette catégorie :

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Tableau II.16 : Evaluation des besoins touristiques (Secteur 1)

	Zones	Equipement	Nombre de lit	Dotation (l/j/u)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Secteur 1	Zone 3	Résidence MERSEL	350	200	70
		Le Palatain	250	200	50
		Le Golf	183	200	36,6
	Zone 4	Grande terrasse	350	200	70
		Saphir Bleu	158	200	31,6
		Les Deux Rochers	58	200	11,6
		Villa d'Est	251	200	50,2
		Centre de vacances	300	150	45
		Le Platain	150	200	30
	Zone 5	Le Brona	242	200	48,4
		Le Dauphin	240	200	48
		LA Vie La	260	200	52
		Rocher	196	200	39,2
		Sym	269	200	53,8
					Total

Source : APC (Tichy).

Tableau II.17 : Evaluation des besoins touristiques (Secteur 2)

	Zones	Equipement	Nombre de lit	Dotation (l/j/u)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Secteur 2	Zone 1	Syphax	385	200	77
		Club Aloui	294	200	58,8
		Hammadites	278	200	55,6
		Beau Rivage	166	200	33,2
	Zone 2	Raya	350	200	70
				Total	294,6

Source : APC (Tichy).

II.3.3. Récapitulation des besoins en eau de la ville :

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

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Tableau II.18: Tableau récapitulatif des besoins en eau de la ville (Secteur 1).

Catégorie des besoins	Zone 3			Zone 4			Zone 5			Total (Setcteur1)		
	2016	2025	2040	2016	2025	2040	2016	2025	2040	2016	2025	2040
Domestiques	175,8	252,18	377	75	107,46	160,6	127,65	183,06	273,8	378,45	542,7	811,4
Administratifs	3,705	3,705	3,705	-	-	-	-	-	-	3,705	3,705	3,705
Scolaires	10	10	10	-	-	-	-	-	-	10	10	10
Sanitaires	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Socioculturels	7,75	7,75	7,75	-	-	-	-	-	-	7,75	7,75	7,75
Commerciaux	35,06	35,06	35,06	-	-	-	-	-	-	35,06	35,06	35,06
Touristiques	156,6	156,6	156,6	238,4	238,4	238,4	241,4	241,4	241,4	636,4	636,4	636,4
Total	388,915	465,295	590,115	313,4	345,86	399	369,05	424,46	515,2	1071,365	1235,615	1504,315

Tableau II.19: Tableau récapitulatif des besoins en eau de la ville (Secteur 2).

Catégorie des besoins	Zone 1			Zone 2			Total (Setcteur2)		
	2016	2025	2040	2016	2025	2040	2016	2025	2040
Domestiques	87,75	125,82	188	209,85	302,14	450	297,75	427,96	638
Administratifs	0,25	0,25	0,25	2,37	2,37	2,37	2,62	2,62	2,62
Scolaires	0	0	0	5,5	5,5	5,5	5,5	5,5	5,5
Sanitaires	0	0	0	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5
Socioculturels	7,5	7,5	7,5	3	3	3	10,5	10,5	10,5
Commerciaux	22,3	22,3	22,3	0	0	0	22,3	22,3	22,3
Touristiques	224,6	224,6	224,6	70	70	70	294,6	294,6	294,6
Total	342,4	380,47	442,65	298,22	390,51	538,37	640,77	770,98	981,02

Tableau II.20: Tableau récapitulatif des besoins en eau de la ville (Total).

Catégorie des besoins	Q _{moy,j} (m ³ /j)		
	Actuel	Cours terme	Long terme
Domestiques	676 ,05	969,66	1450,20
Equipements	777,985	942,235	1210,935
Total	1454,035	1911,895	2661,135

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

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

Au cours de l'année, la consommation d'eau connaît des fluctuations autour de la consommation moyenne journalière, il existe une journée où la consommation d'eau est maximale; de même il existe une journée où elle est minimale.

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

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

II.5. Coefficients d'irrégularité de la consommation:

a. Coefficient d'irrégularité maximal ($K_{\max j}$) :

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

$$K_{\max j} = Q_{\max j} / Q_{\text{moy}j} \quad (\text{II .3})$$

$Q_{\max j}$: Consommation maximale journalière (m^3/s)

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

Avec : $K_{\max j} \in [1, 1,3]$

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

D'où : $Q_{\max j} = 1,3 * Q_{\text{moy}j}$

b. Coefficient d'irrégularité minimal ($K_{\min j}$):

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

$$K_{\min j} = Q_{\min j} / Q_{\text{moy}j} \quad (\text{II .4})$$

$Q_{\min j}$: Consommation minimale journalière (m^3/s)

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

Avec : $K_{\min j} \in [0,7 - 0,9]$

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

D'où : $Q_{\min j} = 0,8 * Q_{\text{moy}j}$

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

c. Coefficient d'irrégularité maximum horaire ($K_{\max, h}$) :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire dans la journée. Pour son calcul, on utilise la formule suivante :

$$K_{\max, h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (\text{II.5})$$

α_{\max} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail, il varie de **1,2** à **1,5** et dépend donc du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\alpha_{\max} = 1,5$.

β_{\max} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau II.21 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II.21 : Valeurs de β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000	100000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1.1

Pour notre cas on a un nombre d'habitants qui varie entre 4000 et 10000 donc $\beta_{\max}=1.4$

$$K_{\max, h} = 1.2 \times 1.4 = 1.68 \quad (\text{II.5.1})$$

d. Coefficient d'irrégularité minimum horaire ($K_{\min, h}$) :

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire :

$$K_{\min, h} = \alpha_{\min} \cdot \beta_{\min} \quad (\text{II.6})$$

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

β_{\min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Tableau II.22: Valeurs de β_{\min} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0.7

Pour notre cas on a un nombre d'habitants qui varie entre 4000 et 10000 donc $\beta_{\min}=0.5$

$$K_{\min, h} = 0.5 \times 0.25 = 0.24 \quad (\text{II.6.1})$$

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Tableau II.23: Valeurs de $K_{\max.h}$ et $K_{\min.h}$ en fonction du nombre d'habitants de toutes les zones

Horizon		Zones	Nombre d'habitants	β_{\max}	β_{\min}	α_{\max}	α_{\min}	$K_{\max.h}$	$K_{\min.h}$
Secteur1	Actuel (2016)	Zone 3	1172	1,8	0,1	1,5	0,5	2,7	0,05
		Zone 4	500	2	0,1			3	0,05
		Zone 5	851	2	0,1			3	0,05
	Moyen terme (2025)	Zone 3	1401	1,8	0,1	1,5	0,5	2,7	0,05
		Zone 4	597	2	0,1			3	0,05
		Zone 5	1017	1,8	0,1			2,7	0,05
	Long terme (2040)	Zone 3	1885	1,8	0,1	1,5	0,5	2,7	0,05
		Zone 4	803	2	0,1			3	0,05
		Zone 5	1369	1,8	0,1			2,7	0,05
Secteur2	Actuel (2016)	Zone 1	585	2	0,1	1,5	0,5	3	0,05
		Zone 2	1399	1,8	0,1			2,7	0,05
	Moyen terme (2025)	Zone 1	699	2	0,1	1,5	0,5	3	0,05
		Zone 2	1672	1,6	0,1			2,4	0,05
	Long terme (2040)	Zone 1	940	2	0,1	1,5	0,5	3	0,05
		Zone 2	2250	1,6	0,1			2,4	0,05

II.6. Détermination des débits journaliers :

II.6.1. Consommation maximale journalière ($Q_{\max,j}$) :

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

Ce débit est donné par :

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} \times Q_{\text{moy},j} \quad (\text{II.7})$$

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

$Q_{\text{moy},j}$: Débit moyen journalier en m^3/j .

$K_{\max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximum journalière, voire la formule (II-3)

$$Q_{\max,j} = 1.3 \times Q_{\text{moy},j}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Tableau II.24 : Consommation maximale journalière aux horizons de calcul

	Zones	Débit (m ³ /j)	2016	2025	2040
Secteur 1	Zone 3	Q _{moy,j} (m ³ /j)	388,915	465,295	590,115
		Q _{max,j} (m ³ /j)	505,59	604,883	767,1495
	Zone 4	Q _{moy,j} (m ³ /j)	313,4	345,86	399
		Q _{max,j} (m ³ /j)	407,42	449,618	518,7
	Zone 5	Q _{moy,j} (m ³ /j)	369,05	424,46	515,2
		Q _{max,j} (m ³ /j)	479,765	551,798	669,76
Secteur 2	Zone 1	Q _{moy,j} (m ³ /j)	342,4	380,47	442,65
		Q _{max,j} (m ³ /j)	445,12	494,611	575,445
	Zone 2	Q _{moy,j} (m ³ /j)	298,22	390,51	538,37
		Q _{max,j} (m ³ /j)	387,686	507,663	699,881
Total	Q _{moy,j} (m ³ /j)	1712,135	2006,595	2485,335	
	Q _{max,j} (m ³ /j)	2225,775	2608,57	3230,935	

II.6.2. Consommation minimale journalière (Q_{min,j}) :

C'est le débit du jour de faible consommation pendant l'année ;

$$Q_{min,j} = K_{min,j} \times Q_{moy,j} \quad (II.8)$$

Q_{min,j}: Débit minimum journalier en m³/j ;

Q_{moy,j}: Débit moyen journalier en m³/j.

K_{min,j}: Coefficient d'irrégularité minimum journalière, voir la formule (II.4)

$$K_{min,j} = 0.8 \times Q_{moy,j}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant.

Tableau II.25 : Consommation minimale journalière aux horizons de calcul

Secteur	Zones	Débit(m ³ /j)	2016	2025	2040
Secteur 1	Zone 3	Q _{moy,j} (m ³ /j)	388,915	465,295	590,115
		Q _{min,j} (m ³ /j)	311,132	372,236	472,092
	Zone 4	Q _{moy,j} (m ³ /j)	313,4	345,86	399
		Q _{min,j} (m ³ /j)	250,72	276,688	319,2
	Zone 5	Q _{moy,j} (m ³ /j)	369,05	424,46	515,2
		Q _{min,j} (m ³ /j)	295,24	339,568	412,16
Secteur 2	Zone 1	Q _{moy,j} (m ³ /j)	342,4	380,47	442,65
		Q _{min,j} (m ³ /j)	273,92	304,376	354,12
	Zone 2	Q _{moy,j} (m ³ /j)	298,22	390,51	538,37
		Q _{min,j} (m ³ /j)	238,576	312,408	430,696
Total	Q _{moy,j} (m ³ /j)	1712,135	2006,595	2485,335	
	Q _{min,j} (m ³ /j)	1369,708	1605,276	1988,268	

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

II .7.Détermination des débits horaires :

II.7.1. Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy.h}} = \frac{Q_{\text{max.j}}}{24} \text{ (m}^3 \text{/h)} \quad (\text{II.9.1})$$

Avec :

$Q_{\text{moy.h}}$: Débit moyen horaire en m³/h ;

$Q_{\text{max.j}}$: Débit maximum journalier en m³/j ;

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant.

Tableau II.26 : Consommation moyenne horaire

Secteur	Zones	Débit (m3/h)	2016	2025	2040
Secteur 1	Zone 3	Q _{max.j} (m3/j)	505,59	604,883	767,1495
		Q _{moy.h} (m3/h)	21,066	25,203	31,965
	Zone 4	Q _{max.j} (m3/j)	407,42	449,618	518,7
		Q _{moy.h} (m3/h)	16,976	18,734	21,613
	Zone 5	Q _{max.j} (m3/j)	479,765	551,798	669,76
		Q _{moy.h} (m3/h)	19,990	22,992	27,907
Secteur 2	Zone 1	Q _{max.j} (m3/j)	445,12	494,611	575,445
		Q _{moy.h} (m3/h)	18,547	20,609	23,977
	Zone 2	Q _{max.j} (m3/j)	387,686	507,663	699,881
		Q _{moy.h} (m3/h)	16,154	21,153	29,162
Total		Q _{max.j} (m3/j)	2225,775	2608,570	3230,935
		Q _{moy.h} (m3/h)	92,741	108,690	134,622

II .7.2.Détermination du débit maximum horaire :

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé comme suit :

$$Q_{\text{max,h}} = Q_{\text{moy,h}} * K_{\text{max,h}} \text{ (m}^3 \text{/h)} \quad (\text{II.9.2})$$

Avec :

$Q_{\text{max,h}}$: débit maximum horaire en(m³/h)

$Q_{\text{moy,h}}$:debit moyen horaire en(m³/h).

$K_{\text{max,h}}$: Coefficient maximum horaire = 1,68 , voir la formule (II.5 .1).

Les résultats sont représentés dans le tableau qui suit.

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Tableau II.27 : Consommation maximale horaire aux horizons de calcul

Secteur	Zones	Débit (m3/h)	2016	2025	2040
Secteur 1	Zone 3	$Q_{moy.h}$ (m3/h)	21,066	25,203	31,965
		$Q_{max.h}$ (m3/h)	56,878	68,048	86,306
	Zone 4	$Q_{moy.h}$ (m3/h)	16,976	18,734	21,613
		$Q_{max.h}$ (m3/h)	50,928	56,202	64,839
	Zone 5	$Q_{moy.h}$ (m3/h)	19,99	22,992	27,907
		$Q_{max.h}$ (m3/h)	59,970	62,078	75,349
Secteur 2	Zone 1	$Q_{moy.h}$ (m3/h)	18,547	20,609	23,977
		$Q_{max.h}$ (m3/h)	55,641	61,827	71,931
	Zone 2	$Q_{moy.h}$ (m3/h)	16,154	21,153	29,162
		$Q_{max.h}$ (m3/h)	43,616	50,767	69,989
Total		$Q_{moy.h}$ (m3/h)	92,741	108,69	134,622
		$Q_{max.h}$ (m3/h)	155,805	182,599	226,165

II.7.3. Détermination du débit minimum horaire :

Le débit minimum horaire est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{min,h} = Q_{moy,h} * K_{min,h} \text{ (m}^3\text{/h)} \quad \text{(II.9.3)}$$

Avec :

$Q_{moy,h}$: Débit moyen horaire en m³/h

$K_{min,h}$: Coefficient d'irrégularité minimale horaire= 0.125, voir la formule (II-6-1)

$Q_{min,h}$: Débit minimum horaire en m³/h

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant

Tableau II.28 : Consommation minimale horaire aux horizons de calcul

Secteur	Zones	Débit (m3/h)	2016	2025	2040
Secteur 1	Zone 3	$Q_{moy.h}$ (m3/h)	21,066	25,203	31,965
		$Q_{min.h}$ (m3/h)	1,053	1,260	1,598
	Zone 4	$Q_{moy.h}$ (m3/h)	16,976	18,734	21,613
		$Q_{min.h}$ (m3/h)	0,849	0,937	1,081
	Zone 5	$Q_{moy.h}$ (m3/h)	19,99	22,992	27,907
		$Q_{min.h}$ (m3/h)	1,000	1,150	1,395
Secteur 2	Zone 1	$Q_{moy.h}$ (m3/h)	18,547	20,609	23,977
		$Q_{min.h}$ (m3/h)	0,927	1,030	1,199
	Zone 2	$Q_{moy.h}$ (m3/h)	16,154	21,153	29,162
		$Q_{min.h}$ (m3/h)	0,808	1,058	1,458
Total		$Q_{moy.h}$ (m3/h)	92,741	108,69	134,622
		$Q_{min.h}$ (m3/h)	22,258	26,086	32,309

II.8. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :

Pour déterminer la variation horaire de la consommation de cette agglomération on utilise les données du tableau ci-après :

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Tableau II.29 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

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

Remarque :

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximum journalier de l'agglomération. Puisque le nombre d'habitant est moins de 10 000 pour l'agglomération de Tichy, on choisit la première répartition comme l'indiquent les tableaux suivants :

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Tableau II.30 : Variation des débits horaires de l'agglomération en 2016.

(h)	Consommation totale		Consommation cumulée (intégrale)	
	$Q_{\max i} = 2225,775 \text{ (m}^3/\text{j)}$		%	m ³ /h
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0-1	01	22,26	1	15,15
1-2	01	22,26	2	37,41
2-3	01	22,26	3	59,67
3-4	01	22,26	4	81,92
4-5	02	44,52	5	126,44
5-6	03	66,77	7	193,21
6-7	05	111,29	10	304,50
7-8	6.5	144,68	15	449,18
8-9	6.5	144,68	21,5	593,85
9-10	5.5	122,42	28	716,27
10-11	4.5	100,16	33,5	816,43
11-12	5.5	122,42	38	938,85
12-13	07	155,80	43,5	1094,65
13-14	07	155,80	50,5	1250,46
14-15	5.5	122,42	57,5	1372,87
15-16	4.5	100,16	63	1473,03
16-17	05	111,29	67,5	1584,32
17-18	6.5	144,68	72,5	1729,00
18-19	6.5	144,68	79	1873,67
19-20	5.0	111,29	85,5	1984,96
20-21	4.5	100,16	90,5	2085,12
21-22	03	66,77	95	2151,89
22-23	02	44,52	98	2196,41
23-24	01	22,26	100	2225,78
Total	100	2225,78		

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

D'après le tableau **II.30 ci-dessus** nous avons :

- Un débit maximum horaire $Q_{\max,h} = 155,80 \text{ m}^3/\text{h}$ entre 12h et 14h.
- Un débit minimum horaire $Q_{\min,h} = 22,26 \text{ m}^3/\text{h}$ entre 23h et 4h.

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

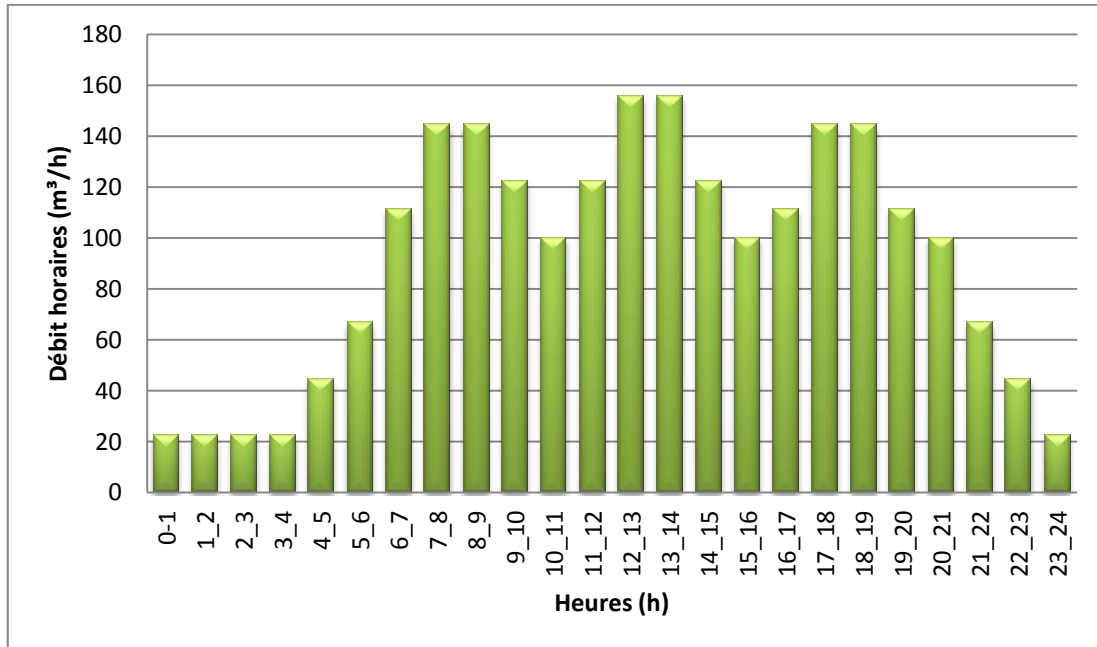


Figure II.1 : Graphique de consommation de la ville de Tichy de l'année 2016.

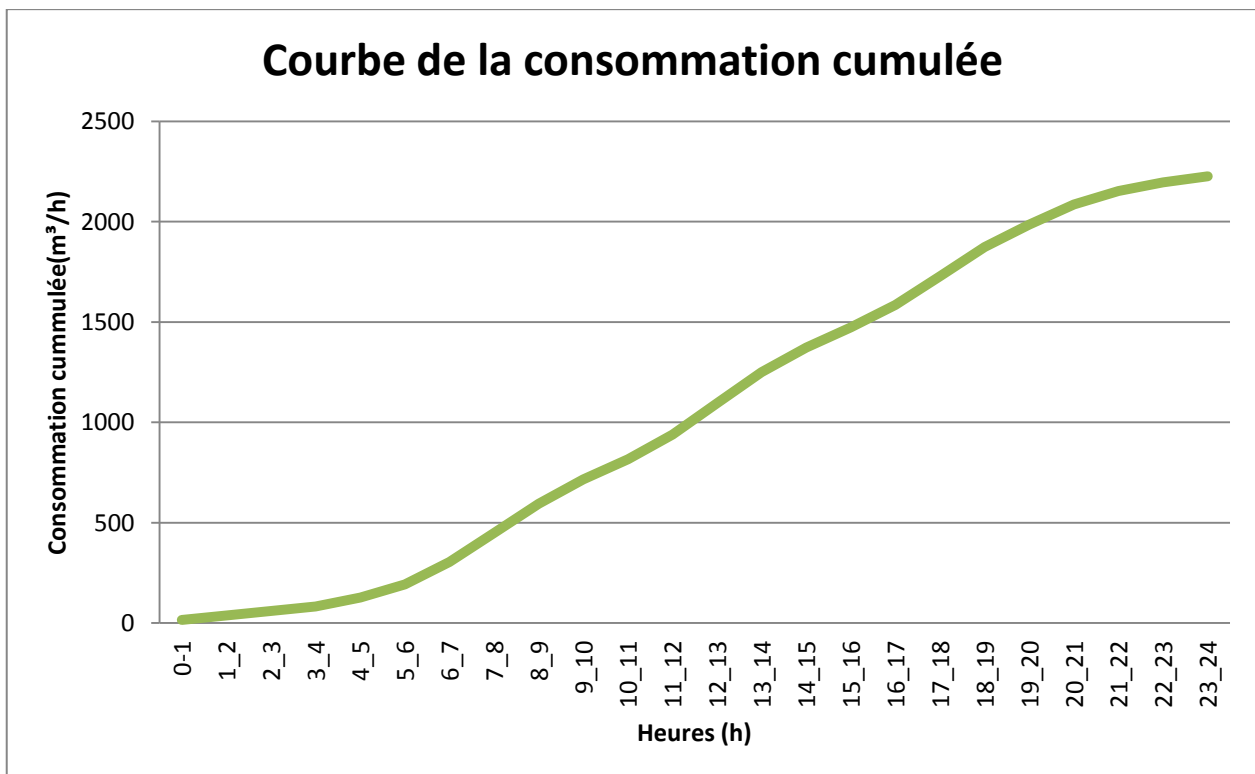


Figure II.2 : Courbe de consommation cumulée de la ville de Tichy de l'année 2016.

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Tableau II.31 : Variation des débits horaires de l'agglomération à l'horizon 2025.

Heure	Consommation totale		Consommation cumulée (intégrale)	
	$Q_{\max, j} = 2608,57 \text{ m}^3/\text{j}$			
(h)	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	01	26,09	1	18,96
1-2	01	26,09	2	45,05
2-3	01	26,09	3	71,13
3-4	01	26,09	4	97,22
4-5	02	52,17	5	149,39
5-6	03	78,26	7	227,65
6-7	05	130,43	10	358,07
7-8	6.5	169,56	15	527,63
8-9	6.5	169,56	21,5	697,19
9-10	5.5	143,47	28	840,66
10-11	4.5	117,39	33,5	958,05
11-12	5.5	143,47	38	1101,52
12-13	07	182,60	43,5	1284,12
13-14	07	182,60	50,5	1466,72
14-15	5.5	143,47	57,5	1610,19
15-16	4.5	117,39	63	1727,57
16-17	05	130,43	67,5	1858,00
17-18	6.5	169,56	72,5	2027,56
18-19	6.5	169,56	79	2197,12
19-20	5.0	130,43	85,5	2327,54
20-21	4.5	117,39	90,5	2444,93
21-22	03	78,26	95	2523,19
22-23	02	52,17	98	2575,36
23-24	01	26,09	100	2608,57
Total	100	2608,57		

D'après le tableau **II.30 ci-dessus** nous avons :

- Un débit maximum horaire $Q_{\max, h} = 182,60 \text{ m}^3/\text{h}$ entre 12h et 14h.
- Un débit minimum horaire $Q_{\min, h} = 26,09 \text{ m}^3/\text{h}$ entre 23h et 4h.

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

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

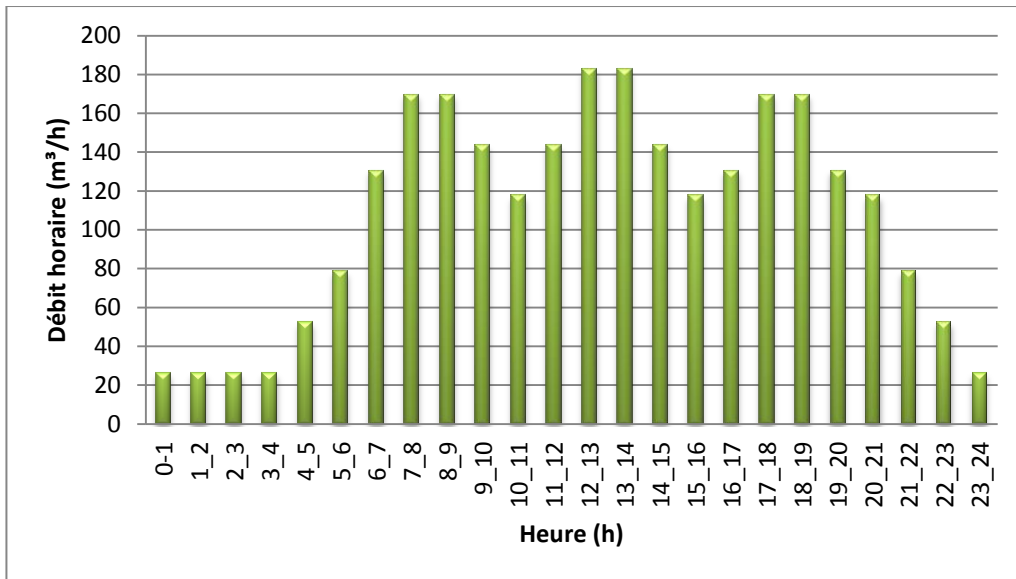


Figure II.3 : Graphique de consommation de la ville de Tichy de l'année 2025.

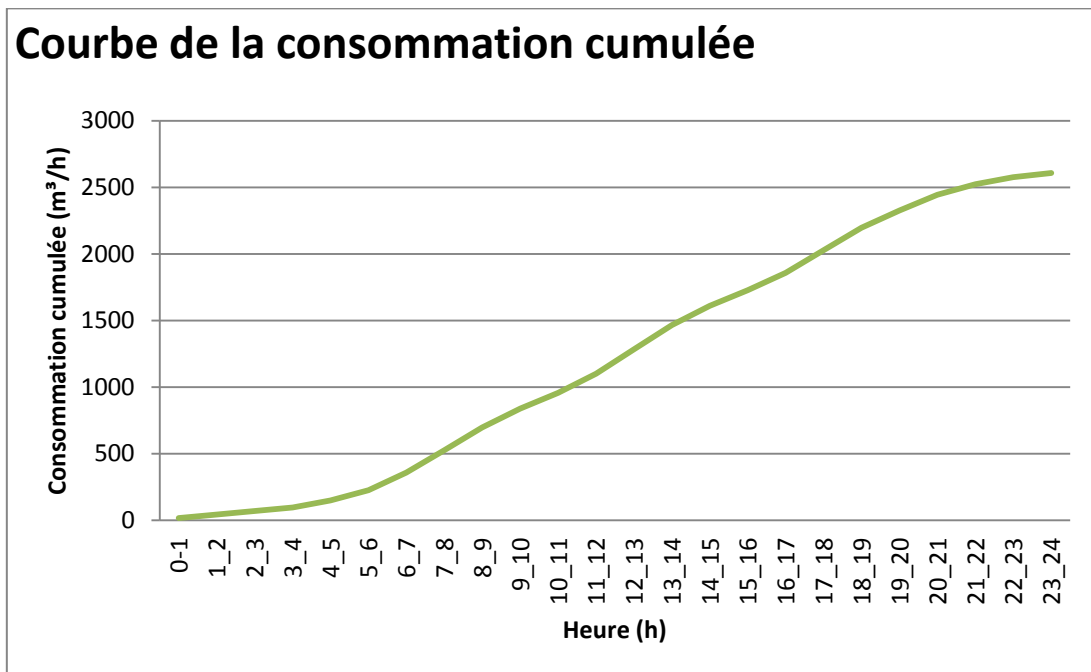


Figure II.4 : Courbe de consommation cumulée de la ville de Tichy de l'année 2025

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Tableau II.32 : Variation des débits horaires de l'agglomération à l'horizon 2040.

Heure	Consommation totale		Consommation cumulée (intégrale)	
	$Q_{\max j} = 3230,953 \text{ m}^3/j$			
(h)	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	01	32,31	1	25,21
1-2	01	32,31	2	57,52
2-3	01	32,31	3	89,83
3-4	01	32,31	4	122,14
4-5	02	64,62	5	186,76
5-6	03	96,93	7	283,69
6-7	05	161,55	10	445,23
7-8	6.5	210,01	15	655,25
8-9	6.5	210,01	21,5	865,26
9-10	5.5	177,70	28	1042,96
10-11	4.5	145,39	33,5	1188,35
11-12	5.5	177,70	38	1366,06
12-13	07	226,17	43,5	1592,22
13-14	07	226,17	50,5	1818,39
14-15	5.5	177,70	57,5	1996,09
15-16	4.5	145,39	63	2141,48
16-17	05	161,55	67,5	2303,03
17-18	6.5	210,01	72,5	2513,04
18-19	6.5	210,01	79	2723,06
19-20	5.0	161,55	85,5	2884,60
20-21	4.5	145,39	90,5	3030,00
21-22	03	96,93	95	3126,92
22-23	02	64,62	98	3191,54
23-24	01	32,31	100	3230,95
Total	100	3230,95		

D'après le tableau **II.31 ci-dessus** nous avons :

- Un débit maximum horaire $Q_{\max,h} = 226,17 \text{ m}^3/h$ entre 12h et 14h.
- Un débit minimum horaire $Q_{\min,h} = 32,31 \text{ m}^3/h$ entre 23h et 4h.

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

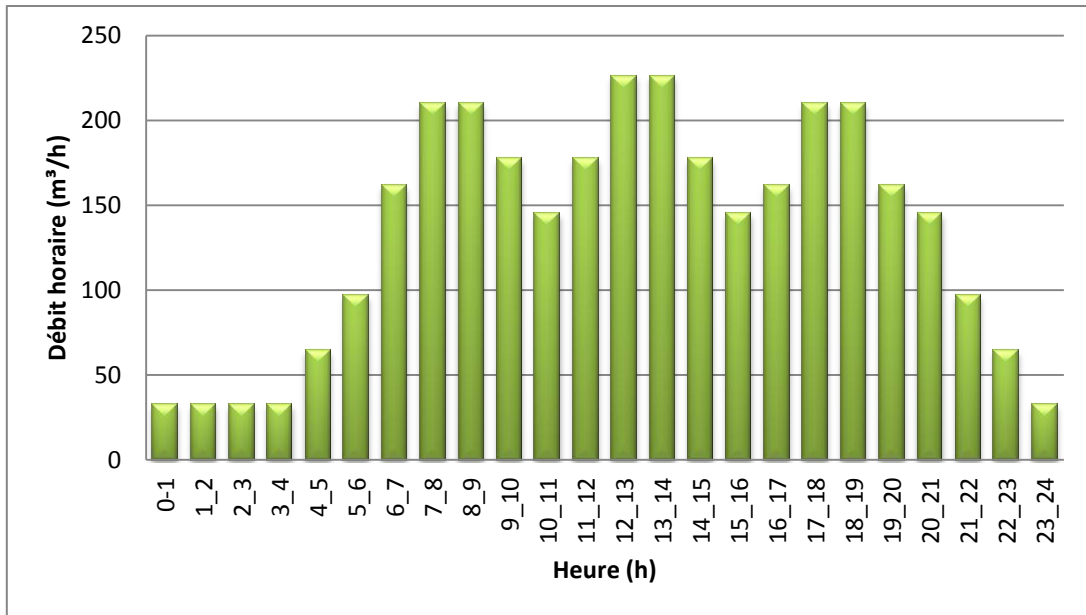


Figure II.5: Graphique de consommation de la ville de Tichy de l'année 2040.

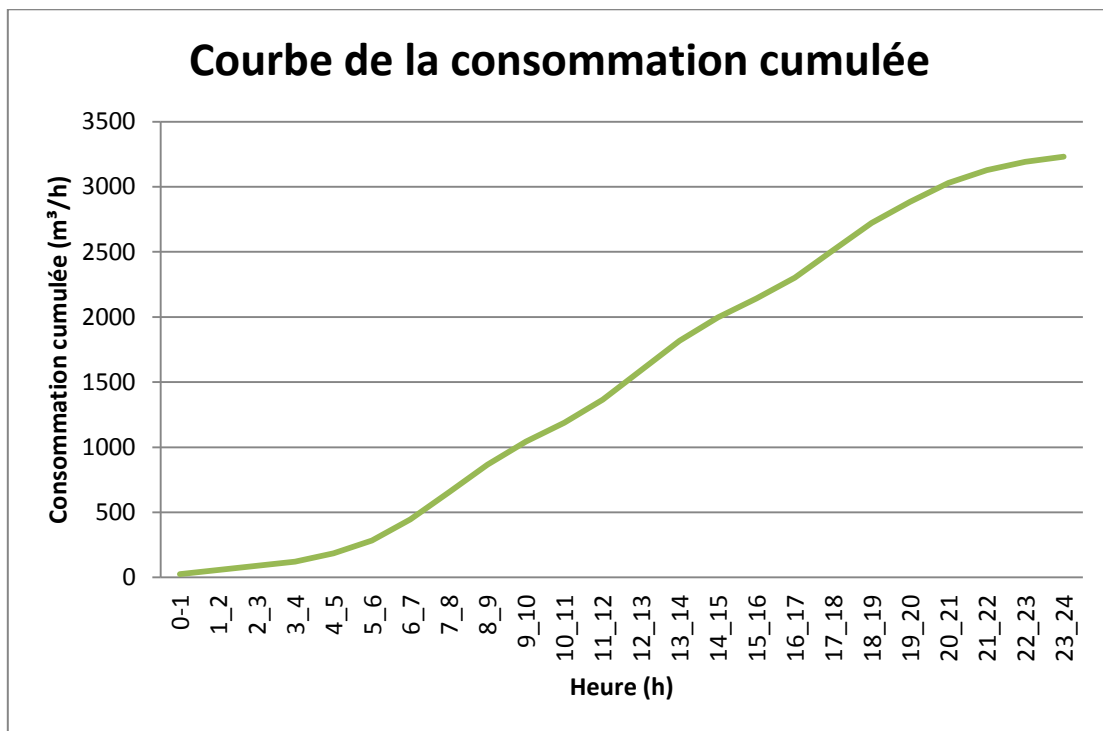


Figure II.4 : Courbe de consommation cumulée de la ville de Tichy de l'année 2040.

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

II.9. Bilan Ressource-Besoins :

Les débits produits par les ressources disponibles sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.33 : Production journalière des forages de oued Djemaa et oued Zitouna.

		Production en m ³ /j	Production en l/s
Oued Djemaa	Station Oued Djemaa	2322	26,87
	Puits 53/48	1565	18,12
	F7	2679	31,01
Oued Zitouna	F1	2815	32,58
	F2	1351	15,64
	F3	2555	29,57
	F4	1899	21,98
Conduite ϕ 600	Total	15186	175,77

Source : ADE de Bejaia

D'après le service d'exploitation des ressources en eau de l'ADE de Bejaia, le piquage sur la conduite de ϕ 600 qui alimente le chef lieu de Tichy avec une conduite de ϕ 200 débite 3500 m³/j, notons que la conduite de ϕ 600 alimente aussi le chef lieu de la wilaya de Bejaia.

Le tableau suivant nous permet d'effectuer une comparaison entre les besoins en eau potable de la ville de Tichy et les ressources hydriques disponibles pour les différents horizons, en supposant que le débit actuel est constant.

Tableau II.34 : Bilan Ressources-Besoins.

Horizon	Besoins	Ressources disponibles	Déficit	Surplus
	m ³ /j	m ³ /j	m ³ /j	m ³ /j
2016	2225,775	3500	--	1485,42
2025	2608,57	3500	--	1103,729
2040	3230,953	3500	--	479,027

D'après les résultats donnés par le tableau précédent (II.34), nous constatons que les ressources disponibles répondent suffisamment aux besoins de la ville de Tichy à l'horizon 2040.

II.10. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons estimé les besoins en eau potable de la ville de Tichy après avoir effectué un recensement détaillé des équipements, habitats et toute aire où on a consommation d'eau potable, pour arriver à la fin à une estimation de la quantité d'eau qui va être consommée en chaque horizon.

Afin d'assurer l'arrivée de cette quantité d'eau aux consommateurs, il est indispensable d'effectuer un diagnostic global du système d'alimentation en eau potable de la ville de Tichy, ceci est l'objectif du chapitre suivant.

CHAPITRE III

Etude de diagnostic du système d'AEP

Chapitre III : Etude de diagnostic du système d'AEP existant

III.1. Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de définir l'état du système d'alimentation en eau potable de la ville de Tichy et de déterminer les conditions de son fonctionnement, en considérant la station de pompage, l'adduction, le stockage ainsi que le réseau de distribution. Le but étant de concevoir des améliorations de la situation actuelle.

III.2. Etude de diagnostic :

L'étude de diagnostic peut être préventive ou consécutive au constat d'un dysfonctionnement, elle a pour but de détecter les anomalies, les analyser et les interpréter pour ensuite les maîtriser et les supprimer. En effet pour effectuer une étude de diagnostic, il va falloir effectuer :

- Une reconnaissance détaillée des lieux.
- Une enquête sur tout le système d'AEP existant.

III.3. Diagnostic de la station de pompage SP1 :

➤ **Etat actuel :**

Le tableau III.1 résume les différentes caractéristiques de la station de pompage SP1 :

Tableau III.1: Caractéristiques de la station de pompage Tichy

Nom de la station		Station de pompage 01
Localisation		Tichy centre, CTN = 12 m
Nombre de pompe		2 GEP horizontaux
Nombre d'heure de fonctionnement		20 h
Pompe	Type	Horizontale
	Débit	25 l/s
	HMT	60 m
	Puissance	64,19 Kw
Accessoires hydrauliques		<ul style="list-style-type: none">- 4 Vannes d'isolement- 1 clapet anti retour- 1 compteur débitmètre- 1 manomètre de 0 à 20 bars- Réservoir anti-bélier- Collecteur d'aspiration DN 200 Acier- Collecteur de refoulement DN 200 Acier équipé d'un compteur- 02 Manomètres sur les tubulures de refoulement l'un est cassé

Source : subdivision des ressources en eau (Tichy).

Chapitre III : Etude de diagnostic du système d'AEP existant

➤ Anomalies et observations constatées :

- La station de pompage est introduite au milieu des habitations ce qui rend son extension impossible.
- Les accessoires et les vannes sont corrodés.
- Stockage des accessoires dans la chambre des pompes ce qui occupe l'espace dans la celle-ci et ça empêche leur réparation en cas de panne ou leur amorçage.
- Fuites au niveau de certaines vannes (joints détériorés).
- Manque d'éclairage.
- Des fuites au niveau des conduites de refoulement.



Figure (III.01): Etat des pompes de la station de pompage (SP1).



Figure (III.02): état de la chambre de pompe (SP1).

➤ Bilan Consommation journalière – Pompage :

Pour faire ce bilan il faut comparer le débit refoulé par la pompe et le débit d'exploitation qui est calculé comme suit :

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max } j}}{t * 3600} \quad (\text{III.1})$$

- Q_{exp} : Débit d'exploitation (m^3/s) ;
- $Q_{\text{max},j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ;
- t : Durée de fonctionnement de la station par jour, $t = 20 \text{ h}$.

Chapitre III : Etude de diagnostic du système d'AEP existant

Les résultats sont dans le tableau ci-dessous :

Tableau (III.02): Bilan Consommation journalière - Pompage

Horizon	Q _{exp}	Débit refoulé	Déficit	Surplus
	l/s	l/s	l/s	l/s
2016	12,10	25	--	12,91
2025	15,06	25	--	9,94
2040	19,07	25	--	5,07

D'après les résultats donnés par le tableau précédent (III.02), nous constatons que la production de la station de pompage en eau est très satisfaisante par rapport aux besoins de la ville de Tichy pour les différents horizons.

Donc on peut dire que l'état de la station de pompage est bon mais il nécessite un changement de toutes les pièces corrodées avec une rénovation du système d'éclairage et nettoyage de la chambre de pompe.

III.4. Diagnostic de la station de reprise SR1 (Imechattane):

- **Anomalies et observations constatées :** Après avoir visité la SR1 et d'après l'étude de diagnostic effectuée par le responsable du projet on constate que :
 - Les pompes sont en bon état.
 - Les conduites et les accessoires ont subi une corrosion due aux fuites importantes d'eau à travers les interstices et qui provoque également une stagnation des eaux dans la station elle-même et cela met en danger la vie du personnel qui y travaille d'autant plus que l'installation de l'éclairage ne s'est pas faite dans les normes.
 - On constate également l'absence du cache de l'arbre de couplage moteur-pompe et cela peut être objet d'insécurité et d'un risque important.
 - L'éclairage est inexistant tant à l'intérieur qu'à l'extérieur.
 - les accessoires sont sujets à la corrosion progressive provoquée par les fuites à travers les vannes et les trop-pleins.
 - Le système de javellisation est en mauvais état et cela affecte la maîtrise du dosage du Javel.

- **Bilan Consommation journalière – Pompage :**

Tableau (III.03): Bilan Consommation journalière - Pompage

Horizon	Q _{exp}	Débit refoulé	Déficit	Surplus
	l/s	l/s	l/s	l/s
2016	12,10	16,78	--	6,69
2025	15,06	16,78	--	4,231
2040	19,07	16,78	2,29	0,18

D'après les résultats donnés par le tableau précédent (III.03), on remarque que la production de la station de reprise en eau est satisfaisante par rapport aux besoins de la ville de Tichy

Chapitre III : Etude de diagnostic du système d'AEP existant

pour l'horizon actuel et l'horizon 2025 jusqu'à l'horizon 2040 où on enregistre un déficit de 2,29 l/s qui est dû à l'augmentation du débit appelé (consommation domestique) qui est en fonction du nombre d'habitants à l'horizon 2040)

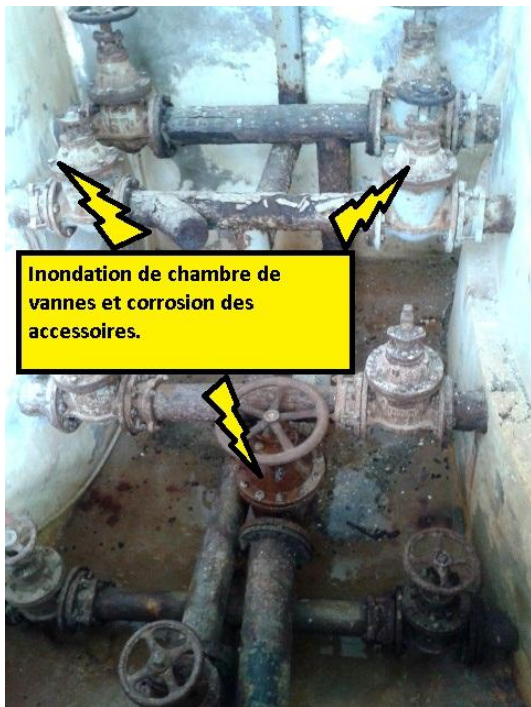


Figure (III.03): Etat de la chambre de vannes de la station de reprise



Figure (III.04): Etat des pompes de la station de reprise (Imechattane).



Figure (III.5): Station de reprise (Imechattane)



Figure (III.6): Vue de l'extérieur de la station de reprise d'Imechattane.

Chapitre III : Etude de diagnostic du système d'AEP existant

➤ **Recommandations :**

- Le système javelisateur doit être refait.
- Pour assurer le débit appelé à l'horizon 2040, on propose un réglage de la pompe en augmentant le temps de fonctionnement de cette dernière.
- Changement des conduites et des accessoires corrodés.
- Rénover la clôture de la station.
- Entretien de la chambre de vannes.
- Refaire toute l'installation d'éclairage et d'alimentation en électricité.
- Equiper les pompes d'un cache de l'arbre du couplage moteur-pompe par mesure de sécurité.

III.5. Analyse de l'état actuel des adductions :

Les adductions jouent un rôle important dans l'approvisionnement en eau des agglomérations sur de longues distances du point de prélèvement jusqu'aux réservoirs de stockage, de ce fait elles constituent un élément essentiel sensible dont il faut veiller au bon fonctionnement.

➤ **Etat actuel du réseau d'adduction :**

Dans notre cas, il existe une seule chaîne de refoulement qui achemine l'eau jusqu'aux réservoirs de Timridjet, puis l'eau continue son chemin gravitairement vers le réservoir d'El Maaden, en passant par la station de pompage en premier lieu et par la station de reprise d'Imechattane en deuxième lieu.

Les caractéristiques des différentes conduites sont données dans le tableau ci-dessous.

Tableau III.4 : Etat actuel du réseau d'adduction.

N°	Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériau	Etat	Observation
1	Point de piquage – SP1	196,82	200	PEHD	En bon état	A garder
2	SP-R1 (SR,Imechattane)	522,96	200	Acier noir	Dégradé	Rénovation totale
3	R1(SR) – R2(Timridjet)	532,86	200	Acier noir	Dégradé	Rénovation totale
4	R2(Timridjet)-R3 (El Maaden)	680	80/90	Acier galvanisé	Dégradé	Rénovation totale



Figure (III.7) : Conduite de refoulement $\Phi 200$ (SP-SR)

➤ **Anomalies et observations constatées :**

- On enregistre des fuites importantes le long des conduites de refoulement à partir de la station de pompage malgré les interventions des services de l'ADE, il s'agit de petits trous le long de la conduite d'adduction. Cela est dû à l'absence de la protection cathodique des adductions ce qui a conduit à la corrosion de celles-ci.
- On constate aussi plusieurs constructions bâties sur la conduite de refoulement.
- Sur la conduite acheminant l'eau gravitairement des réservoirs de Timridjet vers le réservoir d'EL Maaden, on constate :
 - absence des accessoires (vontouse, vidange...)
 - Plusieurs piquages anarchiques
 - La conduite est complètement déterrée (Une conduite d'AEP doit être enterrée pour éviter sa dégradation ou sa destruction par des causes diverses naturelles ou artificielles).
- Vieillesse des conduites de refoulement : leur âge dépasse les 30 ans.

Recommandations :

- Après avoir analysé l'état des conduites d'adduction, on voit bien que cette dernière nécessite une rénovation totale des conduites à cause de leur état physique dégradé et leur vieillissement.
- Le tracé de l'adduction doit aussi être légèrement modifié vue les constructions bâties en dessus de la conduite de refoulement reliant entre la station de pompage et la station de reprise d'Imechattane et celle assurant le refoulement à partir de cette dernière vers le réservoir de Timridjet,
- Le tronçon assurant un écoulement gravitaire vers le réservoir d'El Maaden doit être redimensionné et son tracé doit être refait de façon à éviter les points hauts sur ce dernier et à véhiculer le débit appelé pour l'horizon d'étude 2040. (Nous allons donner une étude détaillée d'adduction dans le chapitre Etude d'adduction).

Chapitre III : Etude de diagnostic du système d'AEP existant

III.6. Diagnostic et réhabilitation des réservoirs existants:

Les ouvrages de stockage ou réservoirs qui reçoivent l'eau assurent l'alimentation des agglomérations. Afin d'assurer un meilleur fonctionnement du réseau de distribution de la ville de Tichy, nous allons effectuer un diagnostic des réservoirs existants, y détecter toutes les anomalies afin d'y remédier. Nous allons aussi, dans un des chapitres qui suivent (chapitre VI), effectuer une comparaison entre la capacité des réservoirs existants et le volume d'eau nécessaire pour répondre à la consommation de la population de la ville de Tichy pour les différents horizons étudiés.

Le tableau ci-après nous renseigne sur le diagnostic général effectué sur les sites.

Tableau III.5: Récapitulatif du diagnostic des ouvrages de stockage.

Ouvrage de stockage	Site	Constatations et anomalies
<ul style="list-style-type: none"> - Réservoir (2x100 m³) - Circulaire - En béton armé - Conduite d'arrivée : ϕ200 à partir de la station de pompage existante (SP1) en acier noir. - Il assure le refoulement vers le réservoir de Timridjet et l'alimentation d'Imechattane. 	Imechattane CTN= 65,42 m Sur sol	<ul style="list-style-type: none"> - Présence d'herbes sur le toit. - Inexistence des robinets de flotteurs dans les réservoirs. - La clôture est détruite d'où l'accès facile aux réservoirs. - chambre de vannes dans un état critique (souvent inondée). - Absence d'éclairage. - Escalier d'accès endommagé.
<ul style="list-style-type: none"> - Réservoir (2x50 m³) - Circulaire - En béton armé - Conduite d'arrivée : ϕ200 en acier noir, à partir des réservoirs d'Imechattane. - Il assure l'écoulement gravitaire vers le réservoir d'EL Maaden et l'alimentation de Timridjet. 	Timridjet CTN=207 m Sur sol	<ul style="list-style-type: none"> - La clôture est détruite d'où l'accès facile aux réservoirs. - Absence d'éclairage. - Manque d'entretien. - Poussée d'herbe. - L'étanchéité des accessoires est dégradée. - les accessoires sont sujets à la corrosion progressive provoquée par les fuites à travers les vannes et les trop-pleins.
<ul style="list-style-type: none"> - Réservoir (200 m³) - Circulaire - En béton armé - Conduite d'arrivée : ϕ80/90 en acier galvanisé, à partir des réservoirs de Timridjet. - Il assure l'alimentation d'El Maaden. 	El Maadene CTN=156,43 Sur sol	<ul style="list-style-type: none"> - Poussée d'herbes. - La Clôture est détruite. - Chambre de vannes dans un état critique (souvent inondée). - Les accessoires sont sujets à la corrosion progressive provoquée par les fuites à travers les vannes et les trop-pleins. - La peinture et le génie civil sont en mauvais état.

Source : Subdivision des ressources en eau (Tichy)



Figure (III.08): Réservoir El Maaden



Figure (III.09): Réservoir Imechattane

➤ **Réhabilitation des réservoirs :**

a. Réservoir d'imechattane (Station de reprise) :

- Décapage du toit du réservoir et nettoyage des ouvrages de façon régulière.
- Il est nécessaire d'installer des robinets de flotteur.
- Nettoyage du sol de la chambre de vanne.
- Assurer un bon éclairage pour la sécurité des personnels qui y travaillent.
- Rénovation des escaliers d'accès pour la sécurité des agents d'entretien.
- Changement de toutes les vannes et tous les accessoires corrodés et dégradés qui cause des fuites d'eau dans la chambre de vanne pour éviter l'inondation de cette dernière.
- Rénovation de la clôture de la station de reprise.

b. Réservoir de Timridjet (R2) :

- Changement des conduites et des accessoires.
- Rénover la clôture du réservoir.
- Nettoyage du toit et décapage des herbes.
- L'entretien et le nettoyage de façon régulière du réservoir.

c. Réservoir d'El Maaden (R3) :

- Rénover la clôture du réservoir
- Changement des vannes et des accessoires corrodés
- Vérification approfondie du génie civil (parois), un rapport d'expertise est recommandé par un organisme de contrôle.
- Réfection du revêtement extérieur.
- Nettoyage du toit et décapage des herbes.

III.7. Diagnostic du réseau de distribution :

La ville de Tichy dispose d'un réseau de type ramifié récemment rénové (2005) composé essentiellement de conduites en PEHD, les diamètres varient entre 20 mm et 250mm.

Sa configuration spatiale touche toute la zone située sur le coté est de la ville de Tichy, notons que la distribution se fait gravitairement.

III .7.1. Analyse du fonctionnement hydraulique du réseau d'AEP de la ville de Tichy :

Afin d'évaluer le fonctionnement hydraulique du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Tichy et de vérifier que ce dernier assure des pressions suffisantes et des vitesses conformes aux normes, on utilise le logiciel EPANET pour exécuter une simulation du comportement hydraulique du réseau.

1. Calcul hydraulique du réseau de distribution :

✓ Débit spécifique :

Le débit spécifique est le rapport du débit en route sur la longueur totale des canalisations dans le réseau, Ce débit est reparti uniformément le long d'un réseau, il est déduit de la relation Suivante :

$$q_{sp} = Q_r / \sum l_i \text{ (l/s/ml)} \quad \text{(III.2)}$$

Chapitre III : Etude de diagnostic du système d'AEP existant

- q_{sp} : débit spécifique (l/s) ;
- $\sum Li$: somme des longueurs (m).

✓ Débits en route :

La détermination des débits en route obéit à l'expression suivante :

$$Q_r = Q_p - Q_{conc} \quad (III.3)$$

Avec :

- Q_r : débit en route (l/s) ;
- Q_p : débit de pointe ou le débit consommé (l/s) ;
- Q_{conc} : débit concentré (l/s).

✓ Les débits aux nœuds :

Le calcul des débits aux nœuds s'effectuera après avoir calculé les débits en route pour chaque tronçon (q_{ri}) en suivant les étapes suivantes :

$$Q_{ri} = q_{sp} * l_i \quad (III.4)$$

$$Q_{nd} = 0,5. \sum Q_{ri} + Q_{conc} \quad (III.5)$$

l_i : longueur de tronçon numéro (i), (m) ;

Q_{ri} : débit du tronçon numéro (i), (l/s) ;

$\sum Q_{ri}$: somme des débits des tronçons qui convergent au même nœud (l/s)

Q_{nd} : débit au nœud (l/s) ;

Les résultats du calcul sont établis dans les tableaux suivants :

a. Zone 05 (El Maaden) :

1- cas de pointe :

➤ Calcul des débits en route et débits nodaux

- Pour l'horizon 1016: $Q_p = 59,970 \text{ m}^3/\text{h} = 16,658 \text{ l/s}$,
- $\sum Li = 2160 \text{ m}$
- $q_{sp} = 0,007712191358 \text{ l/s/ml}$

Chapitre III : Etude de diagnostic du système d'AEP existant

Tableau III.6: Calcul des débits en route et débits nodaux en cas de pointe (horizon 2016).

Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
Noeud 115	Tuyau 113	30	0,23136574	0,887
	Tuyau 112	200	1,54243827	
Noeud 116	Tuyau 111	40	0,30848765	1,157
	Tuyau 113	30	0,23136574	
	Tuyau 1	230	1,77380401	
Noeud 117	Tuyau 111	40	0,30848765	0,154
Noeud 119	Tuyau 1	230	1,77380401	1,080
	Tuyau 115	30	0,23136574	
	Tuyau 116	20	0,15424383	
Noeud 120	Tuyau 115	30	0,23136574	0,116
Noeud 121	Tuyau 116	20	0,15424383	1,080
	Tuyau 117	70	0,5398534	
	Tuyau 118	190	1,46531636	
Noeud 122	Tuyau 117	70	0,5398534	0,270
Noeud 123	Tuyau 118	190	1,46531636	1,060
	Tuyau 119	30	0,23136574	
	Tuyau 129	55	0,42417052	
Noeud 124	Tuyau 119	30	0,23136574	0,116
Noeud 125	Tuyau 129	55	0,42417052	2,275
	Tuyau 126	340	2,62214506	
	Tuyau 123	175	1,34963349	
	Tuyau 120	20	0,15424383	
Noeud 126	Tuyau 120	20	0,15424383	0,540
	Tuyau 121	50	0,38560957	
	Tuyau 122	70	0,5398534	
Noeud 127	Tuyau 121	50	0,38560957	0,193
Noeud 128	Tuyau 122	70	0,5398534	0,270
Noeud 129	Tuyau 125	200	1,54243827	0,771
Noeud 130	Tuyau 125	200	1,54243827	1,986
	Tuyau 123	175	1,34963349	
	Tuyau 124	140	1,07970679	
Noeud 131	Tuyau 124	140	1,07970679	0,540
Noeud 132	Tuyau 127	90	0,69409722	2,352
	Tuyau 128	180	1,38819444	
	Tuyau 126	340	2,62214506	
Noeud 133	Tuyau 127	90	0,69409722	0,347
Noeud 134	Tuyau 128	180	1,38819444	0,694
Noeud 118	Tuyau 112	200	1,54243827	0,771

➤ **Résultat de la simulation hydraulique du réseau actuel à l'horizon 2016 :**

a)- Les charges et les pressions dans le réseau de distribution de la zone d'El Madden sont données dans le tableau suivant :

Chapitre III : Etude de diagnostic du système d'AEP existant

Tableau III.7: Charges et pression dans le réseau cas de pointe

ID Noeud	Altitude (m)	Demande (LPS)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 115	141	0,89	158,68	17,68
Noeud 116	135	1,16	158,60	23,60
Noeud 117	132	0,15	156,31	24,31
Noeud 118	130	0,77	152,18	22,18
Noeud 119	79	1,08	157,97	78,97
Noeud 120	84	0,12	156,92	72,92
Noeud 121	75	1,08	157,85	82,85
Noeud 122	71	0,27	146,99	75,99
Noeud 123	69	1,06	156,93	87,93
Noeud 124	74,81	0,12	155,88	81,07
Noeud 125	62	2,28	156,71	94,71
Noeud 126	63	0,54	156,36	93,36
Noeud 127	71	0,19	152,09	81,09
Noeud 128	70	0,27	145,50	75,50
Noeud 129	41	0,77	148,69	107,69
Noeud 130	47	1,99	155,19	108,19
Noeud 131	56	0,54	148,02	92,02
Noeud 132	35	2,35	139,04	104,04
Noeud 133	46	0,35	117,12	90,93
Noeud 134	32	0,69	124,57	92,57

b)- Les vitesses et les pertes de charge dans le réseau de distribution sont données dans le tableau suivant :

Chapitre III : Etude de diagnostic du système d'AEP existant

Tableau III.8: Vitesse et pertes de charges dans le réseau existant en cas de pointe.

ID Arc	Longueur (m)	Diametre (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m)
Tuyau 110	100	204,6	16,66	0,51	1,16
Tuyau 111	40	16	0,15	0,77	57,25
Tuyau 112	200	32,6	0,77	0,92	32,51
Tuyau 113	30	163,6	15,00	0,71	2,82
Tuyau 115	30	16	0,12	0,58	34,85
Tuyau 116	20	130,8	12,49	0,93	5,97
Tuyau 117	70	16	0,27	1,34	155,11
Tuyau 118	190	130,8	11,14	0,83	4,85
Tuyau 119	30	16	0,12	0,58	34,85
Tuyau 120	20	40,8	1,00	0,77	17,64
Tuyau 121	50	16	0,19	0,96	85,29
Tuyau 122	70	16	0,27	1,34	155,11
Tuyau 123	175	73,6	3,30	0,77	8,66
Tuyau 124	140	26	0,54	1,02	51,24
Tuyau 125	200	32,6	0,77	0,92	32,51
Tuyau 126	340	51,4	3,39	1,64	51,98
Tuyau 127	90	26	0,35	0,65	243,53
Tuyau 128	180	26	0,69	1,31	80,37
Tuyau 129	55	130,8	9,97	0,74	3,97
Tuyau 1	230	163,6	13,69	0,65	2,74

Ces résultats se traduisent par les graphiques suivants :

Chapitre III : Etude de diagnostic du système d'AEP existant

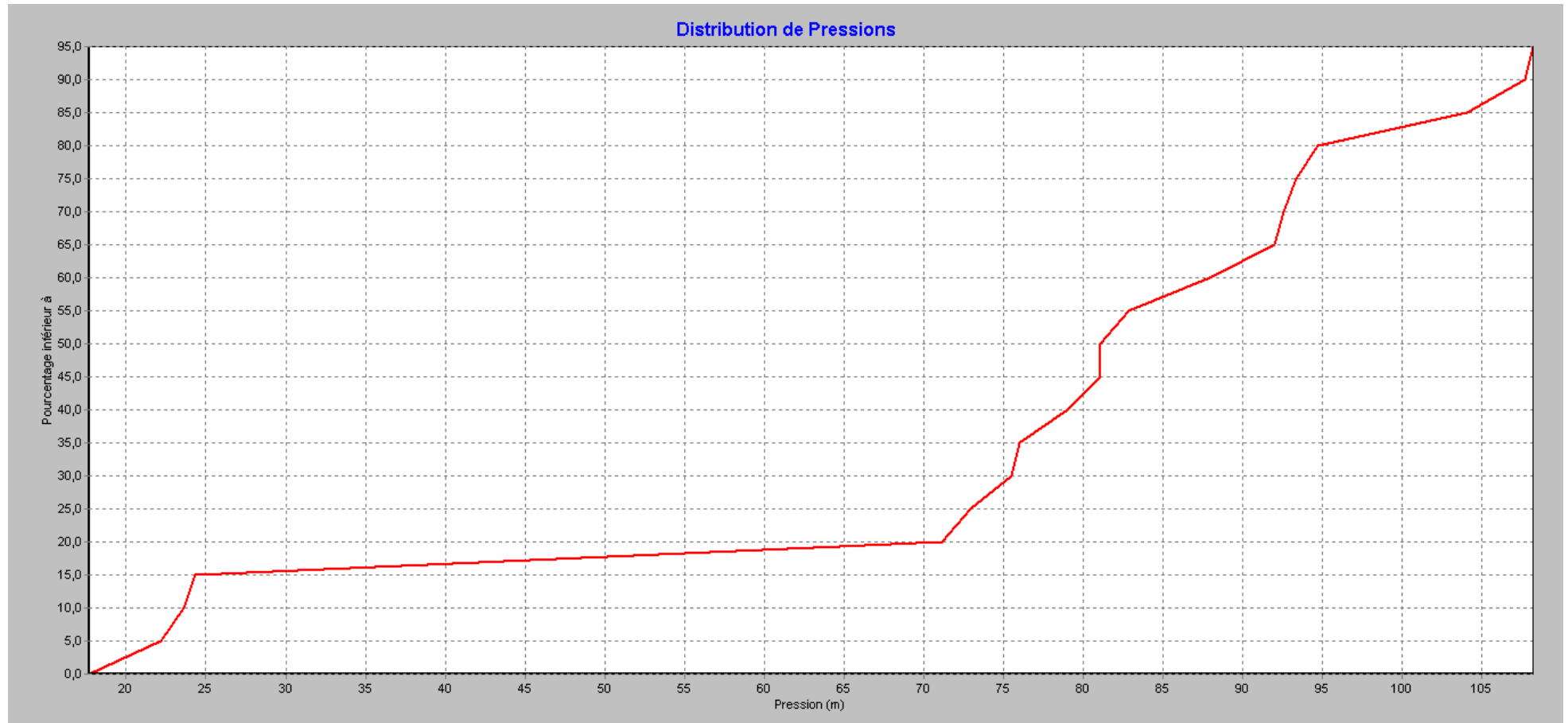


Figure (III.10): Distribution des pressions dans le réseau existant (zone 05).

On remarque que :

- 15 % des pressions sont inférieures à 25 m.c.e.
- 75 % des pressions sont supérieures à 70 m.c.e.

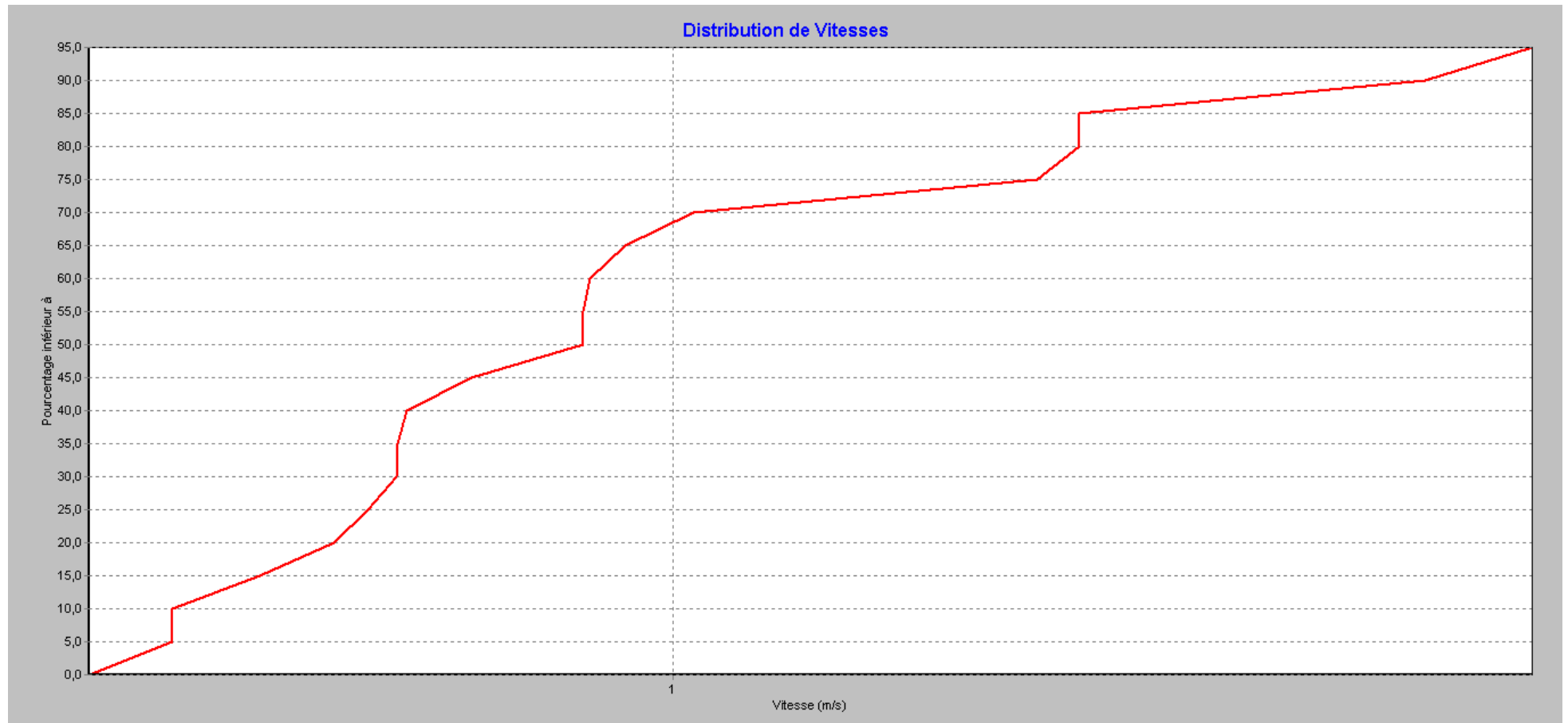


Figure (III.11): Distribution des vitesses dans le réseau existant (zone 05).

On remarque que :

- 68 % des vitesses sont entre 0,5 et 1 m/s.
- 25 % des vitesses sont supérieures à 1 m/s.

Chapitre III : Etude de diagnostic du système d'AEP existant

2- Cas de pointe + incendie :

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent seulement, on suppose que le débit d'incendie donné par le réservoir (17 l/s) se trouve dans le point le plus défavorable qui est dans notre cas le nœud N°125, qui devient :

$$Q_{N^{\circ}125} = 2,28 + 17 = 19,28 \text{ l/s}$$

➤ Résultat de la simulation hydraulique :

Tableau III.9: Charges et pression dans le réseau en cas de pointe+incendie

ID Noeud	Altitude (m)	Demande (LPS)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 115	141	0,89	158,39	17,39
Noeud 116	135	1,16	158,05	23,05
Noeud 117	132	0,15	155,76	23,76
Noeud 118	130	0,77	151,88	21,88
Noeud 119	79	1,08	155,11	76,11
Noeud 120	84	0,12	154,06	70,06
Noeud 121	75	1,08	154,53	79,53
Noeud 122	71	0,27	143,67	72,67
Noeud 123	69	1,06	149,51	80,51
Noeud 124	74,81	0,12	148,46	73,65
Noeud 125	62	19,27	148,17	86,17
Noeud 126	63	0,54	147,81	84,81
Noeud 127	71	0,19	143,55	72,55
Noeud 128	70	0,27	136,96	66,96
Noeud 129	41	0,77	140,15	99,15
Noeud 130	47	1,99	146,65	99,65
Noeud 131	56	0,54	139,48	83,48
Noeud 132	35	2,35	130,49	95,49
Noeud 133	46	0,35	108,58	62,58
Noeud 134	32	0,69	116,03	84,03

b)- Les vitesses et les pertes de charge dans le réseau de distribution sont données dans le tableau suivant :

Chapitre III : Etude de diagnostic du système d'AEP existant

Tableau III.10: Vitesse et pertes de charges dans le réseau existant (**Pointe+incendie**)

ID Arc	Longueur (m)	Diametre (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
Tuyau 110	100	204,6	33,66	1,02	4,15
Tuyau 111	40	16	0,15	0,77	57,25
Tuyau 112	200	32,6	0,77	0,92	32,51
Tuyau 113	30	163,6	32,00	1,52	11,22
Tuyau 115	30	16	0,12	0,58	34,85
Tuyau 116	20	130,8	29,49	2,19	28,82
Tuyau 117	70	16	0,27	1,34	155,11
Tuyau 118	190	130,8	28,14	2,09	26,43
Tuyau 119	30	16	0,12	0,58	34,85
Tuyau 120	20	40,8	1,00	0,77	17,64
Tuyau 121	50	16	0,19	0,96	85,29
Tuyau 122	70	16	0,27	1,34	155,11
Tuyau 123	175	73,6	3,30	0,77	8,66
Tuyau 124	140	26	0,54	1,02	51,24
Tuyau 125	200	32,6	0,77	0,92	32,51
Tuyau 126	340	51,4	3,39	1,64	51,98
Tuyau 127	90	26	0,35	0,65	243,53
Tuyau 128	180	26	0,69	1,31	80,37
Tuyau 129	55	130,8	26,97	2,01	24,42
Tuyau 1	230	163,6	30,69	1,46	12,79

Ces résultats se traduisent par les graphiques suivants :

Chapitre III : Etude de diagnostic du système d'AEP existant

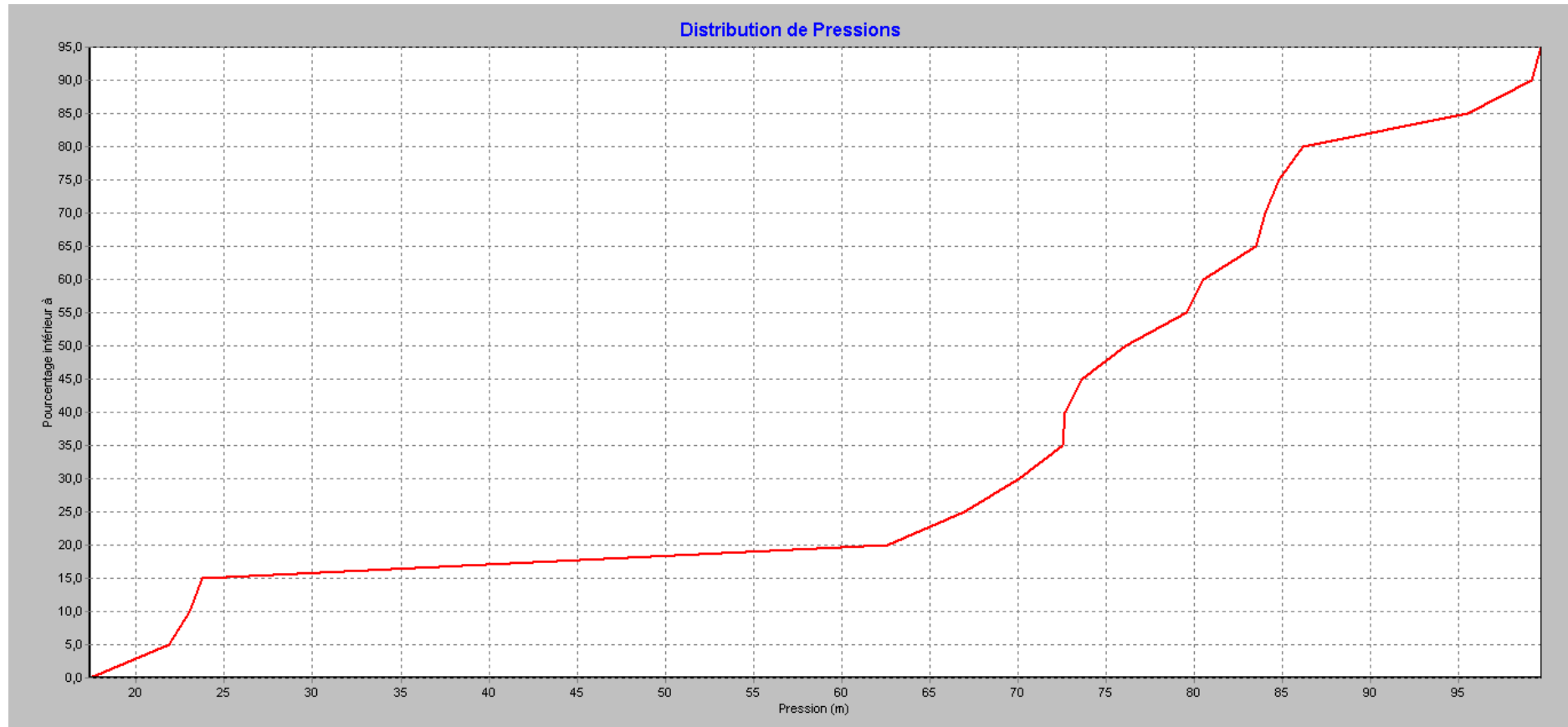


Figure (III.12): Distribution des pressions dans le réseau existant (zone 05).

On remarque que :

- 15 % des pressions sont inférieures à 25 m.c.e.
- 20 % des pressions sont inférieures à 60 m.c.e.
- 75 % des pressions sont supérieures à 60 m.c.e.

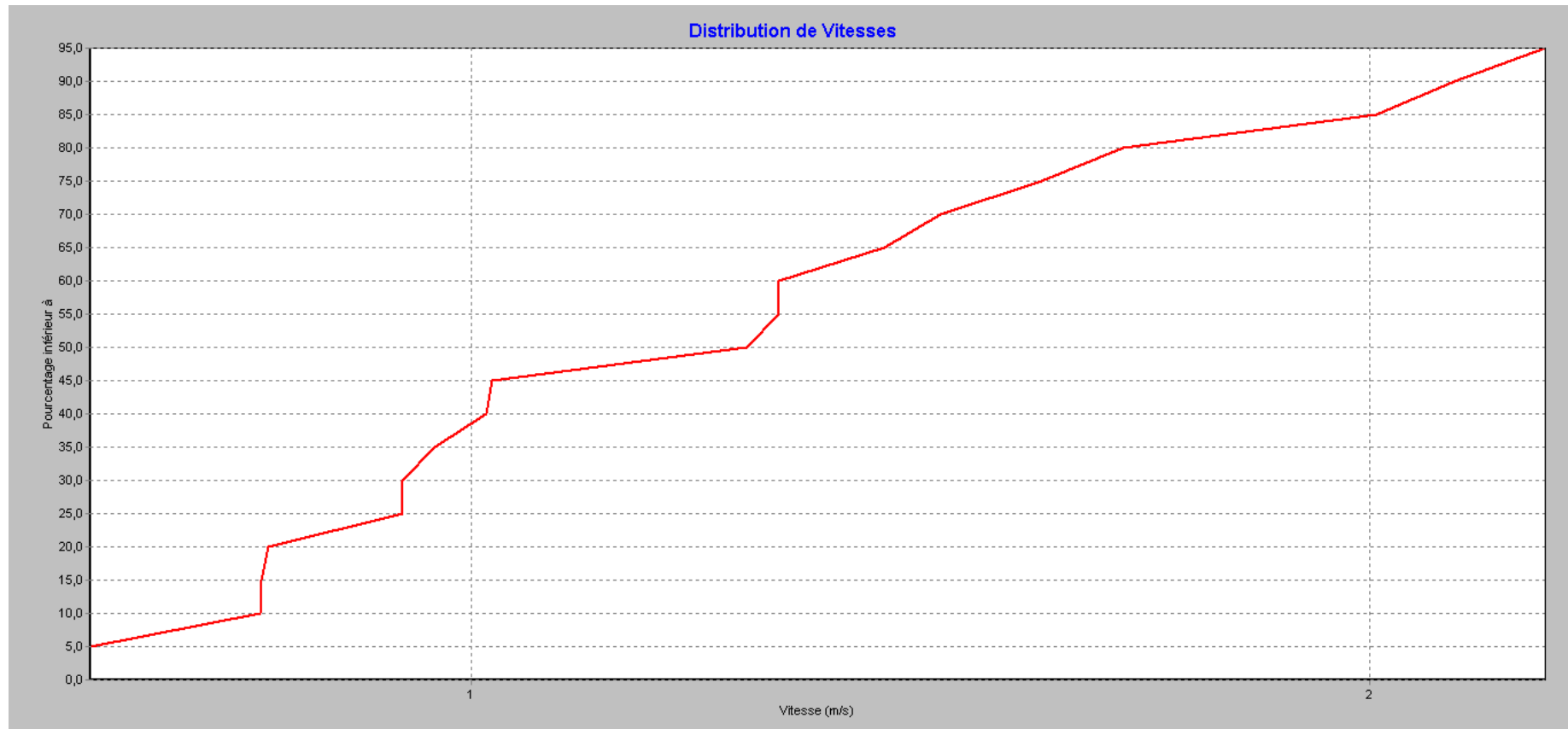


Figure (III.13): Distribution des pressions dans le réseau existant (zone 05).

On remarque que :

- 45 % des vitesses sont comprises entre 1 m/s et 2 m/s.
- 38 % des vitesses sont comprises entre 1 m/s et 0,5 m/s.
- 10 % des vitesses sont supérieures à 2 m/s.

Chapitre III : Etude de diagnostic du système d'AEP existant

➤ Constatations et interprétation des résultats de la simulation :

Dans le **cas de pointe** on remarque que :

- Les vitesses sont comprises entre (0,51 – 1,64) m/s
- La pression minimale est de l'ordre de : 17,39 m.c.e
- La pression maximale est de l'ordre de : 108,19 m.c.e

Dans le **cas de pointe+incendie** on remarque :

- Baise de pression
- Augmentation des vitesses dans certains tronçons.

Après la simulation exécutée et interprétée ci-dessus, nous constatons que le réseau de distribution dans cette zone est mal conçu et il faut intervenir pour améliorer son état (les pressions sont très élevées, ce qui peut causer l'éclatement des conduites et les joints, favoriser la corrosion de conduites ainsi que le coup de bélier.

b)-Zone 04 (Bertout et Timridjet):

1)- Cas de pointe :

➤ Calcul des débits en route et débits nodaux en cas de pointe :

- Pour l'horizon 1016: $Q_p = 50,928 \text{ m}^3/\text{h} = 14,146 \text{ l/s}$,
- $\sum L_i = 3515 \text{ m}$
- $q_{sp} = 0,004024466572 \text{ l/s/ml}$

Tableau III.11: Calcul des débits en route et débits nodaux en cas de pointe (horizon 2016).

Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
Nœud 100	Tuyau 100	180	0,72440398	1,137
	Tuyau 97	40	0,16097866	
	Tuyau 131	345	1,38844097	
Noeud 101	Tuyau 97	40	0,16097866	0,584
	Tuyau 98	100	0,40244666	
	Tuyau 99	150	0,60366999	
Noeud 102	Tuyau 98	100	0,40244666	0,201
Noeud 103	Tuyau 99	150	0,60366999	0,302
Noeud 104	Tuyau 100	180	0,72440398	1,891
	Tuyau 101	60	0,24146799	
	Tuyau 103	510	2,05247795	
	Tuyau 102	190	0,76464865	
Noeud 105	Tuyau 101	60	0,24146799	0,121
Noeud 106	Tuyau 102	190	0,76464865	0,382
Noeud 107	Tuyau 103	510	2,05247795	3,018
	Tuyau 104	70	0,28171266	
	Tuyau 1	920	3,70250925	
Noeud 108	Tuyau 104	70	0,28171266	0,141
Noeud 109	Tuyau 3	920	3,70250925	3,300
	Tuyau 106	70	0,28171266	
	Tuyau 107	650	2,61590327	

Chapitre III : Etude de diagnostic du système d'AEP existant

Tableau III.11: Calcul des débits en route et débits nodaux en cas de pointe (horizon 2016).

Noeud	Tronçon	Longueur (m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
Noeud 110	Tuyau 106	70	0,28171266	0,141
Noeud 111	Tuyau 107	650	2,61590327	1,308
Noeud 136	Tuyau 131	345	1,38844097	1,157
	Tuyau 132	70	0,28171266	
	Tuyau 133	160	0,64391465	
Noeud 137	Tuyau 132	70	0,28171266	0,141
Noeud 138	Tuyau 133	160	0,64391465	0,322

➤ **Résultat de la simulation hydraulique du réseau actuel à l'horizon 2016 :**

a)- Les charges et les pressions dans le réseau de distribution de la **zone 04** sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.12: Charges et pression dans le réseau (Cas de pointe).

ID Noeud	Altitude (m)	Demande (LPS)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 100	148	1,14	208,38	60,38
Noeud 101	146	0,58	205,97	59,97
Noeud 102	138	0,20	196,80	58,80
Noeud 103	150	0,30	197,18	47,18
Noeud 104	101	1,89	123,12	22,12
Noeud 105	92	0,12	120,87	28,87
Noeud 106	66	0,38	106,20	40,20
Noeud 107	59	3,02	121,79	62,79
Noeud 108	58	0,14	118,36	60,36
Noeud 109	18	3,30	73,91	55,91
Noeud 110	29	0,14	70,48	41,48
Noeud 111	12	1,31	55,47	43,47
Noeud 112	145	0,00	208,12	63,12
Noeud 136	140	1,16	193,98	53,98
Noeud 137	149	0,14	190,55	41,55
Noeud 138	138	0,32	183,48	45,48

b)- Les vitesses et les pertes de charge dans le réseau de distribution sont données dans le tableau suivant :

Chapitre III : Etude de diagnostic du système d'AEP existant

Tableau III.13: Vitesse et pertes de charges dans le réseau existant (Cas de pointe).

ID Arc	Longueur (m)	Diametre (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m)
Tuyau 96	245	163,6	14,15	0,67	2,53
Tuyau 97	40	32,6	1,09	1,30	60,26
Tuyau 98	100	16	0,20	1,00	91,66
Tuyau 99	150	20,4	0,30	0,92	58,59
Tuyau 100	180	163,6	10,30	0,49	1,43
Tuyau 101	60	16	0,12	0,60	37,52
Tuyau 102	190	20,4	0,38	1,17	89,07
Tuyau 103	510	130,8	7,91	0,59	2,61
Tuyau 104	70	16	0,14	0,70	49,03
Tuyau 106	70	16	0,14	0,70	49,03
Tuyau 107	650	40,8	1,31	1,00	28,38
Tuyau 131	345	40,8	1,62	1,24	41,73
Tuyau 132	70	16	0,14	0,70	49,03
Tuyau 133	160	20,4	0,32	0,99	65,67
Tuyau 3	920	61,4	4,75	1,60	52,04
Vanne 108	Sans Valeur	130,8	10,30	0,77	85,00

Ces résultats se traduisent par les graphiques suivants :

Chapitre III : Etude de diagnostic du système d'AEP existant

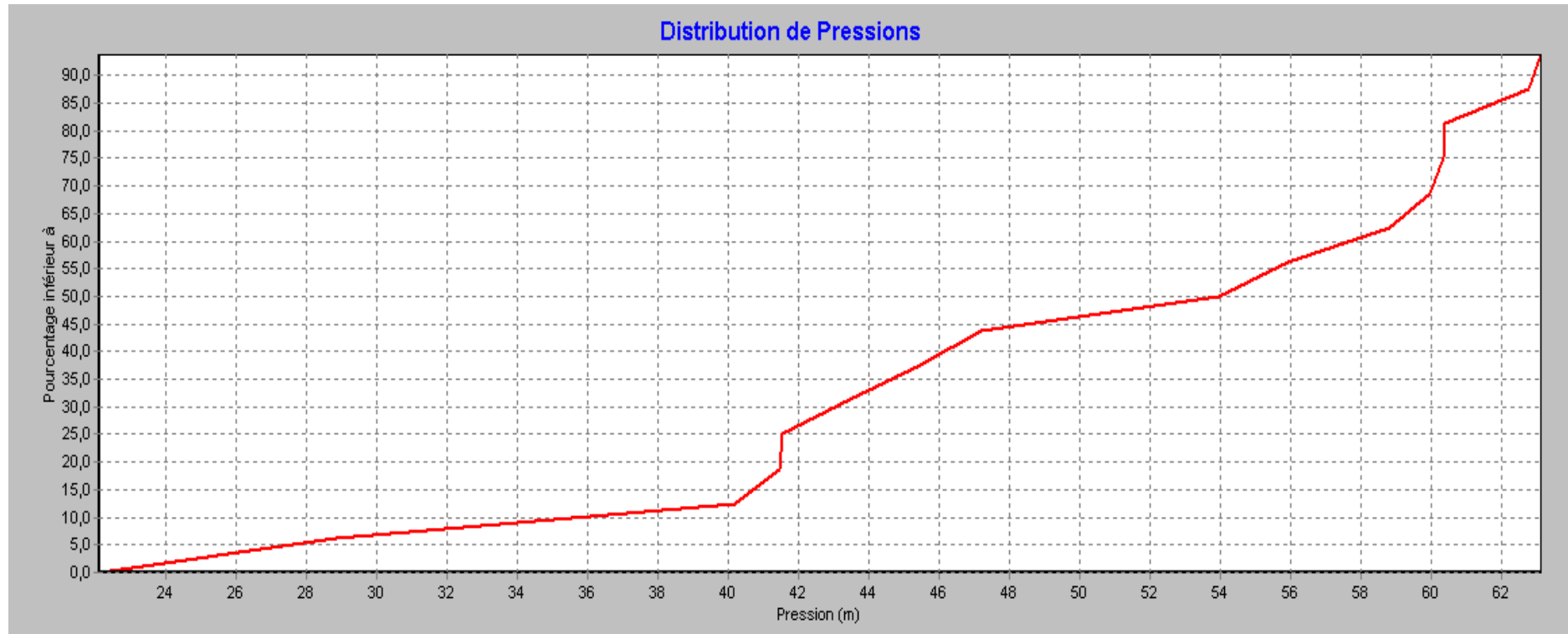


Figure (III.14): Distribution des pressions dans le réseau existant de la zone 04

On remarque que :

- 5% des pressions sont inférieures à 28 m.c.e.
- 70 % des pressions sont inférieures à 60 m.c.e.

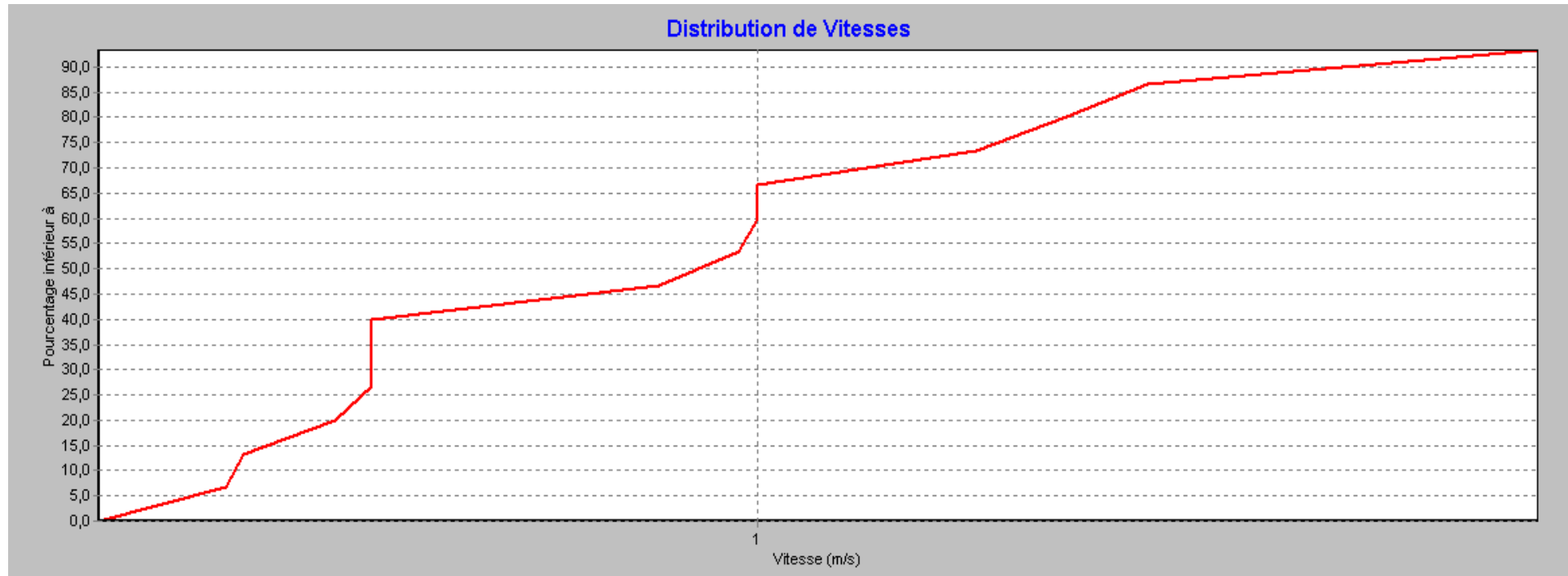


Figure (III.015): Distribution des vitesses dans le réseau existant de la zone 04

On remarque que :

- 60% des vitesses sont inférieures à 1m/s.
- 40 % des vitesses sont supérieures à 1m/s.

Chapitre III : Etude de diagnostic du système d'AEP existant

2)-Cas de pointe + incendie :

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent seulement, on suppose que le débit d'incendie donné par le réservoir (17 l/s) se trouve dans le point le plus défavorable qui est dans notre cas le nœud N°107, qui devient :

$$Q_{N^{\circ}107} = 3,018 + 17 = 20,018 \text{ l/s}$$

➤ Résultat de la simulation hydraulique :

a)- Les charges et les pressions dans le réseau de distribution de la zone 04 sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.14: Charges et pression dans le réseau (Cas de pointe + incendie)

ID Noeud	Altitude (m)	Demande (LPS)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 100	148	1,14	206,38	58,38
Noeud 101	146	0,58	203,97	57,97
Noeud 102	138	0,20	194,81	56,81
Noeud 103	150	0,30	195,18	45,18
Noeud 104	101	1,89	119,87	18,87
Noeud 105	92	0,12	117,62	25,62
Noeud 106	66	0,38	102,95	36,95
Noeud 107	59	20,02	109,12	50,12
Noeud 108	58	0,14	105,68	47,68
Noeud 109	18	3,30	61,24	43,24
Noeud 110	29	0,14	57,81	28,81
Noeud 111	12	1,31	42,79	30,79
Noeud 112	145	0,00	204,87	59,87
Noeud 136	140	1,16	191,99	51,99
Noeud 137	149	0,14	188,56	39,56
Noeud 138	138	0,32	181,48	43,48

b)- Les vitesses et les pertes de charge dans le réseau de distribution sont données dans le tableau suivant :

Chapitre III : Etude de diagnostic du système d'AEP existant

Tableau III.15: Vitesse et pertes de charges dans le réseau existant (pointe + incendie).

ID Arc	Longueur (m)	Diametre (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
Tuyau 96	245	163,6	31,15	1,48	10,68
Tuyau 97	40	32,6	1,09	1,30	60,26
Tuyau 98	100	16	0,20	1,00	91,66
Tuyau 99	150	20,4	0,30	0,92	58,59
Tuyau 100	180	163,6	27,30	1,30	8,39
Tuyau 101	60	16	0,12	0,60	37,52
Tuyau 102	190	20,4	0,38	1,17	89,07
Tuyau 103	510	130,8	24,91	1,85	21,09
Tuyau 104	70	16	0,14	0,70	49,03
Tuyau 106	70	16	0,14	0,70	49,03
Tuyau 107	650	40,8	1,31	1,00	28,38
Tuyau 131	345	40,8	1,62	1,24	41,73
Tuyau 132	70	16	0,14	0,70	49,03
Tuyau 133	160	20,4	0,32	0,99	65,67
Tuyau 3	920	61,4	4,75	1,60	52,04
Vanne 108	Sans Valeur	130,8	27,30	2,03	85,00

Ces résultats se traduisent par les graphiques suivants :

Chapitre III : Etude de diagnostic du système d'AEP existant

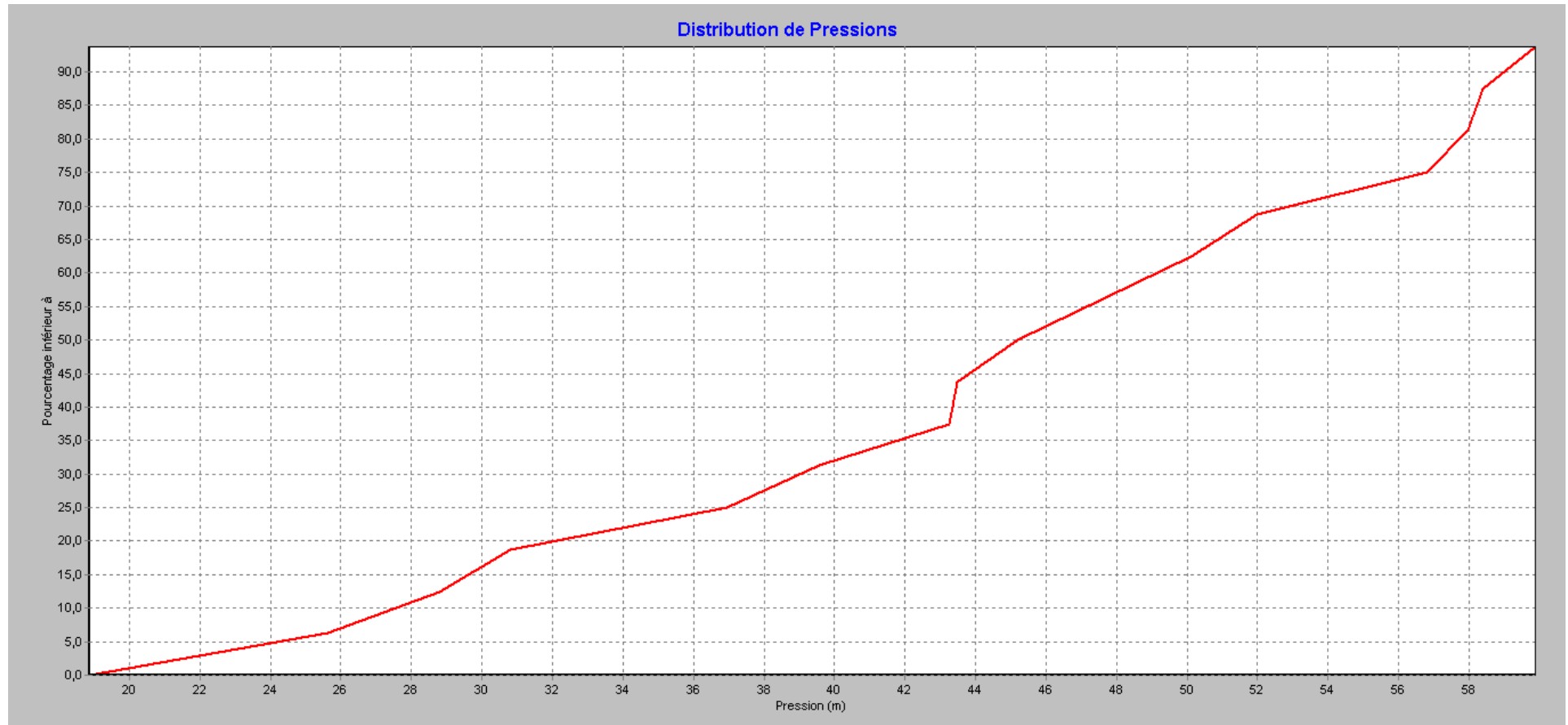


Figure (III.016): Distribution des pressions dans le réseau existant de la zone 04

On remarque que :

- 95 % des pressions sont inférieures à 60 m.c.e.
- 5 % des pressions sont inférieures à 24 m.c.e.

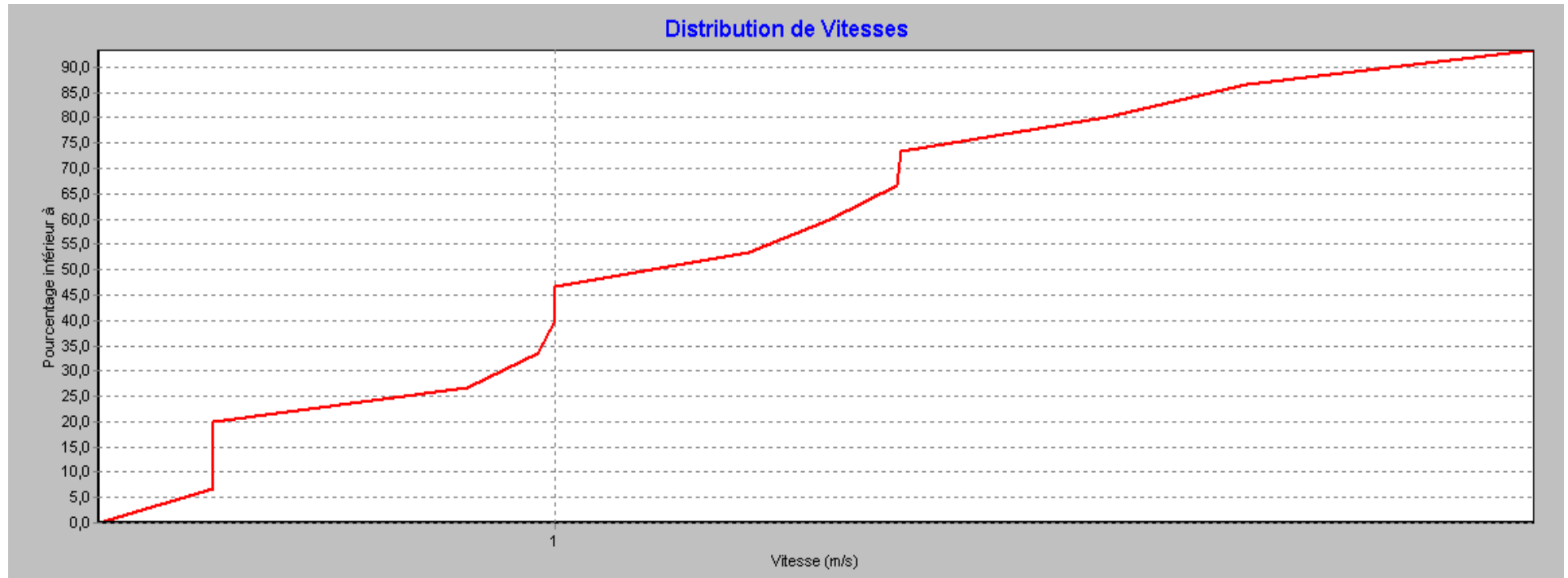


Figure (III.17): Distribution des vitesses dans le réseau existant de la zone 04.

On remarque que :

- 26 % des vitesses sont inférieures à 1 m/s.
- 46 % des vitesses sont supérieures à 1 m/s.

Chapitre III : Etude de diagnostic du système d'AEP existant

➤ **Constatations et interprétation des résultats de la simulation :**

Dans le **cas de pointe** on remarque que :

- Les vitesses sont comprises entre (0,5 – 1,24) m/s
- La pression minimale est de l'ordre de : 22,12 m.c.e
- La pression maximale est de l'ordre de : 63,12 m.c.e (au niveau du nœud N°112)

Dans le **cas de pointe+incendie** on remarque :

- Une légère variation (acceptable) des vitesses et des pressions par rapport au cas de pointe. (baisse des pressions et augmentation des vitesses).

Après la simulation exécutée et interprétée ci-dessus, nous ne constatons que le réseau de distribution dans cette zone est en bon état et permet de répondre à la demande actuelle.

c)-Zone 03 (Imechattane et Centre ville):

1)- Cas de pointe :

➤ **Calcul des débits en route et débits nodaux en cas de pointe :**

- Pour l'horizon 1016: $Q_p = 56,878 \text{ m}^3/\text{h} = 15,799 \text{ l/s}$,
- $\sum L_i = 2579 \text{ m}$
- $q_{sp} = 0,0061260178336 \text{ l/s/ml}$

Tableau III.16: Calcul des débits en route et débits nodaux en cas de pointe (horizon 2016).

Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
Noeud 31	Tuyau 33	65	0,39819116	0,199
Noeud 36	Tuyau 33	65	0,39819116	0,689
	Tuyau 37	110	0,67386196	
	Tuyau 5	50	0,30630089	
Noeud 51	Tuyau 91	110	0,67386196	1,317
	Tuyau 37	110	0,67386196	
	Tuyau 81	80	0,49008143	
	Tuyau 80	130	0,79638232	
Noeud 83	Tuyau 80	130	0,79638232	0,398
Noeud 84	Tuyau 81	80	0,49008143	1,608
	Tuyau 84	250	1,53150446	
	Tuyau 83	35	0,21441062	
	Tuyau 82	160	0,98016285	
Noeud 85	Tuyau 83	35	0,21441062	0,107
Noeud 86	Tuyau 82	160	0,98016285	0,490
Noeud 87	Tuyau 85	80	0,49008143	1,378
	Tuyau 84	250	1,53150446	
	Tuyau 86	120	0,73512214	
Noeud 88	Tuyau 85	80	0,49008143	0,245
Noeud 89	Tuyau 88	115	0,70449205	1,241
	Tuyau 87	170	1,04142303	
	Tuyau 86	120	0,73512214	

Chapitre III : Etude de diagnostic du système d'AEP existant

Tableau III.16: Calcul des débits en route et débits nodaux en cas de pointe (horizon 2016).

Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
Noeud 90	Tuyau 87	170	1,04142303	0,521
Noeud 91	Tuyau 88	115	0,70449205	0,827
	Tuyau 89	120	0,73512214	
	Tuyau 90	35	0,21441062	
Noeud 92	Tuyau 89	120	0,73512214	0,368
Noeud 93	Tuyau 90	35	0,21441062	0,107
Noeud 94	Tuyau 91	110	0,67386196	0,812
	Tuyau 93	55	0,33693098	
	Tuyau 92	100	0,61260178	
Noeud 95	Tuyau 92	100	0,61260178	0,306
Noeud 96	Tuyau 93	55	0,33693098	1,103
	Tuyau 94	45	0,2756708	
	Tuyau 95	260	1,59276464	
Noeud 97	Tuyau 94	45	0,2756708	0,138
Noeud 98	Tuyau 95	260	1,59276464	0,796
Noeud 1	Tuyau 1	50	0,30630089	0,812
	Tuyau 2	115	0,70449205	
	Tuyau 5	100	0,61260178	
Noeud 7	Tuyau 2	115	0,70449205	0,352
Noeud 3	Tuyau 5	100	0,61260178	1,146
	Tuyau 6	34	0,20828461	
	Tuyau 7	240	1,47024428	
Noeud 6	Tuyau 7	240	1,47024428	0,735
Noeud 5	Tuyau 7	34	0,20828461	0,104

➤ **Résultat de la simulation hydraulique du réseau actuel à l'horizon 2016 :**

a)- Les charges et les pressions dans le réseau de distribution de la **zone 03** sont données dans le tableau suivant

Tableau III.17: Charges et pression dans le réseau (cas de pointe)

ID Noeud	Altitude (m)	Demande (LPS)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 31	25	0,20	60,44	35,44
Noeud 36	27	0,69	66,29	39,29
Noeud 51	15,37	1,32	66,09	50,72
Noeud 83	15	0,40	62,22	47,22
Noeud 84	10	1,61	65,93	55,93
Noeud 85	9	0,11	64,87	55,87
Noeud 86	10	0,49	59,03	49,03

Chapitre III : Etude de diagnostic du système d'AEP existant

Tableau III.17: Charges et pression dans le réseau (cas de pointe)

ID Noeud	Altitude (m)	Demande (LPS)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 87	9	1,38	64,38	55,38
Noeud 88	9,03	0,25	61,15	52,15
Noeud 89	9	1,24	63,47	54,47
Noeud 90	9,06	0,52	55,30	46,30
Noeud 91	9	0,83	62,41	53,41
Noeud 92	11	0,37	52,41	41,41
Noeud 93	10	0,11	61,35	51,35
Noeud 94	11	0,81	65,21	54,21
Noeud 95	19	0,31	59,21	40,21
Noeud 96	10,044	1,10	64,73	54,73
Noeud 97	15	0,14	62,60	47,60
Noeud 98	16,78	0,80	61,69	44,91
Noeud 1	27,53	0,81	65,82	38,29
Noeud 3	28,35	1,15	64,83	36,48
Noeud 5	49,13	0,10	63,63	14,50
Noeud 6	11,2	0,74	61,95	50,75
Noeud 7	15,29	0,35	62,45	47,16

b)- Les vitesses et les pertes de charge dans le réseau de distribution sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.18: Vitesse et pertes de charges dans le réseau existant (cas de pointe).

ID Arc	Longueur (m)	Diametre (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
Tuyau 28	365	163,6	15,80	0,75	3,10
Tuyau 33	65	16	0,20	0,99	90,05
Tuyau 37	110	163,6	11,76	0,56	1,82
Tuyau 80	130	26	0,40	0,75	29,77
Tuyau 81	80	130,8	6,89	0,51	2,04
Tuyau 82	160	26	0,49	0,92	43,08

Chapitre III : Etude de diagnostic du système d'AEP existant

Tableau III.18: Vitesse et pertes de charges dans le réseau existant (cas de pointe).

ID Arc	Longueur (m)	Diametre (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
Tuyau 83	35	16	0,11	0,53	30,28
Tuyau 84	250	90	4,69	0,74	6,18
Tuyau 85	80	20,4	0,25	0,75	40,45
Tuyau 86	120	73,6	3,06	0,72	7,59
Tuyau 87	170	26	0,52	0,98	48,07
Tuyau 88	115	51,4	1,30	0,63	9,25
Tuyau 89	120	20,4	0,37	1,13	83,32
Tuyau 90	35	16	0,11	0,53	30,28
Tuyau 91	110	73,6	3,15	0,74	8,00
Tuyau 92	100	20,4	0,31	0,94	59,98
Tuyau 93	55	61,4	2,04	0,69	8,74
Tuyau 94	45	16	0,14	0,69	47,22
Tuyau 95	260	40,8	0,80	0,61	11,69
Tuyau 1	50	73,6	3,15	0,74	9,48
Tuyau 2	115	26	0,35	0,66	29,27
Tuyau 5	100	61,4	1,99	0,67	9,89
Tuyau 6	34	16	0,10	0,52	35,07
Tuyau 7	240	40,8	0,74	0,56	12,00

Ces résultats se traduisent par les graphiques suivants :

Chapitre III : Etude de diagnostic du système d'AEP existant

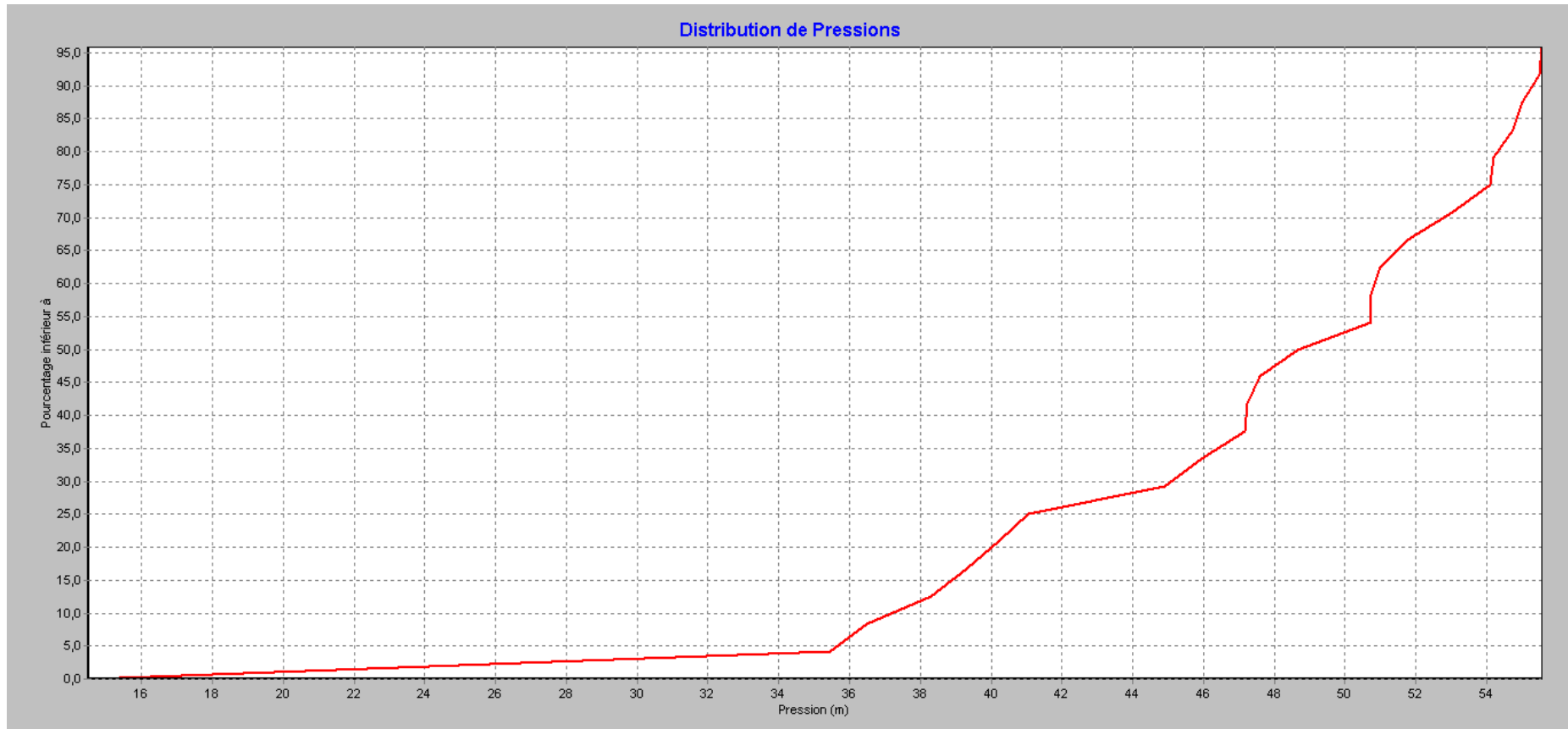


Figure (III.18): Distribution des pressions dans le réseau existant de la zone 03.

On remarque que :

- 5% des pressions sont inférieures à 36 m.c.e
- Toutes les pressions sont inférieures à 60 m.c.e

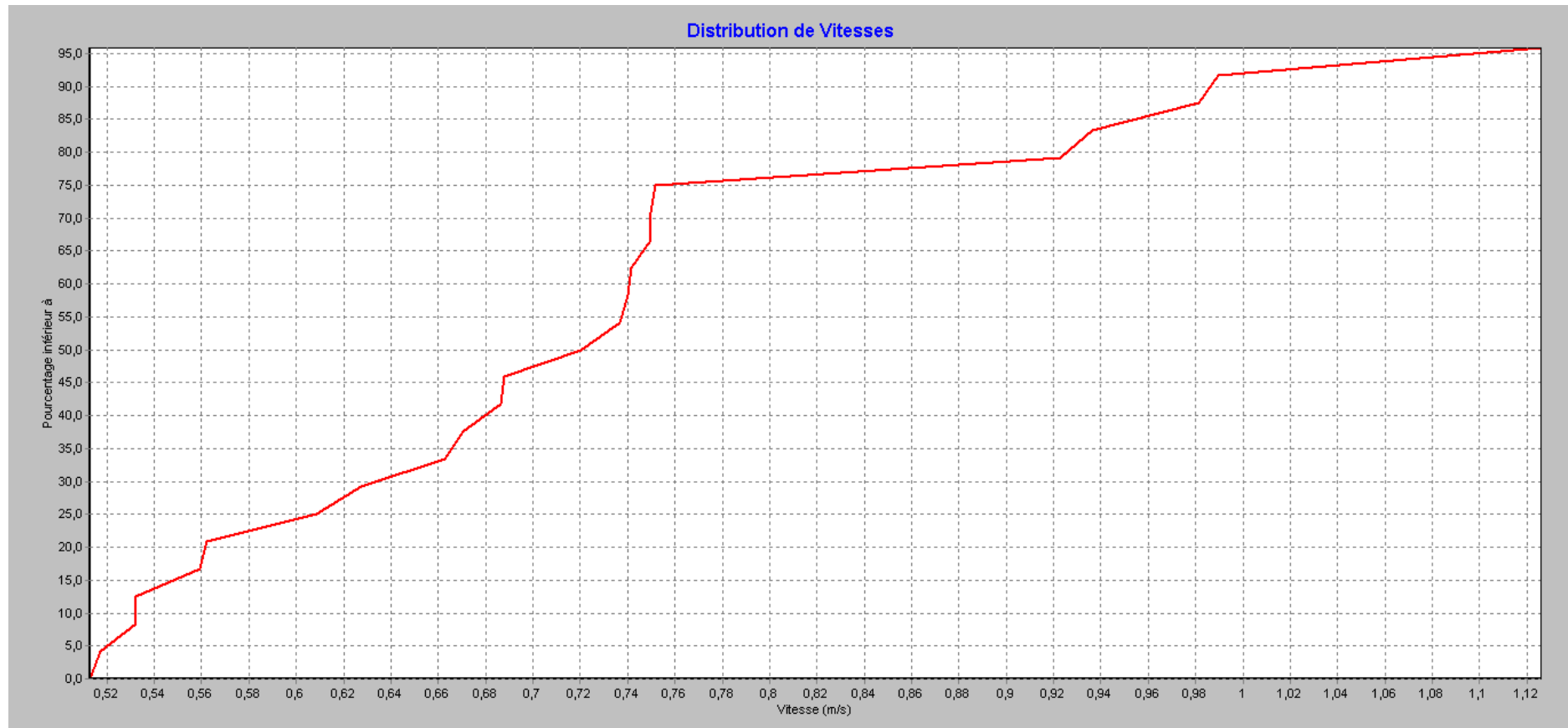


Figure (III.19): Distribution des vitesses dans le réseau existant de la zone 03

On remarque que :

- Toutes les vitesses sont inférieures à 1,12 m/s et supérieures à 0,52 m/s.

Chapitre III : Etude de diagnostic du système d'AEP existant

2)-Cas de pointe + incendie :

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent seulement, on suppose que le débit d'incendie donné par le réservoir (17 l/s) se trouve dans le point le plus défavorable qui est dans notre cas le nœud N°84, qui devient :

$$Q_{N^{\circ}84} = 0,608 + 17 = 17,608 \text{ l/s}$$

➤ Résultat de la simulation hydraulique :

a)- Les charges et les pressions dans le réseau de distribution de la zone 03 sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.19: Charges et pression dans le réseau (Pointe+incendie).

ID Noeud	Altitude (m)	Demande (LPS)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 31	25	0,20	57,28	32,28
Noeud 36	27	0,69	63,13	36,13
Noeud 51	15,37	1,32	62,12	46,75
Noeud 83	15	0,40	58,25	43,25
Noeud 84	10	18,61	60,56	50,56
Noeud 85	9	0,11	59,50	50,50
Noeud 86	10	0,49	53,66	43,66
Noeud 87	9	1,38	59,01	50,01
Noeud 88	9	0,25	55,77	46,77
Noeud 89	9	1,24	58,10	49,10
Noeud 90	9	0,52	49,93	40,93
Noeud 91	9	0,83	57,04	48,04
Noeud 92	11	0,37	47,04	36,04
Noeud 93	10	0,11	55,98	45,98
Noeud 94	11	0,81	61,24	50,24
Noeud 95	19	0,31	55,24	36,24
Noeud 96	10	1,10	60,76	50,76
Noeud 97	15	0,14	58,63	43,63
Noeud 98	16,78	0,80	57,72	40,94
Noeud 1	27,53	0,81	62,66	35,13
Noeud 3	28,35	1,15	61,67	33,32

Chapitre III : Etude de diagnostic du système d'AEP existant

Tableau III.19: Charges et pression dans le réseau (**Pointe+incendie**).

ID Noeud	Altitude (m)	Demande (LPS)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 5	49,13	0,10	60,48	11,35
Noeud 6	11,2	0,74	58,79	47,59
Noeud 7	15,29	0,35	59,29	44,00

b)- Les vitesses et les pertes de charge dans le réseau de distribution sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.20: Vitesse et pertes de charges dans le réseau existant (**Pointe+incendie**).

ID Arc	Longueur (m)	Diametre (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
Tuyau 28	365	163,6	32,80	1,56	11,74
Tuyau 33	65	16	0,20	0,99	90,05
Tuyau 37	110	163,6	28,76	1,37	9,23
Tuyau 80	130	26	0,40	0,75	29,77
Tuyau 81	80	130,8	23,89	1,78	19,54
Tuyau 82	160	26	0,49	0,92	43,08
Tuyau 83	35	16	0,11	0,53	30,28
Tuyau 84	250	90	4,69	0,74	6,18
Tuyau 85	80	20,4	0,25	0,75	40,45
Tuyau 86	120	73,6	3,06	0,72	7,59
Tuyau 87	170	26	0,52	0,98	48,07
Tuyau 88	115	51,4	1,30	0,63	9,25
Tuyau 89	120	20,4	0,37	1,13	83,32
Tuyau 90	35	16	0,11	0,53	30,28
Tuyau 91	110	73,6	3,15	0,74	8,00
Tuyau 92	100	20,4	0,31	0,94	59,98
Tuyau 93	55	61,4	2,04	0,69	8,74
Tuyau 94	45	16	0,14	0,69	47,22
Tuyau 95	260	40,8	0,80	0,61	11,69
Tuyau 1	50	73,6	3,15	0,74	9,48
Tuyau 2	115	26	0,35	0,66	29,27

Chapitre III : Etude de diagnostic du système d'AEP existant

Tableau III.20: Vitesse et pertes de charges dans le réseau existant (**Pointe+incendie**).

ID Arc	Longueur (m)	Diametre (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
Tuyau 5	100	61,4	1,99	0,67	9,89
Tuyau 6	34	16	0,10	0,52	35,07
Tuyau 7	240	40,8	0,74	0,56	12,00

Ces résultats se traduisent par les graphiques suivants :

Chapitre III : Etude de diagnostic du système d'AEP existant

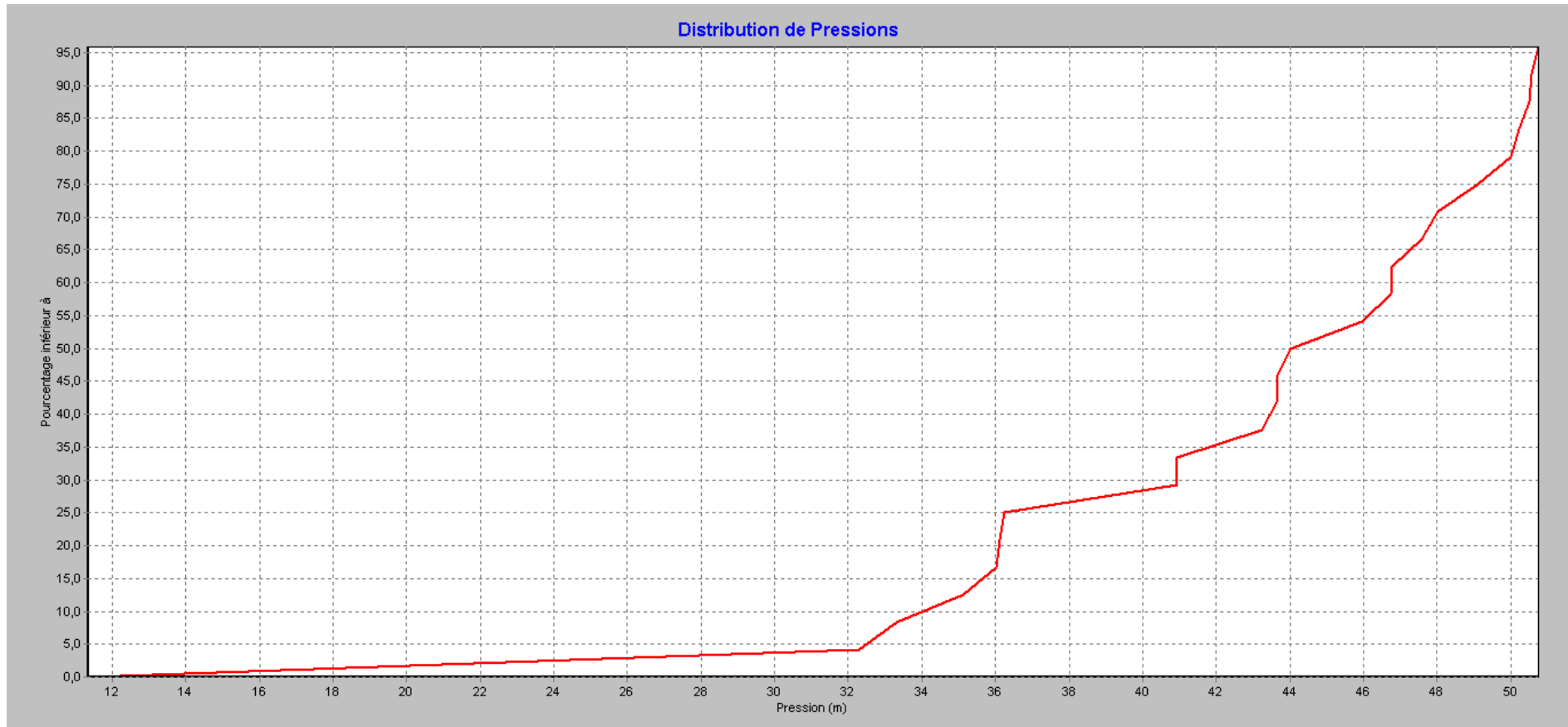


Figure (III.19): Distribution des pressions dans le réseau existant de la zone 03

On remarque :

- Toutes les pressions sont inférieure à 60 m.c.e.

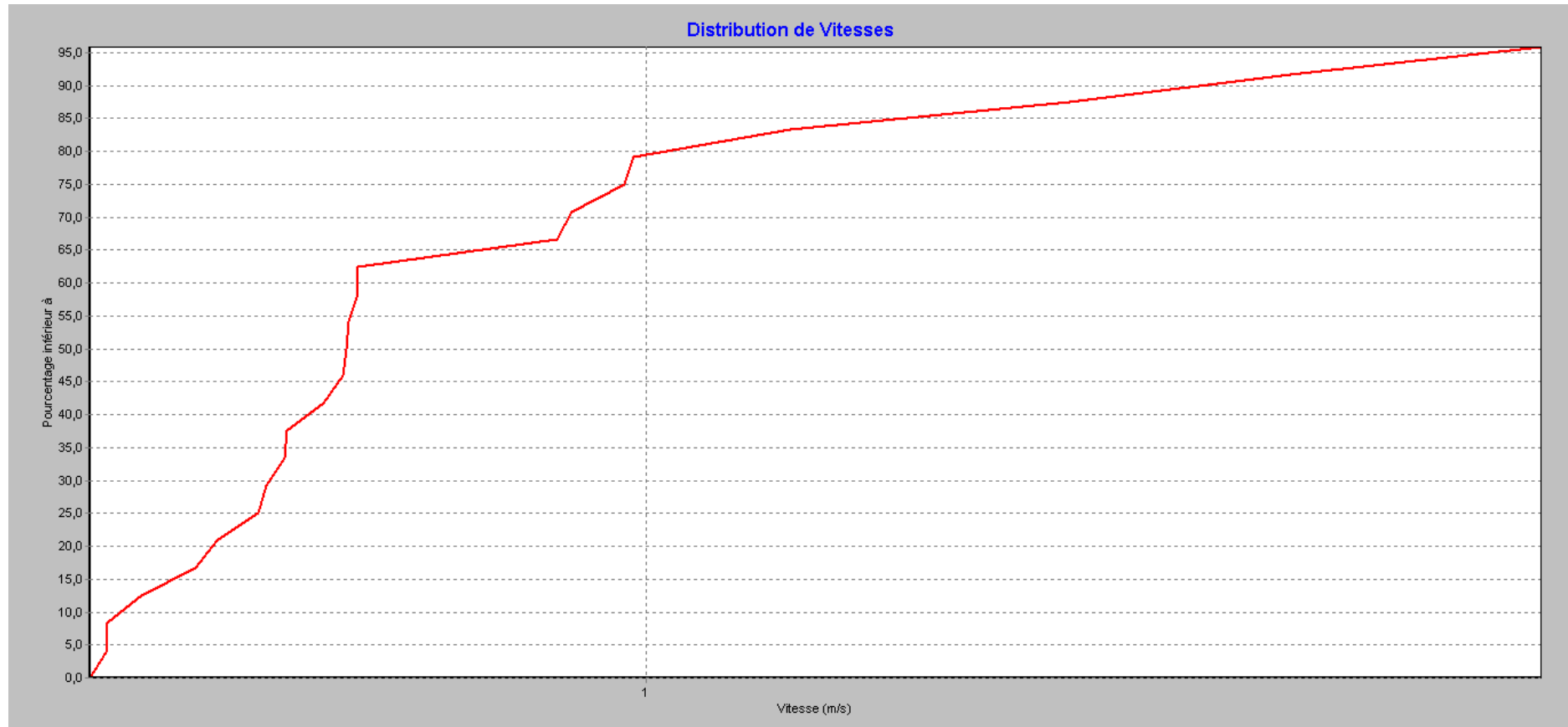


Figure (III.20): Distribution des vitesses dans le réseau existant de la zone 03

On remarque :

- 80% des vitesses sont inférieures à 1 m/s..
- 20% des vitesses sont supérieures à 1 m/s.

Chapitre III : Etude de diagnostic du système d'AEP existant

➤ **Constatation et interprétation des résultats de la simulation :**

Dans le cas de pointe on remarque que :

- Les vitesses sont comprises entre (0,56 – 1,13) m/s
- La pression minimale est de l'ordre de : 14,50 m.c.e au niveau du nœud N°5 qui est due à son altitude un peu élevée par rapport à celle du nœud qui le précède.
- La pression maximale est de l'ordre de : 55,93 m.c.e (au niveau du nœud N°84)

Dans le **cas de pointe+incendie** on remarque :

- une baisse de pression et une augmentation de vitesse tout au long des conduites acheminant le débit d'incendie.

Après la simulation exécutée et interprétée ci-dessus, nous constatons que le réseau de distribution dans cette zone est en bon état et permet de répondre à la demande actuelle en cas de pointe et pointe+incendie.

III.8.Conclusion :

L'analyse réalisée dans ce chapitre montre que les trois réseaux existants répondent à la demande actuelle du secteur situé sur le côté est de la ville de Tichy et présentent certaines anomalies qu'il faut régler pour assurer leur bon fonctionnement.

De ce fait, dans le chapitre qui suit nous allons donner une simulation avec les solutions déjà proposées, pour le réseau de la zone 05.

CHAPITRE IV
Réhabilitation du réseau existant et
projection d'un nouveau réseau sur le
coté Ouest de la ville de Tichy

Chapitre IV : Réhabilitation et projection d'un réseau

IV.1. Introduction :

Après avoir détecté les défaillances du réseau de distribution existant de la ville de Tichy, d'une part nous allons proposer des solutions afin d'améliorer les conditions de fonctionnement de ce dernier, et d'autre part projeter un nouveau réseau dans le secteur 2 représentant une extension de la ville. Pour cela nous allons utiliser le logiciel Epanet afin de déterminer la vitesse dans les tronçons ainsi que les pressions aux nœuds. Le dimensionnement des conduites se fait dans les conditions les plus défavorables (les conduites doivent supporter le débit de pointe plus incendie et assurer une pression de service suffisante).

IV.2. Choix du type du réseau :

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération, on distingue 3 types de réseaux de distribution : les réseaux ramifiés, maillés et mixtes.

Dans un but technico-économique, pour une bonne exploitation de l'infrastructure et pour une distribution raisonnable de l'eau, nous avons opté pour un réseau ramifié dont la distribution se fait gravitairement à partir des réservoirs projetés. [2]

IV.3. Choix du matériau des conduites :

Le choix du matériau utilisé est en fonction des de la pression supportée, de l'agressivité du sol et de l'ordre économique (cout et disponibilité sur le marché), ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joint, coude,...).

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

Pour notre projet, on opte pour le PEHD, pour les raisons suivantes :

- Bonne résistance à la corrosion.
- Disponibilité sur le marché.
- Une pose de canalisation facile.
- Une surface lisse arrondie pour une meilleure performance hydraulique. [4]

IV.4. Réhabilitation du réseau existant :

IV.4.1. Réhabilitation du réseau existant de la zone 05 (El Maaden) :

Pour remédier au problème des fortes pressions dans le réseau, nous recommandons l'installation d'un réducteur de pression (une vanne réductrice) dans le tronçon reliant entre les nœuds N°116 et N°119, où on enregistre une grande différence d'altitude, avec une consigne de 50 m.c.e, ce qui va permettre de réduire les pressions à des valeurs admissibles comprises entre 17,68 et 60,05 m.c.e en cas de pointe et entre 17,39 et 57,66 m.c.e en cas de Pointe+incendie avec des vitesses admissibles pour les deux cas.

1- Cas de pointe :

a)- Les charges et les pressions dans le réseau de distribution de la zone d'El Maaden sont données dans le tableau suivant :

Chapitre IV : Réhabilitation et projection d'un réseau

Tableau IV.1: Charges et pression dans le réseau (pointe)

ID Noeud	Altitude (m)	Demande (LPS)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 115	141	0,89	158,68	17,68
Noeud 116	135	1,16	158,60	23,60
Noeud 117	132	0,15	156,31	24,31
Noeud 118	130	0,77	152,18	22,18
Noeud 119	79	1,08	108,05	29,05
Noeud 120	84	0,12	107,00	23,00
Noeud 121	75	1,08	107,93	32,93
Noeud 122	71	0,27	97,07	26,07
Noeud 126	63	0,54	106,44	43,44
Noeud 127	71	0,19	102,17	31,17
Noeud 128	70	0,27	103,08	33,08
Noeud 129	41	0,77	98,77	57,77
Noeud 130	47	1,99	105,28	58,28
Noeud 131	56	0,54	98,10	42,10
Noeud 132	35	2,35	89,12	54,12
Noeud 133	46	0,35	87,02	41,02
Noeud 134	32	0,69	74,65	42,65
Noeud 135	98	0,00	158,05	60,05
Noeud 123	69	1,06	107,01	38,01
Noeud 124	74,8	0,12	105,96	31,16
Noeud 125	62	2,28	106,79	44,79

b)-Les vitesses et les pertes de charge dans le réseau de distribution sont données dans le tableau suivant :

Chapitre IV : Réhabilitation et projection d'un réseau

Tableau IV.2: Vitesse et pertes de charges dans le réseau (**pointe**)

ID Arc	Longueur (m)	Diametre (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m)
Tuyau 110	100	204,6	16,66	0,51	1,16
Tuyau 111	40	16	0,15	0,77	57,25
Tuyau 112	200	32,6	0,77	0,92	32,51
Tuyau 113	30	163,6	15,00	0,71	2,82
Tuyau 114	230	163,6	13,69	0,65	2,39
Tuyau 115	30	16	0,12	0,58	34,85
Tuyau 116	20	130,8	12,49	0,93	5,97
Tuyau 117	70	16	0,27	1,34	155,11
Tuyau 118	190	130,8	11,14	0,83	4,85
Tuyau 119	30	16	0,12	0,58	34,85
Tuyau 120	20	40,8	1,00	0,77	17,64
Tuyau 121	50	16	0,19	0,96	85,29
Tuyau 122	70	20,4	0,27	0,83	48,03
Tuyau 123	175	73,6	3,30	0,77	8,66
Tuyau 124	140	26	0,54	1,02	51,24
Tuyau 125	200	32,6	0,77	0,92	32,51
Tuyau 126	340	51,4	3,39	1,64	51,98
Tuyau 127	90	26	0,35	0,65	23,36
Tuyau 128	180	26	0,69	1,31	80,37
Tuyau 129	55	130,8	9,97	0,74	3,97
Vanne 130	Sans Valeur	163,6	13,69	0,65	50,00

Ces résultats se traduisent par les graphiques suivants :

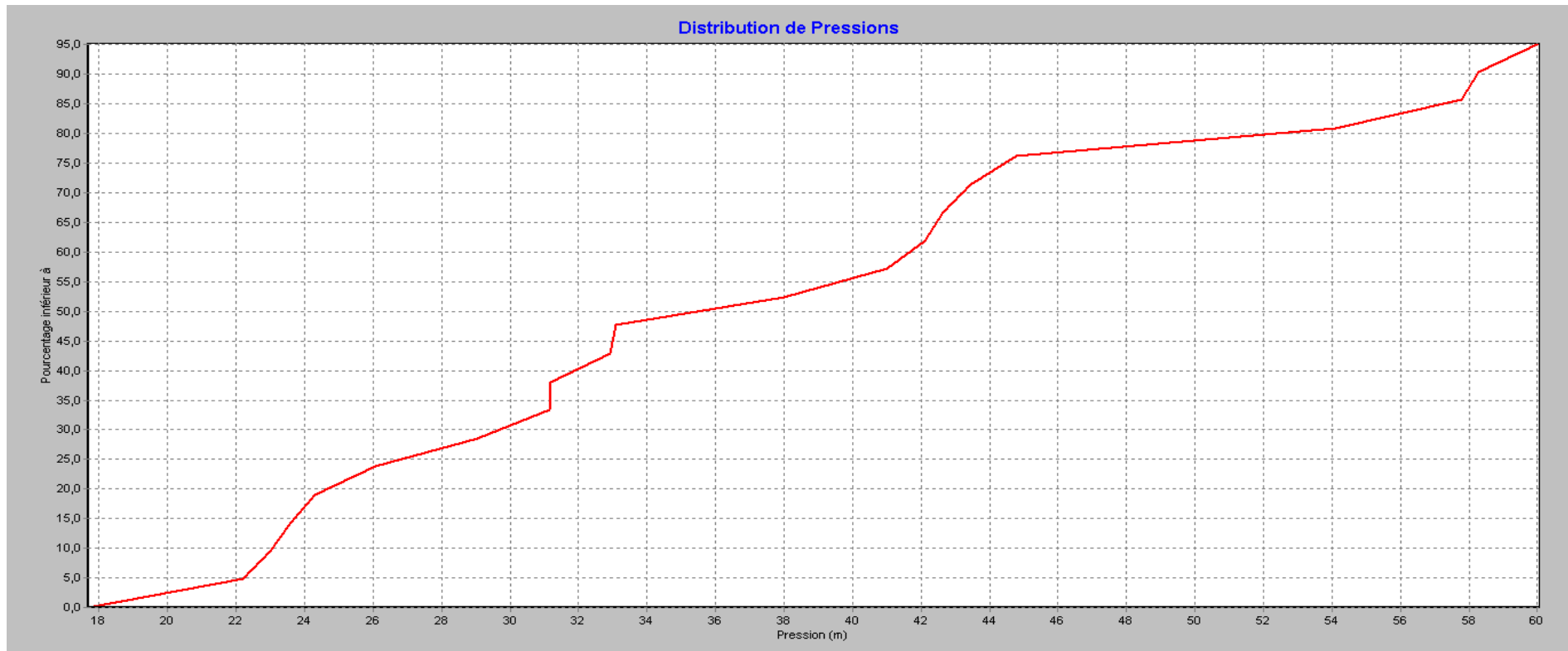


Figure IV.1 : Courbe de distribution des pressions dans le réseau (pointe)

On remarque que :

- Toutes les pressions sont supérieures à 18 m.c.e
- 5% des pressions sont inférieures à 22 m.c.e.
- 95 % des pressions sont inférieures à 60 m.c.e.

Chapitre IV : Réhabilitation et projection d'un réseau

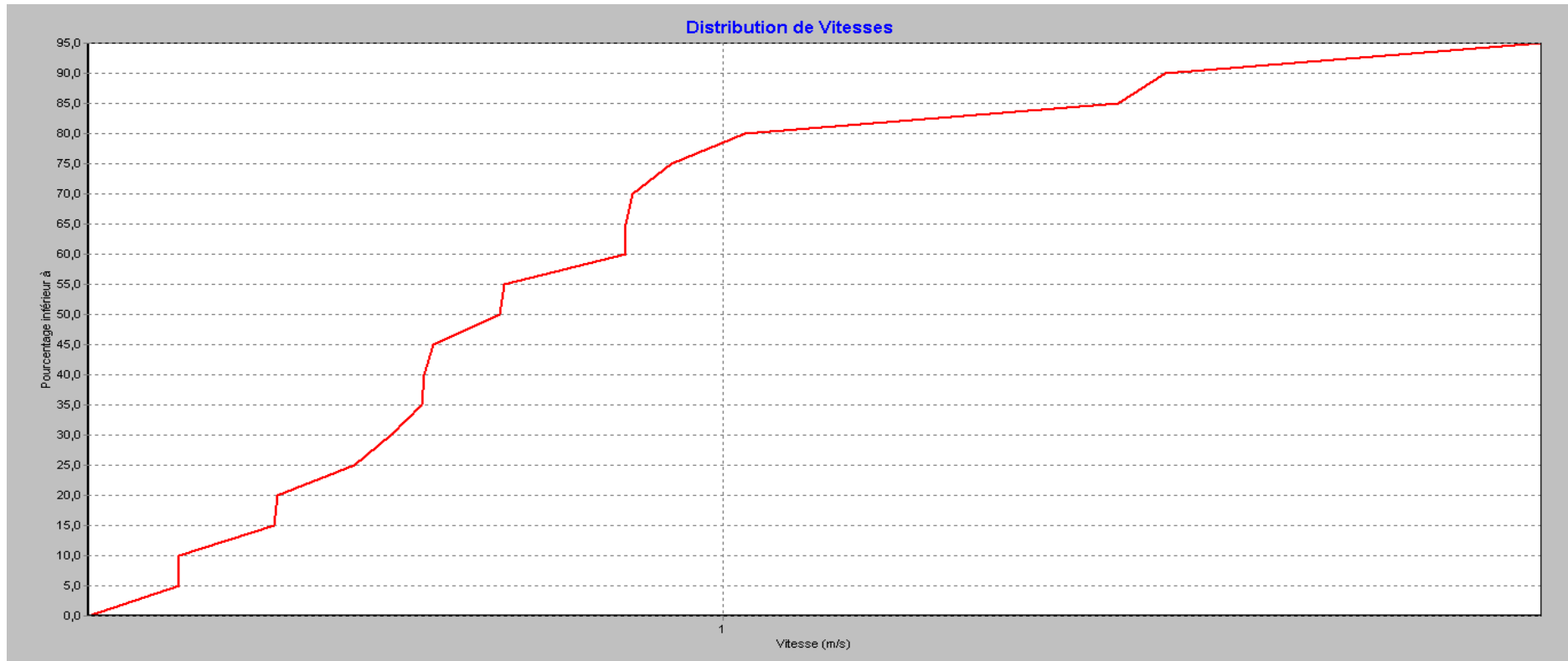


Figure IV.2: Courbe de distribution des vitesses dans le réseau (**pointe**)

On remarque que :

- 78 % des vitesses sont inférieures à 1 m/s.
- Toutes les vitesses sont supérieures à 0,5 m/s.

Chapitre IV : Réhabilitation et projection d'un réseau

2- de pointe + incendie

On ajoute le débit d'incendie qui est égal à 17 l/s dans le réseau au nœud le plus défavorable (N°125).

Les charges et les pressions sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Charges et pression dans le réseau (pointe+incendie)

ID Noeud	Altitude (m)	Demande (LPS)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 115	141	0,89	158,39	17,39
Noeud 116	135	1,16	158,05	23,05
Noeud 117	132	0,15	155,76	23,76
Noeud 118	130	0,77	151,88	21,88
Noeud 119	79	1,08	105,66	26,66
Noeud 120	84	0,12	104,61	20,61
Noeud 121	75	1,08	105,08	30,08
Noeud 122	71	0,27	94,22	23,22
Noeud 123	69	1,06	100,06	31,06
Noeud 124	74,8	0,12	99,01	24,21
Noeud 125	62	19,27	98,72	36,72
Noeud 126	63	0,54	98,36	35,36
Noeud 127	71	0,19	94,10	23,10
Noeud 128	70	0,27	95,00	25,00
Noeud 129	41	0,77	90,70	49,70
Noeud 130	47	1,99	97,20	50,20
Noeud 131	56	0,54	90,03	34,03
Noeud 132	35	2,35	81,04	46,04
Noeud 133	46	0,35	78,94	32,94
Noeud 134	32	0,69	66,58	34,58
Noeud 135	98	0,00	155,66	57,66

b)- Les vitesses et les pertes de charge dans le réseau de distribution sont données dans le tableau suivant :

Chapitre IV : Réhabilitation et projection d'un réseau

Tableau IV.4: Vitesses et perte de charge dans le réseau (pointe+incendie)

ID Arc	Longueur (m)	Diametre (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m)
Tuyau 110	100	204,6	33,66	1,02	4,15
Tuyau 111	40	16	0,15	0,77	57,25
Tuyau 112	200	32,6	0,77	0,92	32,51
Tuyau 113	30	163,6	32,00	1,52	11,22
Tuyau 114	230	163,6	30,69	1,46	10,39
Tuyau 115	30	16	0,12	0,58	34,85
Tuyau 116	20	130,8	29,49	2,19	28,82
Tuyau 117	70	16	0,27	1,34	155,11
Tuyau 118	190	130,8	28,14	2,09	26,43
Tuyau 119	30	16	0,12	0,58	34,85
Tuyau 120	20	40,8	1,00	0,77	17,64
Tuyau 121	50	16	0,19	0,96	85,29
Tuyau 122	70	20,4	0,27	0,83	48,03
Tuyau 123	175	73,6	3,30	0,77	8,66
Tuyau 124	140	26	0,54	1,02	51,24
Tuyau 125	200	32,6	0,77	0,92	32,51
Tuyau 126	340	51,4	3,39	1,64	51,98
Tuyau 127	90	26	0,35	0,65	23,36
Tuyau 128	180	26	0,69	1,31	80,37
Tuyau 129	55	130,8	26,97	2,01	24,42
Vanne 130	Sans Valeur	163,6	30,69	1,46	50,00

Remarque :

- Dans les deux cas, pointe et pointe+incendie on remarque des valeurs qui dépassent la valeur admissible des pertes de charge dans les tuyau N°117,N°121,N°111, ... et c'est du à leurs petits diamètres qui sont de l'ordre de 16 mm afin d'assurer une valeur de vitesse admissible dans ces tuyaux (c'est des conduites secondaires). Ces résultats se traduisent par les graphiques suivants :

Chapitre IV : Réhabilitation et projection d'un réseau

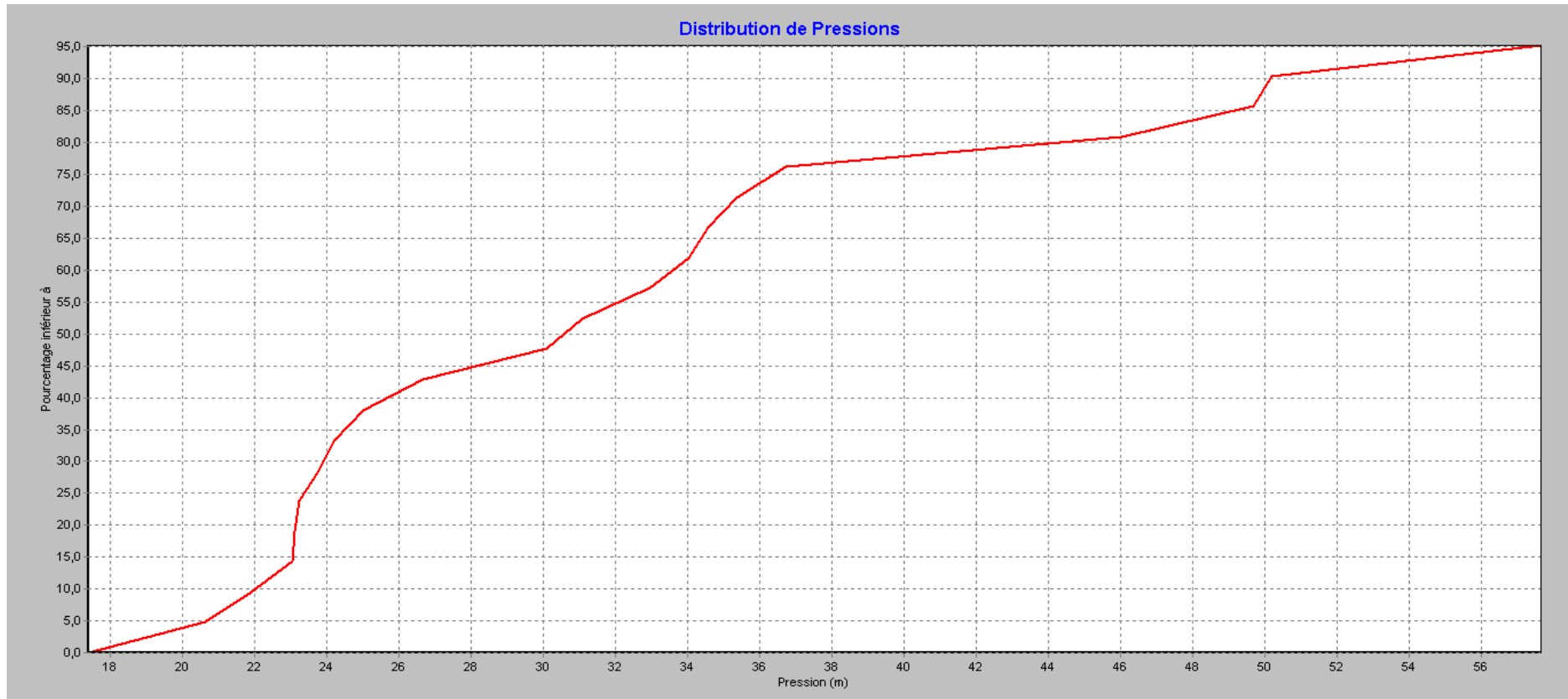


Figure IV.3 : Courbe de distribution des pressions dans le réseau (**pointe+incendie**)

On remarque que :

- 95% des pressions sont inférieures 60 m.c.e.
- 10 % des pressions sont inférieures à 24 m.c.e.

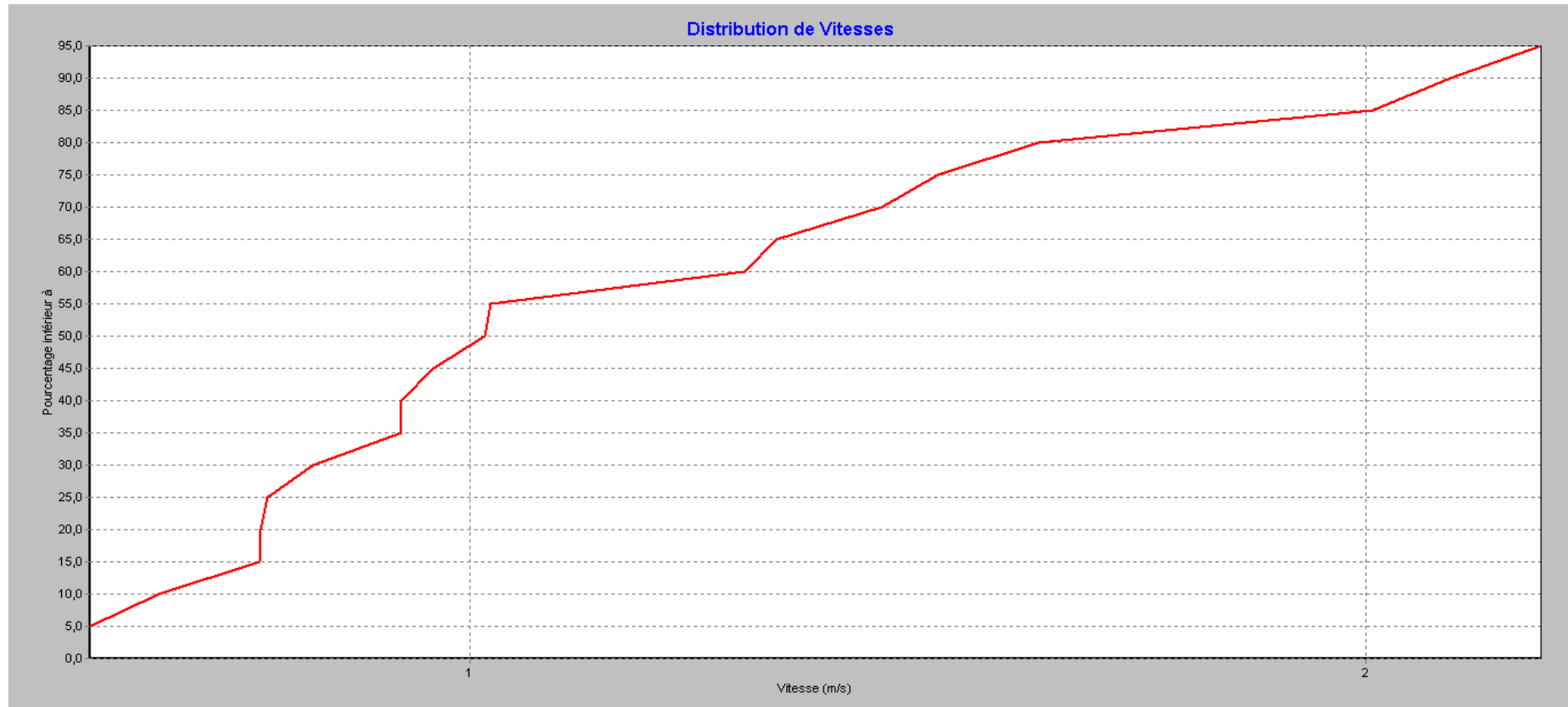


Figure IV.4 : Courbe de distribution des vitesses dans le réseau (pointe+incendie)

On remarque que :

- 47 % des vitesses sont inférieures à 1 m/s.
- 10 % des vitesses sont supérieures à 2 m/s.

Chapitre IV : Réhabilitation et projection d'un réseau

IV.5. Calcul hydraulique du réseau de distribution (Secteur 2) :

Le réseau de distribution projeté dans le secteur 2 de la ville de Tichy sera de type ramifié, son tracé est fait en tenant compte de la morphologie du terrain et la répartition des habitants et des équipements de la ville et sera dimensionné en tenant compte des extensions prévues à l'horizon 2040.

L'alimentation du réseau sera assurée par les deux réservoirs projetés, le réservoir **R4** qui alimentera la **zone 1** et le réservoir **R5** qui va alimenter la **zone 2**

La distribution se fait gravitairement à partir des deux réservoirs.

➤ Les étapes à suivre sur Epanet :

Nous allons suivre les étapes suivantes pour modéliser notre réseau de distribution projeté :

- Saisir les propriétés des éléments du réseau (nœuds et tronçons).
- Lancer la simulation hydraulique.
- Visualiser les résultats de la simulation qui seront présentés en ce qui suit sous forme de tableaux.

➤ Les étapes suivies pour le calcul hydraulique du réseau de distribution :

✓ Débit spécifique :

Le débit spécifique est le rapport du débit en route sur la longueur totale des canalisations dans le réseau, Ce débit est reparti uniformément le long d'un réseau, il est déduit de la relation Suivante :

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

- q_{sp} : débit spécifique (l/s) ;
- $\sum l_i$: somme des longueurs (m)

✓ Débits en route :

La détermination des débits en route obéit à l'expression suivante :

$$Q_r = Q_p - Q_{conc} \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

- Q_r : débit en route (l/s) ;
- Q_p : débit de pointe ou le débit consommé (l/s) ;
- Q_{conc} : débit concentré (l/s).
-

✓ Les débits aux nœuds :

Le calcul des débits aux nœuds s'effectuera après avoir calculé les débits en route pour chaque tronçon (q_{ri}) en suivant les étapes suivantes :

$$Q_{ri} = q_{sp} * l_i \quad (\text{IV.3})$$

$$Q_{nd} = 0,5. \sum Q_{ri} + Q_{conc} \quad (\text{IV.4})$$

l_i : longueur de tronçon numéro (i), (m) ;

Chapitre IV : Réhabilitation et projection d'un réseau

Q_{ri} : débit du tronçon numéro (i), (l/s) ;

ΣQ_{ri} : somme des débits des tronçons convergent au même nœud (l/s)

Q_{nd} : débit au nœud (l/s) ;

Les résultats du calcul sont établis dans les tableaux suivants :

Tableau IV.5: Tableau récapitulatif le calcul des débits spécifiques des deux zones.

	$Q_{max,h}(m^3/s)$	$Q_{max,h}(l/s)$	$Q_{conc}(l/s)$	$\Sigma Li(m)$	$q_{sp}(l/s/ml)$
Zone 01	71,931	19,981	0	3316	0,006025633293
Zone 02	69,989	19,441	0	5115	0,00380058651

IV.5.1. Calcul hydraulique du réseau de distribution des deux zones :

a- Calcul des débits en route et nœaux :

Les valeurs des débits de route, débit nœaux du réseau projeté dans **zone 01** sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6: Calcul des débits en route et débits nœaux en cas de pointe (**Zone 01**)

Nœud	Tronçon	Longueur (m)	$Q_r(l/s)$	$Q_n(l/s)$
Noeud 5	Tuyau 4	35	0,21089717	0,226
	Tuyau 5	40	0,24102533	
Noeud 6	Tuyau 4	35	0,21089717	0,105
Noeud 7	Tuyau 5	40	0,24102533	0,738
	Tuyau 6	110	0,66281966	
	Tuyau 7	95	0,57243516	
Noeud 8	Tuyau 6	110	0,66281966	0,331
Noeud 9	Tuyau 7	95	0,57243516	1,793
	Tuyau 8	160	0,96410133	
	Tuyau 20	340	2,04871532	
Noeud 10	Tuyau 8	160	0,96410133	1,235
	Tuyau 9	70	0,42179433	
	Tuyau 12	180	1,08461399	
Noeud 11	Tuyau 12	180	1,08461399	0,648
	Tuyau 13	35	0,21089717	
Noeud 12	Tuyau 9	70	0,42179433	0,467
	Tuyau 11	35	0,21089717	
	Tuyau 10	50	0,30128166	
Noeud 13	Tuyau 10	50	0,30128166	0,151
Noeud 14	Tuyau 11	35	0,21089717	0,105
Noeud 15	Tuyau 15	60	0,361538	0,181
Noeud 16	Tuyau 13	35	0,21089717	0,377
	Tuyau 14	30	0,180769	
	Tuyau 15	60	0,361538	
Noeud 17	Tuyau 14	30	0,180769	0,196
	Tuyau 16	35	0,21089717	

Chapitre IV : Réhabilitation et projection d'un réseau

Tableau IV.6: Calcul des débits en route et débits nodaux en cas de pointe (**Zone 01**)

Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
Noeud 18	Tuyau 16	35	0,21089717	0,527
	Tuyau 19	50	0,30128166	
	Tuyau 36	90	0,542307	
Noeud 20	Tuyau 36	90	0,542307	0,271
Noeud 21	Tuyau 19	50	0,30128166	0,151
Noeud 23	Tuyau 6	35	0,21089717	0,407
Noeud 22	Tuyau 9	340	2,04871532	2,591
	Tuyau 21	30	0,180769	
	Tuyau 1	490	2,95256031	
Noeud 23	Tuyau 6	35	0,21089717	0,407
	Tuyau 21	30	0,180769	
	Tuyau 22	70	0,42179433	
Noeud 24	Tuyau 22	70	0,42179433	0,708
	Tuyau 23	35	0,21089717	
	Tuyau 24	130	0,78333233	
Noeud 25	Tuyau 23	35	0,21089717	0,105
Noeud 26	Tuyau 24	130	0,78333233	0,392
Noeud 28	Tuyau 32	70	0,42179433	1,552
	Tuyau 35	55	0,33140983	
	Tuyau 31	390	2,34999698	
Noeud 29	Tuyau 35	55	0,33140983	0,452
	Tuyau 27	60	0,361538	
	Tuyau 26	35	0,21089717	
Noeud 32	Tuyau 27	60	0,361538	0,181
Noeud 33	Tuyau 31	390	2,34999698	1,175
Noeud 34	Tuyau 34	170	1,02435766	0,512
Noeud 35	Tuyau 34	170	1,02435766	0,813
	Tuyau 2	30	0,180769	
	Tuyau 32	70	0,42179433	
Noeud 1	Tuyau 2	30	0,180769	0,090
Noeud 2	Tuyau 1	490	2,95256031	2,489
	Tuyau 17	336	2,02461279	
Noeud 3	Tuyau 17	336	2,02461279	1,012

Les valeurs des débits de route, débit nodaux du réseau projeté dans **zone 02** sont présentés dans le tableau suivant :

Chapitre IV : Réhabilitation et projection d'un réseau

Tableau IV.7: Calcul des débits en route et débits nodaux en cas de pointe (Zone 02)

Noeud	Tronçon	Longueur (m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
Noeud 38	Tuyau 30	175	0,66510264	0,960
	Tuyau 39	55	0,20903226	
	Tuyau 40	135	0,51307918	
	Tuyau 38	140	0,53208211	
Noeud 39	Tuyau 39	55	0,20903226	1,321
	Tuyau 41	430	1,6342522	
	Tuyau 42	160	0,60809384	
	Tuyau 43	50	0,19002933	
Noeud 40	Tuyau 30	175	0,66510264	0,333
Noeud 41	Tuyau 38	140	0,53208211	0,266
Noeud 42	Tuyau 40	135	0,51307918	0,257
Noeud 43	Tuyau 41	430	1,6342522	0,817
Noeud 44	Tuyau 44	415	1,5772434	0,789
Noeud 45	Tuyau 44	415	1,5772434	1,311
	Tuyau 43	50	0,19002933	
	Tuyau 46	45	0,17102639	
	Tuyau 45	180	0,68410557	
Noeud 46	Tuyau 45	180	0,68410557	0,342
Noeud 47	Tuyau 47	100	0,38005865	0,637
	Tuyau 46	45	0,17102639	
	Tuyau 48	140	0,53208211	
	Tuyau 49	50	0,19002933	
Noeud 48	Tuyau 48	140	0,53208211	0,266
Noeud 49	Tuyau 47	100	0,38005865	0,190
Noeud 50	Tuyau 49	50	0,19002933	0,827
	Tuyau 50	335	1,27319648	
	Tuyau 51	50	0,19002933	
Noeud 52	Tuyau 50	335	1,27319648	0,637
Noeud 54	Tuyau 53	200	0,7601173	1,083
	Tuyau 51	50	0,19002933	
	Tuyau 52	320	1,21618768	
Noeud 55	Tuyau 53	200	0,7601173	0,380
Noeud 56	Tuyau 42	160	0,60809384	0,304
Noeud 57	Tuyau 55	180	0,68410557	0,665
	Tuyau 58	170	0,64609971	
Noeud 58	Tuyau 55	180	0,68410557	0,342
Noeud 59	Tuyau 56	110	0,41806452	0,209
Noeud 60	Tuyau 57	320	1,21618768	1,140
	Tuyau 56	110	0,41806452	
	Tuyau 58	170	0,64609971	
Noeud 61	Tuyau 57	320	1,21618768	1,553
	Tuyau 60	42	0,15962463	
	Tuyau 59	245	0,93114369	
	Tuyau 2	210	0,79812317	
Noeud 63	Tuyau 60	42	0,15962463	0,080
Noeud 65	Tuyau 2	210	0,79812317	1,163
	Tuyau 3	402	1,52783578	

Chapitre IV : Réhabilitation et projection d'un réseau

Tableau IV.7: Calcul des débits en route et débits nodaux en cas de pointe (Zone 02)

Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Q _r (l/s)	Q _n (l/s)
Noeud 1	Tuyau 4	100	0,38005865	1,174
	Tuyau 5	116	0,44086804	
	Tuyau 3	402	1,52783578	
Noeud 2	Tuyau 4	100	0,38005865	0,190
Noeud 4	Tuyau 7	100	0,38005865	0,677
	Tuyau 5	116	0,44086804	
	Tuyau 6	140	0,53208211	
Noeud 5	Tuyau 6	140	0,53208211	0,266
Noeud 6	Tuyau 7	100	0,38005865	0,190
Noeud 53	Tuyau 52	320	1,21618768	0,608
Noeud 62	Tuyau 59	245	0,93114369	0,466

b- Détermination des débits et des diamètres de dimensionnement du réseau :

➤ Débit de dimensionnement :

C'est la somme des deux débits (le débit de route et le débit aval).

$$Q_{dim} = 0,55 Q_r + Q_{aval} \quad (\text{IV.5})$$

Q_{Tr} : Débit de tronçon (l/s).

Q_{aval} : La somme des débits à l'aval du tronçon (l/s).

Q_r : Débit de route (l/s).

➤ Diamètre calculé :

$$D_{calculé} = \sqrt[m]{\frac{K' \cdot Q_{dim}^B}{I_{moy}}} \quad (\text{V.4})$$

$D_{calculé}$: Diamètre de la conduite (mm).

Q_{dim} : Débit de dimensionnement du tronçon (l/s).

I_{moy} : La pente moyenne ; Dans notre cas pour le PEHD : $K' = 0,001052$, $B = 2$, $m = 4,772$

Les valeurs des débits de route, débit de tronçon et diamètre de chaque conduite des deux réseaux sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.8: Calcul des diamètres de dimensionnement du réseau (Zone 01)

Tuyau	Longueur (m)	Q _r (l/s)	Q _{aval} (l/s)	Q _{dim} (l/s)	D (mm)	DN (mm)
Tuyau 4	35	0,21089717	0	0,11599344	12,1557536	16
Tuyau 5	40	0,24102533	19,5290775	19,981	159,541541	257,8
Tuyau 6	110	0,66281966	0	0,36455081	21,5498478	26
Tuyau 7	95	0,57243516	18,2938227	18,608662	153,965262	204,6
Tuyau 8	160	0,96410133	3,82627714	4,35653287	74,4964657	90
Tuyau 9	70	0,42179433	0,51217883	0,74416571	30,7893131	32,6
Tuyau 10	50	0,30128166	0	0,16570492	14,5289044	26
Tuyau 11	35	0,21089717	0	0,11599344	12,1557536	16

Chapitre IV : Réhabilitation et projection d'un réseau

Tableau IV.8: Calcul des diamètres de dimensionnement du réseau (**Zone 01**)

Tuyau	Longueur (m)	Qr (l/s)	Q aval (l/s)	Qdim (l/s)	D (mm)	DN (mm)
Tuyau 12	180	1,08461399	1,80768999	2,40422768	55,3417602	73,6
Tuyau 13	35	0,21089717	1,59679282	1,71278626	46,710741	51,4
Tuyau 14	30	0,180769	1,05448583	1,15390878	38,3398942	40,8
Tuyau 15	60	0,361538	0	0,1988459	15,9156174	20,4
Tuyau 16	35	0,21089717	0,84358866	0,9595821	34,9628028	32,6
Tuyau 19	50	0,30128166	0	0,16570492	14,5289044	16
Tuyau 20	340	2,04871532	11,4547289	12,48	126,087625	130,8
Tuyau 21	30	0,180769	6,29678679	6,39	90,2226545	102,2
Tuyau 22	70	0,42179433	0,99422949	1,22621638	39,5228931	40,8
Tuyau 23	35	0,21089717	0	0,11599344	12,1557536	16
Tuyau 24	130	0,78333233	0	0,43083278	23,4271545	20,4
Tuyau 26	35	0,21089717	4,6698658	4,78585924	78,0809578	90
Tuyau 27	60	0,361538	0	0,1988459	15,9156174	16
Tuyau 31	390	2,34999698	0	1,29249834	40,5770219	40,8
Tuyau 32	70	0,42179433	1,20512666	1,43711354	42,7868892	40,8
Tuyau 34	170	1,02435766	0	0,56339671	26,7899761	26
Tuyau 35	55	0,33140983	3,97691797	4,15919338	72,7896663	90
Tuyau 36	90	0,542307	0	0,29826885	19,4925708	20,4
Tuyau 2	30	0,180769	0	0,09942295	11,254041	16
Tuyau 1	490	2,95256031	2,02461279	3,64852096	68,1747563	51,8
Tuyau 17	336	2,02461279	0	1,11353703	37,6632249	51,4
Tuyau 3	350	0	19,981	19,98	159,537548	163,6

Les valeurs des débits de route, débit de tronçon et diamètre de chaque conduite du réseau projeté dans zone 02 sont présentés dans le tableau suivant

Tableau IV.9: Calcul des diamètres de dimensionnement du réseau (**Zone 02**)

Tuyau	Longueur (m)	Qr (l/s)	Q aval (l/s)	Qdim (LPS)	D (mm)	DN (mm)
Tuyau 30	175	0,66510264	0	0,36580645	21,5869284	20,4
Tuyau 38	140	0,53208211	0	0,29264516	19,3079358	26
Tuyau 39	55	0,20903226	9,40645161	9,52141935	110,132632	130,8
Tuyau 40	135	0,51307918	0	0,28219355	18,9600165	20,4
Tuyau 41	430	1,6342522	0	0,89883871	33,8381067	32,6
Tuyau 42	160	0,60809384	0	0,33445161	20,6410516	20,4
Tuyau 43	50	0,19002933	6,97407625	7,07859237	94,9595447	102,2
Tuyau 44	415	1,5772434	0	0,86748387	33,2426683	40,8
Tuyau 45	180	0,68410557	0	0,37625806	21,8931413	20,4
Tuyau 46	45	0,17102639	4,54170088	4,6357654	76,8468192	90
Tuyau 47	100	0,38005865	0	0,20903226	16,3181841	16

Chapitre IV : Réhabilitation et projection d'un réseau

Tableau IV.9: Calcul des diamètres de dimensionnement du réseau (Zone 02)

Tuyau	Longueur (m)	Qr (l/s)	Q aval (l/s)	Qdim (LPS)	D (mm)	DN (mm)
Tuyau 48	140	0,53208211	0	0,29264516	19,3079358	16
Tuyau 49	50	0,19002933	3,43953079	3,54404692	67,1915877	73,6
Tuyau 50	335	1,27319648	0	0,70025806	29,8671808	32,6
Tuyau 51	50	0,19002933	1,97630499	2,08082111	51,4852167	51,4
Tuyau 52	320	1,21618768	0	0,66890323	29,1908551	26
Tuyau 53	200	0,7601173	0	0,41806452	23,0773972	20,4
Tuyau 55	180	0,68410557	0	0,37625806	21,8931413	26
Tuyau 56	110	0,41806452	0	0,22993548	17,1146558	16
Tuyau 57	320	1,21618768	5,14979472	5,81869795	86,0950293	102,2
Tuyau 58	170	0,64609971	6,78404692	7,13940176	95,3665524	130,8
Tuyau 59	245	0,93114369	0	0,51212903	25,5419982	26
Tuyau 60	42	0,15962463	0	0,08779355	10,575392	16
Tuyau 1	140	0	19,44	19,44	157,366868	257,8
Tuyau 3	402	1,52783578	1,73306745	2,57337713	57,2554576	61,4
Tuyau 4	100	0,38005865	0	0,20903226	16,3181841	16
Tuyau 5	116	0,44086804	0,91214076	1,15461818	38,3516778	32,6
Tuyau 6	140	0,53208211	0	0,29264516	19,3079358	16
Tuyau 7	100	0,38005865	0	0,20903226	16,3181841	16
Tuyau 9	574	0	8,1142522	8,1142522	101,669204	130,8
Tuyau 10	210	0,79812317	3,26090323	3,69987097	68,6528326	73,6
Tuyau 12	620	0	11,3257478	11,3257478	120,115379	163,6

IV.5.2. Simulation hydraulique des réseaux de distribution projetés des deux zones :

➤ Simulation hydraulique du réseau projeté dans la zone 01 :

1- Cas de pointe :

Les charges et les pressions dans le réseau sont données par le tableau suivant :

Tableau IV.10: Charges et pressions dans le réseau en cas de pointe.

ID Noeud	Altitude (m)	Demande (LPS)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 5	9,62	0,23	70,35	60,73
Noeud 6	12,47	0,10	69,33	56,86
Noeud 7	8,86	0,74	70,33	61,47
Noeud 8	9,18	0,33	67,97	58,79
Noeud 9	9,22	1,79	70,20	60,98

Chapitre IV : Réhabilitation et projection d'un réseau

Tableau IV.10: Charges et pressions dans le réseau en cas de pointe.

ID Noeud	Altitude (m)	Demande (LPS)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 5	9,62	0,23	71,35	61,73
Noeud 6	12,47	0,10	70,33	57,86
Noeud 7	8,86	0,74	71,29	62,43
Noeud 8	9,18	0,33	68,93	59,75
Noeud 9	9,22	1,79	70,90	61,68
Noeud 10	10,05	1,24	70,05	60,00
Noeud 11	11,89	0,65	69,20	57,31
Noeud 12	9,34	0,47	68,02	58,68
Noeud 13	10,75	0,15	65,25	54,50
Noeud 14	9,86	0,10	66,99	57,13
Noeud 15	15	0,18	67,25	52,25
Noeud 16	12,48	0,38	68,67	56,19
Noeud 17	12	0,20	68,00	56,00
Noeud 18	13,46	0,53	66,35	52,89
Noeud 20	14,34	0,27	62,00	47,66
Noeud 21	14,62	0,15	63,59	48,97
Noeud 22	10,93	2,59	68,87	57,94
Noeud 23	11,17	0,41	68,70	57,53
Noeud 24	11,02	0,71	66,98	55,96
Noeud 25	13,28	0,10	65,96	52,68
Noeud 26	10,70	0,39	54,85	44,15
Noeud 28	11	1,55	68,20	57,20
Noeud 29	11,18	0,45	68,47	57,29
Noeud 32	10,96	0,18	63,90	52,94
Noeud 33	10	1,17	59,07	49,07
Noeud 34	10	0,51	57,99	47,99
Noeud 35	10	0,81	65,91	55,91

Chapitre IV : Réhabilitation et projection d'un réseau

Tableau IV.10: Charges et pressions dans le réseau en cas de pointe.

ID Noeud	Altitude (m)	Demande (LPS)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 1	11	0,09	65,24	54,24
Noeud 2	11	2,49	41,90	30,90
Noeud 3	9,75	1,01	39,92	30,17
Noeud 4	45	0,00	95,35	50,35

Remarque :

Nous avons installé un réducteur de pression (une vanne réductrice avec une consigne de 23 m) au niveau de la conduite reliant entre le réservoir et le nœud N°5 afin de réduire les pressions qui sont trop élevées à cause de la grande dénivelée entre ces deux derniers qui est de l'ordre de 85,7 m.

- Les vitesses et les pertes de charge dans le réseau de distribution sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.11: Vitesses et pertes de charge dans le réseau en cas de pointe.

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m)
Tuyau 4	35	16	0,10	0,52	29,30
Tuyau 5	40	204,6	19,65	0,60	1,56
Tuyau 6	110	26	0,33	0,62	21,49
Tuyau 7	95	163,6	18,58	0,88	4,16
Tuyau 8	160	90	4,31	0,68	5,31
Tuyau 9	70	32,6	0,72	0,87	28,98
Tuyau 10	50	16	0,15	0,75	55,31
Tuyau 11	35	16	0,10	0,52	29,30
Tuyau 12	180	73,6	2,35	0,55	4,72
Tuyau 13	35	51,4	1,70	0,82	14,94
Tuyau 14	30	40,8	1,14	0,88	22,35
Tuyau 15	60	20,4	0,18	0,55	23,76
Tuyau 16	35	32,6	0,95	1,14	47,18
Tuyau 19	50	16	0,15	0,75	55,31
Tuyau 20	340	130,8	12,48	0,93	5,96

Chapitre IV : Réhabilitation et projection d'un réseau

Tableau IV.11: Vitesses et pertes de charge dans le réseau en cas de pointe.

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
Tuyau 21	30	102,2	6,39	0,78	5,84
Tuyau 22	70	40,8	1,21	0,92	24,49
Tuyau 23	35	16	0,10	0,52	29,30
Tuyau 24	130	20,4	0,39	1,20	93,29
Tuyau 26	35	90	4,78	0,75	6,39
Tuyau 27	60	16	0,18	0,90	76,13
Tuyau 31	390	40,8	1,17	0,90	23,41
Tuyau 32	70	40,8	1,42	1,08	32,69
Tuyau 34	170	26	0,51	0,96	46,59
Tuyau 35	55	90	-4,14	0,65	4,95
Tuyau 36	90	20,4	0,27	0,83	48,35
Tuyau 2	30	16	-0,09	0,45	22,43
Tuyau 1	490	51,4	3,50	1,69	55,04
Tuyau 17	336	51,4	1,01	0,49	5,91
Tuyau 3	350	163,6	19,98	0,95	5,62
Vanne 25	Sans Valeur	163,6	19,98	0,95	24,00

Ces résultats se traduisent par les graphiques suivants :

Chapitre IV : Réhabilitation et projection d'un réseau

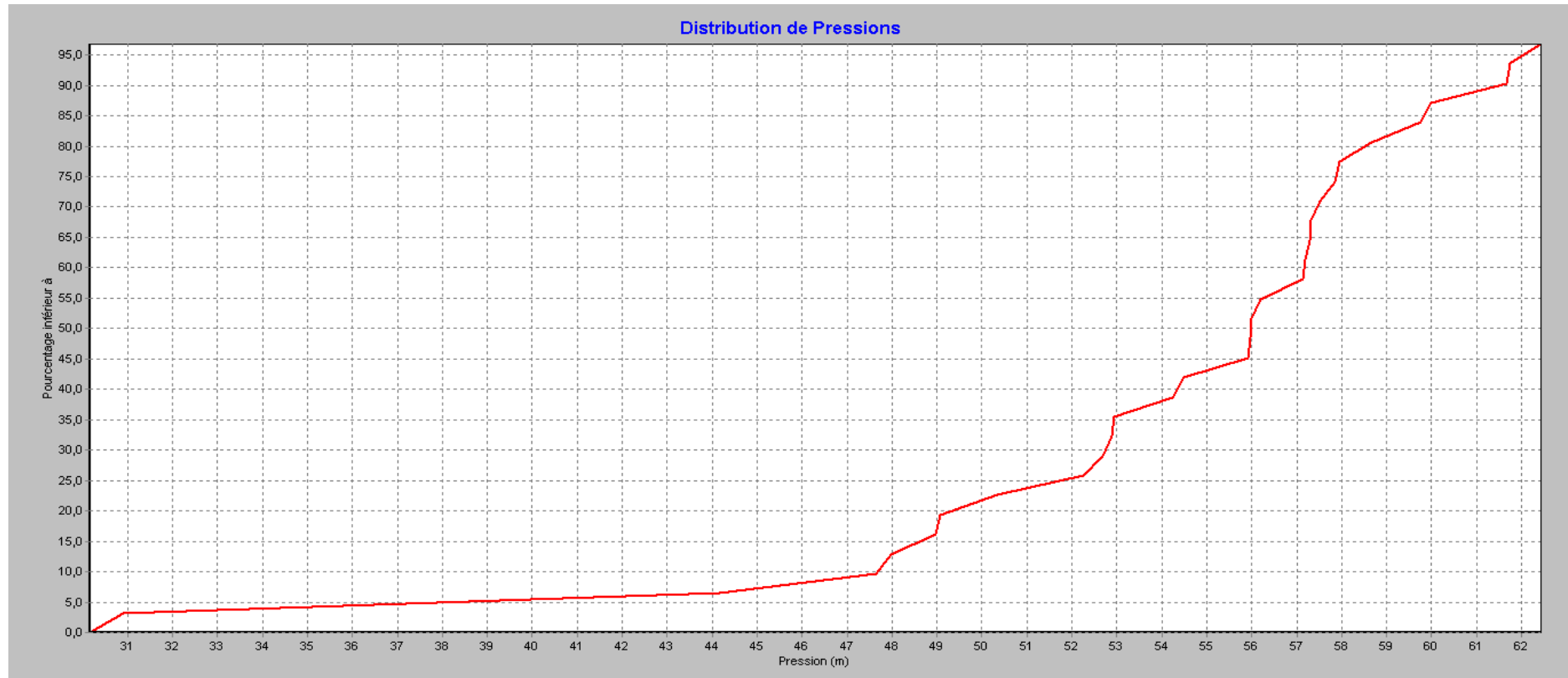


Figure IV.5: Courbe de distribution des pressions dans le réseau (**pointe**)

On remarque que :

- 95 % des pressions sont inférieures à 62 m.c.e.
- 10 % des pressions sont inférieures à 48 m.c.e.
- La pression minimale est de l'ordre de **30,17** m.c.e.
- La pression maximale est de l'ordre de **62,43** m.c.e.

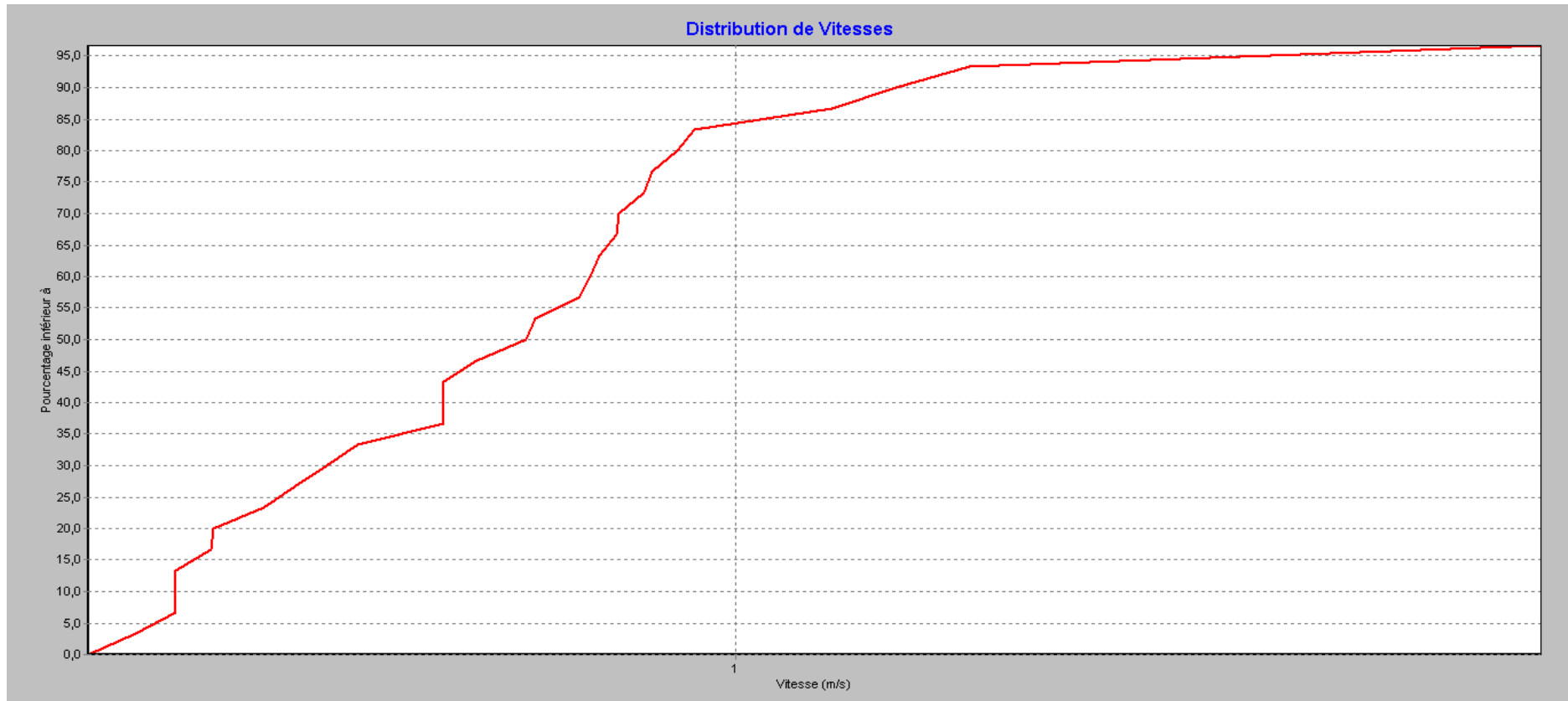


Figure IV.5: Courbe de distribution des vitesses dans le réseau (**pointe**)

On remarque que :

- 85 % des vitesses sont inférieures à 1 m/s.
- 10 % des vitesses sont supérieures à 1 m/s.
- La vitesse minimale est de l'ordre de **0,45** m/s.
- La vitesse maximale est de l'ordre de **1,69** m/s.

Chapitre IV : Réhabilitation et projection d'un réseau

2- Cas de pointe+incendie :

On ajoute le débit d'incendie qui est égal à 17 l/s dans le réseau au nœud le plus défavorable (N°22). Les charges et les pressions dans le réseau sont données par le tableau suivant :

Tableau IV.12: Charges et pressions dans le réseau en cas de pointe+incendie.

ID Noeud	Altitude (m)	Demande (LPS)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 5	9,62	0,23	66,91	57,29
Noeud 6	12,47	0,10	65,88	53,41
Noeud 7	8,86	0,74	66,71	57,85
Noeud 8	9,18	0,33	64,35	55,17
Noeud 9	9,22	1,79	65,42	56,20
Noeud 10	10,05	1,24	64,57	54,52
Noeud 11	11,89	0,65	63,72	51,83
Noeud 12	9,34	0,47	62,54	53,20
Noeud 13	10,75	0,15	59,77	49,02
Noeud 14	9,86	0,10	61,51	51,65
Noeud 15	15	0,18	61,77	46,77
Noeud 16	12,48	0,38	63,19	50,71
Noeud 17	12	0,20	62,52	50,52
Noeud 18	13,46	0,53	60,87	47,41
Noeud 20	14,34	0,27	56,52	42,18
Noeud 21	14,62	0,15	58,11	43,49
Noeud 22	10,93	2,59+17=19,59	55,63	44,70
Noeud 23	11,17	0,41	55,45	44,28
Noeud 24	11,02	0,71	53,74	42,72
Noeud 25	13,28	0,10	52,71	39,43
Noeud 26	10,70	0,39	41,61	30,91
Noeud 28	11	1,55	54,96	43,96
Noeud 29	11,18	0,45	55,23	44,05
Noeud 32	10,96	0,18	50,66	39,70

Chapitre IV : Réhabilitation et projection d'un réseau

Tableau IV.12: Charges et pressions dans le réseau en cas de pointe+incendie.

ID Noeud	Altitude (m)	Demande (LPS)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 33	10	1,17	45,83	35,83
Noeud 34	10	0,51	44,75	34,75
Noeud 35	10	0,81	52,67	42,67
Noeud 1	11	0,09	51,99	40,99
Noeud 2	11	2,49	28,66	17,66
Noeud 3	9,75	1,01	26,67	16,92
Noeud 4	45	0,00	90,91	45,91

- Les vitesses et les pertes de charge dans le réseau de distribution sont données dans le tableau suivant :

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

ID Arc	Longueur (m)	Diametre (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
Tuyau 4	35	16	0,10	0,52	29,30
Tuyau 5	40	204,6	36,65	1,11	4,85
Tuyau 6	110	26	0,33	0,62	21,49
Tuyau 7	95	163,6	35,58	1,69	13,64
Tuyau 8	160	90	4,31	0,68	5,31
Tuyau 9	70	32,6	0,72	0,87	28,98
Tuyau 10	50	16	0,15	0,75	55,30
Tuyau 11	35	16	0,10	0,52	29,30
Tuyau 12	180	73,6	2,35	0,55	4,72
Tuyau 13	35	51,4	1,70	0,82	14,94
Tuyau 14	30	40,8	1,14	0,88	22,35
Tuyau 15	60	20,4	0,18	0,55	23,76
Tuyau 16	35	32,6	0,95	1,14	47,18
Tuyau 19	50	16	0,15	0,75	55,31
Tuyau 20	340	130,8	29,48	2,19	28,79

Chapitre IV : Réhabilitation et projection d'un réseau

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

ID Arc	Longueur (m)	Diametre (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
Tuyau 21	30	102,2	6,39	0,78	5,84
Tuyau 22	70	40,8	1,21	0,92	24,49
Tuyau 23	35	16	0,10	0,52	29,30
Tuyau 24	130	20,4	0,39	1,20	93,29
Tuyau 26	35	90	4,78	0,75	6,39
Tuyau 27	60	16	0,18	0,90	76,13
Tuyau 31	390	40,8	1,17	0,90	23,41
Tuyau 32	70	40,8	1,42	1,08	32,69
Tuyau 34	170	26	0,51	0,96	46,59
Tuyau 35	55	90	4,14	0,65	4,95
Tuyau 36	90	20,4	0,27	0,83	48,35
Tuyau 2	30	16	0,09	0,45	22,43
Tuyau 1	490	51,4	3,50	1,69	55,04
Tuyau 17	336	51,4	1,01	0,49	5,91
Tuyau 3	350	163,6	36,98	1,76	18,33
Vanne 25	Sans Valeur	163,6	36,98	1,76	24,00

Ces résultats se traduisent par les graphiques suivants :

Chapitre IV : Réhabilitation et projection d'un réseau

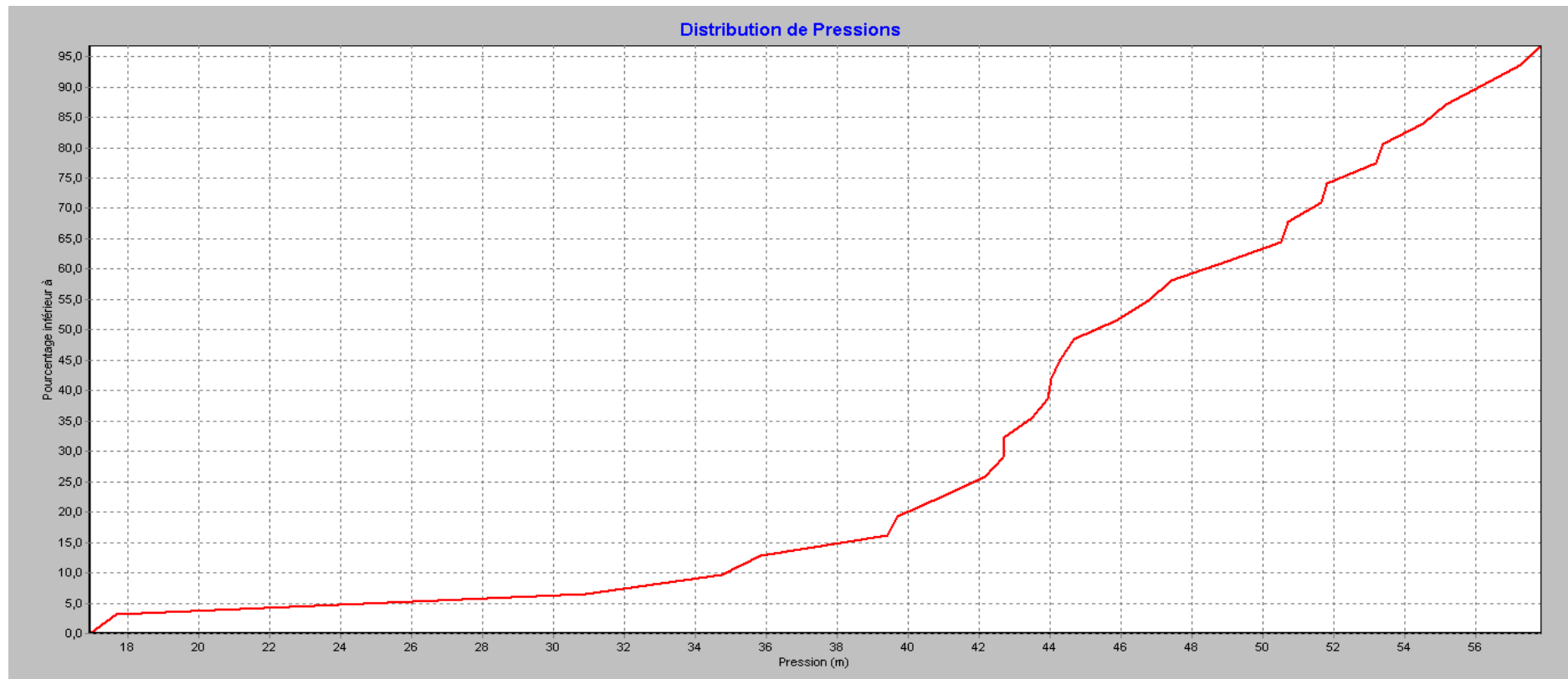


Figure IV.6: Courbe de distribution des pressions dans le réseau (**pointe+incendie**)

On remarque que :

- Toutes les pressions sont inférieures à 60 m.c.e.
- 5% des pressions sont comprises entre 16 et 26 m.c.e.
- La pression minimale est de l'ordre de **16,92** m.c.e.
- La pression maximale est de l'ordre de **57,85**m.c .e.

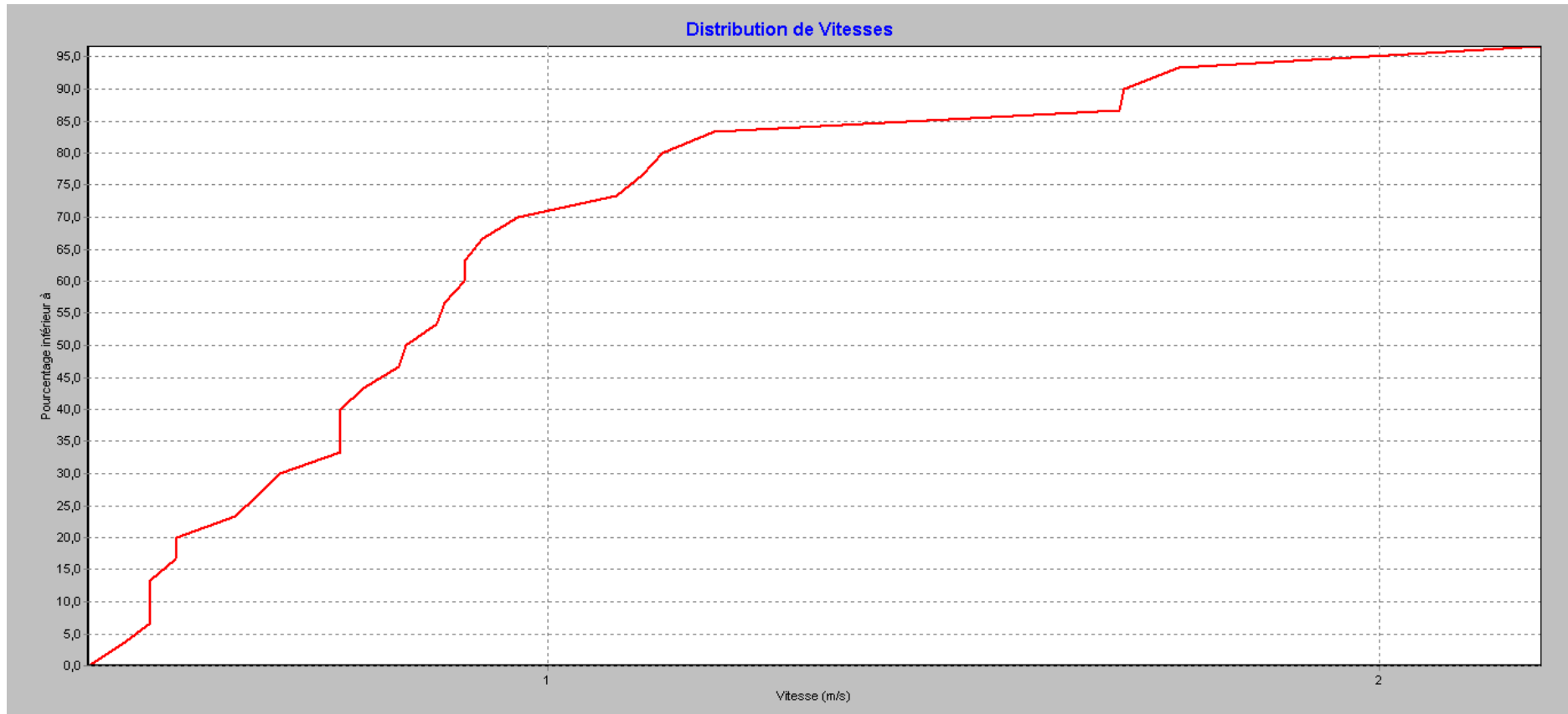


Figure IV.7: Courbe de distribution des vitesses dans le réseau (**pointe+incendie**)

On remarque que :

- 95 % des vitesses sont inférieures à 2m/s.
- 25% des vitesses sont comprises entre 1 m/s et 2 m/s.
- La vitesse minimale est de l'ordre de **0,45** m/s.
- La vitesse maximale est de l'ordre de **2,19** m/s.

Chapitre IV : Réhabilitation et projection d'un réseau

Simulation hydraulique du réseau projeté dans la zone 02 :

1- Cas de pointe :

Nous avons installé :

- Un réducteurs de pression (une vanne réductrice avec une consigne de 46 e m) au niveau de la conduite reliant entre le nœud N°37 et le nœud N°38 afin de réduire les pressions qui sont trop élevées à cause de la grande dénivelée entre ces deux derniers qui est de l'ordre de 50 m.
- Un réducteurs de pression (une vanne réductrice avec une consigne de 46 e m) au niveau de la conduite reliant entre le nœud N°37 et le nœud N°57 afin de réduire les pressions qui sont trop élevées à cause de la grande dénivelée entre ces deux derniers qui est de l'ordre de 134 m.
- Une vanne stabilisatrice aval au niveau de la conduite N°10 reliant entre les nœuds N°61 et le nœud N°65 afin de réduire les pressions en aval du nœud N°61
- Les charges et les pressions dans le réseau sont données par le tableau suivant :

Tableau IV.14: Charges et pressions dans le réseau en cas de pointe.

ID Noeud	Altitude (m)	Demande (LPS)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 37	200	19,44	222,75	22,75
Noeud 38	150	0,96	175,56	25,56
Noeud 39	140	1,32	175,36	35,36
Noeud 40	148	0,33	171,76	23,76
Noeud 41	158	0,27	173,51	15,51
Noeud 42	153	0,26	173,70	20,70
Noeud 43	144	0,82	170,10	26,10
Noeud 44	133	0,79	170,48	37,48
Noeud 45	133	1,31	175,25	42,25
Noeud 46	135	0,34	171,16	36,16
Noeud 47	121	0,64	175,11	54,11
Noeud 48	120	0,27	173,06	53,06
Noeud 49	125	0,19	172,52	47,52
Noeud 50	116	0,83	174,62	58,62
Noeud 52	117	0,64	166,87	49,87
Noeud 53	105	0,61	166,74	61,74

Chapitre IV : Réhabilitation et projection d'un réseau

Tableau IV.14: Charges et pressions dans le réseau en cas de pointe.

ID Noeud	Altitude (m)	Demande (LPS)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 54	116	1,08	173,55	57,55
Noeud 55	94	0,38	155,91	61,91
Noeud 56	142	0,30	172,40	30,40
Noeud 57	66	0,67	101,18	35,18
Noeud 58	68	0,34	97,08	29,08
Noeud 59	58	0,21	97,45	39,45
Noeud 60	55	1,14	100,82	45,82
Noeud 61	39	1,55	99,26	60,26
Noeud 62	44	0,47	89,61	45,61
Noeud 63	48	0,08	98,50	50,50
Noeud 65	15	1,16	59,00	44,00
Noeud 1	9,24	1,17	56,88	47,64
Noeud 2	9,06	0,19	54,30	45,24
Noeud 4	9,61	0,68	54,34	44,73
Noeud 5	9,27	0,27	52,29	43,02
Noeud 6	13,59	0,19	51,75	38,16
Noeud 3	168	0,00	221,18	53,18
Noeud 7	37	0,00	97,07	60,07
Noeud 8	170	0,00	221,56	51,56

Les vitesses et les pertes de charge dans le réseau de distribution sont données dans le tableau suivant :

Chapitre IV : Réhabilitation et projection d'un réseau

Tableau IV.15: Vitesses et pertes de charge dans le réseau en cas de pointe.

ID Arc	Longueur (m)	Diametre (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
Tuyau 30	175	26	0,33	0,63	21,72
Tuyau 38	140	26	0,27	0,50	14,63
Tuyau 39	55	130,8	9,51	0,71	3,64
Tuyau 40	135	26	0,26	0,48	13,78
Tuyau 41	430	40,8	0,82	0,62	12,24
Tuyau 42	160	26	0,30	0,57	18,50
Tuyau 43	50	130,8	7,07	0,53	2,13
Tuyau 44	415	40,8	0,79	0,60	11,51
Tuyau 45	180	26	0,34	0,64	22,77
Tuyau 46	45	102,2	4,63	0,56	3,27
Tuyau 47	100	20,4	0,19	0,58	25,87
Tuyau 48	140	20,4	0,27	0,5	14,63
Tuyau 49	50	73,6	3,54	0,83	9,82
Tuyau 50	335	32,6	0,64	0,76	23,13
Tuyau 51	50	51,4	2,07	1,00	21,24
Tuyau 52	320	32,6	0,61	0,73	21,29
Tuyau 53	200	20,4	0,38	1,16	88,24
Tuyau 55	180	26	0,34	0,64	22,77
Tuyau 56	110	20,4	0,21	0,64	30,58
Tuyau 57	320	102,2	5,76	0,70	4,85
Tuyau 58	170	130,8	7,11	0,53	2,16
Tuyau 59	245	26	0,47	0,88	39,40
Tuyau 60	42	16	0,08	0,40	18,30
Tuyau 1	140	257,8	38,88	0,74	1,76
Tuyau 3	402	73,6	2,50	0,59	5,26
Tuyau 4	100	20,4	0,19	0,58	25,87
Tuyau 5	116	40,8	1,13	0,87	21,93

Chapitre IV : Réhabilitation et projection d'un réseau

Tableau IV.15: Vitesses et pertes de charge dans le réseau en cas de pointe.

ID Arc	Longueur (m)	Diametre (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
Tuyau 6	140	26	0,27	0,5	14,63
Tuyau 7	100	20,4	0,19	0,58	25,87
Tuyau 9	574	130,8	8,11	0,60	2,74
Tuyau 10	210	73,6	3,66	0,86	10,45
Tuyau 12	620	163,6	11,33	0,54	1,92
Vanne 8	Sans Valeur	130,8	8,12	0,6	120,00
Vanne 11	Sans Valeur	73,6	3,66	0,86	38,07
Vanne 13	Sans Valeur	163,6	11,33	0,34	46,00

➤ **Constatations et interprétation des résultats de la simulation :**

On remarque :

- Une valeur de 120 m/km de perte de charge au niveau de la vanne 8, nous justifions ça par la valeur de la consigne (120 m) exigée par cette dernière et qui est nécessaire pour réduire les pressions dans le réseau qui sont trop élevées.
- Une valeur de 88 m de perte de charge au niveau du tuyau N°53, qui est due au petit diamètre de ce dernier, qui est nécessaire afin d'assurer une pression et vitesses admissibles dans ce tronçon du réseau.
- Dans le tuyau N°60 on enregistre une vitesse faible de 0,40 m/s, à cause de la faible demande au nœud N°63 (0,08 l/s).

Ces résultats se traduisent par les graphiques suivants :

Chapitre IV : Réhabilitation et projection d'un réseau

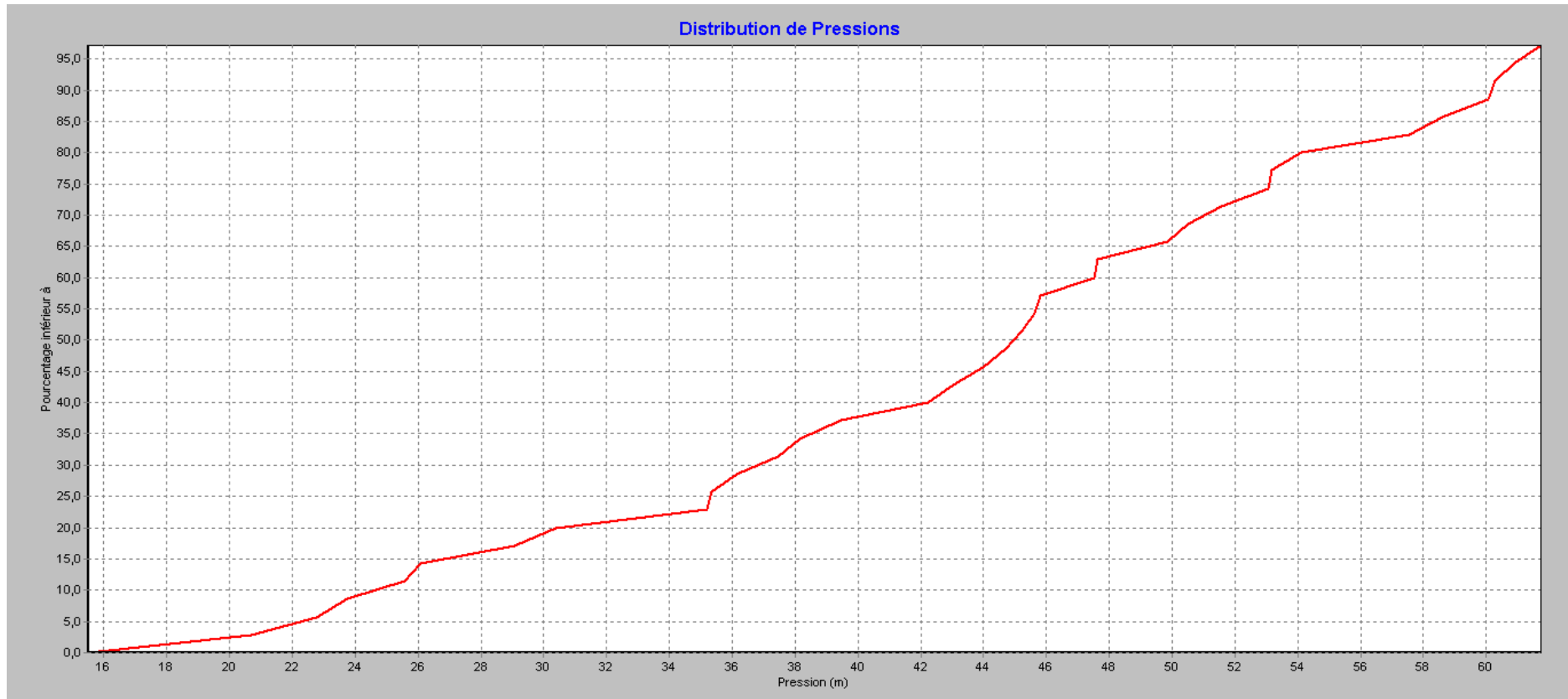


Figure IV.8: Courbe de distribution des pressions dans le réseau (**pointe**)

On remarque que :

- Toutes les pressions sont supérieures à 16 m.c.e.
- 90 % des pressions sont inférieures à 60 m.c.e.
- La pression minimale est de l'ordre de **15,51m.c.e.**
- La pression maximale est de l'ordre de **61,91.c.e.**

Chapitre IV : Réhabilitation et projection d'un réseau

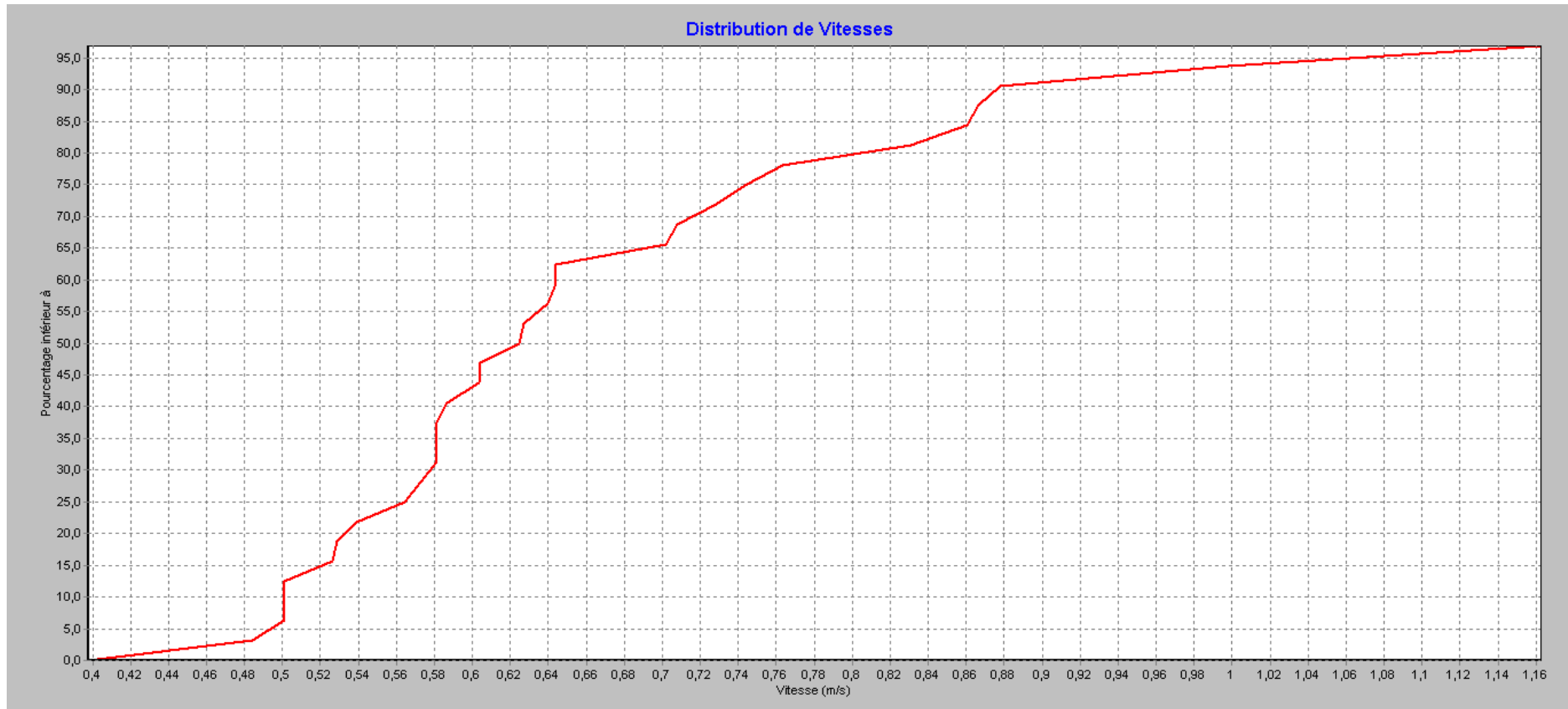


Figure IV.9: Courbe de distribution des vitesses dans le réseau (**pointe**)

On remarque que :

- Toutes les vitesses sont inférieures à 1,16 m/s.
- 5% des vitesses sont comprises entre 0,4 m/s et 0,5 m/s.
- La vitesse minimale est de l'ordre de **0,40**m/s.
- La vitesse maximale est de l'ordre de **1,16** m/s.

Chapitre IV : Réhabilitation et projection d'un réseau

2-Cas de pointe+incendie :

C'est le même cas que l'heure de pointe, sauf qu'on ajoute le débit d'incendie qui est égal à 17 l/s dans le réseau au nœud le plus défavorable (N°39).

Les charges et les pressions dans le réseau sont données par le tableau suivant :

Tableau IV.16: Charges et pressions dans le réseau en cas de pointe+incendie.

ID Noeud	Altitude (m)	Demande (LPS)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 37	200	19,44	222,52	22,52
Noeud 38	150	0,96	169,73	19,73
Noeud 39	140	1,32+17=18,32	168,43	28,43
Noeud 40	148	0,33	165,93	17,93
Noeud 41	158	0,27	167,68	9,68
Noeud 42	153	0,26	167,87	14,87
Noeud 43	144	0,82	163,16	19,16
Noeud 44	133	0,79	163,54	30,54
Noeud 45	133	1,31	168,32	35,32
Noeud 46	135	0,34	164,22	29,22
Noeud 47	121	0,64	168,17	47,17
Noeud 48	120	0,27	166,12	46,12
Noeud 49	125	0,19	165,58	40,58
Noeud 50	116	0,83	167,68	51,68
Noeud 52	117	0,64	159,93	42,93
Noeud 53	105	0,61	159,81	54,81
Noeud 54	116	1,08	166,62	50,62
Noeud 55	95	0,38	148,97	53,97
Noeud 56	142	0,30	165,47	23,47
Noeud 57	66	0,67	100,95	34,95
Noeud 58	68	0,34	96,85	28,85
Noeud 59	58	0,21	97,22	39,22
Noeud 60	55	1,14	100,58	45,58
Noeud 61	39	1,55	99,03	60,03

Chapitre IV : Réhabilitation et projection d'un réseau

Tableau IV.16: Charges et pressions dans le réseau en cas de **pointe+incendie**.

ID Noeud	Altitude (m)	Demande (LPS)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 62	44	0,47	89,38	45,38
Noeud 63	48	0,08	98,26	50,26
Noeud 65	15	1,16	59,00	44,00
Noeud 1	9,24	1,17	56,88	47,64
Noeud 2	9,06	0,19	54,30	45,24
Noeud 4	9,61	0,68	54,34	44,73
Noeud 5	9,27	0,27	52,29	43,02
Noeud 6	13,59	0,19	51,75	38,16
Noeud 3	168	0,00	220,95	52,95
Noeud 7	37	0,00	96,84	59,84
Noeud 8	170	0,00	215,73	45,73

Les vitesses et les pertes de charge dans le réseau de distribution sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.17: Vitesses et pertes de charge dans le réseau en cas de **pointe+incendie**.

ID Arc	Longueur (m)	Diametre (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
Tuyau 30	175	26	0,33	0,63	21,72
Tuyau 38	140	26	0,27	0,50	14,63
Tuyau 39	55	130,8	26,51	1,97	23,67
Tuyau 40	135	26	0,26	0,48	13,78
Tuyau 41	430	40,8	0,82	0,62	12,24
Tuyau 42	160	26	0,30	0,57	18,50
Tuyau 43	50	130,8	7,07	0,53	2,13
Tuyau 44	415	40,8	0,79	0,60	11,51
Tuyau 45	180	26	0,34	0,64	22,77
Tuyau 46	45	102,2	4,63	0,56	3,27
Tuyau 47	100	20,4	0,19	0,58	25,87

Chapitre IV : Réhabilitation et projection d'un réseau

Tableau IV.17: Vitesses et pertes de charge dans le réseau en cas de **pointe+incendie**.

ID Arc	Longueur (m)	Diametre (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
Tuyau 48	140	26	0,27	0,50	14,63
Tuyau 49	50	73,6	3,54	0,83	9,82
Tuyau 50	335	32,6	0,64	0,76	23,13
Tuyau 51	50	51,4	2,07	1,00	21,24
Tuyau 52	320	32,6	0,61	0,73	21,29
Tuyau 53	200	20,4	0,38	1,16	88,24
Tuyau 55	180	26	0,34	0,64	22,77
Tuyau 56	110	20,4	0,21	0,64	30,58
Tuyau 57	320	102,2	5,76	0,70	4,85
Tuyau 58	170	130,8	7,11	0,53	2,16
Tuyau 59	245	26	0,47	0,88	39,40
Tuyau 60	42	16	0,08	0,40	18,30
Tuyau 1	140	257,8	55,88	1,07	3,41
Tuyau 3	402	73,6	2,50	0,59	5,26
Tuyau 4	100	20,4	0,19	0,58	25,87
Tuyau 5	116	40,8	1,13	0,87	21,93
Tuyau 6	140	26	0,27	0,50	14,63
Tuyau 7	100	20,4	0,19	0,58	25,87
Tuyau 9	574	130,8	8,12	0,60	2,74
Tuyau 10	210	73,6	3,66	0,86	10,45
Tuyau 12	620	163,6	28,33	1,35	10,96
Vanne 8	Sans Valeur	130,8	8,12	0,60	120,00
Vanne 11	Sans Valeur	73,6	3,66	0,86	37,84
Vanne 13	Sans Valeur	204,6	28,33	0,86	46,00

Ces résultats se traduisent par les graphiques suivants :

Chapitre IV : Réhabilitation et projection d'un réseau

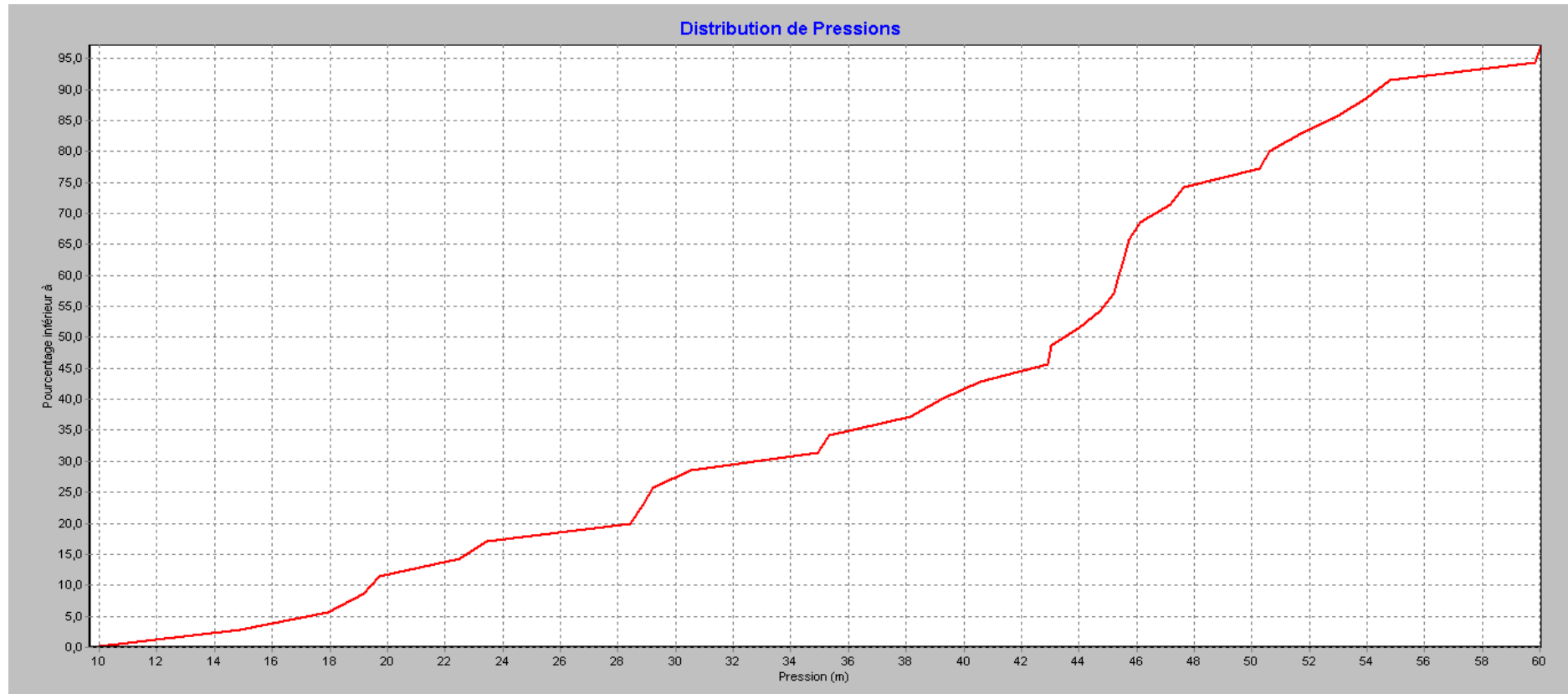


Figure IV.10: Courbe de distribution des pressions dans le réseau (**pointe+incendie**)

On remarque que :

- 5% des pressions sont inférieures à 16,5 m.c.e.
- Toutes les pressions sont inférieures à 60 m.c.e.
- La pression minimale est de l'ordre de **9,68** m.c.e.
- La pression maximale est de l'ordre de **60,03** m.c.e.

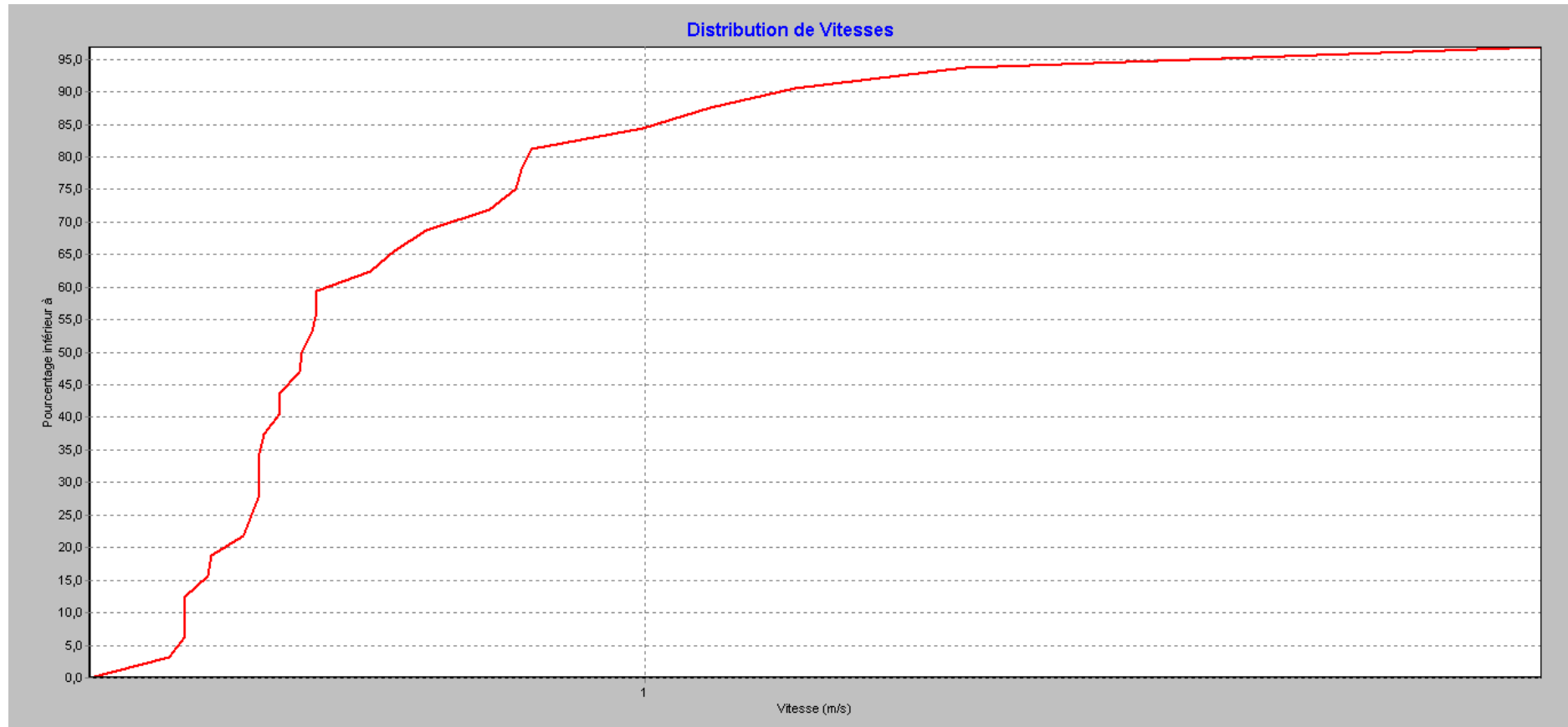


Figure IV.11: Courbe de distribution des vitesses dans le réseau (pointe+incendie)

On remarque que :

- 85% des vitesses sont inférieures à 1 m/s.
- 10% des vitesses sont supérieures à 1 m/s.
- La vitesse minimale est de l'ordre de **0,40**m/s.
- La vitesse maximale est de l'ordre de **1,35** m/s.

Chapitre IV : Réhabilitation et projection d'un réseau

IV.6.Conclusion :

la réhabilitation du réseau existant de la zone d'El Maaden de la ville de Tichy , nous a permis de réduire les pressions à des valeurs admissibles avec des vitesses dans les normes pour les deux cas, pointe et pointe plus incendie.

La simulation des deux réseaux projetés dans le secteur (02) qui représente une extension de la ville de Tichy sur son côté ouest, nous a permis d'analyser et étudier le comportement hydraulique de ces deux derniers et les résultats montrent que leur fonctionnement est satisfaisant en terme de pression de service et vitesse. Dans certains tronçons nous avons la perte de charge un peu élevée et c'est dû au faible diamètre de ces derniers, qui présente une condition pour avoir pression de service suffisante et des vitesses conformes aux normes sur ses tronçons.

CHAPITRE V

Etude d'adduction

Chapitre V : Etude d'adduction

V.1. Introduction :

L'adduction est l'ensemble des techniques permettant de transporter l'eau du point de prélèvement (piquage, station de traitement,...) jusqu'à son lieu de consommation ou aux réservoirs de stockage.

L'objectif de ce chapitre est de faire une étude technico-économique pour redimensionner en premier lieu la chaîne de refoulement existante sur le côté est de la ville de Tichy et dimensionner un nouveau réseau d'adduction sur le côté ouest de la ville qui permettra d'y combler le déficit en eau.

V.2. Les types d'adduction : Nous avons les types suivants :

a. Adduction gravitaire :

Dans une adduction gravitaire le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération.

L'adduction gravitaire s'effectue soit par Aqueduc ou par conduite forcée.

b. Adduction par refoulement :

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

c. Adduction mixte :

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

V.3.Choix du tracé de l'adduction :

Le tracé de l'adduction doit répondre aux conditions suivantes :

- Choisir un profil en long aussi régulier que possible.
- Faire un tracé de façon à éviter les ouvrages coûteux (route, chemin de fer, massif boisé).
- Les travaux de terrassement et d'approvisionnement doivent être les moins onéreux.
- Eviter les butées importantes.
- Eviter les contres pentes qui donnent lieu au niveau des points hauts des contentements d'air, difficile à évacuer parfois. [2]

V.4.Etude des variantes :

L'étude des variantes a pour objet le choix du tracé le plus économique possible de la conduite et le plus direct entre la source et le réservoir ainsi que le choix de l'emplacement adéquat des stations de pompage.

Dans notre cas nous allons étudier deux variantes du tracé d'adduction par refoulement sur le secteur 2 de la ville de Tichy.

➤ Variante I :

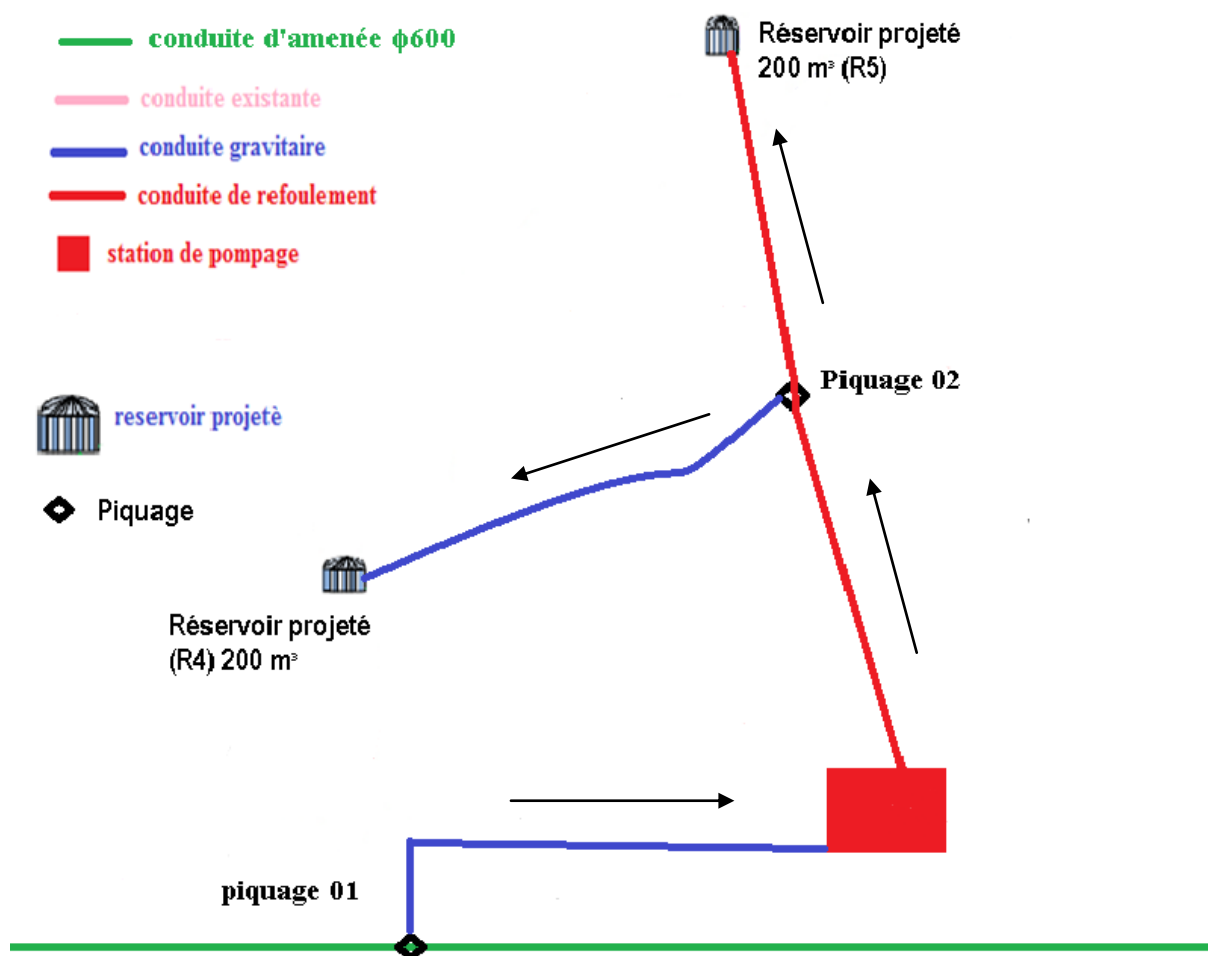


Figure V.1: Schéma d'adduction (variante 01)

- **Tronçon piquage 01 - station de pompage SP :**

A partir du piquage 01, l'eau sera acheminée gravitairement vers la station de pompage projetée avec une conduite de longueur de 130,58 m reliant entre le point de piquage de cote de terrain de 10,15 m et la station de pompage de cote de 9,11 m.

- **Station de pompage SP – Réservoir projeté (R5):**

A partir de la station de pompage projetée, l'eau sera refoulée vers le réservoir projeté (R5) pour alimenter la zone 02 de capacité de 200 m³ et d'une cote de radier de 220 m sur une conduite de longueur de 1638,2 m.

- **Tronçon point de piquage 02 – Réservoir projeté (R4):**

Sur la conduite refoulant l'eau vers le réservoir R5 et à une longueur de 446,39 m, on va soutirer un débit de 19,98 l/s qui s'écoulera gravitairement sur une conduite de longueur de 450 m à partir du point de piquage 02 d'une cote de 95,38 m vers un réservoir projeté R4 pour alimenter la zone 01, de capacité de 200 m³ et d'une cote de radier 25,03 m.

➤ Variante II :

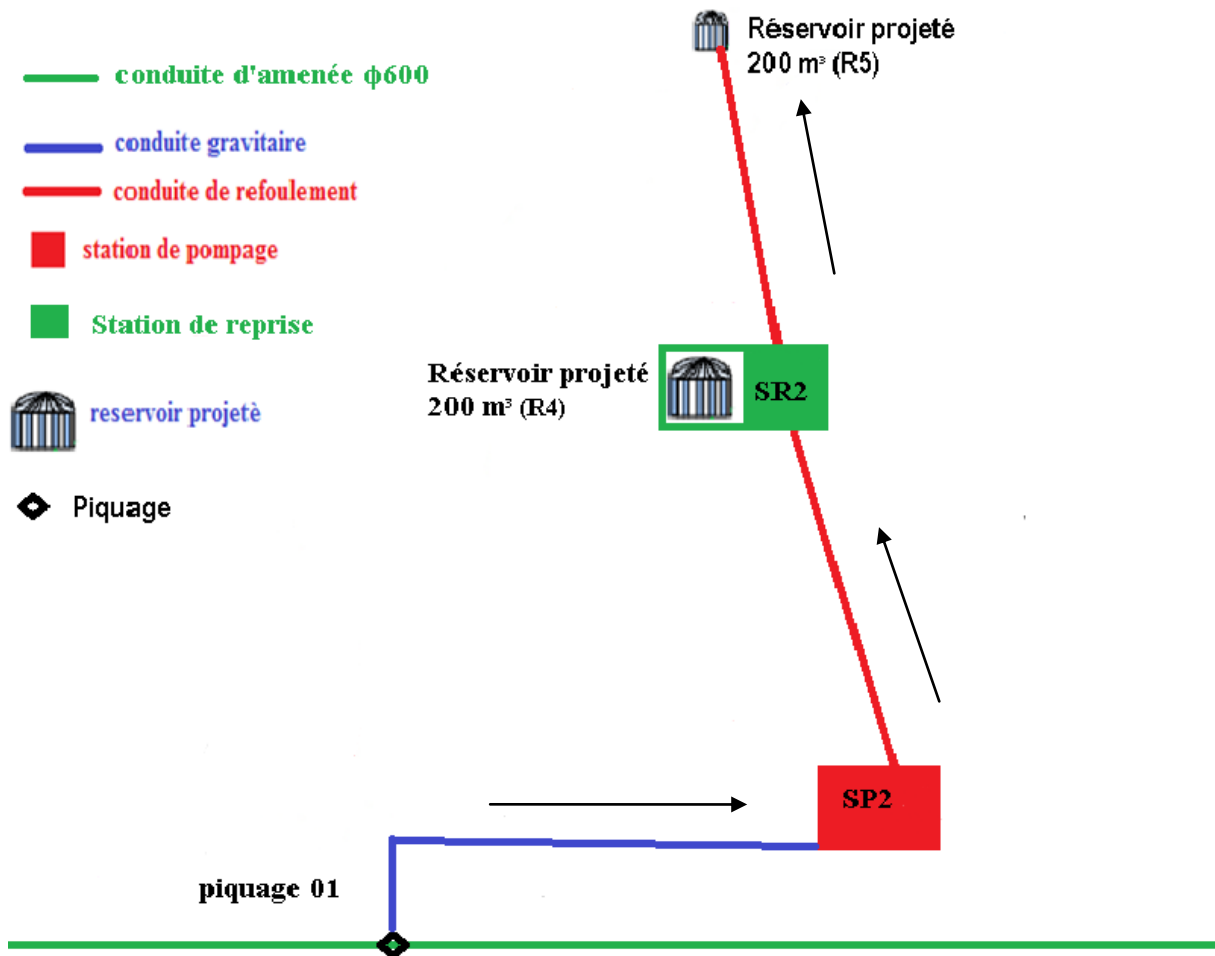


Figure V.2 : Schéma représentatif de la variante N° 2.

Cette variante est la même que la précédente jusqu'au point du piquage 2 ou on installe le réservoir projeté (R4) qui assurera l'alimentation gravitaire de la **zone 01** et une station de reprise SR2, qui assurera à son tour le refoulement vers le réservoir projeté (R5) qui se trouve sur la même cote précédente et à une longueur de 1101,81 m de la station de reprise projetée.

Chapitre V : Etude d'adduction

Tableau V.1 : comparaison entre les deux variantes

Désignation de la variante	Avantages	Inconvénients
Variante I	<ul style="list-style-type: none">- Système d'adduction, vers chaque réservoir, indépendant.- Adduction gravitaire pour l'alimentation de la zone 1.	<ul style="list-style-type: none">- Cette variante développe un linéaire de 2218,78 m, le plus long.- la longueur de l'adduction gravitaire est très faible par rapport au refoulement.
Variante II	<ul style="list-style-type: none">- Aspect technique simple. (un tracé régulier et aussi droit)- un linéaire de 1768,78 m et donc moins de pertes de charge linéaires.- Fiabilité de l'exploitation (assure une bonne distribution gravitaire) et sécurité de l'alimentation en eau potable.	<ul style="list-style-type: none">- ajout d'une station de reprise (cout élevé)

D'après cette comparaison on voit que la **Variante II** présente moins de contraintes par rapport à la **Variante I**, donc on tient à la choisir dans notre étude qui présente la variante la plus convenable pour le secteur Ouest de la ville.

Nous avons aussi retracé le chemin de l'adduction existante sur le secteur Est de la ville après avoir effectué l'étude de diagnostic de cette dernière. (Voir le chapitre de diagnostic)

Secteur 1 : (Côté Est de la ville)

A partir de la station de pompage existante (SP1) située à une cote de 12 m, on refoule un débit de 25 l/s vers le réservoir 2 (SR1). Ce dernier, situé à une cote de 65,42 m refoule un débit de 16,78 l/s vers le réservoir 3 placé à une altitude de 207 m. Gravitairement un débit de 11,2332 l/s sera véhiculé vers le réservoir 5 à une cote de 176,43 m.

Secteur 2 : (Côté ouest de la ville)

A partir de la station de pompage (SP2) située à une cote de 9,11 m, on refoule un débit de 17,71 l/s vers la station de reprise projetée (SR2). Cette dernière, situé à une cote de 95,32m assurera le refoulement d'un débit de 9,72 l/s vers le réservoir R5 placé à une altitude de 220 m.

IV.5.Choix du matériau de la conduite

Le choix du matériau des conduites dépend de plusieurs critères techniques et économiques :

Chapitre V : Etude d'adduction

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles.
- Adaptation aux terrains de pose.
- Bonne étanchéité.
- Facilité d'entretien et de mise en service.
- Prix de la fourniture et du transport.
- Disponibilité sur le marché local (de préférence).

Parmi les types de conduites utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue : les conduites en fonte ductile, les conduites en acier et les conduites en PEHD.

➤ **La Fonte**

C'est un matériau noble apte à prendre en charge les grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte. Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

➤ **L'Acier**

C'est un matériau apte à prendre en charge les grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout quand il s'agit de sol agressif, une protection cathodique est indispensable. Pour une conduite maitresse alimentant une ville, l'acier n'est pas recommandé pour éviter une perturbation de l'alimentation en cas de fuite.

➤ **Le polyéthylène à haute densité (PEHD)**

Les canalisations en polyéthylène haute densité (PEHD) présentent de multiples avantages, dont notamment :

- Résistance à toutes agressions chimiques ou électriques,
- Canalisations robustes, rapides et faciles à poser,
- Conduites auto butées grâce aux joints électro soudables (par manchons ou soudures bout à bout).

Pour déterminer le meilleur matériau pour notre étude on va faire une petite comparaison entre la fonte ductile et le PEHD.

Les prix des conduites en fonte sont moins chers que les conduites en PEHD pour les grands diamètres et notamment presque le même prix pour les petits diamètres mais le prix de pose pour les conduites en fonte est inclus.

Le PEHD résiste à une pression de 20 bars là où la fonte résiste à une pression bien plus grande (dépassé 32 bars) pour les grands diamètres.

La fonte ductile est disponible avec des grands diamètres sur le marché local.

Pour notre cas, on a un sous-sol qui est majoritairement constitué de formations calcaires et marne le long du tracé donc la fonte constitue un meilleur matériau.

Pour ces raisons on va utiliser la fonte ductile pour toutes les conduites des adductions du projet pour les avantages qu'elle présente (les prix des conduites en fonte ductile d'après l'entreprise KOUG.C sont représentés en Annexe II).

V.6. Calcul hydraulique (Méthode de calcul)

V.6.1. Cas de refoulement (calcul du diamètre le plus économique)

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise les deux formules approchées de BRESS et de BONNIN pour les petits projets:

✓ Formule de BRESSE :

$$D_{ec} = 1.5\sqrt{Q} \dots \dots \dots (V.1)$$

✓ Formule de BONNIN :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \dots \dots \dots (V.2)$$

Avec : D_{ec} : Diamètre économique de la conduite (m).

Q : Débit véhiculé (m³/s).

Pour les grands projets une étude technico économique de calcul du diamètre s'impose.

a) Calcul des pertes de charge

➤ Calcul des pertes de charge linéaires

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

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

Les pertes de charge linéaires sont données par la formule universelle de Darcy-Weisbach :

$$\Delta H_{lin} = L \times j = \lambda \times \frac{L \times V^2}{D \times 2g} \dots \dots \dots (V.3)$$

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

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

ΔH_{lin} : Pertes de charge linéaires en (m).

j : gradient hydraulique en (m/m).

D : diamètre de la conduite de refoulement en (m)

λ : coefficient de frottement.

Le coefficient λ est obtenu par les formules suivantes :

✓ Formule de NIKURADZE :

Chapitre V : Etude d'adduction

$$\lambda = \left(1,14 - 0,86 \times \text{Ln} \frac{\varepsilon}{D}\right)^{-2} \dots\dots\dots(\text{V.4})$$

Avec : λ : Coefficient de frottement adimensionnel qui dépend du régime d'écoulement.

ε : Rugosité de la tuyauterie (pris égal à 1 mm voir annexe III)

D : Diamètre de la tuyauterie en mètre (m).

✓ Formule COLEBROOK :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \times \text{Log} \left(\frac{\varepsilon}{3,7 \times D} + \frac{2,52}{\text{Re} \times \sqrt{\lambda}} \right) \dots\dots\dots(\text{V.5})$$

Avec : λ : Coefficient de frottement adimensionnel qui dépend du régime d'écoulement.

ε : Rugosité de la tuyauterie.

D : Diamètre de la tuyauterie en mètre (m).

Re : Nombre de Reynolds.

On vérifie le régime d'écoulement à l'aide de la formule de Nombre de Reynolds qui s'exprime comme suit :

$$\text{Re} = \frac{v \times D}{\nu} \dots\dots\dots(\text{V.6})$$

Avec : ν : Viscosité cinématique de l'eau (m^2/s) $\nu=1,03 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ à une température de 20°C.

v : Vitesse de l'écoulement dans la conduite (m/s).

D : Diamètre de la conduite en mètre (m).

➤ Calcul des pertes de charge singulières

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

$$\Delta H_{\text{sing}} = 0,10 \times \Delta H_{\text{lin}} \dots\dots\dots(\text{V.7})$$

➤ Calcul des pertes de charge Totale :

C'est la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières, donc:

$$\Delta H_t = \Delta H_{\text{lin}} + \Delta H_{\text{sing}} = 0,10 \times \Delta H_{\text{lin}} + \Delta H_{\text{lin}} \Rightarrow \Delta H_t = 1,10 \times \Delta H_{\text{lin}} \dots\dots\dots(\text{V.8})$$

Avec : ΔH_t : Perte de charge totale en (m).

ΔH_{sing} : Perte de charge singulière en (m).

ΔH_{lin} : Perte de charge linéaire en (m). [2]

Chapitre V : Etude d'adduction

b) Calcul de la hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$\mathbf{HMT = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r \Rightarrow HMT = H_g + \Delta H_t \dots \dots \dots (V.9)}$$

Avec : $\mathbf{H_g}$: différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m).

$\mathbf{\Delta H_a}$: pertes de charge à l'aspiration (m).

$\mathbf{\Delta H_r}$: pertes de charge au refoulement (m).

$\mathbf{\Delta H_t}$: la perte de charge totale (m).

c) Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation en (DA) sont définis par la formule suivante:

$$\mathbf{F_{ex} = E \times e \dots \dots \dots (V.10)}$$

Avec :

$\mathbf{F_{ex}}$: Frais d'exploitation (DA).

\mathbf{E} : énergie consommée par la pompe en (Kwh).

\mathbf{e} : prix unitaire d'un Kwh imposé par la SONELGAZ ($e=4,2DA$).

➤ Energie consommée par la pompe

L'énergie consommée par la station de pompage est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{E = P \times T \times 365 \dots \dots \dots (V.11)}$$

Avec :

: Énergie totale consommée par la pompe pendant une année (kwh).

: Puissance absorbée (Kw).

: Temps de pompage en (heure), dans notre cas $T = 20h$.

➤ Puissance de la pompe

La puissance absorbée par la pompe est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{P_{abs} = \frac{\rho \times g \times H_{MT} \times Q}{\eta} \dots \dots \dots (V.12)}$$

Avec :

$\mathbf{P_{abs}}$: Puissance absorbée par la pompe (kw).

: Accélération de la pesanteur (9.81 m/s^2).

: Débit à refoulé (m^3/s).

Chapitre V : Etude d'adduction

HMT : Hauteur manométrique totale (m).

ρ : la masse volumique de l'eau (1000 kg/m³).

η : Rendement du pompage.

d) Frais d'investissement amorti

Les frais d'investissement amorti en (DA) sont donnés par la formule suivante:

$$F_{\text{inves amor}} = P_{rc} \times A \dots \dots \dots (V.13)$$

Avec :

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

A : amortissement annuel en (%), il est donné par la formule suivante :

$$A = \left(\frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \right) \times 100 \dots \dots \dots (V.14)$$

Avec :

i : le taux d'anuité annuel, (en Algérie $i = 8\%$).

n : nombre d'années d'amortissement, $n = 25$ ans.

Donc, l'amortissement annuel sera égal :

$$A = \left(\frac{0,08}{(0,08 + 1)^{25} - 1} + 0,08 \right) \times 100 = 9,4\%$$

e) Vérification de la vitesse d'écoulement

Les vitesses admises dans les canalisations ne doivent pas être trop faibles face au risque de sédimentation, ni trop élevées pour la bonne tenue des conduites et éviter le phénomène d'érosion de la paroi des canalisations, d'une manière générale on constate que les vitesses correspondantes aux diamètres optimums répondent à ces critères :

$$0,5 \leq V \leq 2,5 \text{ m/s}$$

$$V = \frac{Q}{S} \dots \dots \dots (V.15)$$

Avec :

Q : Le débit véhiculé par la conduite en (m³/s).

S : La section de la conduite en (m²).

La section est déterminée par la formule suivante en (m²):

Chapitre V : Etude d'adduction

$$S = \frac{\pi \times D^2}{4} \dots\dots\dots (V.16)$$

D : le diamètre de la conduite en (m). [1]

IV.6.2.Cas gravitaire

Le calcul se fait avec la formule Darcy-Weisbach

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \dots\dots\dots (V-17)$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m)

K' : Coefficient de perte de charge.

L_{eq} : Longueur équivalente de la conduite (m)

$$L_{eq} = L_g + L_{e_s} \dots\dots\dots (V-18)$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m)

L_{e_s} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m)

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **10%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,10 * L_g \dots\dots\dots (V-19)$$

Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;

D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients **K'**, **m** et **β** sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.2: Coefficients **K'**, **m**, **β**, pour différents types du tuyau.

Tuyau	K'	m	β
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 – 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,772	2

Chapitre V : Etude d'adduction

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \dots\dots\dots (V-20)$$

Pour notre étude, on prend : $K' = 0,001735$; $\beta = 2$; $m = 5, 2$. [2]

V.7. Dimensionnement du réseau d'adduction :

V.7.1. Dimensionnement du réseau d'adduction du secteur 1 (Par refoulement) :

a. Station de pompage (SP1) vers le réservoir d'Imechattane (SR)

$Q = 25.10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$; $L = 522.96\text{m}$; côte de départ = 12 m ; côte d'arrivé = $65,42\text{m}$.

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

Tableau V.3 : Calcul de la hauteur manométrique totale HMT de la station de pompage SP.

D (mm)	L (m)	V (m/s)	Re	λ	$\Delta H_f(\text{m})$	$\Delta H_s(\text{m})$	$\Delta H_r(\text{m})$	Hg(m)	HMT(m)
90	522,96	3,93	343550,53	0,051	235,01	23,50	258,51	53,75	312,26
100	522,96	3,18	309195,47	0,049	133,24	13,32	146,57	53,75	200,32
125	522,96	2,04	247356,38	0,045	40,17	4,02	44,18	53,75	97,93
150	522,96	1,42	206130,32	0,042	15,12	1,51	16,63	53,75	70,38
200	522,96	0,80	154597,74	0,038	3,25	0,32	3,57	53,75	57,32
225	522,96	0,63	137420,21	0,037	1,73	0,17	1,91	53,75	55,66
250	522,96	0,51	123678,19	0,036	0,99	0,10	1,09	53,75	54,84

Tableau V.4 : Calcul des frais d'exploitation de la station de pompage SP1.

D (mm)	HMT(m)	P_{abs} (kw)	E (kwh)	F_{exp} (DA)
90	312,26	102,11	745397,96	3130671,44
100	200,32	65,50	478180,23	2008356,98
125	97,93	32,02	233775,00	981854,985
150	70,38	23,01	167997,39	705589,039
200	57,32	18,74	136833,84	574702,121
225	55,66	18,20	132856,12	557995,724
250	54,84	17,93	130901,86	549787,803

Chapitre V : Etude d'adduction

Tableau V.5: Calcul des frais d'investissement amorti du tronçon SP1-SR.

D (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
90	12336,05	522,96	578032,96
100	13521,23	522,96	633567,19
125	14910,06	522,96	698643,90
150	15982,11	522,96	748877,18
200	17885,15	522,96	838048,34
225	22831,78	522,96	1069833,65
250	27777,32	522,96	1301567,88

Tableau V.6 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SP1-SR1.

D (mm)	F _{exp} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
90	3130671,44	578032,96	43077523,86
100	2008356,98	633567,19	27897414,8
125	981854,985	698643,90	14027521,7
150	705589,039	748877,18	10327389,51
200	574702,121	838048,34	8639744,564
225	557995,724	1069833,65	8644737,194
250	549787,803	1301567,88	8765047,27

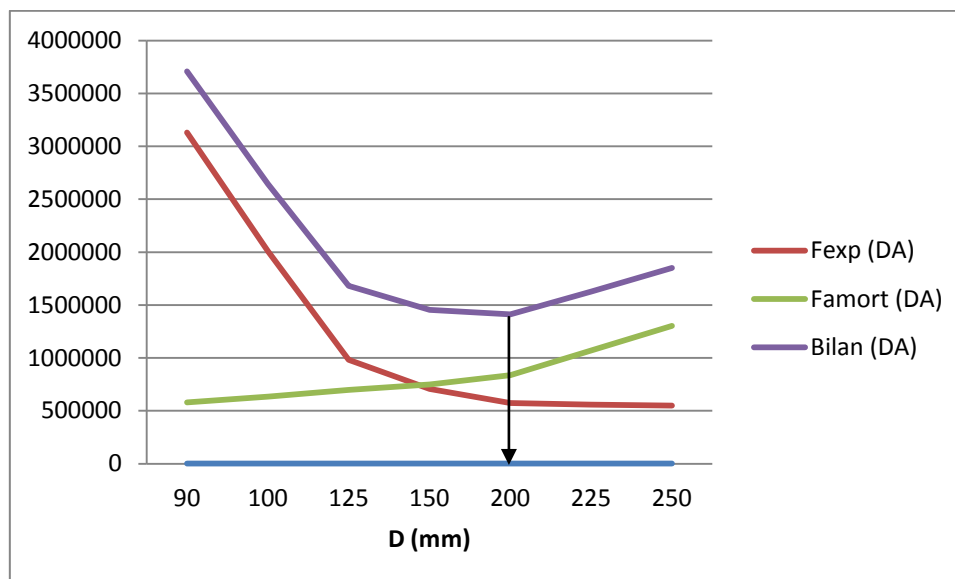


Figure V.3: le bilan des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon SP1-SR1.

Nous remarquons que le diamètre économique du tronçon de refoulement (SP1 – SR1) est :

D= 200 mm avec une vitesse d'écoulement de **V=0,80 m/s**.

Chapitre V : Etude d'adduction

b. Station de reprise (SR1) vers Réservoir de Timridjet (R1)

$Q = 16,78 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$; $L = 532,86 \text{ m}$; côte de départ = **65,42 m**; côte d'arrivée = **207 m**.

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

Tableau V.7 : Calcul de la hauteur manométrique totale HMT de la station de reprise (SR1).

D (mm)	L (m)	V (m/s)	Re	λ	$\Delta H_f(\text{m})$	$\Delta H_s(\text{m})$	$\Delta H_T(\text{m})$	Hg (m)	HMT(m)
90	532,86	2,64	230591,11	0,051	107,88	10,79	118,67	139,25	257,92
100	532,86	2,14	207532,00	0,049	61,16	6,12	67,28	139,25	206,53
125	532,86	1,37	166025,60	0,045	18,44	1,84	20,28	139,25	159,53
150	532,86	0,95	138354,67	0,042	6,94	0,69	7,63	139,25	146,88
200	532,86	0,53	103766,00	0,038	1,49	0,15	1,64	139,25	140,89
225	532,86	0,42	92236,45	0,037	0,80	0,08	0,87	139,25	140,12
250	532,86	0,34	83012,80	0,036	0,45	0,05	0,50	139,25	139,75

Tableau V.8 : Calcul des frais d'exploitation de la station reprise SP1.

D (mm)	HMT(m)	P_{abs} (kw)	E (kwh)	F_{exp} (DA)
90	257,92	56,61	413239,04	1735603,96
100	206,53	45,33	330907,59	1389811,87
125	159,53	35,01	255604,81	1073540,2
150	146,88	32,24	235338,32	988420,94
200	140,89	30,92	225736,63	948093,864
225	140,12	30,75	224511,08	942946,519
250	139,75	30,67	223908,95	940417,607

Tableau V.9 : Calcul des frais d'investissement amorti du tronçon SR1-R1.

D (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F_{amort} (DA)
90	12336,05	532,86	588975,53
100	13521,23	532,86	645561,07
125	14910,06	532,86	711869,72
150	15982,11	532,86	763053,95
200	17885,15	532,86	853913,18
225	22831,78	532,86	1090086,35
250	27777,32	532,86	1326207,48

Chapitre V : Etude d'adduction

Tableau V.9 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SR1-R1.

D (mm)	F_{exp} (DA)	F_{amort} (DA)	Bilan (DA)
90	1735603,96	588975,53	2324579,485
100	1389811,87	645561,07	2035372,935
125	1073540,20	711869,72	1785409,923
150	988420,94	763053,95	1751474,891
200	948093,86	853913,18	1802007,044
225	942946,52	1090086,35	2033032,868
250	940417,61	1326207,48	2266625,084

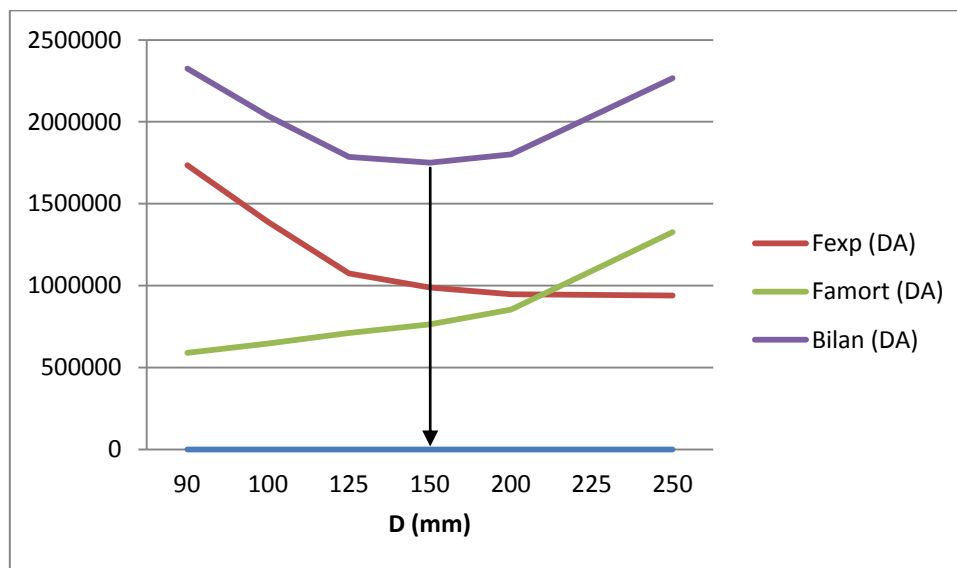


Figure V.4: le bilan des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon SR1-R1.

Nous remarquons que le diamètre économique du tronçon de refoulement (SP1 – SR1) est :

D= 150 mm avec une vitesse d'écoulement de **V=0,95 m/s**.

V.7.2. Dimensionnement du réseau d'adduction du secteur 1 (gravitaire) :

c. Tronçon : Réservoir R1 de Timridjet vers le Réservoir R2 d'El Maaden :

Q= $11,33 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$; L= **680 m** ; côte de départ= **207m** ; côte d'arrivé= **156,68 m**.

Calcul de la charge disponible entre le réservoir (R1) et réservoir R2 :

$$H_d = C_{R1} - C_{tp\ R2}$$

Avec:

H_d : La charge disponible.

C_{R1} : Cote du radier du réservoir (207 m)

C_{RT2} : Cote du trop plein du réservoir R2 (159,06m)

$$\Delta H_d = 207 - 159,06 = 47,94 \text{ m}$$

Chapitre V : Etude d'adduction

Calcul de la somme des longueurs des tronçons de la ligne principale :

$$L_{eq} = 1,10 * L_g$$

$$\sum L_i = 680 \text{ m} \rightarrow \sum L_{eq} = 784 \text{ m}$$

- Détermination du diamètre avantageux: voir les formules (V-17) et (V-20)

$$\text{On a: } \Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} = \Delta H_d = 47.94 \text{ m}$$

$$\text{D'où: } D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}}$$

On a : $K' = 0,001735$; $\beta = 2$; $m = 5,2$

$$L_{eq} = 1,10 * L_g$$

$$\sum L_i = 680.11 \text{ m} \rightarrow \sum L_{eq} = 784 \text{ m}$$

Tableau V-10: Diamètres avantageux (fonte) de la conduite gravitaire tronçon R1-R2.

TRONÇON	Lg(m)	Le(m)	Q (L/S)	D (m)	DN _{min} (mm)	DN _{max} (mm)
R1-R2	680	784	11,33	0,0899	80	100

On calcule les longueurs de chacun des diamètres comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{K' * L_{e1} * Q^\beta}{80^m} + \frac{K' * L_{e2} * Q^\beta}{100^m} = \Delta H_T = 47.94 \text{ m} \\ L_{e1} + L_{e2} = L_e = 784 \text{ m} \end{array} \right.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-11: Diamètres avantageux (fonte) de la conduite gravitaire tronçon R1-R2.

TRONÇON	Lg(m)	Le(m)	Q (l/s)	D (m)	V1 (m/s)	L _{e1} (m)	ΔH ₁ (m)	V2 (m/s)	L _{e2} (m)	ΔH ₂ (m)
R1-R2	680	784	11,33	0,0899	2,25	262,69	29,59	1,44	521,30	18,39

Avec :

- **V1** : la vitesse calculée du tronçon de diamètre φ80 mm.
- **V2** : la vitesse calculée du tronçon de diamètre φ100 mm.
- **L_{e1}** : Longueur du tronçon de diamètre φ80 mm.
- **L_{e2}** : Longueur du tronçon de diamètre φ100 mm.
- **ΔH₁** : Perte de charge du tronçon de diamètre φ80 mm.
- **ΔH₂** : Perte de charge du tronçon de diamètre φ100 mm.

V.7.3. Dimensionnement du réseau d'adduction du secteur 2 (Par refoulement) :

a. Station de pompage (SP2) vers le réservoir R4 (SR2)

$$Q_{\max,j} = 1275,326 \text{ m}^3/j; L=446,39 \text{ m} ; \text{côte de départ} = 9,11 \text{ m} ; \text{côte d'arrivée} = 95,32 \text{ m}.$$

Pour cela on doit calculer le débit d'exploitation de la station de pompage projetée qui sera calculé comme suit :

Chapitre V : Etude d'adduction

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max},j}}{t \cdot 3600}$$

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m^3/s).

$Q_{\text{max},j}$: Débit maximum journalier du secteur 2 (m^3/j). $Q_{\text{max},j} = 1275,326 \text{ m}^3/\text{j}$
 t : la durée du fonctionnement de la station de pompage par jour, $t = 20 \text{ h}$.

AN: $Q_{\text{exp}} = \frac{1275,326}{20 \cdot 3600} = 17,7 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$

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

Tableau V.12. Calcul de la hauteur manométrique totale HMT de la station de pompage SP2.

D (mm)	L (m)	V (m/s)	Re	λ	$\Delta H_f(\text{m})$	$\Delta H_s(\text{m})$	$\Delta H_T(\text{m})$	Hg(m)	HMT(m)
90	446,39	2,78	243233,77	0,051	100,55	10,06	110,61	90,86	201,47
100	446,39	2,25	218910,40	0,049	57,01	5,70	62,71	90,86	153,57
125	446,39	1,44	175128,32	0,045	17,19	1,72	18,90	90,86	109,76
150	446,39	1,00	145940,26	0,042	6,47	0,65	7,11	90,86	97,97
200	446,39	0,56	109455,20	0,038	1,39	0,14	1,53	90,86	92,39
225	446,39	0,45	97293,51	0,037	0,74	0,07	0,82	90,86	91,68
250	446,39	0,36	87564,16	0,036	0,42	0,04	0,47	90,86	91,33

Tableau V.13 : Calcul des frais d'exploitation de la station pompage SP2

D (mm)	Hg (m)	HMT(m)	P_{abs} (kw)	E (kwh)	F_{exp} (DA)
90	90,86	201,47	46,64	340496,44	1430085,06
100	90,86	153,57	35,55	259547,53	1090099,62
125	90,86	109,76	25,41	185509,26	779138,887
150	90,86	97,97	22,68	165583,09	695448,974
200	90,86	92,39	21,39	156142,64	655799,083
225	90,86	91,68	21,22	154937,66	650738,174
250	90,86	91,33	21,14	154345,65	648251,729

Tableau V.14 : Calcul des frais d'investissement amorti du tronçon SP2-R4.

D (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F_{amort} (DA)
90	12336,05	446,39	493399,37
100	13521,23	446,39	540802,47
125	14910,06	446,39	596350,87
150	15982,11	446,39	639229,17
200	17885,15	446,39	715344,19
225	22831,78	446,39	913192,29
250	27777,32	446,39	1110996,80

Chapitre V : Etude d'adduction

Tableau V.15: Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SP2-R4.

D (mm)	Fexp (DA)	Famort (DA)	Bilan (DA)
90	1430085,06	493399,37	1923484,427
100	1090099,62	540802,47	1630902,092
125	779138,89	596350,87	1375489,757
150	695448,97	639229,17	1334678,14
200	655799,08	715344,19	1371143,272
225	650738,17	913192,29	1563930,467
250	648251,73	1110996,80	1759248,53

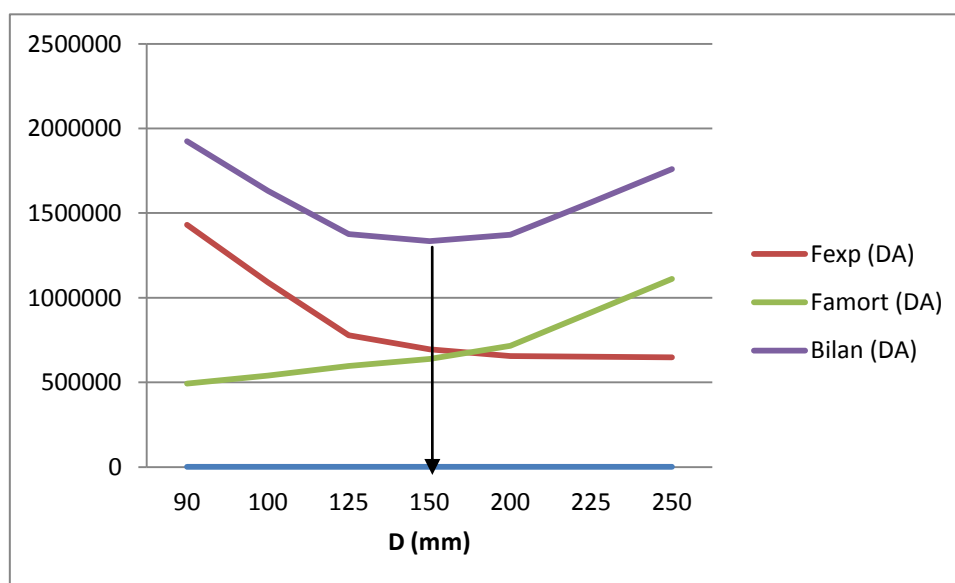


Figure V.5: le bilan des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon SP2-R4.

Nous remarquons que le diamètre économique du tronçon de refoulement (SP2 – SR2) est :

D= 150 mm avec une vitesse d'écoulement de **V=1 m/s**.

b. Station de reprise (SR2) vers le réservoir R5 :

$Q_{\max,j} = 699,881 \text{ m}^3/\text{j}$; $L=1191,81 \text{ m}$; côte de départ= **95,32 m** ; côte d'arrivé= **220m**.

$$Q_{\text{exp}} = \frac{699,881}{20 \cdot 3600} = 9,72 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

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

Chapitre V : Etude d'adduction

Tableau V.16. Calcul de la hauteur manométrique totale HMT de la station de Reprise SR2.

D (mm)	L (m)	V (m/s)	Re	λ	ΔH_i (m)	ΔH_s (m)	ΔH_r (m)	Hg(m)	HMT(m)
90	1191,81	1,53	133572,44	0,051	80,96	8,10	89,06	124,68	213,74
100	1191,81	1,24	120215,20	0,049	45,90	4,59	50,49	124,68	175,17
125	1191,81	0,79	96172,16	0,045	13,84	1,38	15,22	124,68	139,90
150	1191,81	0,55	80143,47	0,042	5,21	0,52	5,73	124,68	130,41
200	1191,81	0,31	60107,60	0,038	1,12	0,11	1,23	124,68	125,91
225	1191,81	0,24	53428,98	0,037	0,60	0,06	0,66	124,68	125,34
250	1191,81	0,20	48086,08	0,036	0,34	0,03	0,37	124,68	125,05

Tableau V.17 : Calcul des frais d'exploitation de la station reprise SR2

D (mm)	HMT(m)	P_{abs} (kw)	E (kwh)	F_{exp} (DA)
90	213,74	27,17	198370,62	833156,594
100	175,17	22,27	162578,90	682831,362
125	139,90	17,79	129842,73	545339,461
150	130,41	16,58	121032,33	508335,802
200	125,91	16,01	116858,22	490804,524
225	125,34	15,93	116325,44	488566,833
250	125,05	15,90	116063,68	487467,446

Tableau V.18 : Calcul des frais d'investissement amorti du tronçon SR2-R5

D (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F_{amort} (DA)
90	12336,05	1191,81	1317319,61
100	13521,23	1191,81	1443880,45
125	14910,06	1191,81	1592188,29
150	15982,11	1191,81	1706668,41
200	17885,15	1191,81	1909886,78
225	22831,78	1191,81	2438118,48
250	27777,32	1191,81	2966233,78

Tableau V.19: Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SR2-R5.

D (mm)	F_{exp} (DA)	F_{amort} (DA)	Bilan (DA)
90	833156,59	1317319,61	2150476,2
100	682831,36	1443880,45	2126711,809
125	545339,46	1592188,29	2137527,752
150	508335,80	1706668,41	2215004,213
200	490804,52	1909886,78	2400691,3
225	488566,83	2438118,48	2926685,31
250	487467,45	2966233,78	3453701,229

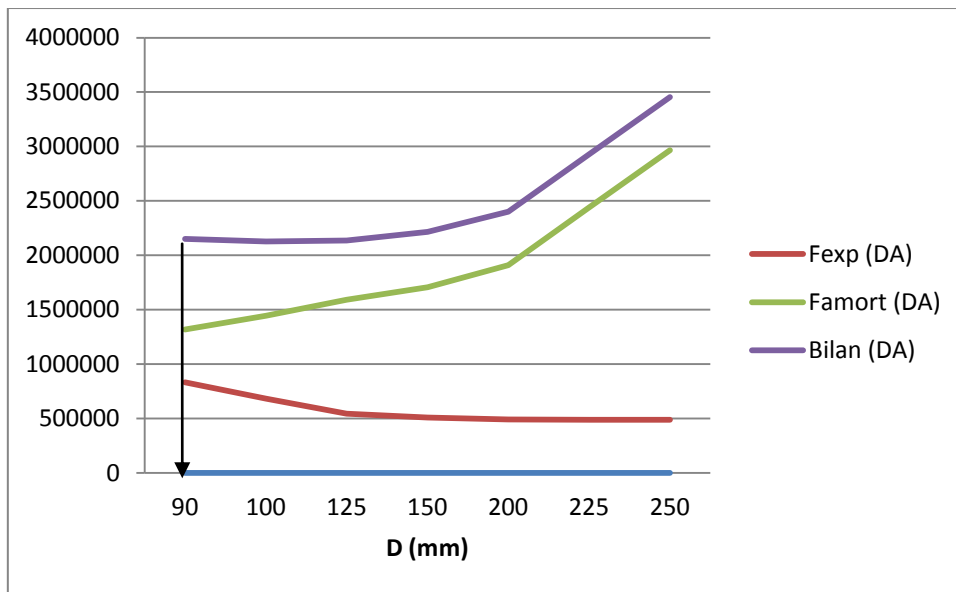


Figure V.6: le bilan des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon SR2-R5.

Nous remarquons que le diamètre économique du tronçon de refoulement (SP2 – SR2) est : **D= 90 mm** avec une vitesse d'écoulement de **V=1,53 m/s**.

V.7.4. Dimensionnement du réseau d'adduction du secteur 2 (gravitaire) :

c. Tronçon point de piquage sur conduite de $\phi 600$ vers la SP2 :

Calcul de la charge disponible entre le point de piquage (1) et la SP2 projetée :

$$H_d = C_{pq} - C_{sp2}$$

Avec:

H_d : La charge disponible.

C_{pq} : Cote du terrain au point de piquage. $C_{pq} = 10,15$ m.

C_{sp2} : Cote du plan d'aspiration de la SP2. $C_{sp2} = 9,11$ m.

$$\Delta H_d = 10,15 - 9,11 = 1,04 \text{ m}$$

Calcul de la somme des longueurs des tronçons de la ligne principale :

$$L_{eq} = 1,10 * L_g$$

$$L_i = 130,58 \text{ m} \rightarrow \sum L_{eq} = 143,638 \text{ m}$$

Détermination du gradient moyen :

$$J_{moy} = \frac{\Delta H_d}{\sum L_{eq}}$$

$$J_{moy} = \frac{1,15}{143,638} = 0,0072$$

Détermination du diamètre : $J = \frac{\Delta H}{L} = \frac{K' Q^\beta}{D^m}$, $D = \sqrt[m]{\frac{K' Q^\beta}{J}}$ (Voir la formule V-21)

On a : $K' = 0,001735$; $\beta = 2$; $m = 5,2$

Chapitre V : Etude d'adduction

Le débit soutiré du piquage est le débit maximum journalier du secteur 2 : $Q = 14,76 \text{ l/s}$

Tableau V-20: Diamètres avantageux de la conduite gravitaire tronçon piquage1-SP2.

TRONÇON	L g(m)	Le(m)	Q (L/S)	D (m)	DN (mm)	ΔH (m)	V (m/s)
piquage1-SP2	130.58	143.638	14.76	0.150	150	1.5	0.71

Tableau V-21: tableau récapitulatif des différents diamètres des conduites d'adduction

Secteur	Points	Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	CTN (m)
Secteur 1	SP1	Piquage – SP1	196,82	200	12
	SR1	SP1 – SR1	522,96	200	65,42
	R1	SR1 – R1	532,86	150	207
	R2	R1 – R2	680	125	156,68
Secteur 2	SP2	Piquage – SP2	130,58	150	9,11
	SR2	SP2 – SR2	446,39	150	95,32
	R5	SR2 – R5	1191,81	90	220

V.8. étude de pompage :

L'étude d'adduction projetée dans le secteur 2 de la ville de Tichy ne peut pas être achevée qu'après avoir fait le choix des pompes qui permettent d'assurer le débit appelé à l'horizon d'étude (2040) et la hauteur manométrique totale au niveau de la station de pompage et la station de reprise projetées le long de l'adduction sur le côté ouest de la ville de Tichy.

V.8.1.Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT.
- Meilleur rendement.
- Vérifier la condition de non cavitation.
- Encombrement et poids les plus faibles.
- Vitesse de rotation la plus élevée.
- Puissance absorbée minimale.

On opte pour les pompes ITALIE (pompes centrifuge multicellulaire à axe horizontal de marque CAPRARI.)

Chapitre V : Etude d'adduction

V.8.2. Refoulement SP2 – Réservoir 4 (projeté) :

Tableau V.22: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	HMT (m)	η (%)	Vitesse (tr/min)	Pabs (Kw)	(NPSH)r (m)
1	63,72	97,97	PM100/5C	107	76,2	1750	25,2	2,1
2	31,86	97,97	HMU50-2/7A	98,5	71,2	1750	24	1,67
3	21,24	97,97	HMU50-1/7A	107	69,7	-	26,7	1,6

Source : catalogue numérique CAPRARI

A partir du tableau (V-22), on déduit que la variante d'une seule pompe (01) est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes.

De ce fait on opte pour une seule pompe en plus d'une (01) pompe de secours.

Ces deux (02) pompes sont identiques de type **PM100/5C CAPRARI**.

V.8.3. Refoulement SR2 – R5 (projeté)

Tableau V.23: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de Pompe	HMT (m)	η (%)	Vitesse (tr/min)	Pabs (Kw)	(NPSH)r (m)
1	34,992	139,90	HVU40-2/4B	149	70	3500	20,4	2,73
2	17,496	139,90	HMU40-1/5D	152	66,3	3500	21,7	2,61
3	11,664	139,90	HMU40-1/5E	150	58,5	3500	24,7	2,83

Source : catalogue numérique CAPRARI

A partir du tableau (V-23), on déduit que la variante d'une seule pompe (01) est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes.

De ce fait on opte pour une seule pompe en plus d'une (01) pompe de secours.

Ces deux (02) pompes sont identiques de type **HVU40-2/4B CAPRARI**

Chapitre V : Etude d'adduction

V.8.4. Courbes caractéristiques des pompes :

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [Pabs - Q], [η -Q], [(NPSH)_r - Q]. Sont retirées à partir de logiciel de CAPRARI et sont Représentées par la figure (V.1) pour la première station de pompage, la figure (V.6) pour la deuxième station.

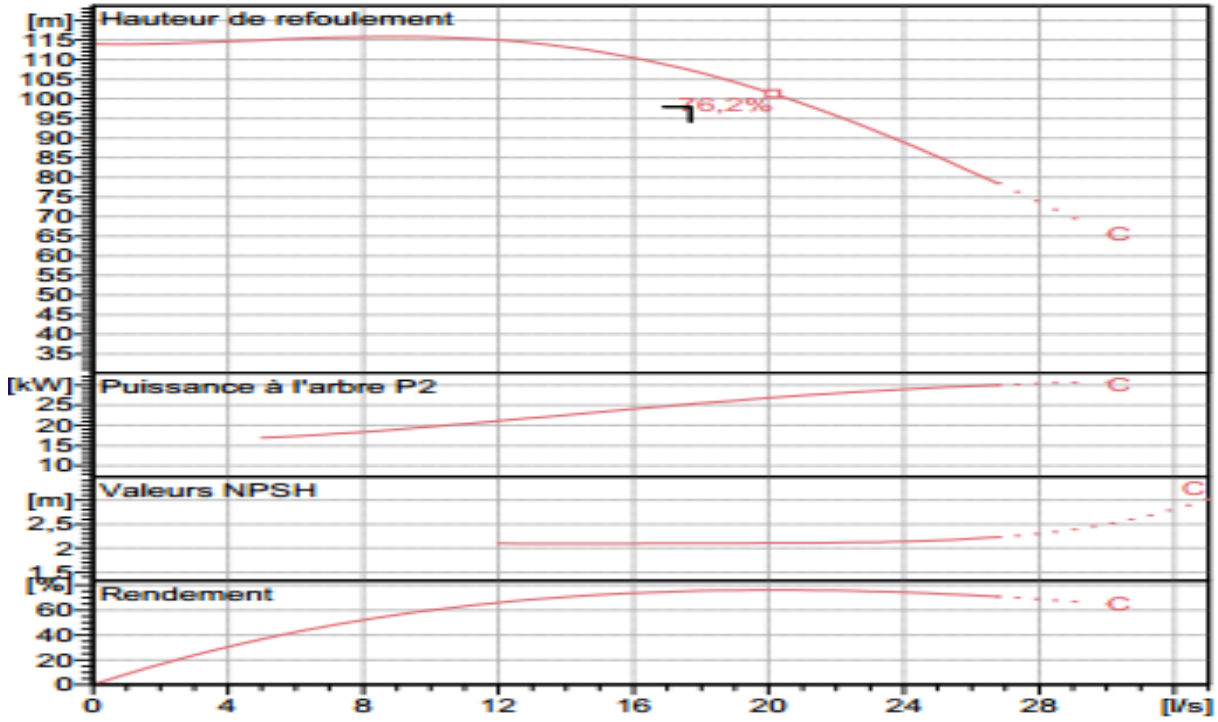


Figure V.7 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type PM100/5C

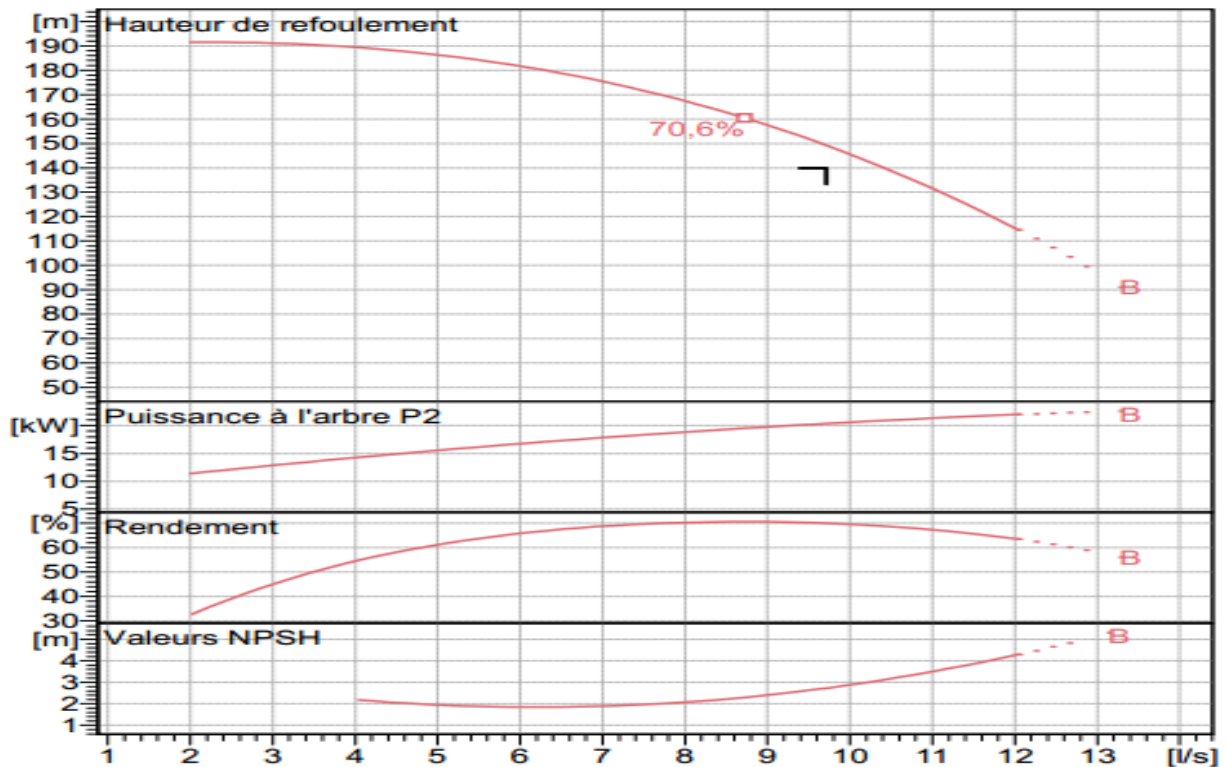


Figure V.8 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP2) de type HVU40-2/4B

V.9. Conclusion :

Dans une étude d'adduction, une étude technico-économique doit se faire pour faire le choix du diamètre économique des conduites dans le cas de refoulement. Dans le cas gravitaire le dimensionnement des conduites se fait sur la base de la formule de Darcy-Weisbach pour aboutir enfin à un diamètre avantageux.

L'acheminement de l'eau dans notre projet compte deux secteurs, cet acheminement se fait dans le secteur 1 par refoulement à partir de la station de pompage existante (SP1) en passant par la station de reprise existante (SR2) jusqu'au réservoir (R2) de Timridjet, et continuera gravitairement jusqu'au réservoir d'El Maaden (R3), et se fait par refoulement dans le secteur 2 jusqu'au réservoir (R4), à partir de la station de pompage projetée SP2 en passant par une station de reprise projetée SR2.

CHAPITRE VI

Etude des réservoirs

Chapitre VI: Etude des réservoirs

VI.1.Introduction :

Le réservoir est un ouvrage de stockage régulateur de débit qui permet d'adapter la production à la consommation en eau, de ce fait sa conception nécessite une étude technique approfondie. Il a comme rôle principal d'emmagasiner l'eau destinée à la consommation comme une simple réserve pour assurer sa distribution dans le réseau par la suite, comme il assure aussi d'autres fonctions que nous allons citer dans ce qui suit.

Afin d'assurer un meilleur fonctionnement du réseau de distribution de la ville de Tichy, nous allons effectuer une comparaison entre la capacité des réservoirs existants et le volume d'eau nécessaire pour répondre à la consommation de la population de la ville de Tichy à l'horizon d'étude.

VI.2.Rôle et fonctions des réservoirs :

Les réservoirs permettent d'assurer plusieurs fonctions :

- Assurer la continuité de distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Emmagasiner de l'eau pendant toute la durée de fonctionnement de la station de pompage.
- Milieu où on peut traiter l'eau à l'aide du chlore.
- Offrir une réserve de lutte contre les incendies.
- Assurer une pression nécessaire en tout point du réseau et au moment de pointe.
- Une régularisation du fonctionnement des pompes qui refoulent un débit constant.
- Joue le rôle de brise charge en cas d'adduction gravitaire.
- Simplification de l'exploitation et sécurité d'approvisionnement.
- Réduction des investissements sur les ouvrages de production et le réseau de distribution.
- Réduction des dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointe).
- Maintenir l'eau à une température constante et préservée des contaminations. [6]

Chapitre VI: Etude des réservoirs

VI.3.Emplacement des réservoirs :

Pour de multiples raisons, il y a tout intérêt, au strict point de vue de la distribution, à ce que le réservoir se situe aussi près que possible du centre de gravité de l'agglomération qu'il a à assurer son alimentation.

En fait, beaucoup d'autres considérations interviennent dans ce choix et notamment les questions foncières, l'aspect économique, les conditions topographiques et d'inscription dans le site.

L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.

Il faut donc évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point de plus haute cote piézométrique à desservir. On obtient ainsi approximativement l'altitude du radier.

La topographie intervient et a une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie. Il ne faut pas oublier les extensions futures. [9]

VI.4.Choix du type du réservoir :

Il est préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi enterré car ces deux types de réservoir représentent par rapport au réservoir sur tour les avantages suivants :

- Economie sur les frais de construction.
- Etude architecturale très simplifiée.
- Etanchéité plus facile à réaliser.
- Conservation de l'eau à une température constante.

VII.5. Equipements du réservoir

Le réservoir doit être équipé de :

a. Conduite d'adduction

La conduite d'adduction, à son débouché dans le réservoir, doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint son niveau maximal dans la cuve, soit par le robinet flotteur si l'adduction est gravitaire ou bien par un dispositif permettant l'arrêt de la pompe si l'adduction s'effectue par refoulement.

b. Conduite de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,2 à 0,5 m au-dessus du fond de la cuve pour éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui, éventuellement, pourraient se décanter dans le réservoir.

c. Conduite de Trop-plein

Chapitre VI: Etude des réservoirs

Cette conduite devra évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir en cas de défaillance du système d'arrêt des pompes. La canalisation de trop plein débouchera à un exutoire voisin

d. Conduite de vidange

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop plein, elle comporte un robinet vanne, on l'utilise lorsqu'on prévoit une éventuelle réparation ou un nettoyage du réservoir.

e. Conduite de By-pass

En cas d'indisponibilité (nettoyage), ou de réparation du réservoir, il est nécessaire de prévoir une communication entre les conduites d'adduction et de distribution.

f. Matérialisation de la réserve incendie

Pour conserver la réserve destinée à la lutte contre les incendies, des dispositifs sont prises pour empêcher le passage de l'eau de la réserve d'incendie dans la distribution, on distingue deux types de dispositions :

- **Système à deux prises**

Ce système est rarement utilisé, du fait que la réserve constitue une zone d'eau morte. Qui peut à la longue donner à toute l'eau du réservoir un gout désagréable, ce qu'il faut éviter.

- **Système à siphon**

Ce système à l'avantage renouveler constamment la réserve d'incendie. Quand le niveau atteint son niveau minimum, le siphon se désamorç. [2]

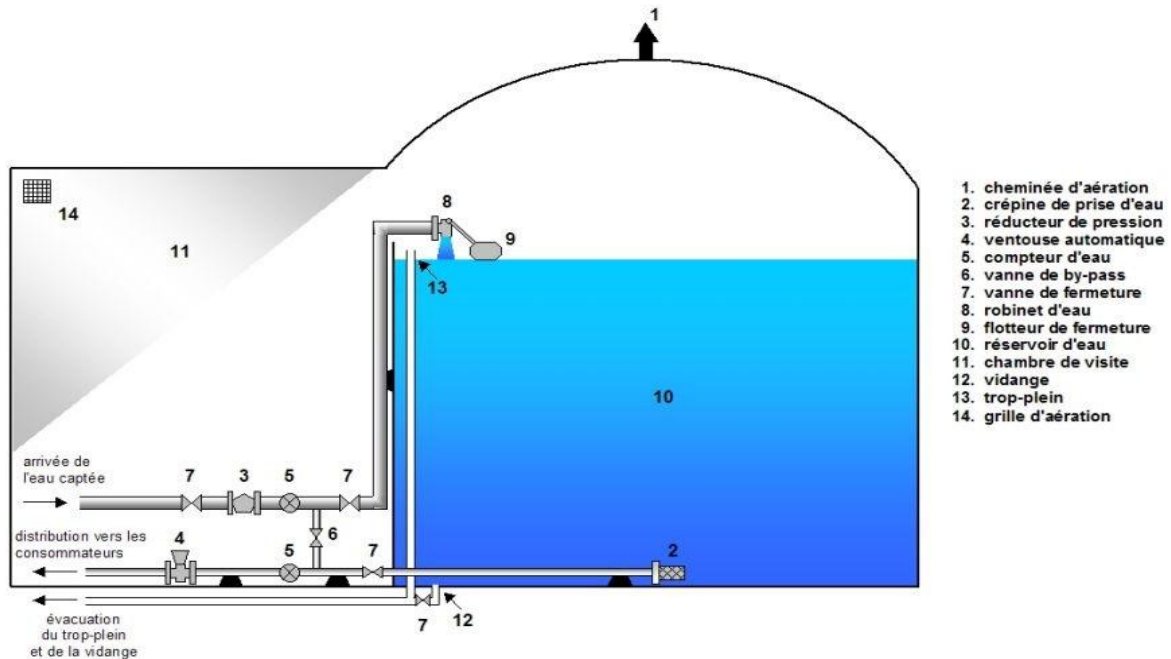


Figure VI.2 : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré

VI.6. Détermination de la capacité des réservoirs :

Pour assurer l'alimentation des agglomérations, la capacité du réservoir doit être suffisante, notons que cette dernière peut être répartie sur un ou plusieurs réservoirs et elle doit être estimée en tenant compte des variations de débit à l'entrée comme à la sortie. C'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont, et d'autre part de la variabilité de la demande.

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

VI.6.1. Méthode graphique :

Cette méthode nécessite le tracé de la courbe de la consommation maximale journalière et de celle caractérisant la production de la station de pompage. En additionnant en valeur absolue les écarts des deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

$$R_{\max} = |V|^+ |V| \quad (\%)$$

Le volume de régulation V_r est calculé selon la formule suivante :

$$V_r = \frac{Q_{\max.j} * R_{\max}}{100} \quad (m^3) \quad (VI.1)$$

Dont le volume total sera : $V_t = V_r + V_{inc}$.

Chapitre VI: Etude des réservoirs

VI.6.2.Méthode analytique :

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir. Le volume de régulation sera :

$$V_r = \frac{a * Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{VI-2})$$

V_r : capacité résiduelle (m^3),

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

$Q_{\max j}$: La consommation maximale journalière (m^3/j).

Le volume total est déterminé en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{VI-2})$$

V_T : capacité totale du réservoir (m^3).

V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m^3 . [2]

VI.6.Détermination de résidu maximum dans les réservoirs :

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le résidu maximal. Souvent celui-ci peut être localisé aux environs des heures de pointe où la consommation est élevée. La variation entre le débit entrant et le débit à distribuer peut nous permettre sa localisation. Donc si la valeur de débit entrant au réservoir est supérieure à celui qui sort de ce dernier cela indique qu'il y a un surplus, et dans le cas contraire, on aura un déficit.

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

VI.7. Evaluation du volume de stockage nécessaire pour la ville de Tichy :

a. Evaluation du volume de stockage nécessaire pour la ville de Tichy (Secteur1) :

Pour déterminer le volume nécessaire des réservoirs de notre zone d'étude, nous utilisons la méthode analytique.

Chapitre VI: Etude des réservoirs

Tableau VI.1 : Détermination de la capacité du réservoir.

heure	Consommation horaires (%)	Apport (%)	Arrivée Stockage	Départ Distribution	Capacité horaire du réservoir (%)
0-1	1	0	-	1	8,5
1_2	1	0	-	1	7,5
2_3	1	0	-	1	6,5
3_4	1	0	-	1	5,5
4_5	2	5	3	-	8,5
5_6	3	5	2	-	10,5
6_7	5	5	0	-	10,5
7_8	6,5	5	-	1,5	9
8_9	6,5	5	-	1,5	7,5
9_10	5,5	5	-	0,5	7
10_11	4,5	5	0,5	-	7,5
11_12	5,5	5	-	0,5	7
12_13	7	5	-	2	5
13_14	7	5	-	2	3
14_15	5,5	5	-	0,5	2,5
15_16	4,5	5	0,5	-	3
16_17	5	5	0	0	3
17_18	6,5	5	-	1,5	1,5
18_19	6,5	5	-	1,5	0
19_20	5	5	0	0	0
20_21	4,5	5	0,5	-	0,5
21_22	3	5	2	-	2,5
22_23	2	5	3	-	5,5
23_24	1	5	4	-	9,5
Total	100	100	-	-	

D'après le tableau ci-dessus, on peut estimer le besoin du stockage en eau à 10,5% du débit maximum journalier de la ville de Tichy en ajoutant à cette quantité un volume de 120 m³ comme réserve de lutte contre les incendies.

Sachant que pour le **secteur 1** : $Q_{max, j} = 1955,609 \text{ m}^3$

D'où la capacité du réservoir se calcule en utilisant la formule suivante :

$$V_r = \frac{a \cdot Q_{max, j}}{100} = \frac{10,5 \cdot 1955,609}{100} = \mathbf{205,3389 \text{ m}^3}$$

Donc le volume total sera : $V_T = V_r + V_{inc} = 205,338 + 120 = \mathbf{325,338 \text{ m}^3}$

Chapitre VI: Etude des réservoirs

On considère : $V_T = 400 \text{ m}^3$

La capacité totale des réservoirs existants est de : 500 m^3

Remarque :

D'après le calcul des réservoirs effectué, nous avons remarqué que le volume des réservoirs existants est suffisant pour assurer les besoins en eau de notre zone d'étude à l'horizon 2040.

Tableau VI.2 : Besoins en stockage et bilan de comparaison.

Horizon	$Q_{\max,j}$ (m^3/j)	Stockage (m^3)	Besoins en stockage (m^3)	Déficit (m^3)	Excès (m^3)
2016	1392,775	500	146,24	-	353,76
2025	1606,299	500	168,66	-	331,34
2040	1955,609	500	205,34	-	294,66

b. Evaluation du volume de stockage nécessaire pour la ville de Tichy (Secteur 2) :

Pour alimenter la zone située dans le secteur 2 de la ville de Tichy, et après avoir étudié toutes les conditions technico-économiques en prenant en considération le relief, la morphologie du terrain et la densité de population, pour le choix de l'emplacement des réservoirs dans cette zone, il s'est avéré qu'il va falloir dimensionner deux réservoirs:

- Un réservoir (**R4**) qui assure le fonctionnement de la station de reprise projetée (**SR2**) qui refoulera vers (**R5**) ainsi que l'alimentation gravitaire de toute de la **zone 1** (Afalou, Azoug).
- un réservoir (**R5**) qui assurera l'alimentation gravitaire de la **zone 2** (lotissements social, lotissement N°1, lotissement N°2 et Tikherbine).

La capacité du réservoir (R4) pour l'horizon 2040, se calcule en utilisant la formule suivante :

$$V_r = \frac{a \cdot Q_{\max,j}}{100} = \frac{10,5 \cdot 435,89}{100} = \mathbf{60,42 \text{ m}^3}$$

Sachant que :

- Pour le **Zone 1** : $Q_{\max,j} = 575,445 \text{ m}^3/\text{j}$ (calculé dans le chapitre **Estimation des besoins en eau**).
- Le débit qui rentre dans le réservoir R4 est : $Q_{\max,j} = 1275,326 \text{ m}^3/\text{j}$.
- Le débit qui sera refoulé vers R5 est : $Q_{\max,j} = 699,881 \text{ m}^3/\text{j}$
- Le nombre d'habitants de la zone 1 à l'horizon 2040 est égal à 940 habitants

Donc le volume total sera : $V_T = V_r + V_{\text{inc}} = 60,42 + 120 = \mathbf{180,42 \text{ m}^3}$

On considère : $V_T = 200 \text{ m}^3$

La capacité du réservoir (R4) pour l'horizon 2040, se calcule en utilisant la formule suivante :

$$V_r = \frac{a \cdot Q_{\max,j}}{100} = \frac{10,5 \cdot 699,881}{100} = \mathbf{73,48 \text{ m}^3}$$

Chapitre VI: Etude des réservoirs

Sachant que :

- Pour le **Zone 2** : $Q_{\max,j} = 699,881 \text{ m}^3/\text{j}$ (calculé dans le chapitre **Estimation des besoins en eau**).
- Le débit qui rentre vers le réservoir R5 est : $Q_{\max,j} = 699,881 \text{ m}^3/\text{j}$.
- Le nombre d'habitants de la zone 1 à l'horizon 2040 est égal à 2250 habitants

Donc le volume total sera : $V_T = V_r + V_{\text{inc}} = 73,48 + 120 = \mathbf{193,48 \text{ m}^3}$

On considère : $V_T = 200 \text{ m}^3$

VI.8.Type et dimensionnement des réservoirs du (secteur 2) :

VI.8.1. Type des réservoirs :

Le relief de la ville de Tichy nous permet d'édifier des réservoirs sur sol, car le terrain est accidenté, ceci dans le but de garantir des pressions suffisantes dans le réseau de distribution.

VI.8.1. Dimensions des réservoirs projetés :

La hauteur optimale d'eau utile dans les réservoirs h est estimée de 3 à 6 m. Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans le cas de grands réservoirs.

On prévoit une hauteur d'eau de 5 m dans chacun des réservoirs R4 et R5

a. Diamètre de la cuve :

$$S = \frac{Vn}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{Vn}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * Vn}{\pi * h}}$$

- **Vn**: capacité normalisée du réservoir en (m^3).
- **S** : Section du réservoir (m^2).
- **D** : Diamètre de la cuve (m).
- **h** : Hauteur optimale d'eau (m).

➤ **Pour le réservoir R4 et R5 :**

$$D = \sqrt{\frac{4 * Vn}{\pi * h}} = \sqrt{\frac{4 * 200}{\pi * 5}} = 7,138 \text{ m}$$

On prend **D = 8 m**.

b. Réévaluation de la hauteur h :

$$h = \frac{4 * Vn}{\pi * D^2} = \frac{4 * 200}{\pi * 8^2} = \mathbf{3,98 \text{ m}}$$

c. Section de la cuve:

Chapitre VI: Etude des réservoirs

$$S = \frac{Vn}{h} = \frac{200}{3,98} = 50,25 \text{ m}^2$$

d. Hauteur totale de la cuve :

En plus de la hauteur utile d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'une épaisseur de 0,25 à 1 m d'air au dessus du plan d'eau.

$$H = h + R$$

H : hauteur totale de la cuve (m).

R : Revanche en (m).

On prend : $R = 0,34 \text{ m}$

D'où : $H = 3,98 + 0,34 = 4,32 \text{ m}$

e. Hauteur de la réserve d'incendie:

Cette hauteur est calculée en divisant le volume d'incendie (120 m^3) sur la surface de la cuve.

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

$$\text{D'où} : H_{inc} = \frac{120}{50,25} = 2,38 \text{ m}$$

f. Résumé des caractéristiques des réservoirs projetés:

Le Tableau VII.4 récapitule les différentes propriétés des réservoirs projetés pour l'alimentation du **secteur 2** de la ville de Tichy :

Tableau VI.3 : Caractéristiques des réservoirs projetés

Réservoir projeté	Situation	Capacité (m ³)	CTN (m)	Forme du réservoir	Type
R4	Zone 1	200	95,32	Circulaire	Au sol
R5	Zone 2	200	220	circulaire	Au sol

VI.8. Conclusion :

L'étude des réservoirs effectuée dans ce chapitre a montré que la capacité des réservoirs existants dans le secteur 1, situé sur le côté est de la ville de Tichy, est bien suffisante pour l'horizon 2040, contrairement au secteur 2 où il a fallu projeter des réservoirs pour assurer l'alimentation de la partie ouest de la ville.

CHAPITRE VII

Pose des canalisations

VII.1.Introduction

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certain cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient protégées.

Dans ce chapitre nous allons exposer les différents types de pose selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter et aussi les méthodes de protection des conduites.

VII.2.Pose de canalisation

VII.2.1. Principe de pose des canalisations

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du notre terrain et les différents types rencontrés :

- Pose en terre ;
- Pose en mauvais terrains ;
- Pose en galerie ;
- Pose en pentes ;
- Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées ;
- Pose à proximité d'une conduite d'assainissement ;
- Passage de ponts ;
- Traversée de rivière. [7]

1. Pose en terre

Pour la disposition des tuyaux dans les meilleures conditions, la pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante avec établissement des niches pour faciliter le travail lors de jointure.

Cette opération s'effectue par tronçon successif, en posant des tuyaux en files bien alignés et bien nivelés, tout en commençant par les points hauts. L'enfouissement des

Canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieur, de conserver la fraîcheur de l'eau et de la mettre à l'abri du gel.

2. Pose en mauvais terrains

Si la conduite devra être posée en mauvais terrains (terrains marécageux), il pourra être nécessaire pour éviter les affaissements (tassement) qui rompraient la conduite où désassembleraient les joints ; de couler au fond de la tranchée une dalle en béton armé.

3. Pose en galerie

La pose des conduites en galerie présente double avantages de faciliter leur surveillance et d'éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi l'ouverture de chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement. Cette pose est courante dans les villes ou agglomérations disposant déjà de galeries spéciales souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables). Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres, et sur les tasseaux pour les grands diamètres dans les galeries sèches spéciales.

4. Pose en pente

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

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

5. Traversée de rivière

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

Premier cas : l'existence d'une route servira également à supporter la conduite d'adduction .

Deuxième cas : si le pont route n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux.

VII.3. 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 le diamètre ;
- Soutirer les débits.

VII.3.1. Les robinets-vannes

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

➤ Fonctions

Les fonctions à assurer par le robinet sont :

a. Isolement : dans ce cas deux positions de l'obturateur sont essentielles :

- Position fermée (l'importance est donnée au niveau de l'étanchéité interne).
- Position ouverte (l'importance est donnée à la section de passage offerte au fluide, on recherche la perte de charge minimale).

b. réglage : dans ce cas l'intérêt se porte essentiellement sur les positions intermédiaires de l'obturateur (entre position fermée et position ouverte). [8]

VII.3.2. Les clapets d'air

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

On peut utiliser comme soupape pour éviter le choc à la forte pression.

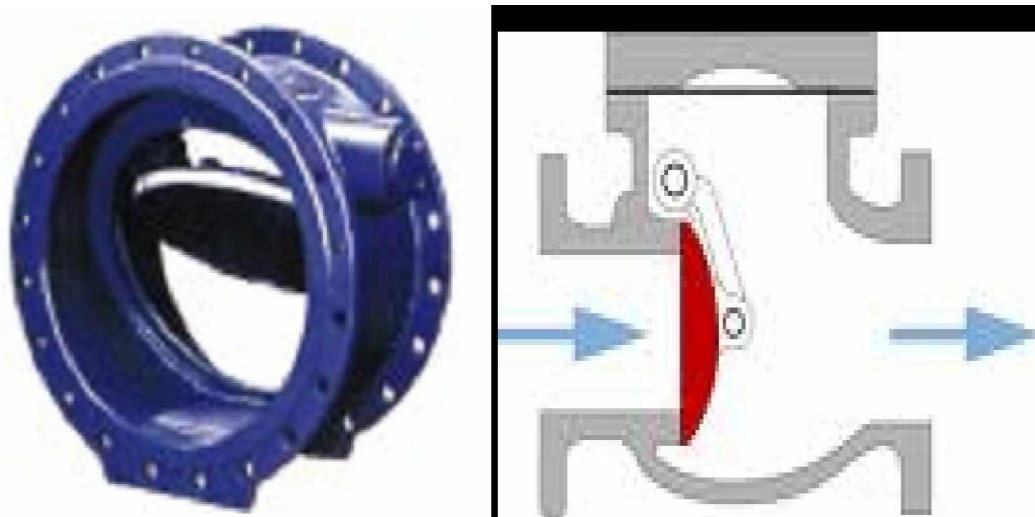


Figure VII.1 : Clapet anti retour

VII.3.3. Les poteaux d'incendie et les bouche d'incendie

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

Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 50 à 200 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus. [9]

VII.3.4. Ventouses

Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points le plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydraulique. Les ventouses ont pour formation spéciale l'alimentation des poches d'air dans la canalisation des conduites en cas de vidange par pénétration d'air.

VII.3.5. Pièces spéciales de raccord

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

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

1) Coudes

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

2) Cônes

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

3) Tés

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

4) Joints

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...).

VII.3.6.By-pass

Le by-pass est utilisé pour les rôles suivants:

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ;
- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- Il permet le réglage de pression.

VII.4.Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les moyens de mise en place des canalisations d'eau potable. Notre zone d'étude est caractérisée par un terrain peu consistant, la pose de conduites doit être réalisée soigneusement.

Afin d'assurer un bon fonctionnement du réseau, il doit être équipé d'accessoires avant être installés avec soin, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes.

CONCLUSION GENERALE

A travers ce mémoire, nous avons pu effectuer une étude de diagnostic de la ville de Tichy pour un horizon d'étude de 2040, où la population de toute la zone atteindra 7247 habitants en passant par l'estimation des besoins en eau potable de cette ville à l'horizon étude en premier lieu.

Ensuite nous avons établi, un rapport de la situation actuelle du réseau existant de la ville de Tichy, du point de vue physique (matériau, génie-civil,...), et hydraulique en effectuant une simulation du réseau qui nous a permis d'analyser son comportement hydraulique et aboutir à une décision en ce qui concerne sa réhabilitation.

Cette étape a montré que :

- Le réseau de la ville de Tichy est en bon état et permet de répondre à la demande actuelle, car il a été rénové en 2005, mais il présente certaines anomalies tout de même, dont nous avons proposé la solution pour y remédier dans le chapitre de réhabilitation du réseau.
- L'adduction acheminant l'eau vers les réservoirs qui alimentent le réseau de distribution de la ville est en mauvais état et nécessite d'être entièrement rénovée, ce qui a fait l'objet de notre étude d'adduction faite dans le **chapitre V**.
- La capacité des réservoirs existants dans la ville est largement suffisante par rapport à celle déterminée pour l'horizon d'étude.

Dans ce travail, afin d'alimenter la zone se trouvant sur le côté Ouest de la ville de Tichy, qui présente une extension de cette dernière, nous avons aussi projeté un nouveau réseau de distribution gravitaire alimenté par deux réservoirs projetés dans cette zone après avoir estimé la quantité d'eau nécessaire pour répondre aux besoins de celle-ci à l'horizon d'étude, en passant par le dimensionnement d'une chaîne d'adduction par refoulement qui assurera l'acheminement d'eau vers les deux réservoirs projetés.

Bibliographie

- [1] **M. CARLIER** : « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972.
- [2] **B. Salah** : « Cours d'Alimentation en eau potable » ENSH. 1993.
- [3] **MI CHELA. MOREL** : (1994) « Exercices de mécanique des fluides » (Tome 02) Chihab-Eyrolles.
- [4] **A. LENCASTRE** Paris 1983 « Hydraulique générale », édition Eyrolles, p.349.
- [5] **A. DUPONT** Paris 1977 « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, p.237, 260, 267, 275-280, 287, 319, 322, 323, 326.
- [6] **K. MEFLAH**. « Adduction de la ville de BOUIRA et ses agglomérations à partir du barrage de TILEDIT et proposition d'une filière de traitement », Mémoire de fin d'étude, promotion 1999.
- [7] **GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) » ; édition T.I, p.c5195 -10,16,18,25.
- [8] **MARIA –Jilia –Dinis-K/ourio** ; Les appareils de robinetterie 2005.
- [9] **Montaletang M**, Recueil des équipements et caractéristiques techniques des points d'eau incendie du département de la Vendée 2011, disponible sur : www.sdis85.com

Annexe I

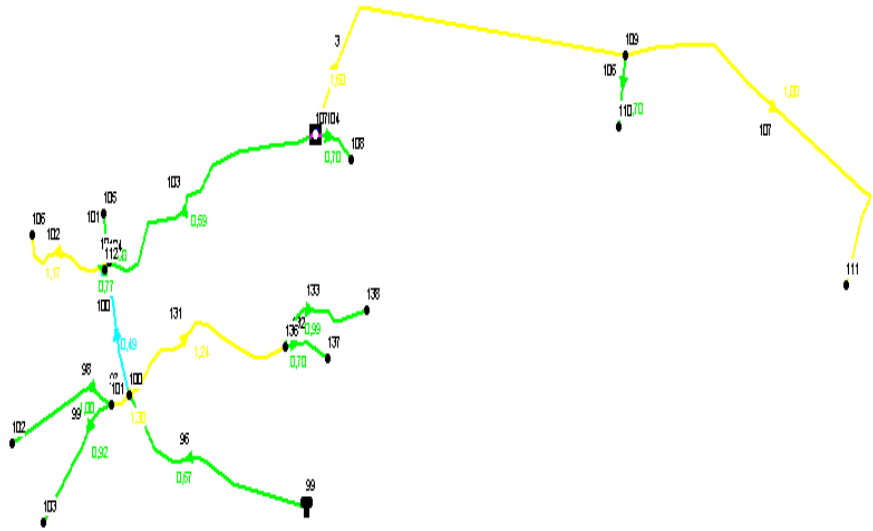
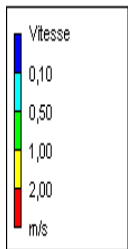
Les différentes conduites existantes en PEHD (PN 16):

Diamètre Extérieure (mm)	Epaisseur (mm)	Diamètre Intérieur (mm)	Prix TTC ml
20	2.0	16	38.08
25	2.3	20.4	55.96
32	3.0	26	91.79
40	3.7	32.6	142.13
50	4.6	40.8	220.43
63	5.8	51.4	348.74
75	6.8	61.4	490.22
90	8.2	73.6	617.50
110	10.0	90	916.21
125	11.4	102.2	1175.17
160	14.6	130.8	1920.67
200	18.2	163.6	3016.17
250	22.7	204.6	4666.52
315	28.6	257.8	7166.95
400	36.3	327.4	11577.38
500	45.4	409.2	17472.78
630	57.2	515.6	27743.04

Annexe III

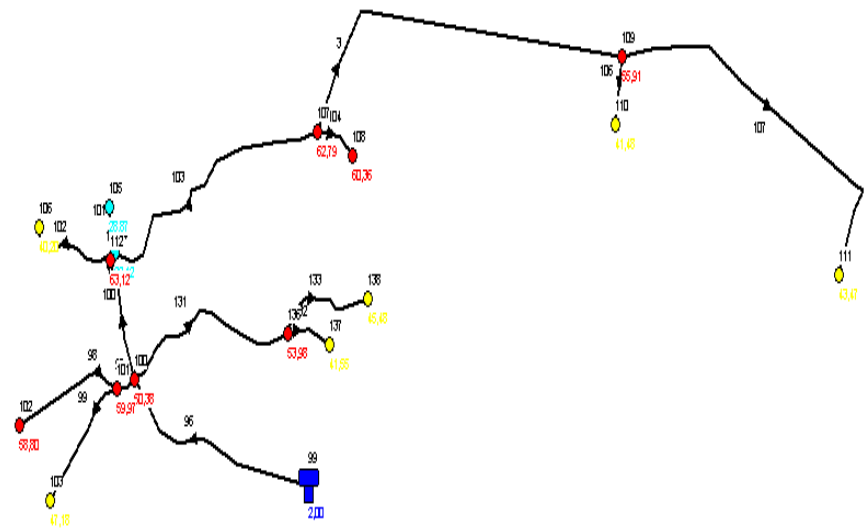
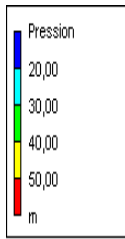
Résultats de la simulation pour la zone 04 en cas de pointe : Vitesses

Jour 1, 12:00 AM



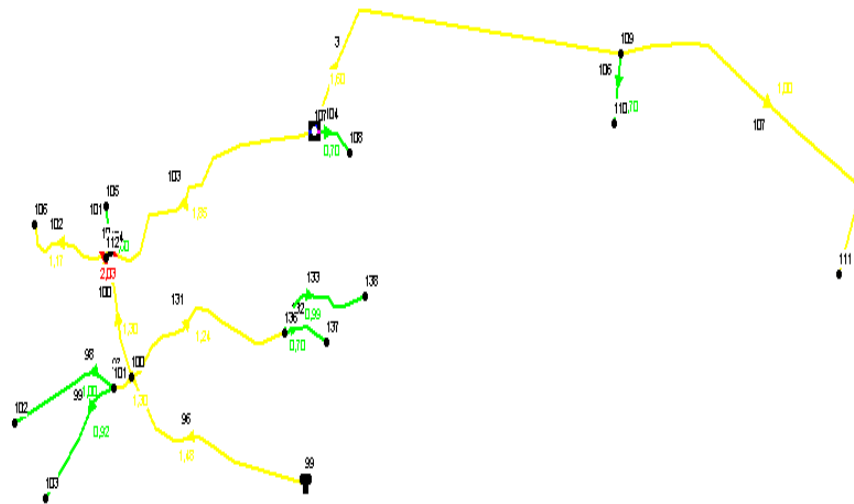
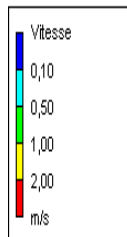
Résultats de la simulation pour la zone 04 en cas de pointe : Pressions

Jour 1, 12:00 AM

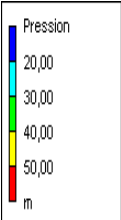


Résultats de la simulation pour la zone 04 en cas de pointe + incendie : Vitesses

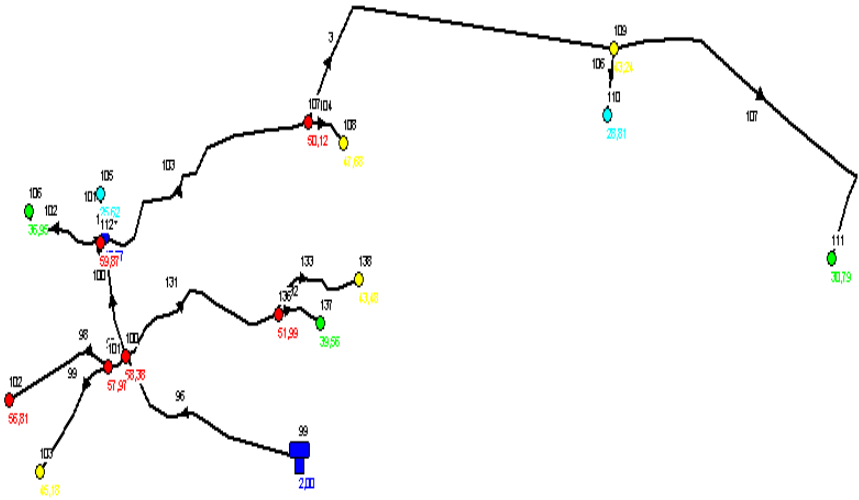
Jour 1, 12:00 AM



Résultats de la simulation pour la zone 04 en cas de pointe + incendie : Pressions

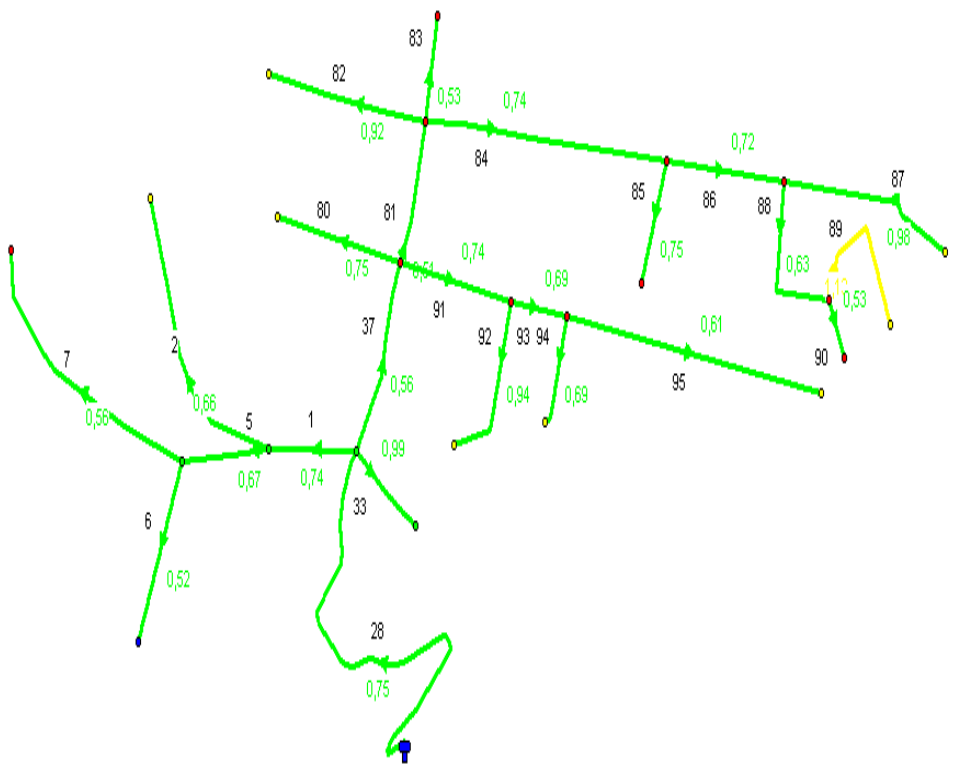
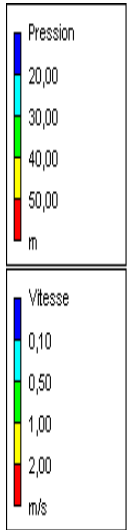


Jour 1, 12:00 AM



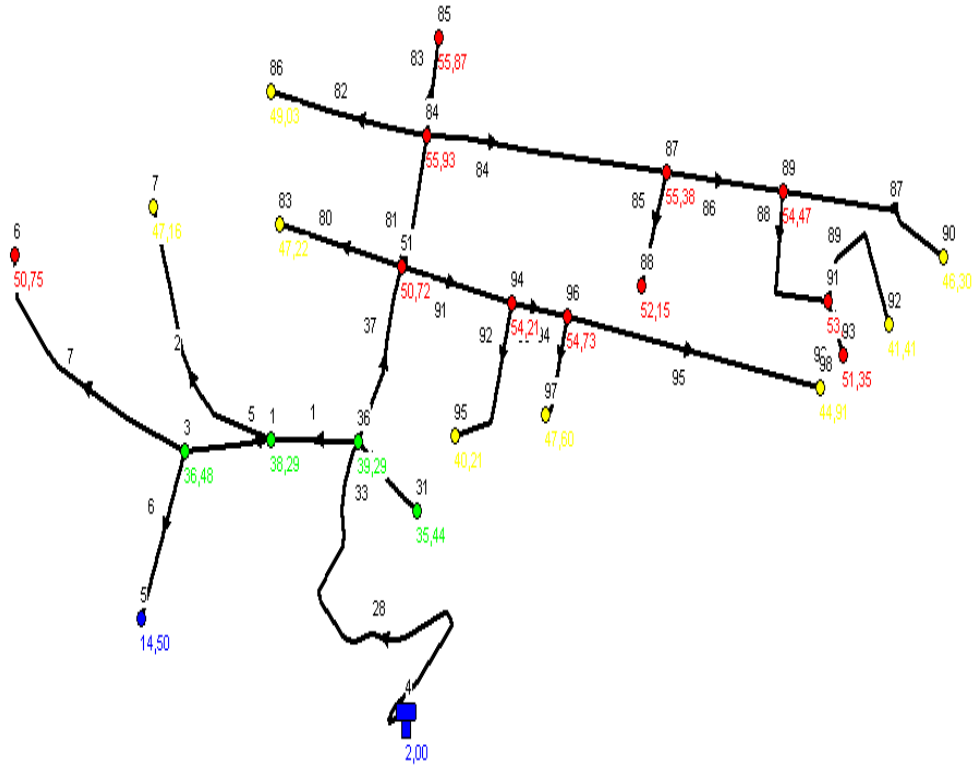
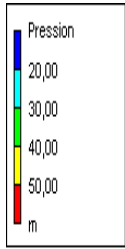
Résultats de la simulation pour la zone 03 en cas de pointe : Vitesses

Jour 1, 12:00 AM



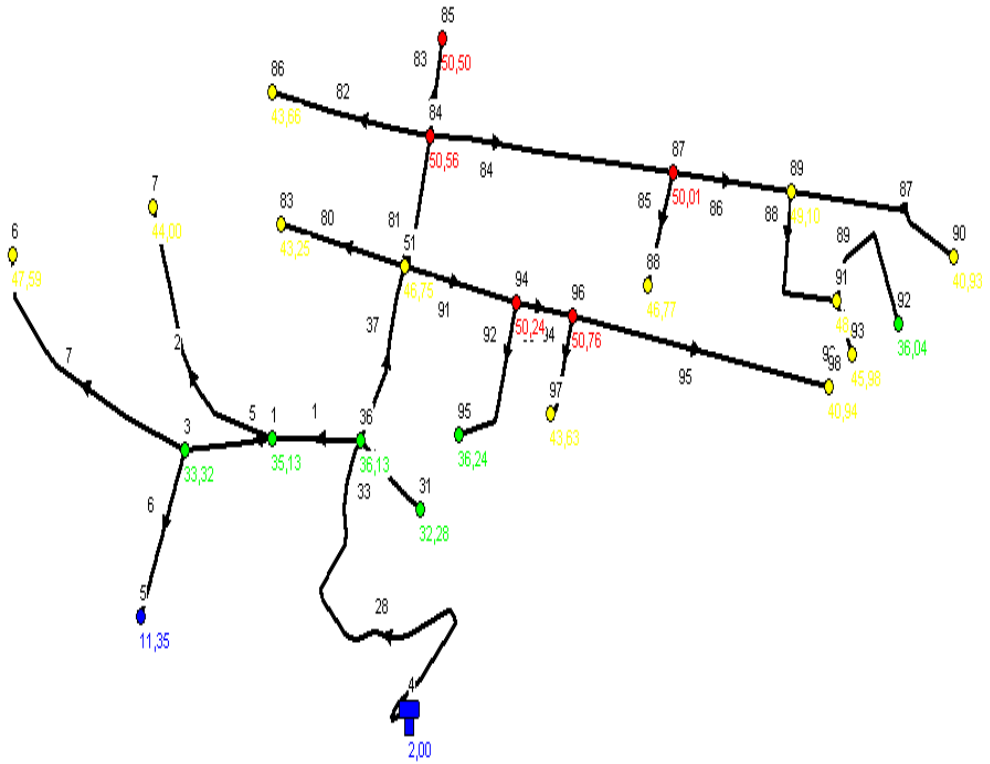
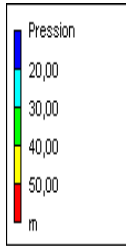
Résultats de la simulation pour la zone 03 en cas de pointe : Pressions

Jour 1, 12:00 AM



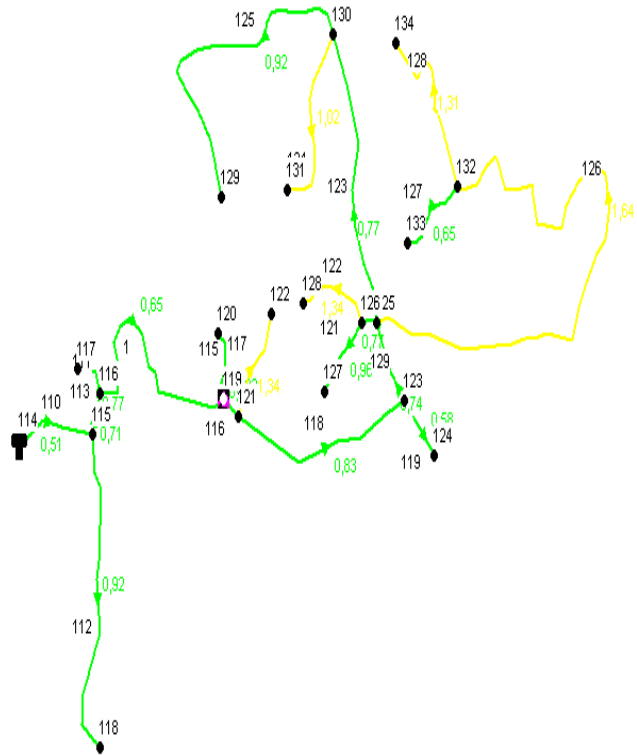
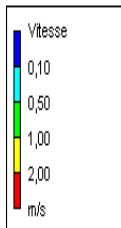
Résultats de la simulation pour la zone 03 en cas de pointe + incendie : Pressions

Jour 1, 12:00 AM



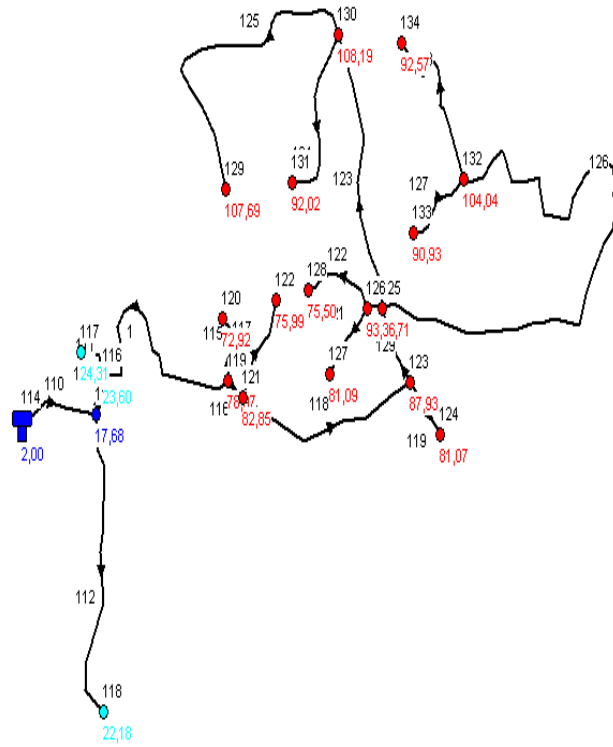
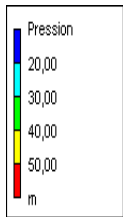
Résultats de la simulation pour la zone 05 en cas de pointe : Vitesses

Jour 1, 12:00 AM



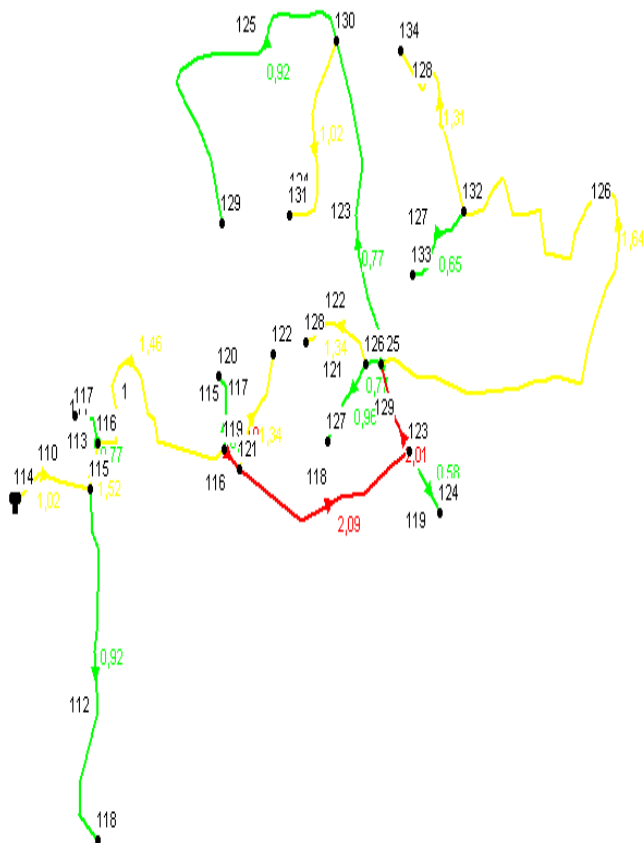
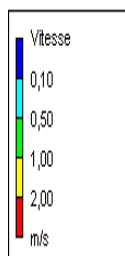
Résultats de la simulation pour la zone 05 en cas de pointe : Pressions

Jour 1, 12:00 AM



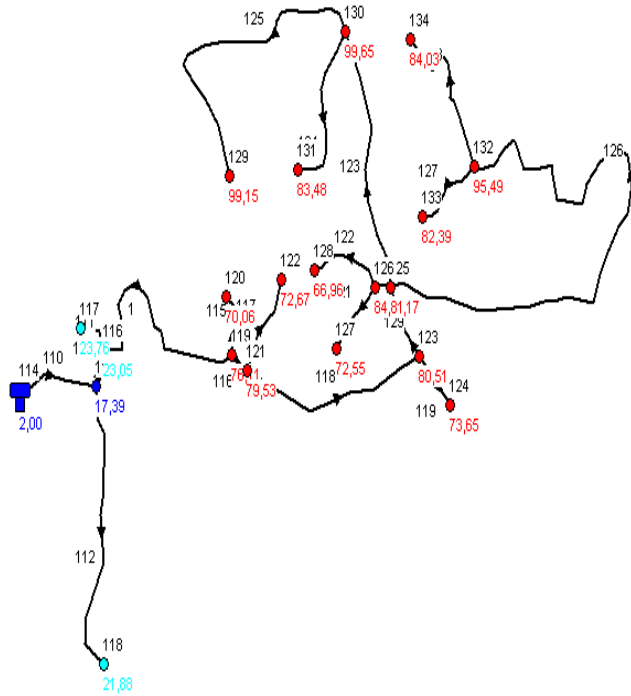
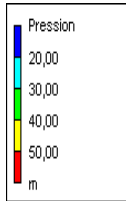
Résultats de la simulation pour la zone 05 en cas de pointe + incendie : Vitesses

Jour 1, 12:00 AM



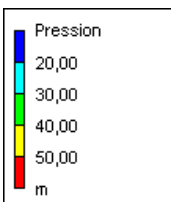
Résultats de la simulation pour la zone 05 en cas de pointe + incendie : Pressions

Jour 1, 12:00 AM

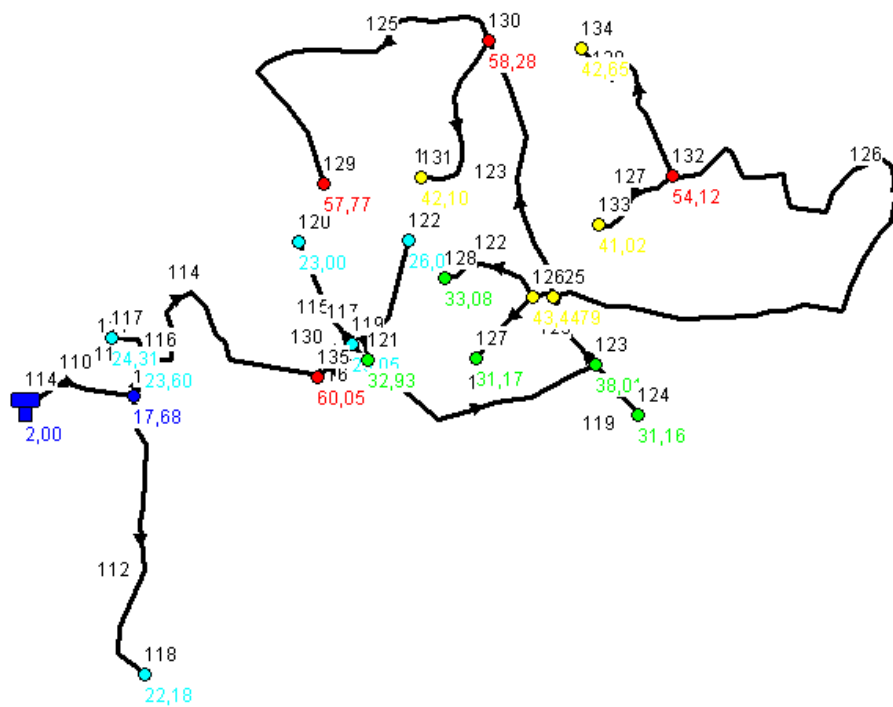


Annexe IV

Résultats de la simulation pour la zone 05 en cas de pointe : Pressions

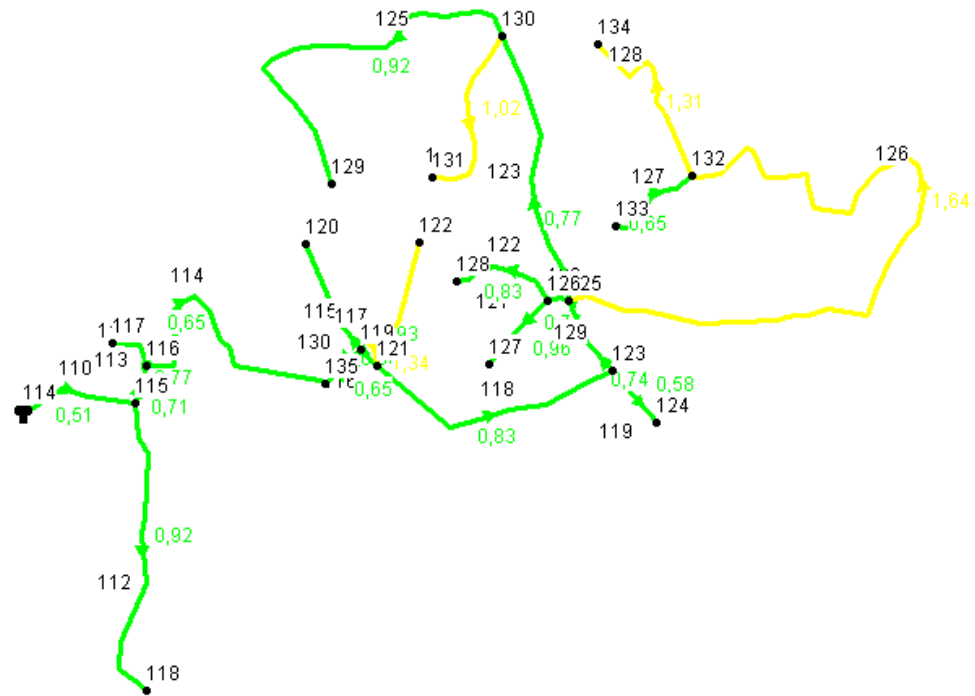
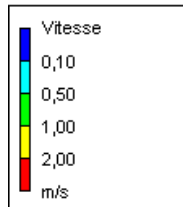


Jour 1, 12:00 AM



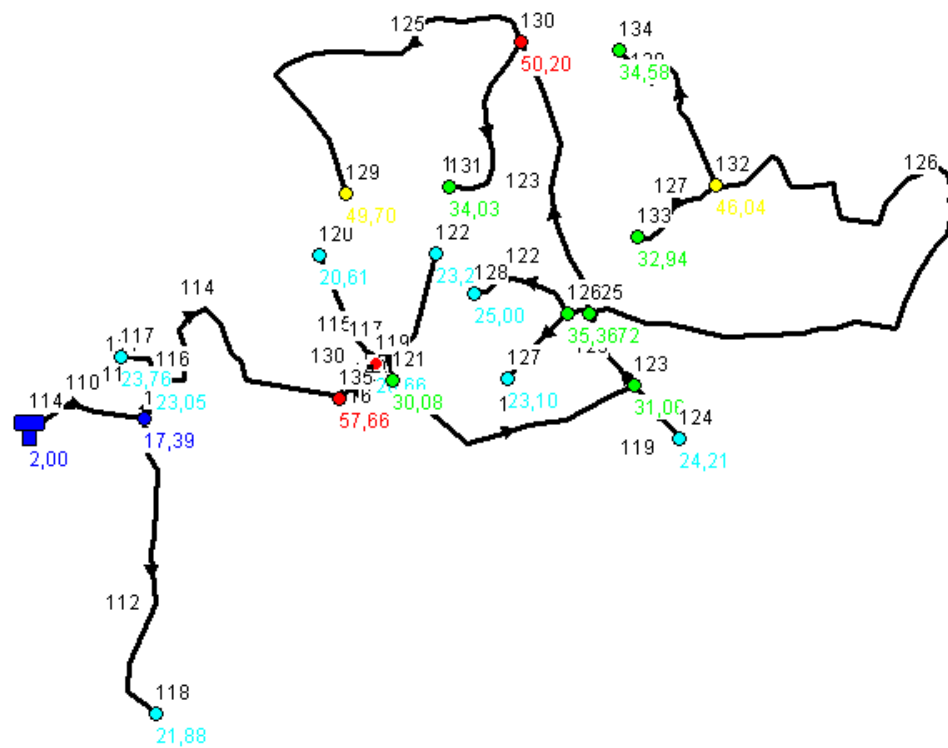
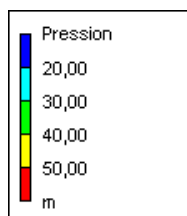
Résultats de la simulation pour la zone 05 en cas de pointe Vitesses

Jour 1, 12:00 AM



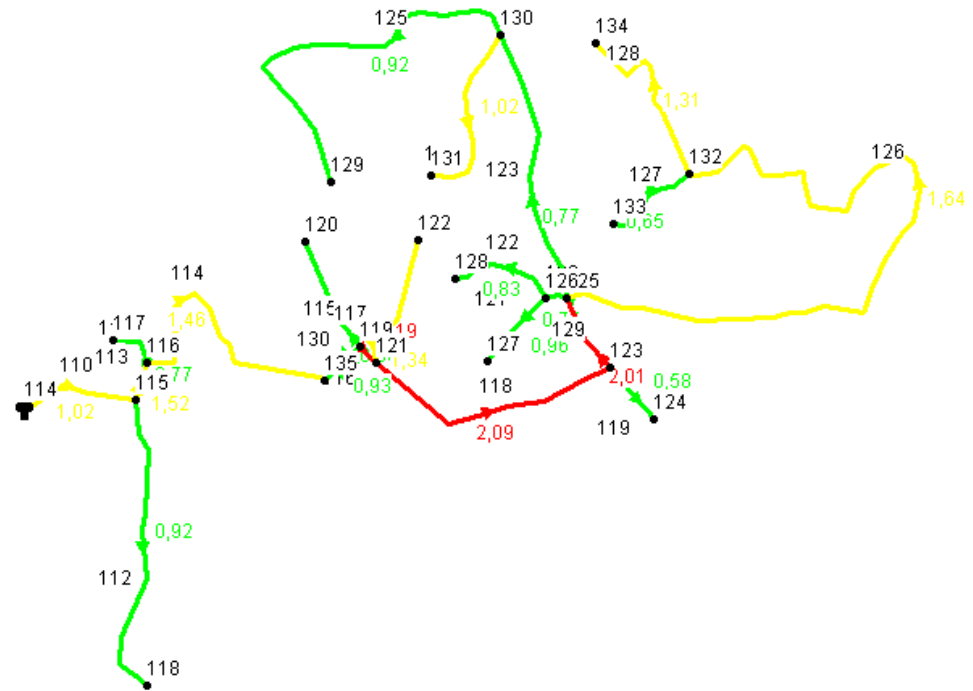
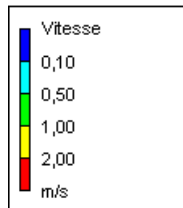
Résultats de la simulation pour la zone 05 en cas de pointe+incendie : Pressions

Jour 1, 12:00 AM



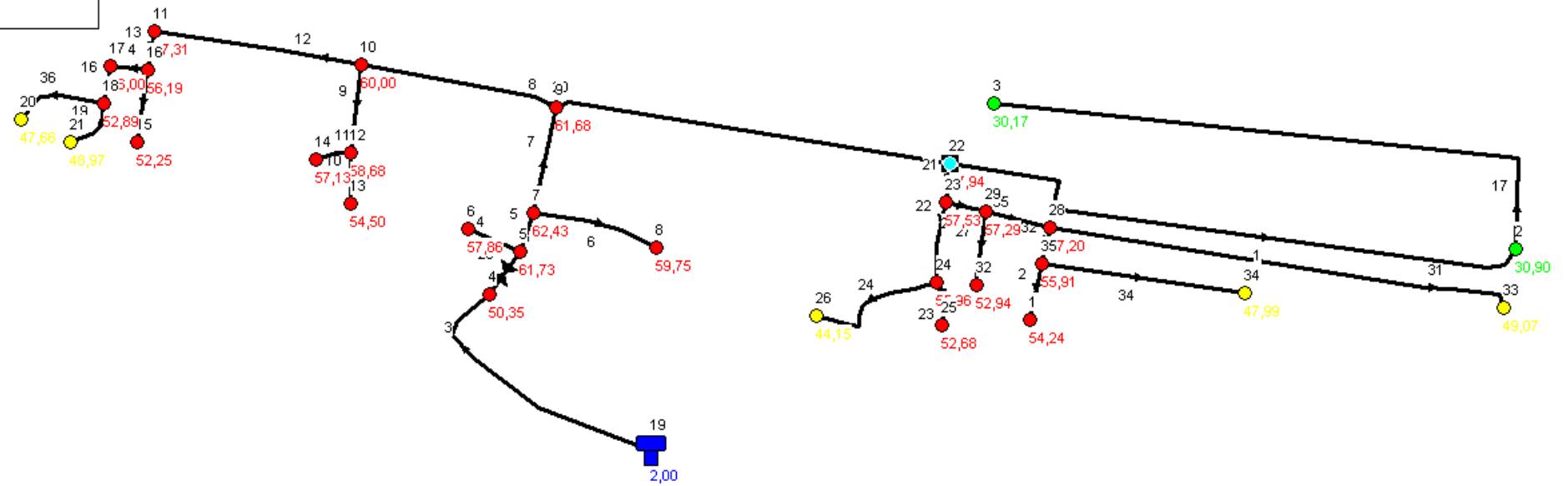
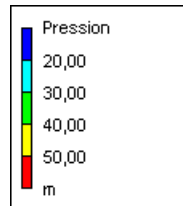
Résultats de la simulation pour la zone 05 en cas de pointe+incendie : Vitesses

Jour 1, 12:00 AM



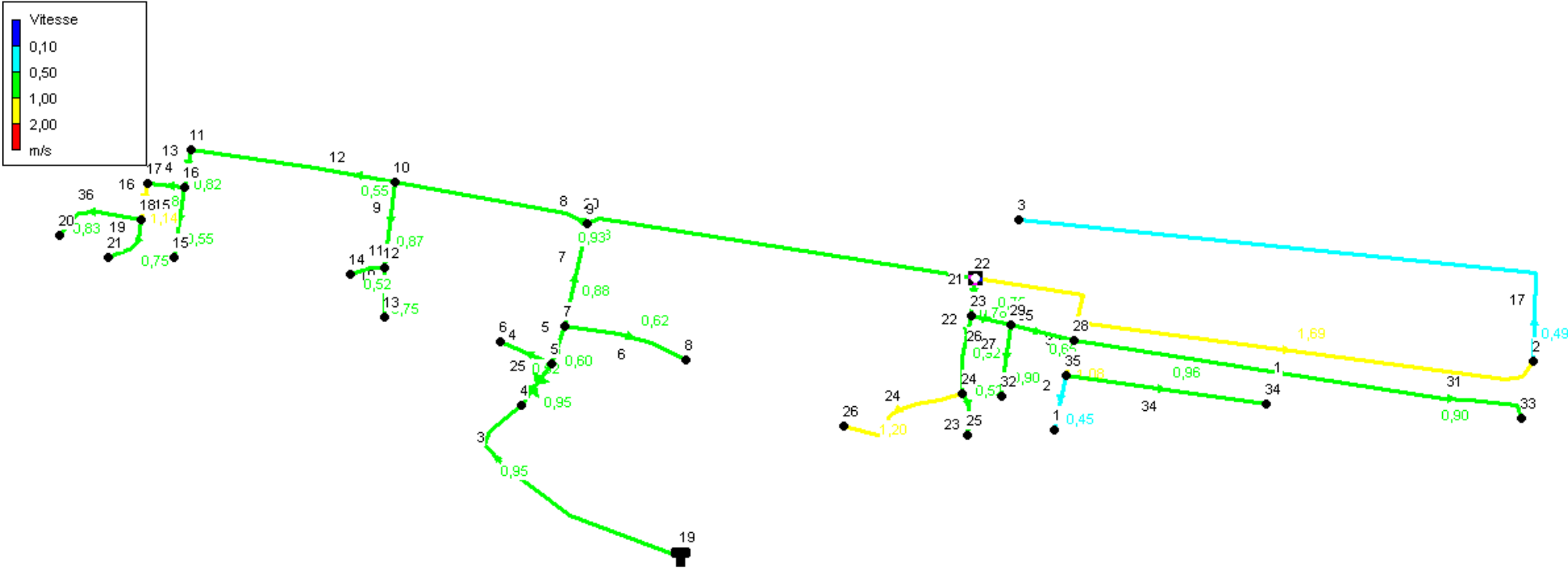
Résultats de la simulation pour la zone 01 en cas de pointe : Pressions

Jour 1, 12:00 AM



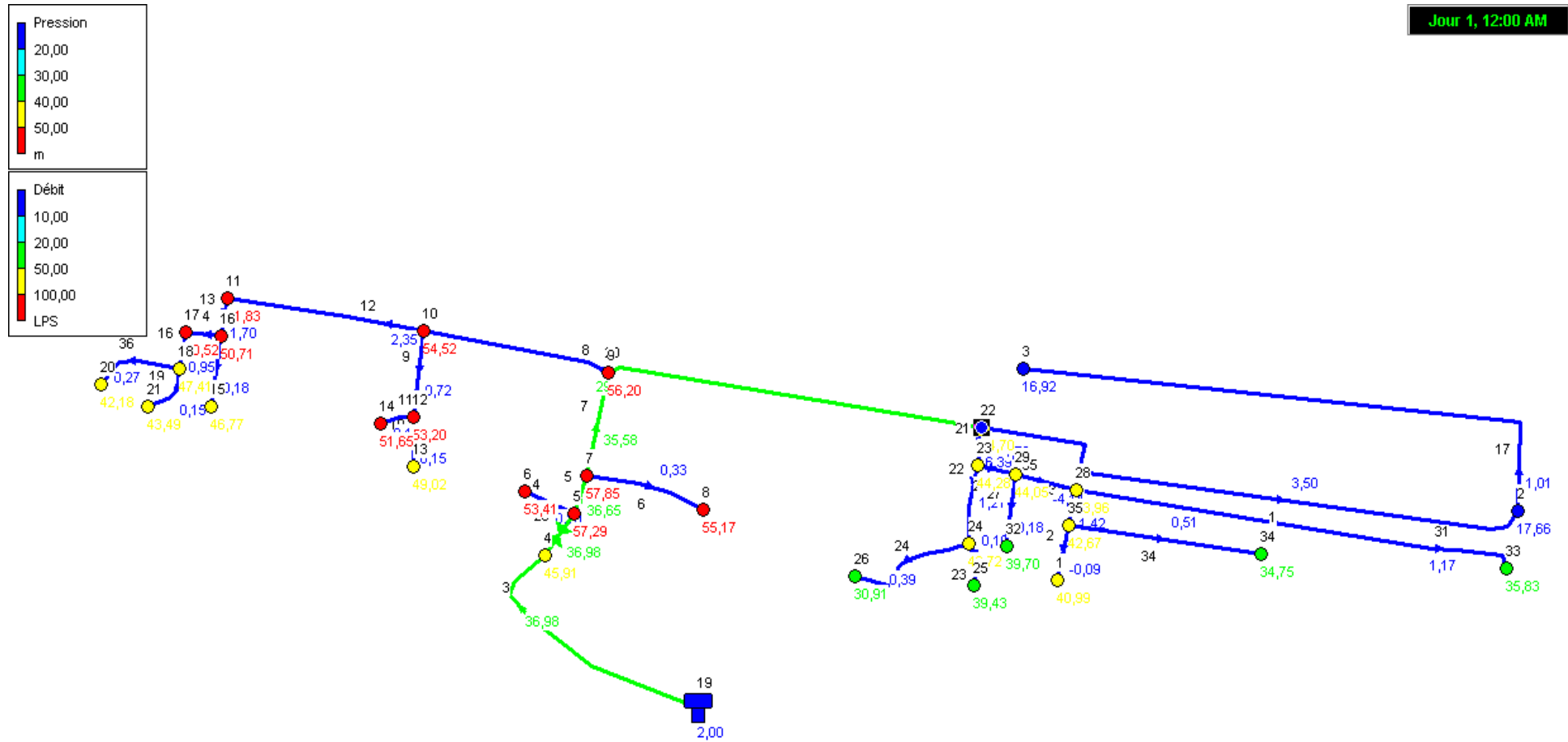
Résultats de la simulation pour la zone 01 en cas de pointe : Vitesses

Jour 1, 12:00 AM



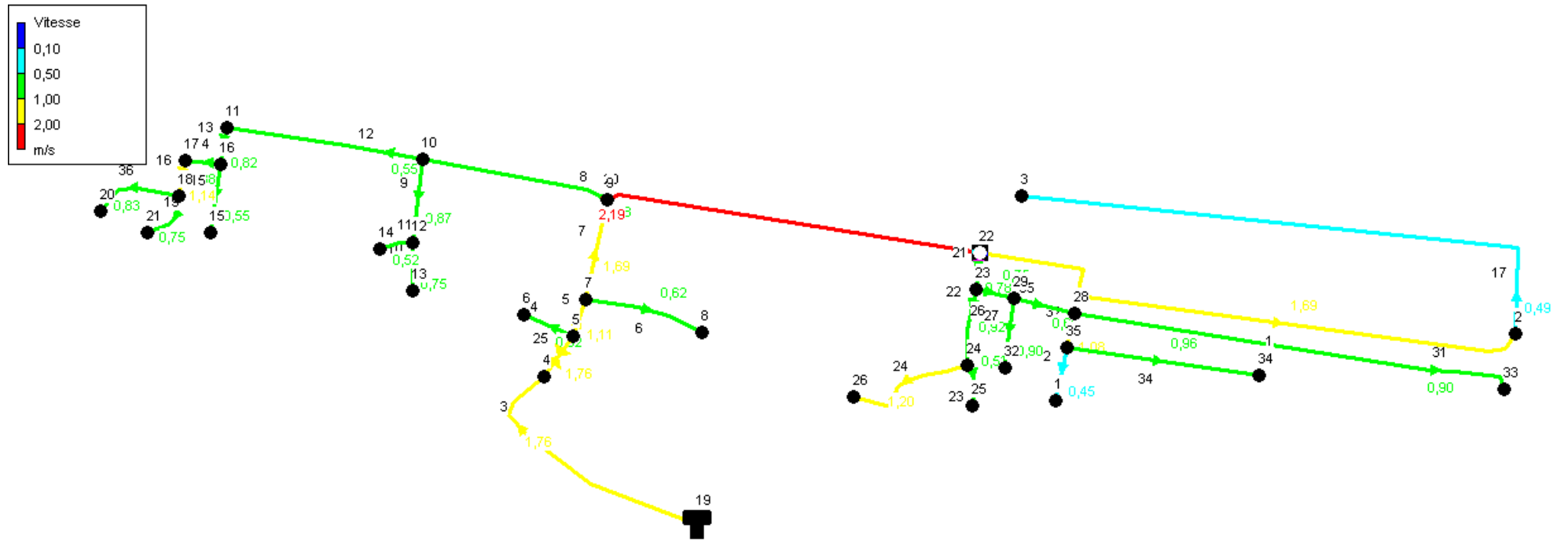
Résultats de la simulation pour la zone 01 en cas de pointe+incendie : Pressions

Jour 1, 12:00 AM



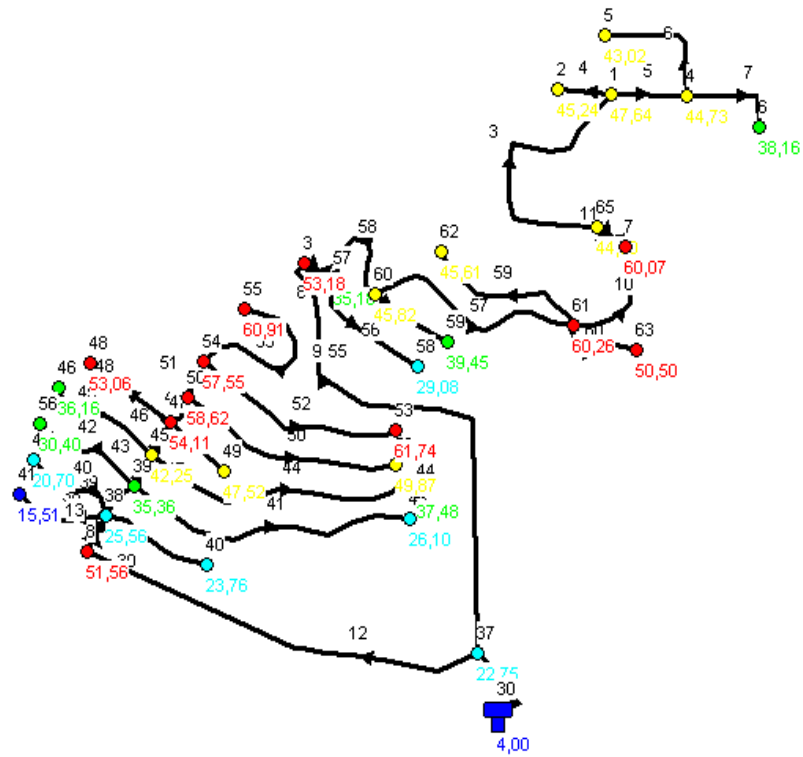
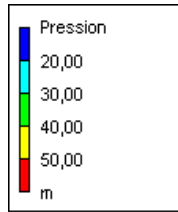
Résultats de la simulation pour la zone 01 en cas de pointe+incendie : Vitesses

Jour 1, 12:00 AM



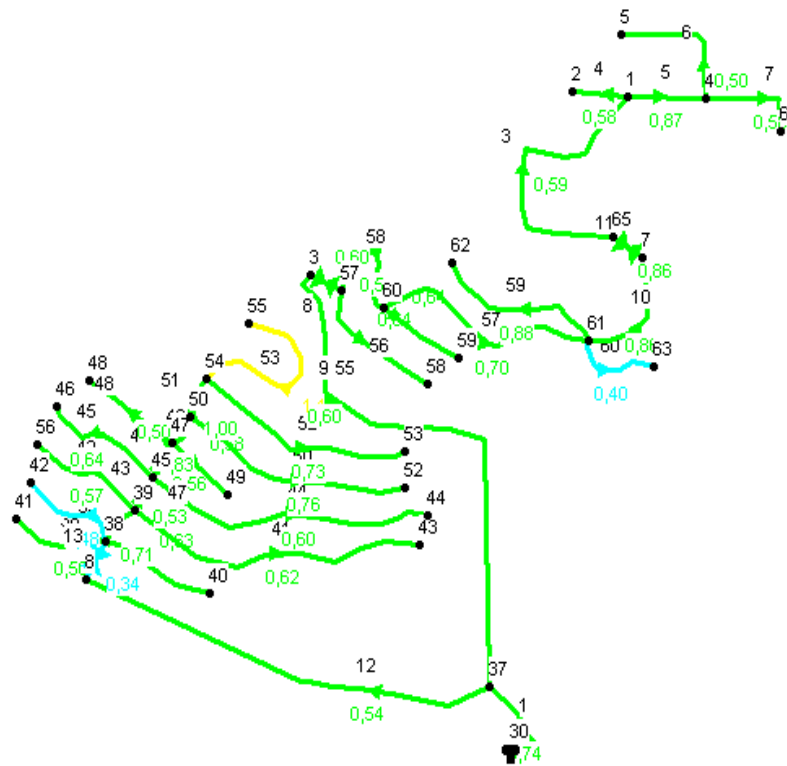
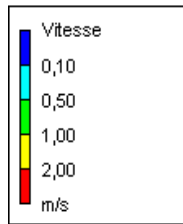
Résultats de la simulation pour la zone 02 en cas de pointe : Pressions

Jour 1, 12:00 AM



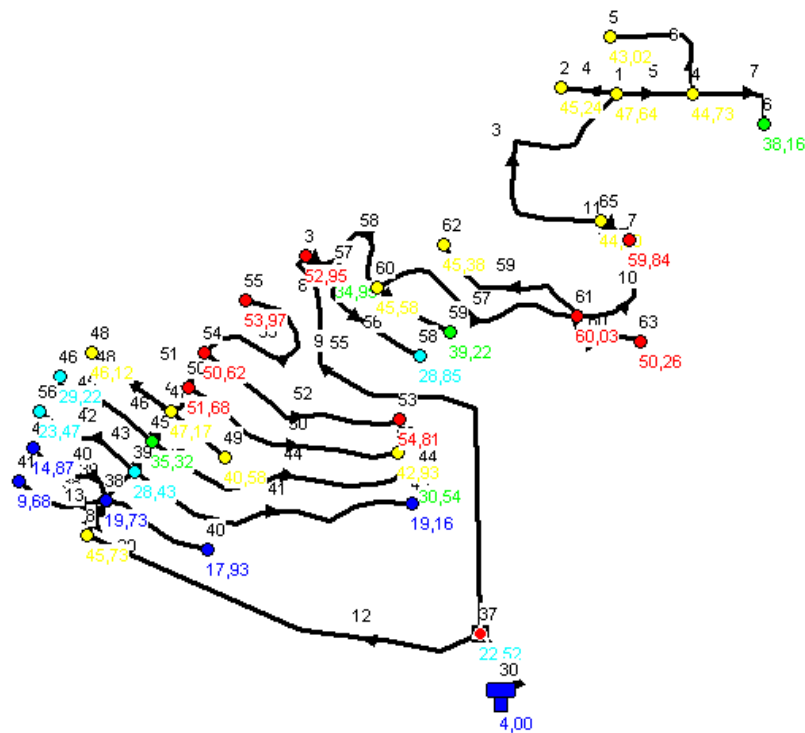
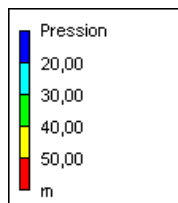
Résultats de la simulation pour la zone 02 en cas de pointe : Vitesses

Jour 1, 12:00 AM



Résultats de la simulation pour la zone 02 en cas de pointe+incendie : Pressions

Jour 1, 12:00 AM



Résultats de la simulation pour la zone 02 en cas de pointe+incendie : Vitesses

Jour 1, 12:00 AM

