

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Ain Taghrout (w. Bordj Bou Arreridj).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0018-13

APA Citation (APA توثيق):

Belabbas, Hamza (2013). Etude diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Ain Taghrout (w. Bordj Bou Arreridj)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

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 :

**ETUDE DIAGNOSTIC DU RESEAU D'ALIMENTATION EN
EAU POTABLE DE LA VILLE DE AIN TAGHROUT
(W.BORDJ BOU ARRERIDJ)**

Présenté par :

M^r BELABBAS hamza

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r O. KHODJET-KESBA	M.C.A	Président
M^r Y. DERNOUNI	M.A.A	Examineur
M^{me} L. TAFAT	M.A.A	Examinatrice
M^r R. KERID	M.A.A	Examineur
M^r M. BELALI	M.A.B	Examineur
M^r A. ZEROUAL	M.A.A	Promoteur

SEPTEMBRE 2013

dédicaces

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissances et de respect :

A ma très chère mère et mon cher père

A mes frères AZDINE, ABD ALLAH, LAHCEN et HOCINE, qui n'a

Jamais cessé de m'aider

A mes sœurs ;

A toute ma grande famille

A mes amis, Moh1 et 2, moussaab, zaki, Bilal, Brahim, Mahfoud, Hocine,

Yacine, Tounsi, Charaf, rami, Hamza et Ayoub ;

A toutes mes amies

A toute ma famille de l'ENSH

B.HAMZA

Remerciements

D'abord je remercie dieu tout puissant pour m'avoir permis d'accomplir dans les meilleures conditions ce travail et toutes mes études.

Ma reconnaissance va plus particulièrement à :

*Mon promoteur Mr ZEROUAL Ayoub pour sa disponibilité
et son aide.*

A L'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude.

*Mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier
mon travail*

*Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes
qui m'ont aidé tout au long de mon travail.*

B.HAMZA

العمل الذي نقوم به يتمثل في تشخيص وتصميم نظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب لمنطقة عين تاغروت ولاية برج بوعرييج، لأجل هذا نتطرق إلى تقديم النظام الحالي بتحديد مختلف مشاكل شبكة التوزيع، محطات الضخ، أنابيب الدفع وخزانات المياه. استعملنا آخر نسخة من برنامج EPANET وهذا من أجل إظهار حالة شبكة التوزيع حاليا ومستقبلا. بعد هذه المعاينة وصلنا إلى تقديم التوصيات الضرورية من أجل التزويد الجيد للمدينة بالمياه وضمان عمل النظام إلى غاية عام 2035.

Résumé

Ce présent mémoire a pour objectif de faire un diagnostic et conception du système d'alimentation en eau potable de la ville d'Ain Taghrou (W-BBA). Le travail consiste à présenter le système existant et déterminer les différents problèmes des adductions, stations de pompage, réservoirs de stockage et défaillances du réseau de distribution. Nous avons utilisé la dernière version du logiciel de modélisation EPANET afin de bien visualiser le comportement hydraulique de notre réseau. Après l'expertise du réseau, des recommandations ont été proposées afin d'améliorer l'alimentation en eau potable de la ville et de garantir le bon fonctionnement du système à l'horizon d'étude 2035.

Abstract

The present work aims to make a diagnosis and design of the water supply system of Ain Taghrou City. The work consists in presenting the existing system and identify the various problems of supply systems, pumping stations, tanks storage and failures of the distribution network. We used the latest version of EPANET software modeling to visualize the hydraulic behavior of our network. After the network's expertise, recommendations are propose to improve city drinking water supply and ensure the proper functioning of the system to the study horizon of 2035.

SOMMAIRE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE	2
Introduction.....	2
I.1 Présentation générale de la ville de Ain Taghrout	2
I.1.1 Situation géographique et administrative	2
I.1.2 Données naturelles du site	3
I.1.2.1 Situation Topographique	3
I.1.2.2 Analyse géologique.....	3
I.1.2.3 Hydrogéologie	3
I.1.2.4 Sismicité	4
I.1.2.5 Situation climatique	4
I.2 Hydrographie	5
I.3 Evaluation démographique.....	6
I.4 Catégories de consommations	6
I.4.1 Secteur domestique	6
I.4.2 Besoins des équipements publics	6
Conclusion.....	6
CHAPITRE II : CARACTERISTIQUES DU RESEAU	7
Introduction.....	7
II.1 Présentation de la situation existante	7
II.2 Ressources souterraines	7
II.3 Ressources superficielles	7
II.3.1 Adductions	7
II.3.1.1 Adduction : piquage – Réservoir 500 m3.....	7
II.3.2 Ouvrages de stockage	8
II.4 Caractéristique de réseau de distribution.....	9
Conclusion	9
CHAPITRE III : EVALUATION DES BESOINS EN EAUX	10
Introduction.....	10
III.1 Evaluation de la Population future.....	10
III.2 Evaluation des débits	11
III.2.1 Généralité.....	11

III. 2.2 Choix de la dotation	11
III.2.3 Catégories des besoins en eau	12
III.3 Evaluation de la consommation moyenne journalière	12
III.3.1 Besoins domestiques	12
III.3.2 Besoins scolaires	12
III.3.3 Besoins sanitaires	13
III.3.4 Besoins administratifs	13
III.3.5 Besoins socioculturels	14
III.4 Récapitulation de la consommation moyenne journalière.....	14
III.5 Besoins d'équipements à court terme (2020).....	14
III.6 Besoins d'équipements à court, moyen et long terme.....	15
III.7 Besoins domestiques à court, moyen et long terme	15
III.8 Récapitulation des besoins totaux à court, moyen et long terme.....	15
III.9 Détermination des consommations maximales et minimales journalières	16
III.9.1 Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$)	16
III.9.2 Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$).....	16
III.10 Etude des variations des débits horaires	17
III.10.1 Débit moyen horaire.....	17
III.10.2 Débit maximal horaire.....	17
III.10.3 Coefficient d'irrégularité maximal horaire	17
III.10.4 Débit minimal horaire	18
III.11 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants.....	18
Conclusion	26
CHAPITRE IV : LES RESERVOIRS	27
Introduction.....	27
IV.1 Fonctions des réservoirs	27
IV.1.1 Fonctions techniques des réservoirs	27
IV.1.2 Fonctions économiques.....	27
IV.2 Classification des réservoirs	27
IV.3 Emplacement des réservoirs	28
IV.4 Analyse de la capacité de stockage.....	28
IV.5 Bilan de stockage	32
IV.6 Balance ressources/besoins	32
Conclusion	33

CHAPITRE V : FONCTIONNEMENT ET SIMULATION DU RESEAU EXISTANT	34
Introduction.....	34
V.1 Logiciel EPANET	34
V.1.1 Description du logiciel EPANET	34
V.1.2 Fonction et application	34
V.2 Dimensionnement du réseau.....	34
V .2.1 Calcul de la perte de charge.....	36
V.2.1.1 Introduction	36
V.2.1.2 Pertes de charge linéaire	36
V .2.2 Détermination des débits	38
V .2.2.1 Cas de pointe	38
V .2.2.2 Cas de pointe + Incendie	49
V.3 Résultat de la simulation.....	49
Conclusion	49
CHAPITRE VI : PROJECTION DU RESEAU POUR L’HORIZON 2035	51
Introduction.....	51
VI.1 Choix du schéma du réseau de distribution	51
VI.2 Classification des réseaux	51
VI.2.1 Réseau ramifié	51
VI.2.2 Réseau maillé.....	51
VI.3 Conception du réseau de l’agglomération	52
VI.4 Principe de trace du réseau	52
VI.5 Choix du matériau des conduites.....	52
VI.6 Hypothèses de calcul et de dimensionnement	53
VI.6.1 Débits.....	53
VI.6.2 Choix du diamètre.....	53
VI.6.3 Pression.....	53
VI.7 Calcul hydraulique du réseau de distribution pour l’horizon 2035	54
VI.7.1 Première Variante	54
VI.7.1.1 Cas de pointe.....	54
VI.7.1.2 Cas de pointe + incendié	58
VI. 7.1.3 Résultat de la simulation (1 ^{er} variante).....	59
VI.7.2 Deuxième Variante.....	59
VI.7.2.1 Cas de pointe.....	59
VI. 7.2.2 Résultat de la simulation (2 ^{eme} Variante)	63
VI.8 Dimensionnement de réservoir projeté (diamètre, hauteur et surface).....	63

VI.8.1	Forme des réservoirs	63
VI.8.2	Diamètre D de la cuve.....	63
VI.8.3	Réévaluation de la hauteur d'eau h	64
VI.8.4	Section de la cuve	64
VI.8.5	Hauteur totale H du réservoir	64
VI.8.6	La hauteur de la réserve d'incendie.....	64
	Conclusion	65
CHAPITRE VII : ADDUCTION ET POMPAGE		66
	Introduction.....	66
VII.1	Schéma hydraulique.....	66
VII.2	Choix du tracé.....	66
VII.3	Choix du matériau.....	66
VII.4	Dimensionnement de l'adduction	67
VII.4.1	Méthode de calcul.....	67
Formule de BRESS		67
Formule de BONNIN		67
VII.4.1.1	Calcul des pertes de charge	67
VII.4.1.2	Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt	68
VII.4.1.3	Puissance absorbée par la pompe	68
VII.4.1.4	Energie consommée par la pompe	69
VII.4.1.5	Frais d'exploitation	69
VII.4.1.6	Frais d'amortissement.....	69
VII.4.2	Dimensionnement de l'adduction (forage – réservoir projeté de 500 m ³).....	69
VII.4.3	Analyse de la capacité de la bache de reprise	70
VII.4.4	Calcul du diamètre économique.....	70
	Conclusion	71
VII.5	Etude de pompage.....	71
VII.5.1	Choix de l'emplacement de la station de pompage.....	71
VII.5.2	Choix du type de pompe.....	72
VII.5.3	Choix du nombre de pompes	72
VI.6	Etude du coup de bélier	73
VI.6.1	Introduction.....	73
VI.6.2	Causes du coup de bélier.....	73
VI.6.3	Calcul des réservoirs d'air.....	73
VI.6.3.1	Méthode de VIBERT	73
VI.6.3.2	Méthode de BERGERON	73

VI.6.4 Dimensionnement des réservoirs d'air	74
VI.6.4.1 Calcul de la célérité d'onde C	75
VI.6.4.2 alcul de capacité de réservoir d'air	75
Conclusion	76
CHAPITRE VIII : POSE DE CANALISATIONS ET ACCESSOIRES.....	77
Introduction.....	77
VIII.1 pose de canalisations	77
VIII.1.1 Pose selon la nature de terrain	77
VIII.1.2 Pose selon la nature des conduites.....	77
VIII.1.2.1 Raccordement par emboîtement	78
VIII.1.2.2 Raccordement par soudure	78
VIII.1.2.3 Raccordement par collage.....	78
VIII.1.3 Traversées des routes.....	78
VIII.1.4 Traversée des Oueds.....	79
VIII.2 Exécution des travaux de pose des canalisations	79
VIII.2.1 Travaux préliminaires.....	79
VIII.2.2 Excavation des tranchées.....	80
VIII.2.2.1 Profondeur de la tranchée (Htr)	80
VIII.2.2.2 Largeur de la tranchée (b)	80
VIII.2.2.3 Choix du coefficient du talus (m)	80
VIII.2.2.4 Section de la tranchée (Str).....	81
VIII.2.3 Aménagement du lit de sable.....	81
VIII.2.4 Mise en place des canalisations	81
VIII.2.5 Remblaiement de la tranchée.....	82
VIII.3 Accessoires du réseau	82
VIII.3.1 Équipement du réseau de distribution.....	82
VIII.3.1.1 Type de canalisation	82
VIII.3.2 Appareils et accessoires du réseau.....	82
VIII.3.2.1 Vanne de régulation (multifonction).....	82
VIII.3.2.2 Vanne à papillon.....	83
VIII.3.2.3 Vanne à survitesse	84
VIII.3.2.4 Robinet altimétrique	85
VIII.3.2.5 Robinet à opercule.....	85
VIII.3.2.6 Appareil de régulation à membrane.....	86
VIII.3.2.7 Joint de démontage	87
VIII.3.2.8 Robinet vanne.....	87

VIII.3.2.9 Bouche ou poteau d'incendie.....	88
VIII.3.2.10 Clapets.....	88
VIII.3.2.11 Ventouses	89
VIII.3.2.12 Robinets de vidange	89
VIII.3.2.13 Pièces spéciales de raccordement	89
Conclusion	90

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau I.0 : Coordonnées de la station Météorologique.....	4
Tableau I.1 : Pluviométrie moyenne mensuelle de la station de Ain Taghrout (2013).	4
Tableau I.2 : Répartition mensuelle de la température de la Station de Ain Taghrout.	5
Tableau I.3 : Variation de vent	5
Tableau I.4 : Humidités moyennes mensuelles	5
Tableau I.5 : Répartition de la population.	6
Tableau II.1 Récapitulatif des adductions existantes :	8
Tableau II.2 Récapitulatif des réservoirs existants	8
Tableau III.1 : Répartition de la population.....	10
Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des besoins scolaires.	13
Tableau III.3: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires	13
Tableau III.4 : Tableau récapitulatif des besoins administratifs.....	13
Tableau III.5 : Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.	14
Tableau III.6 : Tableau récapitulatif des besoins totaux.	14
Tableau III.7 : Tableau récapitulatif des besoins des équipements à court terme (2020).....	14
Tableau III.8 : Evaluation des besoins d'équipements à court, moyen et long terme :	15
Tableau III.9 : Evaluation des besoins domestiques à court, moyen et long terme :	15
Tableau III.10 : Evaluation des besoins totaux à court, moyen et long terme :	15
Tableau III.11 : Tableau récapitulatif des débits journaliers $Q_{min,j}$; $Q_{moy,j}$; $Q_{max,j}$	16
Tableau III.12 : Variation du coefficient β_{max}	18
Tableau III.13: Variation du coefficient β_{min}	18
Tableau III.14 : Débits (max et min) horaires pour l'horizon actuelle et long terme	18
Tableau III.15: Répartition des débits horaire : (Actuelle et à court terme).	20
Tableau III.16: Répartition des débits horaire : (moyen et long terme).	23
Tableau IV.1 : Détermination de la capacité du stockage à l'état actuel (2013).	29
Tableau IV.2 : Résultat de calcul du volume total de stockage pour l'état actuel (2013).	30
Tableau IV.3 : Détermination de la capacité du stockage à l'horizon de (2035).....	31
Tableau IV.4 : Calcul du volume total de stockage à l'horizon (2035)	32
Tableau IV.5 : Bilan de stockage.....	32
Tableau IV.6 : Balance ressources/besoins.....	32
Tableau V.1 : Les constantes α , β et γ en fonction de la rugosité absolue ϵ	37
Tableau V.2 : Valeurs du Coefficient de H.W en fonction de matériaux des conduites	38
Tableau V.3 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel.	40
Tableau VI.1 : Calcul des débits nodaux pour le réseau projeté de la première variante.	55
Tableau VI.2 : Calcul des débits nodaux pour le réseau projeté de la deuxième variante.	60

LISTE DES TABLEAUX

Tableau VI.3 : Tableau donnant les dimensions de réservoir projeté.	64
Tableau VII.1 : Calcul de la hauteur manométrique total(HMT).....	70
Tableau VII.2 : Calcul des frais d'amortissement.....	70
Tableau VII.3 : Calcul des frais d'exploitation.	71
Tableau VII.4 : Bilan du l'adduction	71
Tableau VII.5 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de la station de reprise.....	72
Tableau VII.6 : Les caractéristiques d'adduction de refoulement	75
Tableau VII.7 : Calcul de célérité d'onde d'adduction de refoulement	75
Tableau VII.8 : Calcul de volume de réservoir d'air de l'adduction de refoulement	75
Tableau VIII.1 : Choix du coefficient du talus	81

LISTE DES FIGURES

	Page
Figure I.1 Localisation de la ville de Ain Taghrouit sur la carte de la Wilaya de BBA.....	3
Figure II.1 : Picage sur la conduite d'adduction Ain Zada – BBA.	7
Figure II.2 : Réservoir 500 m3 alimenté à partir de picage sur l'adduction Ain Zada - BBA.....	8
Figure II.3 : Chambre des vannes du réservoir 500 m ³	9
Figure III.1 : Répartition de la population	11
Figure III.2: Diagramme à barres représente la consommation actuelle.	21
Figure III.3 : Graphique de consommation cumulé actuelle.	21
Figure III.4: Diagramme à barres représente la consommation à court terme(2020).	22
Figure III.5: Graphique de consommation cumulé à court terme 2020.....	22
Figure III.6: Diagramme à barres représente la consommation à moyen terme 2025.	24
Figure III.7: Graphique de consommation cumulé à moyen terme 2025.	24
Figure III.8: Diagramme à barres représente la consommation à long terme 2035.....	25
Figure III.9: Graphique de consommation cumulé à long terme 2035.....	25
Figure V.1: Dimensionnement du réseau	35
Figure V.2: Pertes de charges entre deux points A et B d'une canalisation.....	36
Figure VII.1 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.	71
Figure VIII.1 : Pose de conduite en galerie.	79
Figure VIII.2 : Traversée d'un Oued	79
Figure VIII.3 : Vanne de régulation	82
Figure VIII.4 : Vanne à papillon	83
Figure VIII.5 : Vanne à survitesse.	84
Figure VIII.6 : Robinet altimétrique.....	85
Figure VIII.7 : Robinet à opercule.....	85
Figure VIII.8 : Appareil de régulation à membrane.....	86
Figure VIII.9 : Joint de démontage.....	87
Figure VIII.10 : Robinet vanne.	87
Figure VIII.11 : Poteau d'incendie	88
Figure VIII.12 : Clapet anti retour.....	88
Figure VIII.13 : Venteuse.....	89
Figure VIII.14 : Pièces spéciales	89

LISTE DES PLANCHES

1. Plan de masse et réseau d'AEP existant.
2. Plan de masse et réseau d'AEP projeté.
3. Profil en long de l'adduction par refoulement (forage -R. 500m³).
4. Schéma de réservoir projeté.
5. les accessoires qui sont utilisé dans un réseau d'AEP.

INTRODUCTION GENERALE

Le réseau d'eau potable constitue un élément important dans la vie des sociétés. La fonction de base d'un réseau de distribution d'eau est de satisfaire les besoins des usagers en eau. Cette eau doit être de bonne qualité respectant les normes de potabilités et à une pression et en quantité suffisantes.

Le développement d'une région dans tous les domaines dépend essentiellement du développement du secteur hydraulique, puisque celui-ci est lié à toutes les branches de l'économie. Pour qu'on puisse atteindre l'évolution dans notre vie journalière, ainsi que dans l'industrie et l'agriculture, il faut qu'il y'ait de l'eau en quantité et suffisante, c'est le problème qu'on a rencontré dans la ville de Ain Tghrout.

Mettre à niveau l'état et le fonctionnement de réseau d'eau potable de la ville de Ain taghrout demande des ingénieurs qu'ils interviennent face au vieillissement. en rénovant des conduites existantes, en remplaçant certaines par des nouvelles, ou en installant des nouvelles conduites pour satisfaire la demande des nouveaux consommateurs ou encore en renouvelant tout le réseau, la tâche paraît simple si on en croit les premiers constats faites par l'Algérienne des eaux qui prouvent l'état désastreux du réseau et de sa gestion passée.

Notre étude consiste à faire un diagnostic du système d'alimentation en eau potable de la ville de Ain Taghrout (Wilaya de Bordj Bou Arreridj), en passant par la présentation de l'état actuel de ce système et l'exposition de ces différents problèmes, donner les recommandations nécessaires afin d'aboutir à un système capable d'assurer la desserte en eau pour l'agglomération à l'horizon d'étude 2035.

Introduction

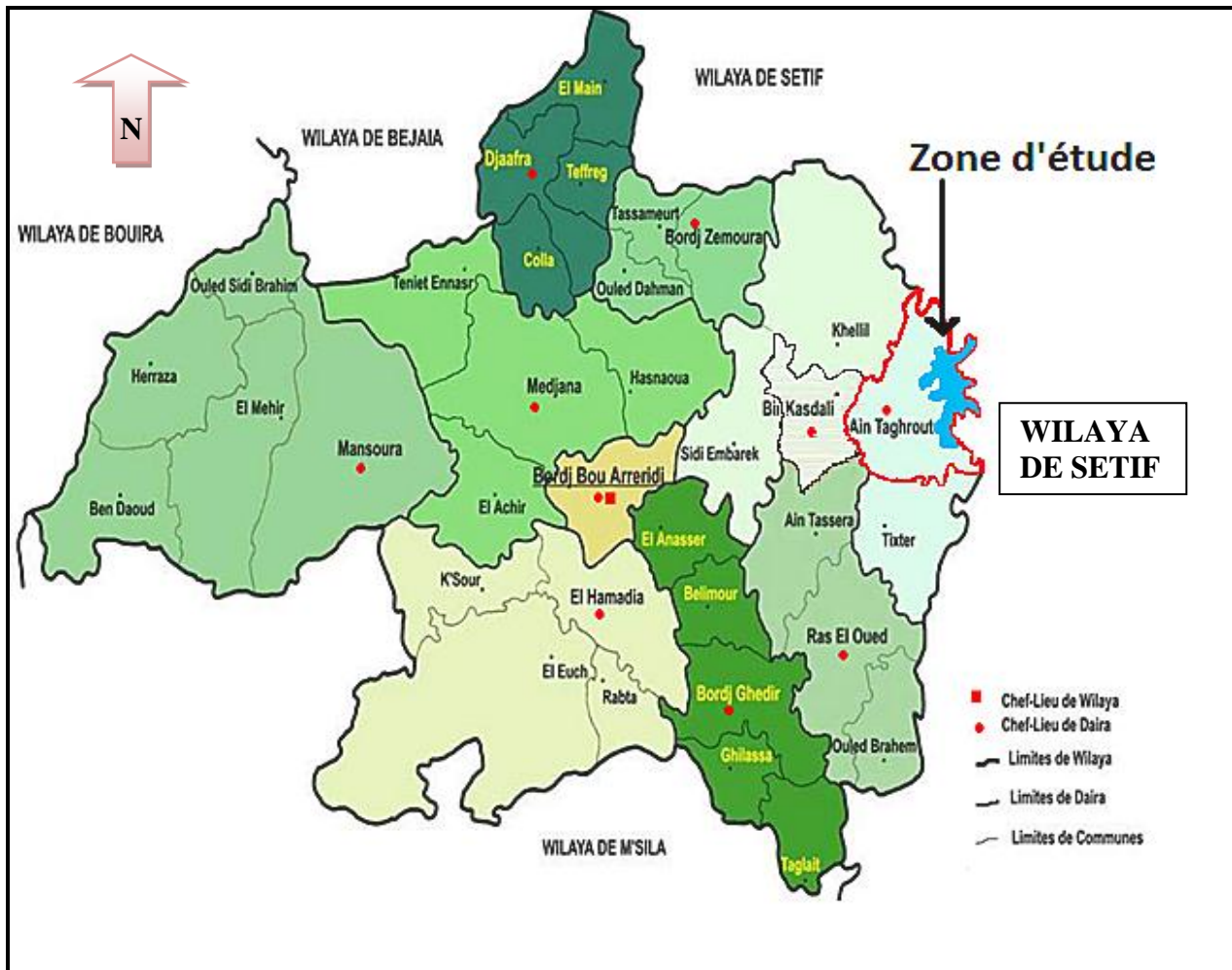
Connaître la situation de la zone d'étude du point de vue géographique, administrative, topographique, géologique, climatique, et hydrologique nous permet de mener à bien notre travail et de prendre des mesures lors de l'élaboration de l'étude et la réalisation du projet sur le terrain. Ces caractéristiques vont nous guider à faire un bon diagnostic de réseau de distribution et la mise en place du schéma d'alimentation projeté.

I.1 Présentation générale de la ville de Ain Taghrout

I.1.1 Situation géographique et administrative

L'agglomération de Ain Taghrout se trouve à mi-chemin entre deux chef lieux de Wilaya qui sont Sétif et Bordj Bou Arreridj sur la route Nationale N°05, éloignée du Chef-lieu de wilaya Bordj Bou Arreridj d'une distance avoisinante les 35 km, Elle constitue la limite de la wilaya de Bordj Bou Arreridj (**fig. I.1**). La ville de Ain Taghrout est limitée :

- Au Nord, par la commune de Khelil et la wilaya de Sétif ;
- A l'Ouest, par la commune de Bir kasdali ;
- Au Sud, par la commune de Tixter ;
- A l'Est, par la wilaya de Sétif ;



Source : A.P.C de Ain Taghrouit.

Figure I.1 Localisation de la ville de Ain Taghrouit sur la carte de la Wilaya de Bordj Bou Arreridj.

I.1.2 Données naturelles du site

I.1.2.1 Situation Topographique

La commune de Ain Taghrouit présente un paysage rude et vallonné où les différences d'altitudes sont sensibles. Elle se situe sur le territoire des hautes plaines, La zone d'étude s'étend sur une superficie de 124.53 km² et dont l'altitude est 970m, et les pentes sont moyennement faibles.

I.1.2.2 Analyse géologique

La géologie est un paramètre essentiel en ce qui concerne l'argumentation et le zoning d'un terrain à étudier. Elle étudie la nature du sol, qui détermine le mode de réalisation des tranchées et les engins à utiliser. Les terres des hautes plaines sont de texture différente d'une zone à une autre. Elles sont caractérisées par des terres de type sol brun (argilo limoneuses), très profondes qui conviennent à toutes les cultures et généralement pour la culture extensive de céréale et maraîchères.

I.1.2.3 Hydrogéologie

Le principal cours d'eau qui draine les eaux au niveau de la ville de AIN TAGHROUT est Oued de Ain Taghrouit qui déversé au barrage Ain Zada. Actuellement il n'existe aucun ouvrage des

eaux souterraines destinées à l'alimentation en eau potable de la ville de Ain Taghrout. Mais on note de projeter un nouveau forage non équipé sur la nappe Djouaher située au Nord de l'agglomération.

I.1.2.4 Sismicité

L'activité sismique en Algérie est due principalement à la nature géologique de la région maghrébine et ses caractéristiques tectoniques à la frontière des plaques africaines et eurasiennes, en mouvement compressif permanent. Le niveau de risque sismique considéré comme acceptable en Algérie a été établi et intégré dans les prescriptions réglementaires contenues dans le R.P.A (règles parasismiques Algériennes) en prenant en considération deux types de secousses possibles (séisme majeur et séisme modéré). La commune de Ain Taghrout notre zone d'étude se situe dans la zone II, zone d'intensité moyenne (DHW.BBA).

I.1.2.5 Situation climatique

Le climat peut être défini ou observé à différentes échelles qui sont par ordre croissant d'établissement ce microclimat, le climat local, le climat régional, et le climat général. L'étude climatique nous renseigne sur la pluviométrie, les températures, les taux d'humidité et les vents. La région est caractérisée par un climat méditerranéen continental à étage bioclimatique semi-aride. La station d'observation météorologique la plus proche se situe à Bordj Bou Arreridj et elle a les coordonnées suivantes :

Tableau I.0 : Coordonnées de la station Météorologique

Coordonnées de la station Météorologique	Longitude	04°,67 E
	Latitude	36°,07 N
	Altitude	1028 m

Source : ANRH de Bordj Bou Arreridj Station météorologique d'Ain Taghrout (2013)

I.1.2.5.1 Pluviométrie

Les moyennes mensuelles et totales annuelles des précipitations en mm sont données dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : Pluviométrie moyenne mensuelle de la station de Ain Taghrout (2013).

Mois	Jan	Fév.	Mar.	Avr.	Mai.	Juin.	Juil.	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Total annuel
P (mm)	29	34	31	40	33	10	3	13	13	34	30	42	318

Source : ANRH de Bordj Bou Arreridj Station météorologique d'Ain Taghrout (2013)

Ce tableau fait ressortir une pluviométrie annuelle de 318 mm qui se répartit sur deux (02) périodes distinctes.

Une période concernant la saison estivale (Juin, Juillet et Aout) marquée par des faibles pluies d'une moyenne de 9mm.

Une deuxième période concernant les autres saisons de l'année, marquée par une abondance des pluies comparativement de la première.

En effet les pluies débutent en Automne (Septembre, Octobre, Novembre) avec une moyenne de 26mm et s'accroissent en hiver (Décembre, Janvier, Février) avec une moyenne de 35mm.

I.1.2.5.2 Température

La région de Ain Taghrout a une température moyenne de 15 C°.

Tableau I.2 : Répartition mensuelle de la température de la Station de Ain Taghrout.

Mois	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai.	Juin	Juil.	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.
Temp (°C)	8	9	11	13	16	21	25	25	20	16	13	9

Source : ANRH de Bordj Bou Arreridj Station météorologique d'Ain Taghrout (2013).

- L'analyse des températures mensuelles mis en valeur l'existence de deux saisons :
- Une saison froide qui s'établit du mois Octobre au mois Avril.
- Une saison chaude qui s'établit du mois Mars au mois Septembre.

I.1.2.5.3 Le vent

Le tableau suivant indique les variations concernant les moyennes mensuelles et annuelles.

Tableau I.3 : Variation de vent

Mois	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai.	Juin	Juil.	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	MOY
VIM	6	7,1	6,6	6,7	6,9	6,5	5,9	5,5	3,7	5,3	5,2	7	6,2
DIV	SN	SN	SN	SN	ESW	SN	SN	SN	SN	SN	ESW	SN	SN
Fréq	39	32	33	30	27	27	29	38	38	37	45	38	51,1

Source : ANRH de Bordj Bou Arreridj.

VIM = Vitesse de vent moyen en m/s.

DIV = Direction de vent.

Fréq = Fréquence moyenne mensuelle %.

I.1.2.5.4 Humidité

L'humidité de l'air est donnée dans le tableau suivant :

Tableau I.4 : Humidités moyennes mensuelles

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
Humidité(%)	59	47	41	46	42	38	41	32	45	58	58	47

Source : ONM Bordj Bou Arreridj

I.2 Hydrographie

La région d'étude renferme une cour d'eau principale (Oued Boussalem) déversent dans le barrage de AIN ZADA.

I.3 Evaluation démographique

L'étude de la population reste une partie fondamentale dans notre étude, dans la mesure où elle fournit des éléments appréciables (type de population, catégorie de sous population, comportements sociaux,... etc.) afin de déterminer le développement urbain. Lors du dernier recensement de 1998 la population de la ville de Ain Taghrout, était de 5971 habitants. Le taux d'accroissement actuel et de 2,5 selon la DPAT de la Wilaya de Bordj Bou Arreridj.

Le tableau ci-après illustre l'évolution, de la population aux différents horizons d'étude.

Tableau I.5 : Répartition de la population.

HORIZON	1998	2005	2013	2020	2025	2035
Taux d'accroissement (%)	---	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
Population	5971	7098	8648	10279	11630	14888

Source : A.P.C de Ain Taghrout

I.4 Catégories de consommations

Les utilisateurs d'eau potable au niveau des agglomérations de la commune de Ain Taghrout peuvent être classés en deux (02) catégories :

I.4.1 Secteur domestique

Les besoins nécessaires pour ce secteur sont destinés pour la préparation des repas, la vaisselle, et pour les besoins sanitaires. Le débit nécessaire pour ce secteur dépend essentiellement du nombre d'habitants et du niveau de vie de cette population.

I.4.2 Besoins des équipements publics

La consommation de ce secteur concerne essentiellement celle des services communaux (Sièges administratifs, Mosquées...etc.). Donc le volume d'eau nécessaire pour ce secteur dépend des infrastructures existantes et à prévoir.

Conclusion

Dans ce chapitre on a essayé de représenter la commune, connaître la situation géographique et administrative, topographique, climatique et définir toutes les données nécessaires à l'étude. Cette étape constitue la phase la plus importante, elle est basée sur la collecte des informations brutes, et aussi de vérifier leurs fiabilité pour une prise de décisions correcte. Nous allons donc, procéder dans le chapitre qui suit à la présentation des caractéristiques du réseau existant (état des lieux).

Introduction

L'objet de ce chapitre est d'établir un constat sur les conditions de fonctionnement du système d'alimentation en eau de la ville de Ain Taghrout à l'état actuel, et la détermination des défaillances du système d'adduction, les ouvrages de stockage et du réseau de distribution.

II.1 Présentation de la situation existante

Le système d'alimentation en eau potable actuel de la ville de Ain Taghrout destinée par un piquage sur la conduite d'adduction du barrage de Ain Zada vers la commune de Bordj Bou Arreridj ; aucun ouvrage des eaux souterraines utiliser à l'alimentation en eau potable, le stockage est assuré par un (01) réservoir de capacité 500 m³.

II.2 Ressources souterraines

Actuellement il n'existe aucun ouvrage des eaux souterraines destinées à l'alimentation en eau potable de la ville de Ain Taghrout. Mais on note l'existence d'un nouveau forage non équipé sur la nappe Djouaher située au Nord de l'agglomération.

II.3 Ressources superficielles

II.3.1 Adductions

II.3.1.1 Adduction : piquage – Réservoir 500 m³

L'adduction « piquage sur la conduite d'adduction Ain Zada vers Bordj Bou Arreridj – réservoir 500 m³ » est en acier de diamètre Ø100 mm et un linéaire de 350 m.

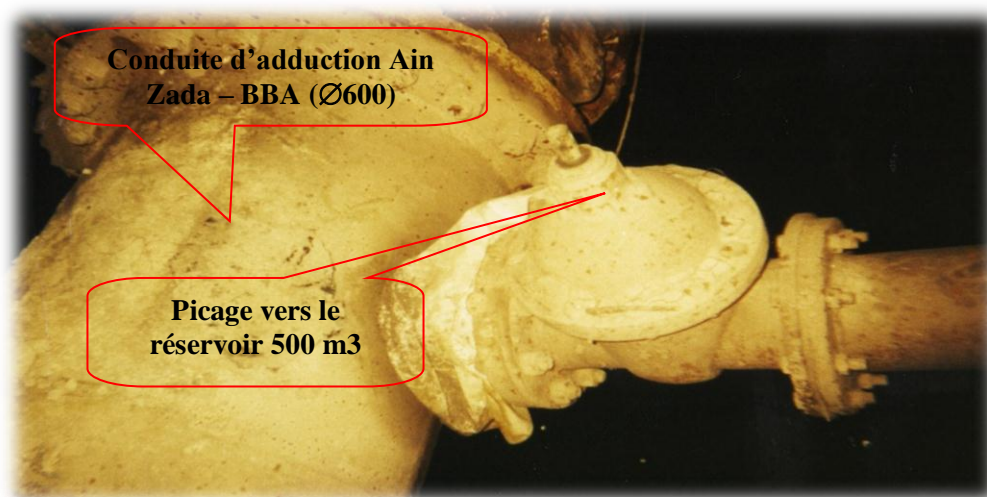


Figure II.1 : Piquage sur la conduite d'adduction Ain Zada – BBA.

Tableau II.1 Récapitulatif des adductions existantes :

Adduction	Débit (l/s)	Temps (h)	Production Journalière (m ³ /j)	Longueur (m)	Diamètre (mm)
Piquage sur la conduite d'adduction Ain Zada vers BBA	23,15	24	2000	350	100

II.3.2 Ouvrages de stockage

La capacité totale des ouvrages de stockage existants destinés pour l'alimentation de la ville de Ain taghrout est de 500 m³. Les ouvrages de stockage existants pour la ville de Ain Taghrout sont :

Tableau II.2 Récapitulatif des réservoirs existants

Réservoirs Existants	Capacité (m ³)	Côte Terrain (m)	Forme du réservoir	Type	Etat de génie civil	Zone de distribution
1 ^{er}	500	964	Circulaire	Semi- enterré	Bon	Toute la ville



Figure II.2 : Réservoir 500 m³ alimenté à partir de picage sur la conduite d'adduction Ain Zada - BBA

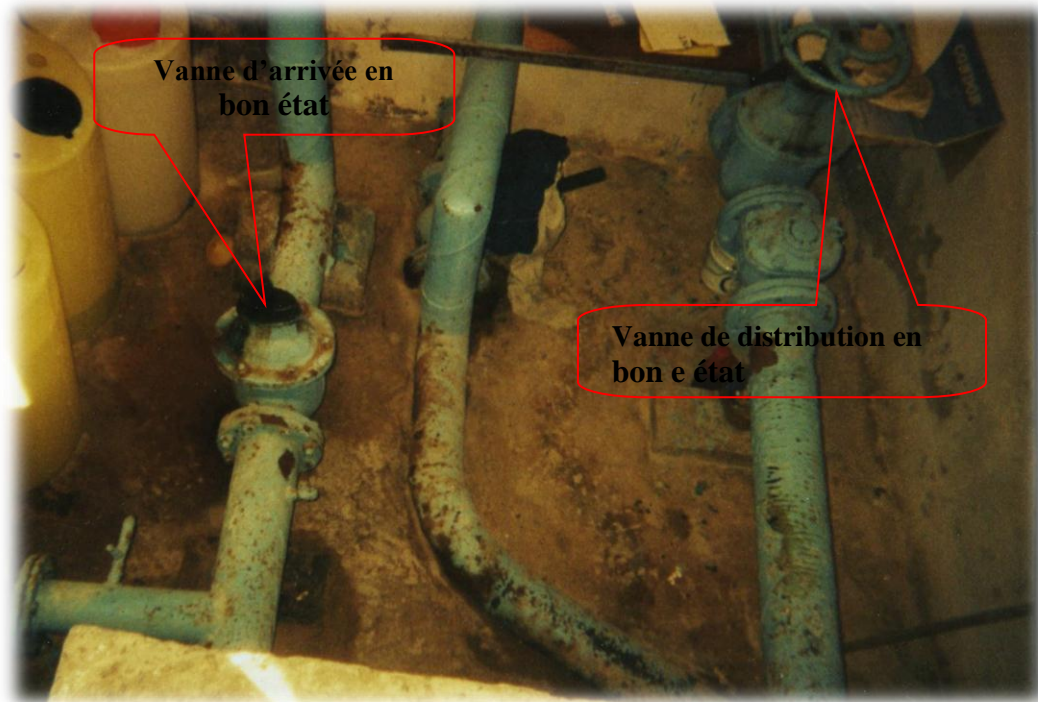


Figure II.3 : Chambre des vannes du réservoir 500 m³

II.4 Caractéristique de réseau de distribution

Le réseau de distribution existant desservant cette zone, est du type combiné (maillé et ramifié). Il se caractérise par la vétusté de son état, et le sous dimensionnement dès ses conduites. Il totalise un linéaire d'environ 18,587 Km, de diamètres variant de 40 à 300 mm composés d'un matériau en PVC. Celui-ci est loin de satisfaire les besoins en eau actuels et futurs, sans cesse croissants, ajoutée à cela la mauvaise répartition de la ressource entre les différents consommateurs, généré par les extensions qui se sont greffées sans étude d'intégration au réseau principal au fur et à mesure. Ceci provoque des dérèglements auxquels le service d'exploitation ne peut faire face, sans pour autant oublier le dysfonctionnement qui pourra être entre l'apport et la consommation.

Ce réseau de distribution est alimenté par 1 réservoir qui est cité précédemment.

Conclusion

Dans ce chapitre on a présenté l'ensemble des équipements formant le système d'alimentation en eau potable de la ville de Ain Taghrouit en passant par le diagnostic physique des conduites d'adduction, des ouvrages de stockage et du réseau de distribution.

Introduction

L'estimation de la quantité d'eau nécessaire à l'agglomération dépend étroitement du développement démographique, de l'amélioration de mode de vie de la population et des infrastructures existantes. Cette estimation est faite en fonction de l'évaluation de la population dans différents horizons.

III.1 Evaluation de la Population future

Pour l'estimation de la population future, nous prenons un horizon de 22 ans et nous adopterons un taux d'accroissement de 2,5%. Pour les calculs de la population future nous utiliserons finalement la formule des intérêts composés :

$$P = P_0 \times (1 + t)^n \dots\dots\dots(III.1)$$

Avec :

- Pn : Population à l'horizon 2035
- P₀ : Population actuelle
- t : Taux d'accroissement de la population en %
- n : Nombre d'années séparant les deux horizons

Selon le dernier recensement général de la population et de l'habitat effectué en 1998, la population de la commune de Ain Taghrout était de 5971 habitants.

Tableau III.1 : Répartition de la population.

HORIZON	1998	2005	Actuelle 2013	Court terme 2020	Moyen terme 2025	Long terme 2035
Taux d'accroissement (%)	---	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
Population	5971	7098	8648	10279	11630	14888

Source : A.P.C de Ain Taghrout

Remarque : Ce calcul est fait avec un taux d'accroissement de 2,5%, et cela d'après le service d'A.P.C de Ain Taghrout.

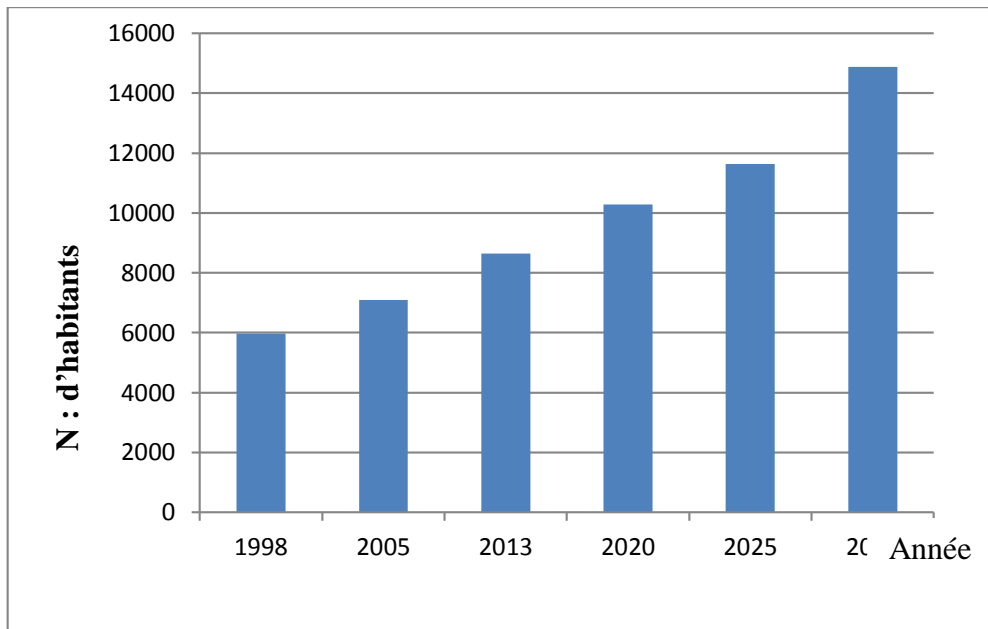


Figure III.1 : Répartition de la population

III.2 Evaluation des débits

III.2.1 Généralité

Les quantités des eaux de consommations sont à considérer selon les valeurs des débits de pointe qui conditionnent explicitement le dimensionnement des conduites, les débits seront évalués sur la base des consommations d'eaux globales de l'agglomération observée au jour de la forte consommation de l'année, rapporté à l'unité habitant sur une période de 24 heures.

III. 2.2 Choix de la dotation

En plus de la situation économique du consommateur, la disponibilité des ressources, l'utilisation des équipements domestiques modernes et de l'activité industrielle. qui influent sur la variation des besoins d'une agglomération, nous avons une variation saisonnière qui atteint un minimum en hiver et un maximum en été, résultante d'une consommation plus élevée au temps chaud et humide et en se basant sur les tendances et les recommandations internationales la dotation moyenne par habitant et par jour, sans tenir compte de l'industrie, se situe comme suit :

- Ville de moins de 20000 hab. : 150 à 200 l/j/hab.
- Ville de 20000 à 100000 hab. : 200 à 300 l/j/hab.
- Ville de plus de 100000 hab. : 300 à 350 l/j/hab.

III.2.3 Catégories des besoins en eau

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Mais avant tout projet d'alimentation en eau potable, Il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération. Pour l'étude de la commune, il est nécessaire de se pencher sur les différentes catégories de besoins telles que :

- Besoins domestiques
- Besoins scolaires
- Besoins sanitaires
- Besoins administratifs
- Besoins socioculturels

Il est très difficile d'évaluer avec précisions les besoins en eau d'une agglomération à cause de l'absence des systèmes de comptage au niveau des réservoirs et des conduites de distribution.

III.3 Evaluation de la consommation moyenne journalière [1]

Dans une agglomération donnée, la consommation en eau dépend essentiellement du développement sanitaire et les habitudes de la population. Pour les petites agglomérations la dotation varie de 60 à 100 l/j/hab et de 100 à 200 l/j/hab pour les grandes agglomérations. Pour notre projet il s'agit des grandes agglomérations et d'après la direction de l'hydraulique de la wilaya de Bordj Bou Arreridj, les besoins seront estimés sur la base d'une dotation de 150 l/j/hab.

III.3.1 Besoins domestiques

L'estimation des besoins domestiques en eau potable dépend de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie. La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation que multiplie le nombre total des habitants.

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} \times dot \times N \dots\dots\dots (m^3 / j) \dots\dots\dots (III.2)$$

Dot : Dotation moyenne en (l/j/hab)

N : Nombre d'habitants

III.3.2 Besoins scolaires

Les besoins des différents équipements scolaires recueillis au niveau des différentes localités concernées par notre étude sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des besoins scolaires.

Etablissement	Nombre	Effectifs	Dotation (l/j/élève)	Débit (m3/j)
Primaires	04	1671	10	16,71
CEM	03	1200	10	12
Lycée	02	1500	10	15
Total	09	4371	10	43,71

III.3.3 Besoins sanitaires

Les différents besoins sanitaires des différentes localités sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau III.3 : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.

Type d'équipement	Nombre	Unité (m ²)	Dotation (l/j/m ²)	Débit (m3/j)
Polyclinique	01	400	05	2
Centre de santé	01	200	05	1
Cabinets	01	200	05	1
Cabinets	02	300	05	1,5
Pharmacies	03	500	05	2,5
Total	09	2600	05	8

III.3.4 Besoins administratifs

Les divers équipements administratifs des localités concernées, leurs dotations et les débits journaliers correspondant sont dans le tableau suivant :

Tableau III.4 : Tableau récapitulatif des besoins administratifs.

Type d'équipement	Nombre d'employés	Dotation (l/j/usager)	Débit (m3/j)
Brigade de	200	80	16
Poste	40	30	1,2
A.P.C	80	30	2,4
Siège de police	200	40	08
Daira	25	60	1,5
Protection civile	50	70	3,5
ADE	15	30	0,45
Station de service	10	70	0,7
Total	320	---	33,75

III.3.5 Besoins socioculturels

Équipements socioculturels et leurs besoins en eau sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.5 : Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.

Type d'équipement	Nombre	Effectifs	Dotation (l/j/usager)	Débit (m3/j)
Maison de jeune	01	----	40	30
Hôtel	2	----	----	100
Mosquée	04	----	----	80
stade	1	----	-----	50
Total	06	----	----	260

III.4 Récapitulation de la consommation moyenne journalière

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers à l'horizon actuelle sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.6 : Tableau récapitulatif des besoins totaux.

Secteurs	Débit Qmoy,j (m3/j)
Besoins domestiques	1297,2
Besoins scolaires	43,71
Besoins sanitaires	8
Besoins administratifs	33,75
Besoins socioculturels	260
Total	1642,66

III.5 Besoins d'équipements à court terme (2020)

D'après les informations que nous avons recueillies au niveau de la direction de l'urbanisme et de la construction de la commune de Ain Taghrouit (D.U.C), les différents équipements qui vont être projetés dans le proche futur sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.7 : Tableau récapitulatif des besoins des équipements à court terme (2020).

Equipements	Unité	Nombre	Dotation (l/j/usager)	Qmoyj (m3/j)
Existants	--	--	--	346
Mosquée	Fidèle	---	---	30
Groupement administratif	Employé	---	25	30
Salle de sport	Employé	150	100	15
Centre culturel	Employé	----	25	5
Total	---	---	---	426

III.6 Besoins d'équipements à court, moyen et long terme

On va faire une approximation en majorant les besoins d'un horizon de 10% pour trouver les besoins d'équipement de l'horizon qui suit, donc en somme on considère un taux de développement global de 30%. Cette approximation est la plus appropriée dans des cas similaires POS et PDAU incomplets. Les différents besoins d'équipements pour les horizons d'étude considérés à savoir l'actuel 2013, court terme 2020, moyen terme 2025 et long terme 2035 sont présentés dans le tableau qui suit :

Tableau III.8 : Evaluation des besoins d'équipements à court, moyen et long terme :

Zone	Besoins d'équipements pour les horizons (m ³ /j)			
	Actuel	2020 (calculé)	2025 Approximation (10%)	2035 Approximation (10%)
ville de Ain Taghrout	346	426	468,6	515,46

III.7 Besoins domestiques à court, moyen et long terme**Tableau III.9** : Evaluation des besoins domestiques à court, moyen et long terme :

Année	Actuelle 2013	Court terme 2020	Moyen terme 2025	Long terme 2035
Nombre d'habitants	8648	10279	11630	14888
Dotation (l/j/hab)	150	150	180	180
Débit Q_{moy,j} (m³/j)	1297.2	1541.8	2093,4	2679,8

III.8 Récapitulation des besoins totaux à court, moyen et long terme

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers à différents horizons sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.10 : Evaluation des besoins totaux à court, moyen et long terme :

Année	Actuelle 2013	Court terme 2020	Moyen terme 2025	Long terme 2035
Domestiques Q_{moy,j} (m³/j)	1297.2	1541.8	2093,4	2679,8
Equipements Q_{moy,j} (m³/j)	346	426	468,6	515,46
Besoins Totaux Q_{moy,j}(m³/j)	1643,2	1967,8	2562	3195,26

III.9 Détermination des consommations maximales et minimales journalières [1]

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

III.9.1 Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$)

Ce débit représente la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année, il s'obtient par la relation suivante

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

Avec :

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière (m3/j)

$K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière maximum, $K_{max,j}$ varie de (1,1 à 1,3)

On prend : $K_{max,j} = 1,2$

III.9.2 Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$)

Ce débit représente la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année, il s'obtient par la relation suivante :

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

Avec :

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière (m3/j)

$K_{min,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière minimum , $K_{min,j}$ varie de (0,7 à 0,9)

On prend : $K_{min,j} = 0,9$

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III.11 : Tableau récapitulatif des débits journaliers $Q_{min,j}$; $Q_{moy,j}$; $Q_{max,j}$.

Horizons		Besoins totaux $Q_{moy,j}$ (m3/j)	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$ (m3/j)	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}$ (m3/j)
La ville de Ain Taghrout	2013	1643,2	1,2	1971,8	0,9	1478,88
	2020	1967,8	1,2	2361,4	0,9	1771,02
	2025	2562	1,2	3074,4	0,9	2305,80
	2035	3195,26	1,2	3834,3	0,9	2875,73

III.10 Etude des variations des débits horaires [1]

III.10.1 Débit moyen horaire

Le débit moyen subit non seulement des variations journalières mais aussi des variations horaires.

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

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

Avec :

- **Qmoy,h** : Débit moyen horaire (m3/h)
- **Qmax,j** : Débit maximal journalier (m3/j)

III.10.2 Débit maximal horaire

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

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \times Q_{moy,h} \dots\dots\dots \text{(III.6)}$$

Avec :

- **Qmoy,h** : débit moyen horaire en m3/h.
- **Kmax,h** : coefficient d'irrégularité maximale horaire.

III.10.3 Coefficient d'irrégularité maximal horaire

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie. D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{max} et β_{max} ; tel que :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \dots\dots\dots \text{(III.7)}$$

Avec :

α_{max} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\alpha_{max} = 1,3$.

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

Tableau III.12 : Variation du coefficient β_{max} .

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,13	1,1

III.10.4 Débit minimal horaire

$$Q_{min,h} = K_{min,h} \times Q_{moy,h} \dots\dots\dots(III.8)$$

Avec :

- $Q_{moy,h}$: Débit moyen horaire en m3/h
- $K_{min,h}$: Coefficient d'irrégularité minimal horaire

III.10.5 Coefficient d'irrégularité minimal horaire

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire qui nous permet d'évaluer le fonctionnement de notre réseau du point de vue pression dans le réseau :

$$K_{min,h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \dots\dots\dots(III.9)$$

Avec :

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

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

Tableau III.13 : Variation du coefficient β_{min} .

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,63	0,7

Tableau III.14 : Débits (max et min) horaires pour l'horizon actuelle et long terme.

Horizon	$Q_{moy,h}$ (m3/h)	α_{max}	β_{max}	$K_{max,h}$	α_{min}	β_{min}	$K_{min,h}$	$Q_{max,h}$ (m3/h)	$Q_{min,h}$ (m3/h)
Actuelle	82,15	1,3	1,3	1,69	0,5	0,4	0,2	138,33	16,43
2035	159,72	1,3	1,2	1,56	0,5	0,5	0,25	249,16	39,93

III.11 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau (Annexe III.1).

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

Pour notre cas on a tous les variantes (actuelle et au 2035) se trouve dans l'intervalle de 1000 à 50000 habitants donc d'après le tableau si dessous.

Le débit horaire est obtenu par la formule suivante :

$$Q_h = \frac{P\% * Q_{\max j}}{100} (m^3 / h) \dots\dots\dots (III.10)$$

- Qh : Débit horaire nécessaire
- Qmax.j : Débit maximal journalière nécessaire
- P% : Pourcentage horaire

La répartition horaire des débits de consommation journalière pour l'horizon actuel et l'horizon 2035 de notre agglomération est indiquée dans les tableaux suivants :

Tableau III.15 : Répartition des débits horaire : (Actuelle et à court terme).

Heures	Horizon actuel				Horizon 2020			
	$Q_{\max,j}= 1971,8 \text{ m}^3/j$		Courbe de conso cumulée		$Q_{\max,j}= 2361,4 \text{ m}^3/j$		Courbe de conso cumulée	
(h)	%	m^3/h	%	m^3/h	%	m^3/h	%	m^3/h
0--1	1	19,71	1,22	19,71	1,5	35,42	1,96	35,42
1--2	1	19,71	2,45	39,43	1,5	35,42	3,92	70,84
2--3	1	19,71	3,68	59,15	1,5	35,42	5,89	106,26
3--4	1	19,71	4,91	78,87	1,5	35,42	7,85	141,68
4--5	2	39,43	7,36	118,30	2,5	59,03	11,12	200,71
5--6	3	59,15	11,05	177,46	3,5	82,64	15,71	283,36
6--7	5	98,59	17,19	276,05	4,5	106,26	21,60	389,63
7--8	6,5	128,1	25,17	404,21	5,5	129,87	28,80	519,50
8--9	6,5	128,16	33,15	532,38	6,25	147,58	36,98	667,09
9--10	5,5	108,44	39,91	640,83	6,25	147,58	45,16	814,68
10--11	4,5	88,73	45,43	729,56	6,25	147,58	53,35	962,27
11--12	5,5	108,44	52,19	838,01	6,25	147,58	61,53	1109,85
12--13	7	138,02	60,78	976,041	5	118,07	68,08	1227,92
13-14	7	138,02	69,38	1114,06	5	118,07	74,62	1345,9
14-15	5,5	108,44	76,14	1222,51	5,5	129,87	81,82	1475,87
15-16	4,5	88,73	81,66	1311,24	6	141,68	89,68	1617,55
16-17	5	98,59	87,80	1409,83	6	141,68	97,54	1759,24
17-18	6,5	128,16	95,78	1538,00	5,5	129,87	104,74	1889,12
18-19	6,5	128,16	103,77	1666,17	5	118,07	111,28	2007,19
19-20	5	98,59	109,91	1764,76	4,5	106,26	117,17	2113,45
20-21	4,5	88,73	115,43	1853,49	4	94,45	122,41	2207,90
21-22	3	59,15	119,12	1912,64	3	70,84	126,34	2278,75
22-23	2	39,43	121,57	1952,08	2	47,22	128,96	2325,97
23-24	1	19,71	122,80	1971,8	1,5	35,42	130,92	2361,4

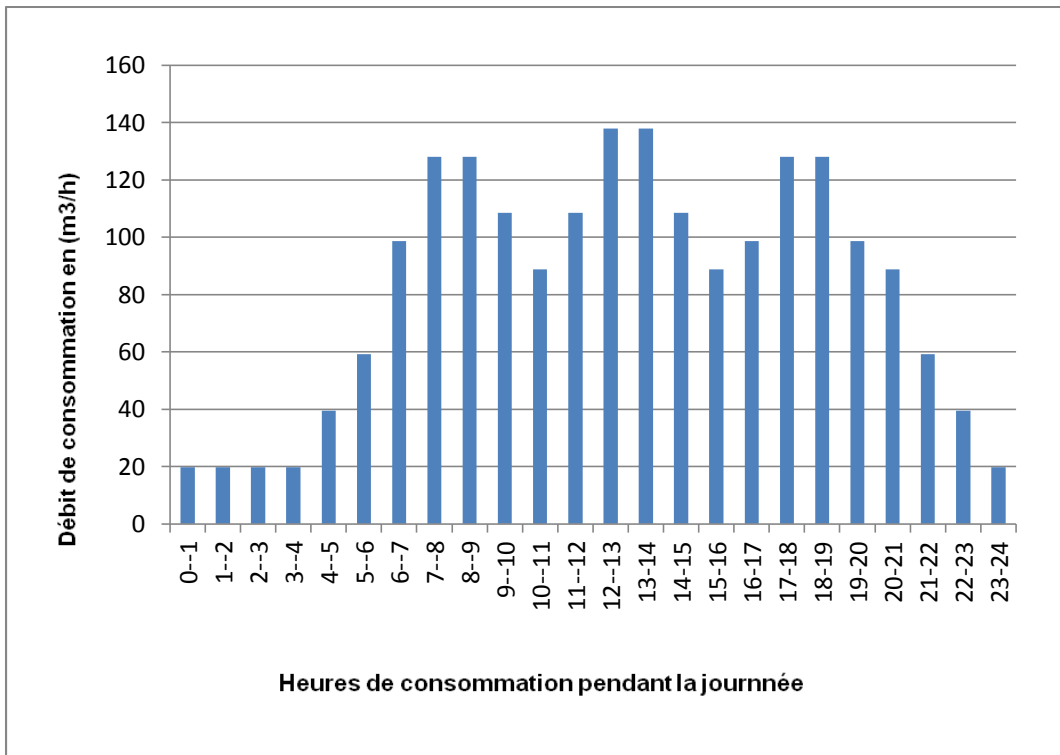


Figure III.2 : Diagramme à barres représente la consommation actuelle.

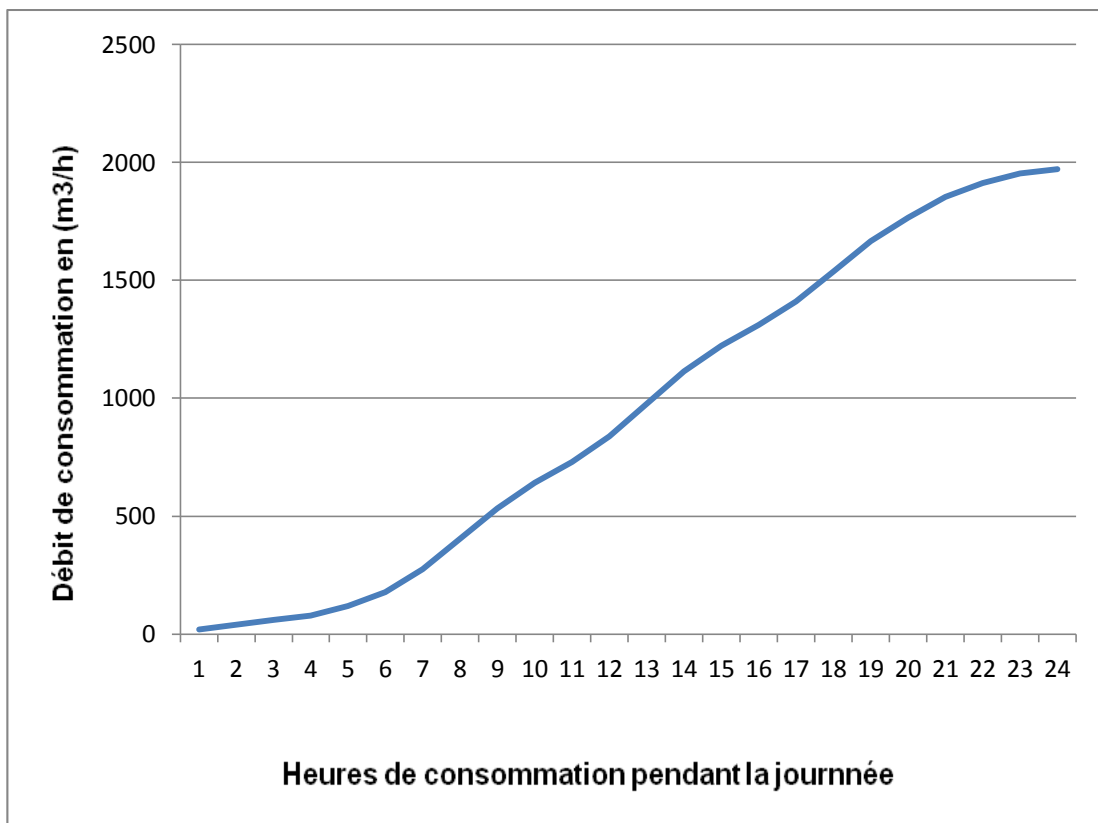


Figure III.3 : Graphique de consommation cumulé actuelle.

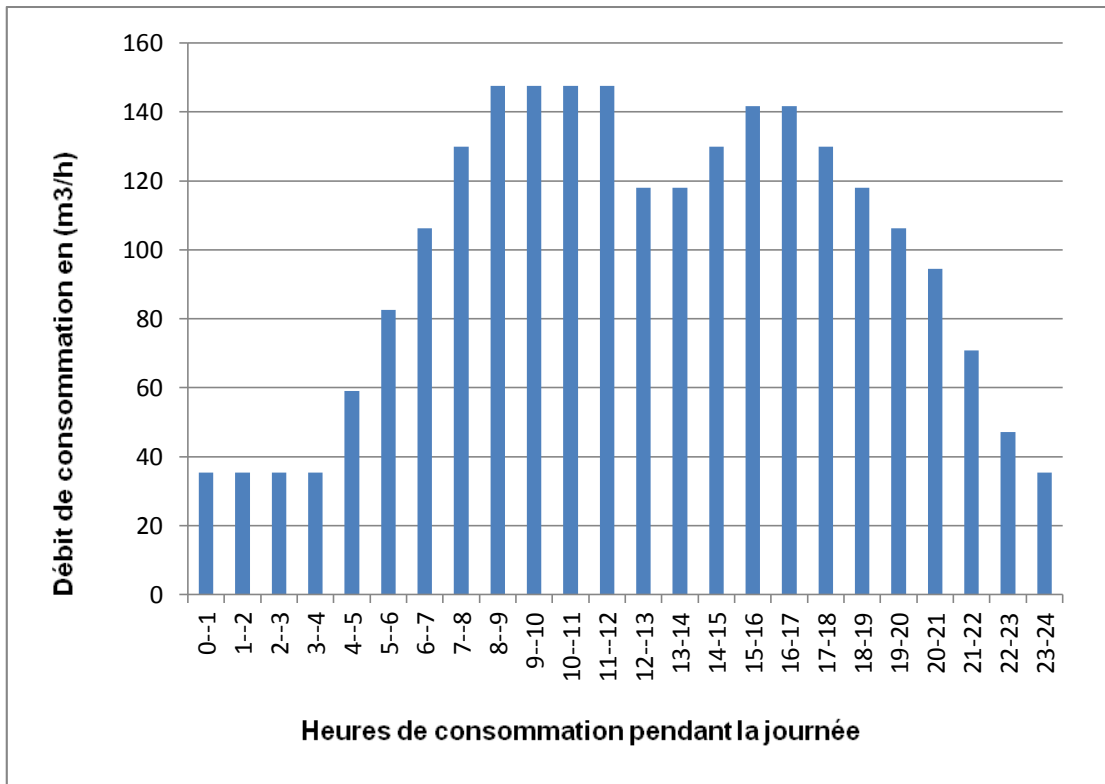


Figure III.4 : Diagramme à barres représente la consommation à court terme(2020).

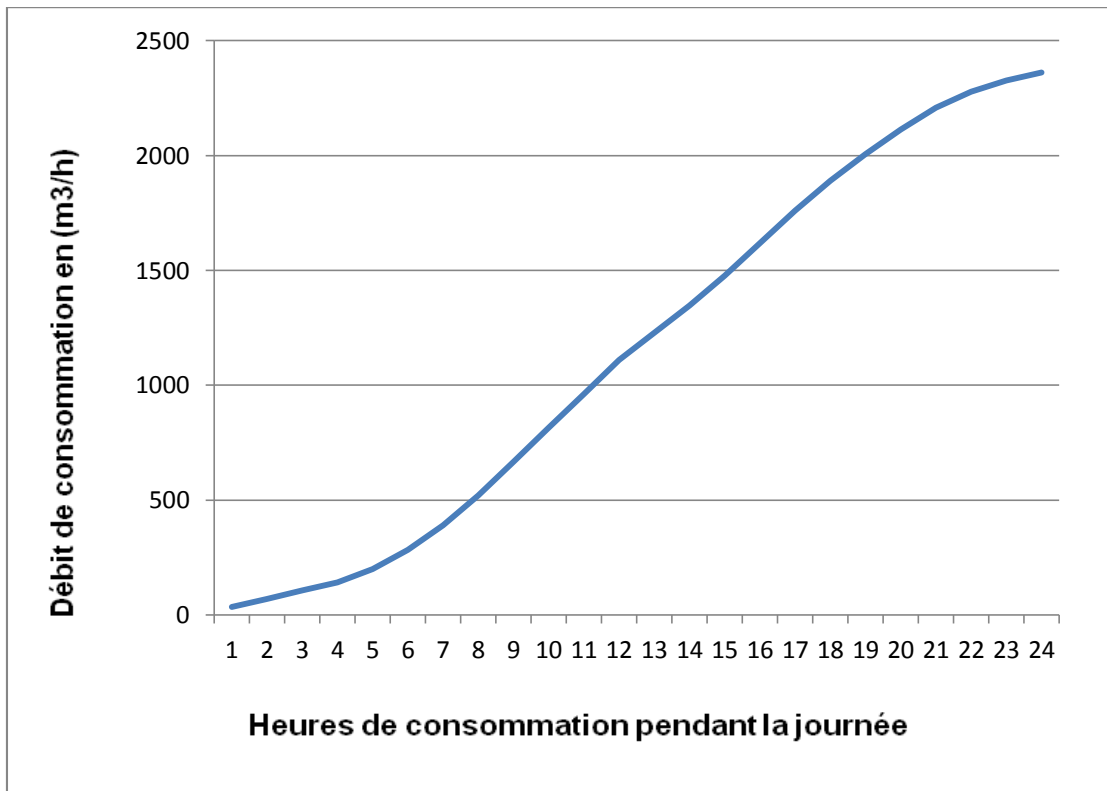


Figure III.5 : Graphique de consommation cumulé à court terme 2020.

Tableau III.16 : Répartition des débits horaire : (moyen et long terme).

Heures	Horizon 2025				Horizon 2035			
	$Q_{\max,j}= 3074,4 \text{ m}^3/\text{j}$		Courbe de conso cumulée		$Q_{\max,j}= 3834,3 \text{ m}^3/\text{j}$		Courbe de conso cumulée	
(h)	%	m^3/h	%	m^3/h	%	m^3/h	%	m^3/h
0--1	1,5	46,11	2,02	46,11	1,5	57,51	2,18	57,51
1--2	1,5	46,11	4,04	92,23	1,5	57,51	4,36	115,02
2--3	1,5	46,11	6,07	138,34	1,5	57,51	6,55	172,54
3--4	1,5	46,11	8,09	184,46	1,5	57,51	8,73	230,05
4--5	2,5	76,86	11,47	261,32	2,5	95,85	12,37	325,91
5--6	3,5	107,60	16,19	368,92	3,5	134,20	17,47	460,11
6--7	4,5	138,34	22,27	507,27	4,5	172,54	24,02	632,65
7--8	5,5	169,09	29,69	676,36	5,5	210,88	32,03	843,54
8--9	6,25	192,15	38,13	868,51	6,25	239,64	41,14	1083,18
9--10	6,25	192,15	46,56	1060,66	6,25	239,64	50,24	1322,83
10--11	6,25	192,15	55,00	1252,81	6,25	239,64	59,34	1562,47
11--12	6,25	192,15	63,44	1444,96	6,25	239,64	68,44	1802,12
12--13	5	153,72	70,19	1598,68	5	191,71	75,73	1993,83
13-14	5	153,72	76,94	1752,40	5	191,71	83,01	2185,55
14-15	5,5	169,09	84,36	1921,5	5,5	210,88	91,02	2396,43
15-16	6	184,46	92,46	2105,96	6	230,05	99,76	2626,49
16-17	6	184,46	100,56	2290,42	6	230,05	108,49	2856,55
17-18	5,5	169,09	107,98	2459,52	5,5	210,88	116,50	3067,44
18-19	5	153,72	114,73	2613,24	5	191,71	123,79	3259,15
19-20	4,5	138,34	120,81	2751,58	4,5	172,54	130,34	3431,69
20-21	4	122,97	126,21	2874,56	4	153,37	136,169	3585,07
21-22	3	92,23	130,25	2966,79	3	115,02	140,5	3700,09
22-23	2	61,48	132,95	3028,28	2	76,68	143,45	3776,78
23-24	1,5	46,11	134,98	3074,4	1,5	57,51	145,63	3834,3

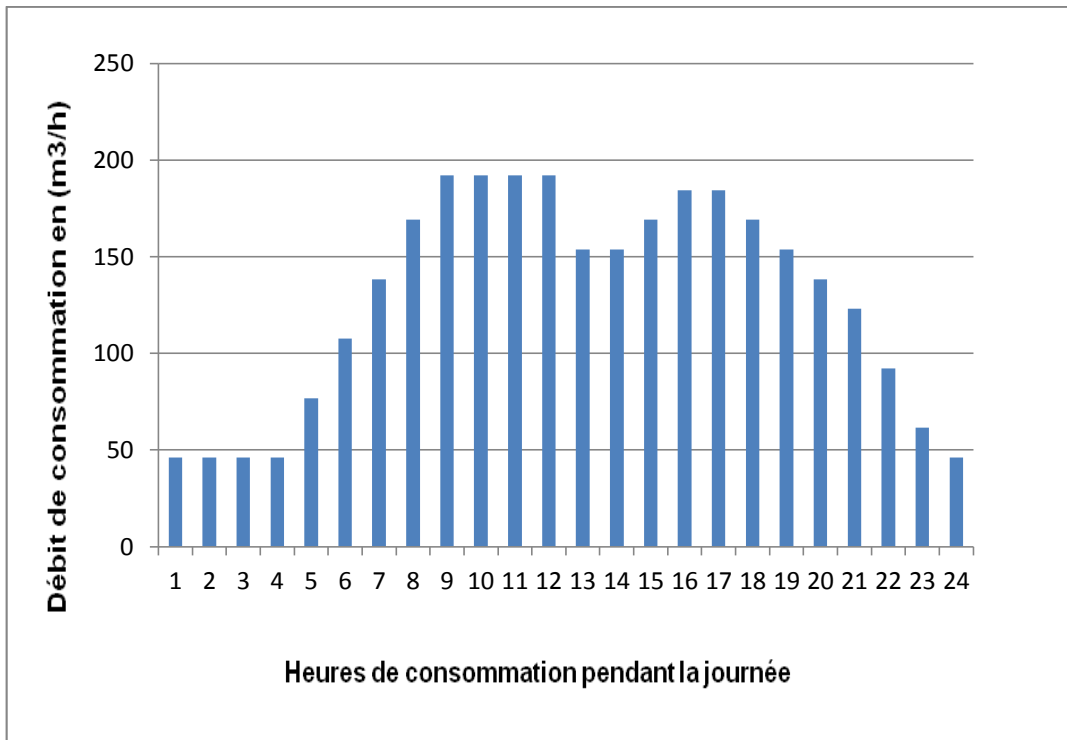


Figure III.6 : Diagramme à barres représente la consommation à moyen terme 2025.

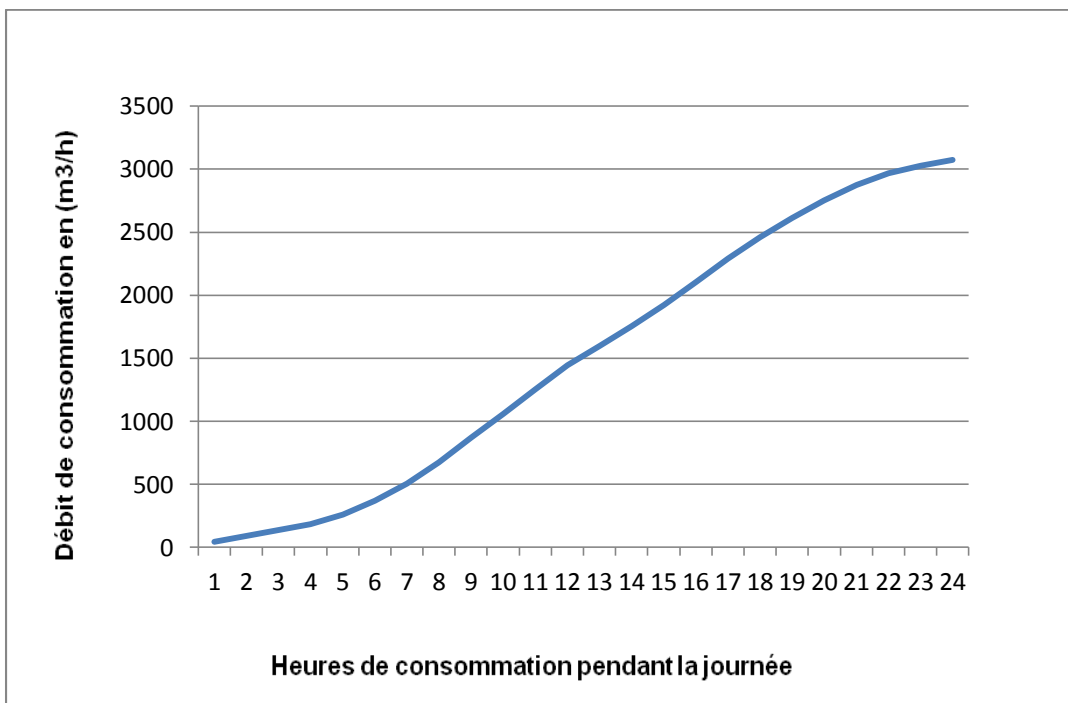


Figure III.7 : Graphique de consommation cumulé à moyen terme 2025.

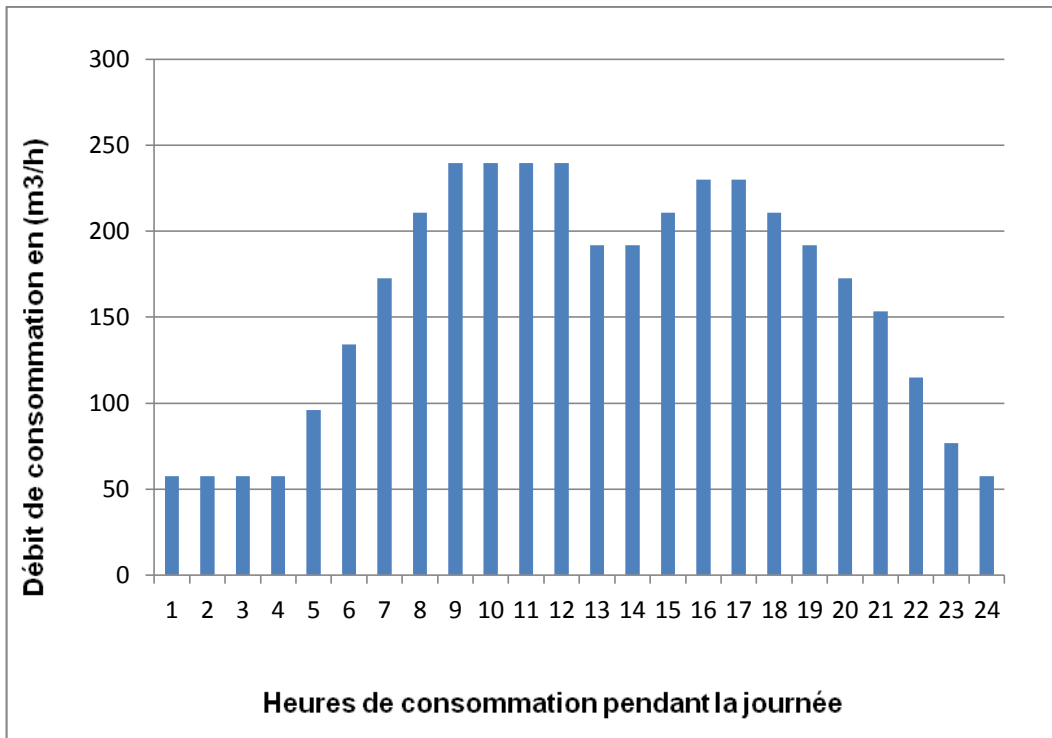


Figure III.8 : Diagramme à barres représente la consommation à long terme 2035.

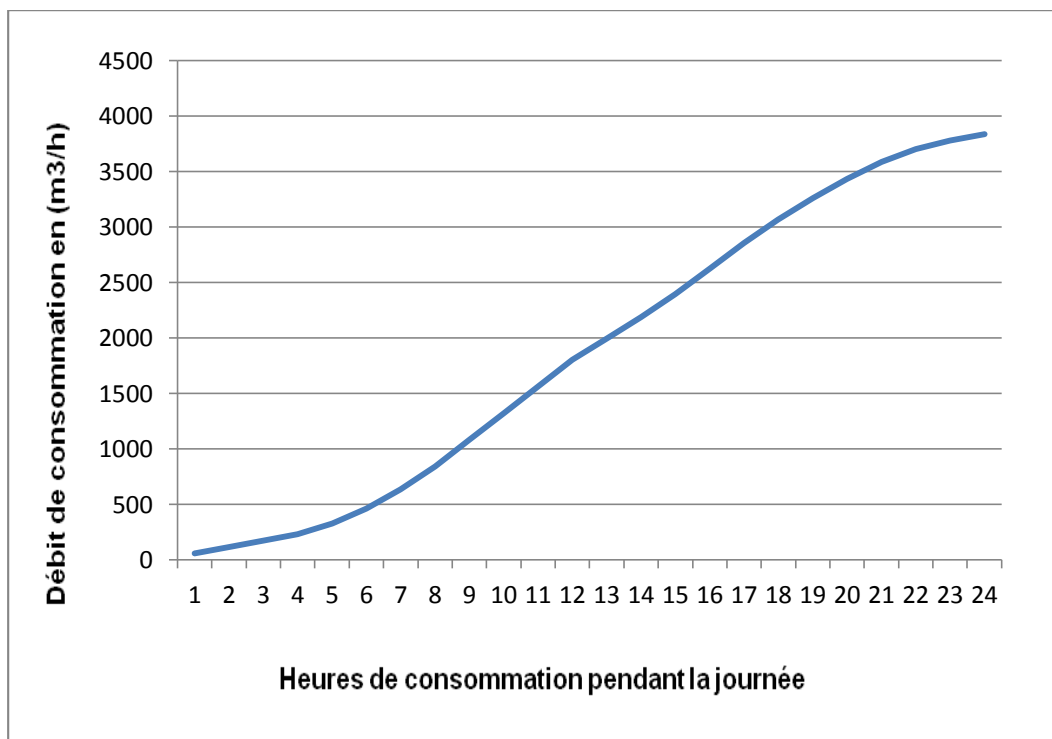


Figure III.9 : Graphique de consommation cumulé à long terme 2035

Conclusion

Nous avons remarqué que la population de Ain Tghrout a pratiquement doublé à l'horizon d'étude ainsi que la consommation maximale journalière. Il est donc nécessaire de vérifier à ce que nos sources vont satisfaire la demande de notre agglomération dans le temps. Nous allons déterminer dans le chapitre qui suit la capacité de stockage de la ville.

Introduction

Le réservoir est un ouvrage de stockage régulateur de débit qui permet d'adapter la production à la consommation. La commune de Ain Tghrout va prendre en charge un développement futur, donc le but de ce chapitre est de déterminer le volume de stockage nécessaire actuellement et à l'horizon de telle façon a assuré le meilleur fonctionnement du réseau.

IV.1 Fonctions des réservoirs

IV.1.1 Fonctions techniques des réservoirs

Les différentes fonctions d'un réservoir partant surtout sur la :

- Régularisation de l'apport de la consommation d'eau pour permettre aux pompes un refoulement constant pour assurer la :
- Sécurité d'approvisionnement.
- Régulation de la pression.
- Simplification de l'exploitation.

Ils doivent être :

- Etanches.
- Construits avec des matériaux qui ne soit pas susceptibles d'altérer l'eau.
- Bien protéger contre toute contamination d'eau susceptible.
- Etablir de façon à préserver l'eau contre les variations de la température.

IV.1.2 Fonctions économiques

Les Réservoirs de tête sont des réservoirs économique par ce que il y a réduction des dépenses d'énergie.

IV.2 Classification des réservoirs

Parmi les classifications des réservoirs nous distinguons les cuves :

- Enterrés.
- Semi enterres.
- Surélevés.

D'après leurs formes, ils peuvent être :

- Circulaires.
- Carrés.

D'après la topographie de notre agglomération le réservoir existant de type semi-enterré.

IV.3 Emplacement des réservoirs

L'emplacement des réservoirs pose souvent un problème topographique. Aussi, on doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité.
- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité du centre important de consommation.
- La côte du radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau ; afin de satisfaire les abonnés en pressions suffisantes.

IV.4 Analyse de la capacité de stockage [1]

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie ; c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières du débit de consommation en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

Il est possible de réduire leur capacité en calculant le volume minimum pour assurer la continuité de la distribution. A la limite, le réservoir peut servir de simple régulateur de pression en fonction du rythme d'enclenchement.

Pour estimer la capacité d'un réservoir, on recourt soit à la méthode analytique soit à la méthode graphique. Dans ce projet on a utilisé la méthode analytique qui exige deux régimes distincts :

- Le régime de consommation de notre agglomération caractérisée par la courbe de consommation (Figure III.2).
- Le régime d'apport d'eau à partir de la source vers le réservoir que nous avons fixé un régime de pompage de 24 heures.

En conséquence, la capacité sera déduite à partir des résidus entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure pendant 24 heures.

Le volume utile du réservoir est donné par la relation suivante :

$$Vu = \frac{a\% \times Q_{\max,j}}{100} \dots\dots\dots (IV.1)$$

- **a %** : Représente le maximum des restes de $Q_{\max, j}$ en pourcentage.
- **Q max, j** : Débit maximum journalier (m³/j).

La réserve d'incendie est par définition, la réserve minimale d'eau nécessaire pour l'extinction d'un sinistre moyen d'une durée de deux heures avec un débit moyen de 60m³/h, en conséquence cette réserve minimale à prévoir est de 120 m³.

Alors le volume total du réservoir serait le suivant :

Tableau IV.1 : Détermination de la capacité du stockage à l'état actuel (2013).

Heures	Consommation de l'eau en %	Refolement de l'eau en %	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste d'eau dans le réservoir
0 - 1	1	4,17	3,17		9,62
1 - 2	1	4,17	3,17		12,79
2 - 3	1	4,17	3,17		15,96
3 - 4	1	4,17	3,17		19,13
4 - 5	2	4,17	2,17		21,3
5 - 6	3	4,17	1,17		22,47
6 - 7	5	4,17		0,83	21,64
7 - 8	6.5	4,17		2,33	19,31
8 - 9	6.5	4,17		2,33	16,98
9 - 10	5.5	4,17		1,33	15,65
10 - 11	4.5	4,17		0,33	15,32
11 - 12	5.5	4,17		1,33	13,99
12 - 13	7	4,17		2,83	11,16
13 - 14	7	4,17		2,83	8,33
14 - 15	5.5	4,17		1,33	7
15 - 16	4.5	4,17		0,33	6,67
16 - 17	5	4,17		0,83	5,84
17 - 19	6.5	4,17		2,33	3,51
18 - 19	6.5	4,17		2,33	1,18
19 - 20	5.0	4,17		0,83	0,35
20 - 21	4.5	4,15		0,35	0
21 - 22	3	4,15	1,15		1,15
22 - 23	2	4,15	2,15		3,3
23 - 24	1	4,15	3,15		6,45
Totaux	100	100	22,47	22,47	/

$$V_t = V_u + V_{inc} \dots\dots\dots (IV.2)$$

AN.

$$V_u = \frac{22,47 \times 1971,8}{100} = 443,06 m^3$$

Tableau IV.2 : Résultat de calcul du volume total de stockage pour l'état actuel (2013).

Paramètres	Qmax, j (m3/j)	a (%)	Vu (m3)	Vinc (m3)	Vt (m3)
Résultats	1971,8	22,47	443,06	120	563,06

Après la normalisation du volume totale du réservoir on a trouvé que la capacité de stockage nécessaire actuellement est de 600 m3.

Tableau IV.3 : Détermination de la capacité du stockage à l'horizon de (2035).

Heures	Consommation de l'eau en %	Refolement de l'eau en %	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste d'eau dans le réservoir
0 - 1	1,5	4,17	2,67		8,77
1 - 2	1,5	4,17	2,67		11,44
2 - 3	1,5	4,17	2,67		14,11
3 - 4	1,5	4,17	2,67		16,78
4 - 5	2,5	4,17	1,67		18,45
5 - 6	3,5	4,17	0,67		19,12
6 - 7	4,5	4,17		0,33	18,79
7 - 8	5,5	4,17		1,33	17,46
8 - 9	6,25	4,17		2,08	15,38
9 - 10	6,25	4,17		2,08	13,3
10 - 11	6,25	4,17		2,08	11,22
11 - 12	6,25	4,17		2,08	9,14
12 - 13	5	4,17		0,83	8,31
13 - 14	5	4,17		0,83	7,48
14 - 15	5,5	4,17		1,33	6,15
15 - 16	6	4,17		1,83	4,32
16 - 17	6	4,17		1,83	2,49
17 - 19	5,5	4,17		1,33	1,16
18 - 19	5	4,17		0,83	0,33
19 - 20	4,5	4,17		0,33	0
20 - 21	4	4,15	0,15		0,15
21 - 22	3	4,15	1,15		1,3
22 - 23	2	4,15	2,15		3,45
23 - 24	1,5	4,15	2,65		6,1
Totaux	100	100	19,12	19,12	/

$$Vu = \frac{19,12 \times 3834,3}{100} = 733,11m^3$$

Tableau IV.4 : Calcul du volume total de stockage à l'horizon (2035).

Paramètres	Q max, j (m ³ /j)	a (%)	Vu (m ³)	V inc (m ³)	Vt (m ³)
Résultats	3834,3	18,97	733,11	120	853,11

Après la normalisation du volume totale du réservoir, on a trouvé que la capacité du stockage nécessaire à l'horizon 2035 est de 1000 m³.

IV.5 Bilan de stockage

On a établi un bilan entre la capacité du stockage en eau potable disponible dans la ville de Ain Taghrouit et celle du stockage nécessaire à court et à long terme, on a trouvé comme le montre le tableau ci-dessus que la capacité existante est insuffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération jusqu'à l'horizon d'étude 2035.

Tableau IV.5 : Bilan de stockage.

Année	Stockage nécessaire (m ³)	Stockage disponible (m ³)	Déficit (m ³)	Surplus (m ³)
2013	600	500	100	/
2035	1000		500	/

Remarque : Après l'analyse des besoins en eau de la ville de Ain Taghrouit, on peut dire que le problème de stockage est insuffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération actuelle et long terme, donc il faut projeter un réservoir de capacité 500 m³.

IV.6 Balance ressources/besoins

Nous avons déjà fait le calcul des besoins en eau, on a arrivé a déterminé les débits maximums journaliers pour les différents horizons de calcul, donc on peut faire une petite analyse sur le taux de satisfaction de ces besoins.

Le bilan ressources/besoins pour différents horizons est dressé dans le tableau ci-après :

Tableau IV.6 : Balance ressources/besoins.

Désignation	Actuel	2020	2025	2035
Consommation de pointe (m³/j)	1971,8	2361,4	3074,4	3834,3
Ressources disponibles (m³/j)	2000			
L'excès (m³/j)	28,2	0	0	0
Déficit (m³/j)	0	361,4	1074,4	1834,3
Déficit (L/s)	0	0	12,43	21,23

Remarque : Nous signalons que la ressource existante ne satisfait pas les besoins de l'agglomération à l'horizon d'étude 2035, il y'a un déficit de 21,23 l/s

Conclusion

A partir de ce présent chapitre on a constaté que les ressources existants sont suffisant à court terme et insuffisant à long terme, mais il y aura lieu la réalisation d'autres forages qui nécessitent une étude hydrogéologique approfondie pour pallier les manques d'eau. L'ouvrage de stockage de l'eau existant sont insuffisant actuellement et à l'horizon de 2035. A cet effet il faut réaliser un autre réservoir de capacité 500 m³.

Introduction

Après le calcul des besoins en eau, nous allons procéder à une simulation du comportement hydraulique du réseau de distribution avec le logiciel **EPANET**. On va vérifier la fiabilité de notre réseau c.à.d. déterminer les vitesses et les pressions dans le réseau à l'état actuel. Pour cela, nous allons tout d'abord calculer les débits aux nœuds et les débits en route pour chaque tronçon.

V.1 Logiciel EPANET

V.1.1 Description du logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de modélisation hydraulique créé par la société EPA (Environmental Protection Agency) qui fournit des solutions qui gèrent le cycle de vie complet des infrastructures, répondant aux besoins de divers métiers ingénieurs, urbanistes, entrepreneurs en construction, fabricants, responsables informatiques, opérateurs et techniciens de maintenance. Le logiciel EPANET peut déterminer la qualité de l'eau pour les systèmes de distribution d'eau potable, il intègre des outils avancés de modélisation, d'optimisation et de gestion parfaite du réseau. Il aide les ingénieurs et les services publics dans l'analyse, la conception et l'optimisation des systèmes de distribution d'eau et la gestion de la consommation d'énergie et des coûts d'infrastructure.

Dans cette étude nous avons travaillé avec la dernière version du logiciel EPANET 2.0.

V.1.2 Fonction et application

Le modèle EPANET a pour objectif une compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse des systèmes de distribution.

Voici quelques exemples :

- Utilisation en alternance des différentes ressources du système ;
- Modifier le régime de pompage ou de marnage des réservoirs ;
- Planifier l'entretien et le remplacement de certaines canalisations ;
- Analyses de qualité de l'eau et Sécurité du système ;

V.2 Dimensionnement du réseau

Une fois le dimensionnement des conduites fait, il faut trouver les débits réels des tronçons avec leurs sens et les pressions aux niveaux des nœuds.

La méthode de HARDY-CROSS est la plus ancienne et encore la plus utilisée des méthodes de calcul des réseaux de distribution, devenue aujourd'hui plus malléable avec l'outil informatique.

La méthode de HARDY-CROSS repose sur deux principes qui sont :

Chapitre V Fonctionnement et simulation du réseau existant

- Premier principe : Pour le même nœud la somme des débits entrants est égale à celle des débits sortants.
- Deuxième principe : La somme algébrique des pertes de charge dans la même maille est nulle.

Nous allons résumer cette méthode en quelques étapes :

- Compte tenu des consommations à chaque nœud la somme algébrique des débits doit être nulle.
- Calcul des pertes de charge pour chaque conduite.
- Calcul de la somme algébrique des pertes de charge relatives aux conduites d'une première boucle dont on aura au moins d'un hasard $\sum H_i \neq 0$.
- Calculer la valeur de $(\sum H_i / Q_i)$ pour la première boucle sans tenir compte des signes puisque on aura le même signe pour (H_i) et (Q_i)
- Calcul de la correction ΔQ à apporté aux débits relatifs aux conduites de la première boucle.
- Correction algébrique des débits relatifs aux conduites de la première boucle :
- $Q_i = Q_i + \Delta Q$.
- Reprise des étapes (3) et (6) pour les autres boucles.
- Reprise des étapes (7) et (3) jusqu'à l'obtention de la précision fixée au préalable. La précision peut se faire par rapport à une valeur minimale de (ΔQ) ou de $(\sum H_i)$
- Calcul des pressions inconnues à partir de celles des nœuds connus en progressant d'un nœud (A) à un autre (B) en appliquant le théorème de BERNOULI :

$$\frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} + Z_1 = \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + Z_2 + h_v \dots\dots\dots(V.1)$$

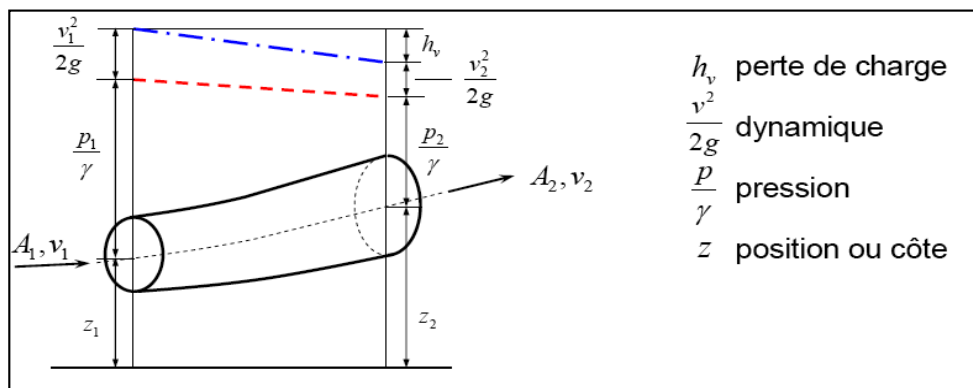


Figure V.1 : Dimensionnement du réseau

L'inconvénient de cette méthode est sa lente convergence vers les résultats, ou les solutions finales, ce qui a incité les ingénieurs à développer de nouvelles méthodes qui s'adaptent mieux avec l'outil informatique.

V .2.1 Calcul de la perte de charge [4]

V.2.1.1 Introduction

La perte de charge entre deux points A et B d'une canalisation est la différence de côte piézométrique entre ces deux points.

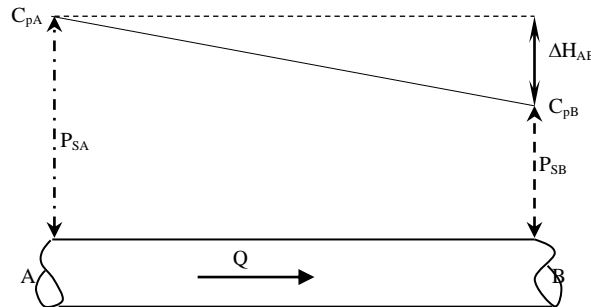


Figure V.2 : Pertes de charges entre deux points A et B d'une canalisation

$$\Delta H_{AB} = C_{pA} - C_{pB} \dots\dots\dots (V.2)$$

Avec :

- ΔH_{AB} : Perte de charge entre A et B
- C_{pA} : Côte piézométrique en A
- C_{pB} : Côte piézométrique en B

Par définition, la côte piézométrique en un point i (C_{pi}) est égale à la côte du terrain naturel en ce point ($CTNi$) plus la colonne d'eau libre en ce même point (H) libre.

$$C_{pi} = CTNi + (H) \text{ libre}$$

On distingue deux types de pertes de charge :

- Perte de charge linéaire
- Perte de charge singulière.

V.2.1.2 Pertes de charge linéaire

Les pertes de charge régulières (linéaires), représentent les pertes d'énergie due aux frottements visqueux du fluide le long d'une conduite de section constante. Les expériences ont montré qu'elle est proportionnelle à $Q\alpha$.

Avec :

- Q : débit donné par la formule $Q = Q_t + 0,55Q_r$;
- Q_t : débit transité ;
- Q_r : débit consommé en route ;

Chapitre V Fonctionnement et simulation du réseau existant

α : Exposant qui varie d'un auteur à un autre. Certains auteurs le considèrent variable selon le régime d'écoulement.

Ces pertes de charges ont lieu sur toute la longueur de la conduite. Il existe plusieurs formules pour leur calcul, parmi lesquelles on cite :

❖ Formule de DARCY-WEISBACH

La perte de charge linéaire (ΔH_1) selon ces deux chercheurs est donnée par la formule suivante :

$$\Delta H_1 = \lambda \times \frac{L \times V^2}{D \times 2g} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\Pi^2 \times g \times D^5} \dots (m) \dots \dots \dots (V.3)$$

Avec :

- L** : Longueur de la conduite.
- D** : Diamètre de la conduite.
- g** : Accélération de la pesanteur [m/s²].
- λ** : Coefficient de frottement linéaire.

Plusieurs formules permettent de calculer λ . Celles-ci se distinguent selon le régime d'écoulement qui est souvent turbulent. On peut aussi obtenir la valeur de ce coefficient à partir du diagramme de MOODY.

❖ Formule de LECHAPT et CALMON

Cette formule est la suivante :

$$\Delta H_1 = \gamma \times \frac{L \times Q^\alpha}{D^\beta} \dots (m) \dots \dots \dots (V.4)$$

L : Longueur de la conduite

Les constantes α , β et γ sont données par le tableau suivant :

Tableau V.1 : Les constantes α , β et γ en fonction de la rugosité absolue ϵ .

ϵ	$\epsilon = 2 \text{ mm}$	$\epsilon = 1 \text{ mm}$	$\epsilon = 0,1 \text{ mm}$
γ	1,863	1,601	1,1
α	2	1,975	1,89
β	5,32	5,25	5,01

❖ Formule de HAZEN WILLIAMS

Cette équation est donnée par :

$$\Delta H_1 = 10,679 \times \frac{L \times Q^\alpha}{C_{HW}^\alpha \times D^\beta} \dots (m) \dots \dots \dots (V.5)$$

Chapitre V Fonctionnement et simulation du réseau existant

Avec :

$\alpha = 1,8$ à 2 : Dépend du régime d'écoulement.

$\beta = 4,871$: Dépend du matériau de la conduite.

C_{HW} : Coefficient de HAZEN WILLIAMS qui dépend de la rugosité.

Tableau V.2 : Valeurs du Coefficient de HAZEN WILLIAMS en fonction de matériaux des conduites.

Matériaux	PVC	Acier	PEHD	Amiante ciment	Fonte
CHW	150	100	160	140	130

V .2.2 Détermination des débits

La détermination des débits dans un réseau maillé s'effectue de la manière suivante :

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau.
- On calcule le débit en route pendant l'heure de pointe.
- On détermine le débit spécifique en considérant le débit en route.

V .2.2.1 Cas de pointe

D'après le tableau III.15 (chapitre III) de la consommation horaire de notre agglomération, on constate que la pointe est entre 12h et 14h :

$$Q_{pte} = 138,02 \text{ m}^3/\text{h} = 38,34 \text{ L/s}$$

Q_{pte} : Débit de Pointe de consommation

a. Débit route

Le débit route est estimé de la manière suivante :

$$Q_{rte} = Q_{pte} - \sum Q_{cc} \dots\dots\dots (V.6)$$

Avec : $\sum Q_{cc} = \sum Q_{ind} = 0$

NB : Les industries ne sont pas branchées sur le réseau d'eau potable, des petites industries ont leurs propres réservoirs.

Donc : $Q_{rte} = Q_{pte} = 38,34 \text{ L/s}$

b. Débit spécifique

$$q_{sp} = Q_{route} / \sum L \dots\dots\dots (V.7)$$

Avec :

$\sum L$: La somme des longueurs des tronçons qui assurent le service en route.

$\sum L_i = 18587,1 \text{ ml}$.

Application numérique : $q_{sp1} = \frac{38,34}{18587,1} = 0,00206L / s \times ml$

c. Calcul du Débit route pour chaque tronçon

On utilise l'expression suivante :

$$Q_{rte, i} = q_{sp} \times Li \dots\dots\dots(V.8)$$

Avec :

Qsp : Débit spécifique en l/s.ml.

Li : Longueur du tronçon de l'ordre i.

d- Calcul du Débit nodal

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud alimentant la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, ils sont déterminés par la formule suivante :

$$Q_{ni} = 0,5 * \Sigma Q_r \dots\dots\dots(V.9)$$

Avec :

Qni : Débit au nœud.

ΣQr : Somme des débits en route des tronçons reliant au nœud i.

Le tableau ci-dessous présente les valeurs des débits routes et aux nœuds dans notre réseau :

Tableau V.3 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel.

N° du nœud	nœud au nœud	L (m)	Qsp (l/s/ml)	Qr (l/s)	Q n (l/s)
Réservoir	R-1	11,1			
1	1--2	150,22	0,00206	0,309	0,727
	1-114	52,84		0,108	
	1-113	503,08		1,036	
2	2--1	150,22		0,309	0,719
	2--3	127,26		0,262	
	2--4	69,21		0,142	
	2--28	352,24		0,725	
3	3--2	127,26		0,262	0,475
	3--6	156,39		0,322	
	3--4	165,76		0,341	
4	4--2	69,21		0,142	0,296
	4--3	165,76		0,341	
	4--5	52,56		0,108	
5	5--4	52,56		0,108	0,445
	5--8	49,05		0,101	
	5--6	301,3		0,620	
6	6--5	301,3		0,620	0,528
	6--3	156,39		0,322	
	6--7	55,63		0,114	
7	7--6	55,63		0,114	0,468
	7--10	55,32		0,113	
	7--8	343,68	0,707		
8	8--7	343,68	0,707	0,456	
	8--5	49,05	0,101		
	8--9	50,57	0,104		

Tableau V.3 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel (suite).

N° du nœud	nœud au nœud	L (m)	Qsp (l/s/ml)	Qr (l/s)	Q n (l/s)
9	9--8	50,57	0,00206	0,104	0,529
	9--12	76,89		0,158	
	9--10	386,35		0,795	
10	10--9	386,35		0,795	0,511
	10--7	55,32		0,113	
	10--11	55,3		0,113	
11	11--10	55,3		0,113	0,493
	11--17	59,46		0,122	
	11--12	364,59		0,751	
12	12--11	364,59		0,751	0,639
	12--9	76,89		0,158	
	12--13	179,17		0,369	
13	13--12	179,17		0,369	0,373
	13-15	86,94		0,179	
	13-14	96,09		0,197	
14	14-13	96,09		0,197	0,098
15	15-13	86,94		0,179	0,282
	15-17	144,05		0,296	
	15-16	43,08		0,088	
16	16-15	43,08		0,088	0,272
	16-18	167,12		0,344	
	16-20	54,35		0,11	
17	17-15	144,05	0,296	0,259	
	17--11	59,46	0,122		
	17-18	48,66	0,100		
18	18-17	48,66	0,100	0,286	
	18-16	167,12	0,344		
	18-19	62,14	0,128		
19	19-18	62,14	0,128	0,322	
	19-22	54,1	0,111		
	19-20	196,57	0,404		
20	20-19	196,57	0,404	0,307	
	20-16	54,35	0,111		
	20-21	47,56	0,097		
21	21-20	47,56	0,097	0,328	
	21-24	49,04	0,101		
	21-22	222,21	0,457		
22	22-21	222,21	0,457	0,341	
	22-19	54,1	0,111		
	22-23	55,1	0,11		

Tableau V.3 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel (suite).

N° du nœud	nœud au nœud	L (m)	Qsp (l/s/ml)	Qr (l/s)	Q n (l/s)
23	23-22	55,1	0,00206	0,113	0,369
	23-26	55,46		0,114	
	23-24	248,32		0,511	
24	24-23	39,8		0,081	0,423
	24-21	49,04		0,101	
	24-26	322,28		0,663	
26	26-24	322,28		0,663	1,280
	26-23	55,46		0,114	
	26-27	865,56		1,783	
27	27-26	865,56		1,783	0,891
28	28--2	352,24		0,725	0,363
29	29-114	481,18		0,991	0,597
	29-61	46,25		0,095	
	29-30	52,21		0,107	
30	30-29	52,21		0,107	0,378
	30-32	76,97		0,158	
	30-33	119,81		0,247	
	30-31	118,52		0,244	
31	31-30	118,52		0,244	0,122
32	32-30	76,97		0,158	0,423
	32-38	285,54		0,588	
	32-33	48,21	0,099		
33	33-32	48,21	0,099	0,284	
	33-30	119,81	0,247		
	33-34	108,21	0,223		
34	34-33	108,21	0,223	0,332	
	34-46	37,72	0,078		
	34-50	134,2	0,276		
	34-35	42,14	0,086		
35	35-34	42,14	0,086	0,236	
	35-43	101,02	0,208		
	35-36	86,49	0,178		
36	36-35	86,49	0,178	0,194	
	36-41	60,75	0,125		
	36-37	41,59	0,085		
37	37-36	41,59	0,085	0,195	
	37-40	102,41	0,210		
	37-38	45,11	0,093		

Tableau V.3 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel (suite).

N° du nœud	nœud au nœud	L (m)	Qsp (l/s/ml)	Qr (l/s)	Q n (l/s)
38	38-37	45,11	0,00206	0,092	0,413
	38-32	285,54		0,588	
	38-39	70,93		0,146	
39	39-38	70,93		0,146	0,179
	39-60	43,91		0,090	
	39-40	59,82		0,123	
40	40-39	59,82		0,123	0,216
	40-37	102,41		0,210	
	40-42	48,03		0,098	
41	41-36	60,75		0,125	0,186
	41-43	52,35		0,107	
	41-42	67,92		0,139	
42	42-41	67,92		0,139	0,224
	42-40	48,03		0,098	
	42-59	43,94		0,090	
	42-55	57,83		0,119	
43	43-41	52,35		0,107	0,201
	43-35	101,02		0,208	
	43-44	41,66		0,085	
44	44-43	41,66		0,085	0,141
	44-55	57,57		0,118	
	44-45	38,01		0,078	
45	45-44	38,01		0,078	0,145
	45-48	53,43		0,110	
	45-46	49,96		0,102	
46	46-45	49,96		0,102	0,156
	46-34	37,72		0,077	
	46-47	63,65	0,131		
47	47-46	63,65	0,131	0,065	
48	48-45	53,43	0,110	0,211	
	48-54	95,61	0,196		
	48-49	55,75	0,114		
49	49-48	55,75	0,114	0,255	
	49-51	97,22	0,200		
	49-50	94,89	0,195		
50	50-49	94,89	0,195	0,655	
	50-34	134,2	0,276		
	50-53	407,28	0,838		

Tableau V.3 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel (suite).

N° du nœud	nœud au nœud	L (m)	Qsp (l/s/ml)	Qr (l/s)	Q n (l/s)
51	51-49	97,22	0,00206	0,200	0,196
	51-54	41,97		0,086	
	51-52	51,66		0,106	
52	52-51	51,66		0,106	0,183
	52-56	82,12		0,169	
	52-53	44,03		0,091	
53	53-52	44,03		0,091	0,538
	53-57	71,42		0,147	
	53-50	407,28		0,838	
54	54-51	41,97		0,086	0,196
	54-48	95,61		0,196	
	54-55	52,66		0,108	
55	55-54	52,66		0,108	0,165
	55-44	57,57		0,118	
	55-56	50,02		0,103	
56	56-55	50,02		0,103	0,179
	56-52	82,12		0,169	
	56-57	42,3		0,087	
57	57-56	42,3		0,087	0,178
	57-53	71,42		0,147	
	57-58	58,9		0,121	
58	58-57	58,9		0,121	0,266
	58-60	151,59		0,312	
	58-59	47,88		0,098	
59	59-58	47,88	0,098	0,204	
	59-42	43,94	0,090		
	59-60	106,86	0,220		
60	60-59	106,86	0,220	0,311	
	60-58	151,59	0,312		
	60-39	43,91	0,090		
61	61-29	46,25	0,095	0,211	
	61-111	36,56	0,075		
	61-62	122,55	0,252		
62	62-61	122,55	0,252	0,257	
	62-81	91,85	0,189		
	62-63	35,34	0,072		
63	63-62	35,34	0,072	0,149	
	63-65	31,73	0,065		
	63-64	77,85	0,160		

Tableau V.3 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel (suite).

N° du nœud	nœud au nœud	L (m)	Qsp (l/s/ml)	Qr (l/s)	Q n (l/s)
64	64-63	77,85	0,00206	0,160	0,182
	64-67	23,4		0,048	
	64-65	76,07		0,157	
65	65-64	76,07		0,156	0,152
	65-63	31,73		0,065	
	65-66	40,31		0,083	
66	66-65	40,31		0,083	0,172
	66-81	41,7		0,086	
	66-67	85,57		0,176	
67	67-66	85,57		0,176	0,145
	67-64	23,4		0,048	
	67-68	32,19		0,066	
68	68-67	32,19		0,066	0,190
	68-74	125,7		0,258	
	68-69	27,35		0,056	
69	69-68	27,35		0,056	0,181
	69-71	70,16		0,144	
	69-70	79,16		0,163	
70	70-69	79,16		0,163	0,208
	70-72	75,11		0,154	
	70-73	48,19		0,099	
71	71-69	70,16		0,144	0,357
	71-77	199,19		0,410	
	71-72	78,17		0,161	
72	72-71	78,17	0,161	0,246	
	72-70	75,11	0,154		
	72-76	86,34	0,177		
73	73-70	48,19	0,099	0,112	
	73-75	30,6	0,063		
	73-74	30,88	0,063		
74	74-73	30,88	0,063	0,193	
	74-68	125,7	0,258		
	74-81	30,89	0,063		
75	75-73	30,6	0,063	0,192	
	75-84	71,99	0,148		
	75-76	83,64	0,172		
76	76-75	83,64	0,172	0,208	
	76-72	86,34	0,177		
	76-77	32,46	0,066		

Tableau V.3 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel (suite).

N° du nœud	nœud au nœud	L (m)	Qsp (l/s/ml)	Qr (l/s)	Q n (l/s)
77	77-76	32,46	0,00206	0,066	0,549
	77-71	199,19		0,410	
	77-78	301,87		0,621	
78	78-77	301,87		0,621	0,658
	78-80	149,77		0,308	
	78-79	187,19		0,385	
79	79-78	187,19		0,385	0,193
80	80-78	149,77		0,308	0,154
81	81-62	91,85		0,189	0,271
	81-66	41,7		0,085	
	81-74	30,89		0,063	
	81-82	99,23		0,204	
82	82-81	99,23		0,204	0,367
	82-84	66,72		0,137	
	82-89	111,28		0,229	
	82-83	79,23		0,163	
83	83-82	79,23		0,163	0,081
84	84-75	71,99		0,148	0,320
	84-82	66,72		0,137	
	84-88	110,58		0,227	
	84-85	61,44		0,126	
85	85-84	61,44	0,126	0,341	
	85-87	109,98	0,226		
	85-86	160,2	0,330		
86	86-85	160,2	0,330	0,246	
	86-98	24,24	0,0499344		
	86-87	54,8	0,112		
87	87-86	54,8	0,112	0,356	
	87-85	109,98	0,226		
	87-94	121,49	0,250		
	87-88	59,28	0,122		
88	88-87	59,28	0,122	0,346	
	88-84	110,58	0,227		
	88-93	99,31	0,204		
	88-89	67,15	0,138		
89	89-88	67,15	0,138	0,328	
	89-82	111,28	0,229		
	89-92	98,73	0,203		
	89-90	41,63	0,085		

Tableau V.3 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel (suite).

N° du nœud	nœud au nœud	L (m)	Qsp (l/s/ml)	Qr (l/s)	Q n (l/s)
90	90-89	41,63	0,00206	0,085	0,357
	90-111	208,09		0,428	
	90-91	97,53		0,200	
91	91-90	97,53		0,200	0,206
	91-107	58,81		0,121	
	91-92	43,94		0,090	
92	92-91	43,94		0,090	0,331
	92-89	98,73		0,203	
	92-103	112,66		0,232	
	92-93	66,37		0,136	
93	93-92	66,37		0,136	0,354
	93-88	99,31		0,204	
	93-102	113,24		0,233	
	93-94	64,71		0,133	
94	94-93	64,71		0,133	0,489
	94-87	121,49		0,250	
	94-96	132,35		0,272	
	94-100	92,81		0,191	
	94-95	63,79		0,131	
95	95-94	63,79		0,131	0,066
96	96-94	132,35	0,272	0,264	
	96-98	34,24	0,070		
	96-97	89,93	0,185		
97	97-96	89,93	0,185	0,092	
98	98-96	34,24	0,070	0,191	
	98-86	24,24	0,049		
	98-99	127,46	0,262		
99	99-98	127,46	0,262	0,131	
100	100-94	92,81	0,191	0,718	
	100-102	48,91	0,100		
	100-101	555,68	1,144		
101	101-100	555,68	1,144	0,572	
102	102-100	48,91	0,100	0,235	
	102-93	113,24	0,233		
	102-103	65,88	0,135		
103	103-102	65,88	0,135	0,311	
	103-92	112,66	0,232		
	103-107	99,44	0,204		
	103-104	23,72	0,048		

Tableau V.3 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel (suite).

N° du nœud	nœud au nœud	L (m)	Qsp (l/s/ml)	Qr (l/s)	Q n (l/s)
104	104-103	23,72	0,00206	0,049	0,148
	104-106	88,06		0,181	
	104-105	32,13		0,066	
105	105-104	32,13		0,066	0,033
106	106-104	88,06		0,181	0,091
107	107-91	58,81		0,121	0,402
	107-103	99,44		0,205	
	107-108	231,89		0,477	
108	108-107	231,89		0,477	0,422
	108-110	70,37		0,145	
	108-109	108,23		0,223	
109	109-108	108,23		0,223	0,111
110	110-108	70,37		0,145	0,072
111	111-61	36,56		0,075	0,361
	111-90	208,09		0,428	
	111-112	106,09		0,218	
112	112-111	106,09		0,218	0,109
113	113-1	503,08		1,036	0,518
114	114-1	52,84		0,109	0,592
	114-29	481,18		0,991	
	114-115	40,46		0,083	
115	115-114	40,46		0,083	0,181
	115-117	33,99	0,070		
	115-116	101,03	0,208		
116	116-115	101,03	0,208	0,401	
	116-125	74,69	0,153		
	116-123	213,4	0,439		
117	117-115	33,99	0,070	0,349	
	117-119	213,74	0,440		
	117-118	91,21	0,187		
118	118-117	91,21	0,187	0,093	
119	119-117	213,74	0,440	0,439	
	119-123	136,38	0,280		
	119-120	76,7	0,158		
120	120-119	76,7	0,158	0,224	
	120-122	91,3	0,188		
	120-121	49,22	0,101		
121	121-120	49,22	0,101	0,050	
122	122-120	91,3	0,188	0,094	

Tableau V.3 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel (suite).

N° du nœud	nœud au nœud	L (m)	Qsp (l/s/ml)	Qr (l/s)	Q n (l/s)
123	123-119	136,38	0,00206	0,280	0,455
	123-116	213,4		0,439	
	123-124	92,26		0,190	
124	124-123	92,26		0,190	0,095
125	125-116	74,69		0,153	0,234
	125-127	97,3		0,200	
	125-126	55,06		0,113	
126	126-125	55,06		0,113	0,055
127	127-125	97,3		0,200	0,100

V .2.2.2 Cas de pointe + Incendie

Pour ce cas, c’est le même calcul que le cas de pointe mais on doit s’assurer que le débit nécessaire qui est de 17 L/s donné par le réservoir se trouve au point le plus défavorable c.à.d. au nœud 114 de cote de terrain 953,31 m.

Dans ce cas le débit d’incendie sera considéré comme un débit concentré.

$$Q_{ni} = 0,5 * \sum Q_r + Q_{cc} \dots\dots\dots(V.10)$$

Donc la demande au niveau des nœuds reste inchangé (la même que celle dans le cas de pointe) sauf au nœud qui devient :

$$Q_{N114} = 0,592 + 17 = 17,592 \text{ L/s}$$

V.3 Résultat de la simulation

Voir les figures et les tableaux représentés dans les annexes (Annexe V.1) pour cas pointe et (Annexe V.2) pour le Cas de pointe + incendie.

Conclusion

Après la simulation on a constaté que notre réseau ne répond pas parfaitement aux exigences et aux normes de fonctionnement des réseaux d’eau potable, à savoir : la pression doit être entre 20 à 50 m.c.e (pressions obtenues au niveau de la partie Nord de la ville sont défavorables) ; et la vitesse d’écoulement entre 0,5 et 1,5 m/s (des vitesses faibles ont été enregistrés dans tous les tronçons de réseau sont inférieur à 0.5m/s). En plus des insuffisances du point de vie hydraulique, différentes anomalies ont été évoqués par les gestionnaires de réseaux sur le terrain, à savoir :

- Dégradation de la qualité de l’eau par le réseau ;
- Accroissement de nombre de fuites enregistrées ;
- Evolution de la demande ;

Chapitre V Fonctionnement et simulation du réseau existant

- Plaintes des abonnés pour insuffisance de pression ou mauvaise qualité de l'eau ;
- Dégradation visible des conduites.

Pour répondre à des problèmes de gestion quotidienne et de planification, qu'il soit à court ou à long terme, on a essayé de garder le maximum le réseau existant mais sous l'effet de ces inconvénients nous allons procéder dans les chapitres qui suivent au redimensionnement de réseau de distribution.

Introduction

Après le diagnostic du réseau existant, la détermination de ses différentes anomalies et les remèdes proposées à ces problèmes ; dans ce chapitre on va passer au dimensionnement du réseau à l'horizon d'étude 2035 toutes en assurant les débits et les pressions nécessaires aux abonnés.

VI.1 Choix du schéma du réseau de distribution

A cause de l'insuffisance qu'on a enregistrée dans le réseau de distribution de l'état actuel et à cause de déficit d'eau à l'horizon 2035 on a proposé que le système d'alimentation en eau potable de l'agglomération de Ain Taghrout soit comme suit :

- Alimentation du réservoir projeté (500 m³) à partir de nouveau forage Djaouher.

VI.2 Classification des réseaux [4]

Un réseau de distribution peut avoir une forme ramifiée ou une forme maillé ce qui est plus courant. Les principaux éléments d'un réseau sont les conduites, les branchements et les pièces spéciales (coudes, raccordements, vannes, compteurs, bouches d'incendie, ...etc.). Les conduites de distribution doivent suivre les rues de la ville et sont posées en terre, généralement, au niveau des accotements des chaussées et des routes (sous les trottoirs).

VI.2.1 Réseau ramifié

Un réseau ramifié est un réseau tel que tous les points du réseau ne peut être alimenté que d'une seule façon. Ainsi, la caractéristique d'un réseau ramifié est que l'eau circule dans toute la canalisation dans un seul sens (des conduites principales vers les conduites secondaires, vers les conduites tertiaires...). En d'autres termes. Un réseau ramifié ne peut comporter qu'un seul nœud référence amont.

Ce réseau ne présente pas assez de souplesse à des modifications de débit et tout réseau initialement ramifié est modifié, au cours de l'exploitation ultérieure, par les nécessités des extensions imprévues et pour la sécurité de fonctionnement de certaines parties de réseau (en cas de casse d'une conduite principale, tous les abonnés situés à l'aval seront privés d'eau).

VI.2.2 Réseau maillé

C'est le cas le plus fréquent en distribution. Le réseau maillé est l'assemblage de deux ou plusieurs réseaux ramifiés par des conduites qui permettent des échanges entre les réseaux et qui constituent de mailles (permettant une alimentation de retour).

Ainsi, chaque point du réseau peut être alimenté en eau de deux ou plusieurs cotés. Les petites rues sont toujours alimentées par des ramifications.

Ce type de réseaux présente les avantages suivant : plus de sécurité dans l'alimentation (en cas de casse d'une conduite, il suffit d'isoler et tous les abonnés situés à l'aval seront alimentés par les autres conduites) et une répartition plus uniforme des pressions et des débits dans tout le réseau. Il est par contre coûteux et plus difficile à calculer.

Eventuellement, on peut utiliser d'autres types de réseaux :

- Réseau mixte, qui est un réseau maillé comportant en cas de besoin quelques ramifications permettant d'alimenter quelques zones isolées de la ville (zones industrielles ou zones rurales).
- Réseau étagés, dans le cas où la topographie est très tourmentée.

Pour notre projet on a modifié une grande partie du schéma du réseau existant en éliminant quelques ramifications et en projetant des nouvelles mailles et ceci est en tenant compte de la répartition spatiale des constructions existantes et ses extensions prévus dans le plan d'aménagement de la ville à long terme (2035).

VI.3 Conception du réseau de l'agglomération

Pour concevoir un réseau de distribution, nous sommes appelés à prendre en compte un certain nombre des facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau parmi lesquels, nous avons :

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

VI.4 Principe de trace du réseau

Le tracé se fait comme suit :

- Tout d'abord, il faut repérer les consommateurs importants (par exemple les usines).
- Repérer les quartiers ayant une densité de population importante.
- les conduites principales doivent être bien réparties pour avoir une bonne distribution d'eau.
- Pour alimenter l'intérieur des quartiers, ces conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles).

VI.5 Choix du matériau des conduites

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression, l'agressivité dû aux eaux et au sol, et l'ordre économique (coût, disponibilité sur le marché), ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes) permettent de faire le bon choix.

Dans notre projet on choisit le PEHD (polyéthylène haute densité) pour ces avenages :

- Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage.
- Disponibilité sur le marché.
- Facilité de pose (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres.
- Fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de fuite).
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible).
- Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement théoriquement de 50 ans à une température de 20°C.

VI.6 Hypothèses de calcul et de dimensionnement [5]

Les mêmes principes évoqués pour les conduites d'adductions s'appliquent aussi pour les réseaux de distribution : caractéristiques hydrauliques (pertes de charge linéaires et singulières, ligne piézométrique), diamètres économique, type de tuyaux, protection contre les coups de bélier, pose des conduites et accessoires (vannes, robinets, venteuses, pièces spéciales).

VI.6.1 Débits

Une estimation aussi précise que possible, doit être faite des besoins en eau de l'agglomération à alimenter, on calcule aussi le débit pendant l'heure de pointe. Les conduites de distribution devront pouvoir transiter les plus forts débits, le calcul hydraulique des canalisations se fait donc avec le débit de pointe (pendant l'heure de pointe).

Eventuellement, il faut vérifier le comportement du réseau de distribution en cas d'incendie (heure de pointe et incendie). Le débit d'incendie à prévoir au point le plus défavorable du réseau et de 60m³/h (soit environ 17 l/s).

VI.6.2 Choix du diamètre

Dans les tronçons sur lesquels il est prévu l'installation de bouches d'incendie, le diamètre minimal à choisir sera de 100mm. Les vitesses de l'eau dans les canalisations de distributions doit être comprise 0,5 et 1,5 m/s. Les vitesses faibles favorisent le dépôt solide dans les canalisations. Les vitesses élevées risquent de favoriser les fuites et les coups de bélier, et de créer les cavitations et les bruits.

VI.6.3 Pression

Le réseau doit être calculé pour satisfaire notamment, aux conditions de pression suivantes :

- Une charge minimale de 3m doit être prévue sur les orifices de puisage (robinets) les plus élevés (5 m dans le cas d'un chauffe-eau à gaz). En règle générale, la pression de service souhaitée au niveau de chaque point de distribution est d'environ 1bar (10 m.c.e).
- En vue de la bonne tenue des canalisations et des joints, il y a lieu d'éviter des pressions supérieures à 50 m (limitation des fuites et des bruits désagréables dans les installations

intérieurs des abonnés). Si néanmoins de telles pressions devaient se manifester, il y aurait lieu en vue de les diminuer, soit d'envisager une distribution étagée, soit de prévoir l'installation sur le réseau d'appareils réducteurs de pression.

VI.7 Calcul hydraulique du réseau de distribution pour l'horizon 2035

Le calcul du réseau de distribution se fera pour les deux variantes suivantes :

1^{er} variante :

Dans cette variante on doit assurer que l'alimentation de réseau se fait par les deux réservoirs.

2^{eme} variante :

Dans cette variante on a séparé le réseau existant en deux zones, de telle sorte que chaque zone sera alimentée par un réservoir.

VI.7.1 Première Variante

VI.7.1.1 Cas de pointe

Pour cette variante, le réseau est alimenté par les deux réservoirs, d'après les résultats du tableau III.16 (chapitre III) donnant la consommation horaire de notre agglomération, on constate que l'heure de pointe est entre 08h et 9h et égale à :

$$Q = 239,64 \text{ m}^3/\text{h} = 66,56 \text{ l/s.}$$

➤ **Débit spécifique (q_{sp}) :**

Il est donné par la relation :
$$q_{sp} = \frac{\sum Q_{route}}{\sum L_i} \dots\dots\dots (VI.1)$$

Avec : $\sum L_i = 11022,9 \text{ m}$ Donc on a : $Q_{sp} = \frac{66,56}{11022,9} = 0,006038 \text{ l/s/ml}$

➤ **Débit en route (Q_r) pour chaque tronçon**

Pour calculer ce débit on a utilisé l'expression suivante :

$$Q_r = q_{sp} \times L_i \dots\dots\dots (VI.2)$$

➤ **Débits aux nœuds (Q_n)**

La formule utilisée est la suivante :
$$Q_{ni} = 0.5 \times \sum Q_r + \sum Q_{conc} \dots\dots\dots (VI.3)$$

Tableau VI.1 : Calcul des débits nodaux pour le réseau projeté de la première variante.

N° du nœud	nœud au nœud	L (m)	Qsp (l/s/ml)	Qr (l/s)	Q n (l/s)
Bâche	B-28	358,85	/	/	/
Réservoir	R-48	25,41	/	/	/
Réservoir	R-1	73,08	/	/	/
1	1--2	101,02	0,006038	0,609	0,540
	1--4	36,86	0,006038	0,222	
	1--49	41,07	0,006038	0,247	
2	2--1	101,02	0,006038	0,609	0,65
	2--3	33,84	0,006038	0,204	
	2--13	80,84	0,006038	0,488	
3	3--2	33,84	0,006038	0,204	1,073
	3--10	178,25	0,006038	1,076	
	3--17	143,6	0,006038	0,867	
4	4--1	36,86	0,006038	0,222	0,986
	4--5	75,59	0,006038	0,4564	
	4--6	214,31	0,006038	1,294	
5	5--4	75,59	0,006038	0,456	0,228
6	6--4	214,31	0,006038	1,294	1,298
	6--7	78,96	0,006038	0,476	
	6--10	137	0,006038	0,827	
7	7--6	78,96	0,006038	0,476	0,632
	7--8	47,22	0,006038	0,285	
	7--9	83,38	0,006038	0,503	
8	8--7	47,22	0,006038	0,285	0,142
9	9--7	83,38	0,006038	0,503	0,251
10	10--3	178,25	0,006038	1,076	1,219
	10--6	137	0,006038	0,827	
	10--11	88,55	0,006038	0,534	
11	11--10	88,55	0,006038	0,534	0,267
12	12--13	55,97	0,006038	0,337	0,168
13	13--2	80,84	0,006038	0,488	0,568
	13--12	55,97	0,006038	0,337	
	13--14	51,54	0,006038	0,311	
14	14--13	51,54	0,006038	0,311	0,155
15	15--49	100,52	0,006038	0,606	1,514
	15-16	283,3	0,006038	1,710	
	15-17	118	0,006038	0,712	

Tableau VI.1 : Calcul des débits nodaux pour le réseau projeté de la première variante (Suite).

N° du nœud	nœud au nœud	L (m)	Qsp (l/s/ml)	Qr (l/s)	Q n (l/s)
16	16-15	283,3	0,006038	1,710	2,101
	16-17	301,3	0,006038	1,819	
	16-19	111,3	0,006038	0,672	
17	17--3	143,6	0,006038	0,867	2,011
	17-15	118	0,006038	0,712	
	17--16	301,3	0,006038	1,819	
	17-18	103,4	0,006038	0,624	
18	18-17	103,4	0,006038	0,624	2,519
	18-19	388,2	0,006038	2,343	
	18-21	343,01	0,006038	2,071	
19	19-16	111,3	0,006038	0,672	1,849
	19-18	388,2	0,006038	2,343	
	19-20	113	0,006038	0,682	
20	20-19	113	0,006038	0,682	1,1212566
	20-21	145,7	0,006038	0,879	
	20-23	112,7	0,006038	0,68	
21	21-18	343,01	0,006038	2,071	1,769
	21-20	145,7	0,006038	0,879	
	21-22	97,44	0,006038	0,588	
22	22-21	97,44	0,006038	0,588	1,179
	22-23	196,6	0,006038	1,187	
	22-25	96,6	0,006038	0,583	
23	23-20	112,7	0,006038	0,680	1,263
	23-22	196,6	0,006038	1,187	
	23-24	109,2	0,006038	0,659	
24	24-23	109,2	0,006038	0,659	2,052
	24-25	248,3	0,006038	1,499	
	24-26	322,2	0,006038	1,945	
25	25-22	96,6	0,006038	0,583	2,013
	25-24	248,3	0,006038	1,499	
	25-26	322,2	0,006038	1,945	
26	26-24	55,46	0,006038	0,334	3,753
	26-25	322,2	0,006038	1,945	
	26-27	865,5	0,006038	5,225	
27	27-26	865,5	0,006038	5,225	2,612
28	28-29	120,6	0,006038	0,728	0,7234
	28-42	119,02	0,006038	0,718	

Tableau VI.1 : Calcul des débits nodaux pour le réseau projeté de la première variante (Suite).

N° du nœud	nœud au nœud	L (m)	Qsp (l/s/ml)	Qr (l/s)	Q n (l/s)
29	29-28	120,6	0,006038	0,72	1,398
	29-30	119,02	0,006038	0,718	
	29-39	223,5	0,006038	1,34	
30	30-29	119,02	0,006038	0,718	1,247
	30-31	69,56	0,006038	0,420	
	30-38	224,8	0,006038	1,357	
31	31-30	69,56	0,006038	0,420	1,010
	31-32	91,64	0,006038	0,553	
	31-34	173,5	0,006038	1,047	
32	32-31	91,64	0,006038	0,553	0,799
	32-33	173,1	0,006038	1,045	
33	33-32	173,1	0,006038	1,045	1,202
	33-34	98,8	0,006038	0,596	
	33-35	126,3	0,006038	0,762	
34	34-31	173,5	0,006038	1,04	1,829
	34-33	98,8	0,006038	0,596	
	34-36	148,1	0,006038	0,894	
	34-38	185,7	0,006038	1,121	
35	35-33	126,6	0,006038	0,764	0,651
	35-36	89,19	0,006038	0,538	
36	36-34	148,1	0,006038	0,894	1,368
	36-35	89,19	0,006038	0,538	
	36-37	216	0,006038	1,304	
37	37-36	216	0,006038	1,304	1,756
	37-38	192,8	0,006038	1,164	
	37-40	173	0,006038	1,044	
38	38-30	224,8	0,006038	1,357	2,148
	38-34	185,7	0,006038	1,121	
	38-39	108,5	0,006038	0,655	
	38-37	192,8	0,006038	1,164	
39	39-29	223,5	0,006038	1,345	2,250
	39-38	108,5	0,006038	0,654	
	39-40	285,8	0,006038	1,725	
	39-42	127,71	0,006038	0,771	
40	40-37	173	0,006038	1,044	1,921
	40-39	285,8	0,006038	1,725	
	40-41	177,8	0,006038	1,073	
41	41-40	177,8	0,006038	1,073	2,134
	41-43	228,5	0,006038	1,379	
	41-45	300,56	0,006038	1,814	

Tableau VI.1 : Calcul des débits nodaux pour le réseau projeté de la première variante (Suite et fin).

N° du nœud	nœud au nœud	L (m)	Qsp (l/s/ml)	Qr (l/s)	Q n (l/s)
42	42-28	216,7	0,006038	1,308	1,742
	42-39	127,71	0,006038	0,771	
	42-43	232,9	0,006038	1,406	
43	43-41	228,5	0,006038	1,379	2,034
	43-42	232,9	0,006038	1,406	
	43-44	212,5	0,006038	1,283	
44	44-43	212,5	0,006038	1,283	1,118
	44-45	157,9	0,006038	0,953	
45	45-41	300,56	0,006038	1,8147	3,067
	45-44	157,9	0,006038	0,953	
	45-46	557,5	0,006038	3,366	
46	46-45	557,5	0,006038	3,366	1,683
47	47-48	431,18	0,006038	2,603	1,301
48	48-47	431,18	0,006038	2,603	1,301
49	49-1	41,07	0,006038	0,247	0,427
	49-15	100,52	0,006038	0,606	

VI.7.1.1.1 Répartition arbitraire des débits

Après le calcul des débits aux nœuds, nous pouvons donc faire la répartition arbitraire des débits pour pouvoir déterminer les diamètres dans chaque tronçon.

VI.7.1.1.2 Détermination des diamètres et des vitesses

Connaissant le débit arbitraire nous pourrions déterminer les diamètres avantageux pour chaque tronçon du réseau à travers l'abaque (annexe VI.1) et avec la formule de la continuité nous déterminons la vitesse :

$$V_o = \frac{Q}{A} = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

VI.7.1.2 Cas de pointe + incendié

Pour ce cas, c'est le même calcul que le cas de pointe mais on doit s'assurer que le débit nécessaire qui est de 17L/s donné par le réservoir se trouve au point le plus défavorable c.à.d. au nœud de cote de terrain 944,73m.

Dans ce cas le débit d'incendie sera considéré comme un débit concentré

Donc : $Q_{ni} = 0,5 * \Sigma Q_r + Q_{cc}$ (VI.4)

Donc la demande au niveau des nœuds reste inchangé (la même que celle dans le cas de pointe) sauf au nœud 6 qui devient : $Q_{N^6} = 1,298 + 17 = 18,298$ L/s

VI. 7.1.3 Résultat de la simulation (1^{er} variante)

On a constaté que le réservoir existant jouer un rôle d'un réservoir dissipateur quel que soit l'emplacement du réservoir projeté. Le meilleur fonctionnement du réseau a été constaté pour la côte de radier du réservoir projeté de 982m. Cette variante reste inadéquate de fait que les vitesses sont très élevée dans certaine tronçon du réseau. Les résultats de la simulation pour le cas de pointe sont donnés dans l'annexe VI.1.

VI.7.2 Deuxième Variante**VI.7.2.1 Cas de pointe**

Dans cette variante on a séparé le réseau existant en deux zones, de telle sorte que chaque zone sera alimentée par un réservoir. C'est le même principe du calcul que la première variante mais avec un débit spécifique de 0,0063 l/s/ml.

Avec : $\Sigma L_i = 10565,079 \text{ m}$ Donc on a : $Q_{sp} = \frac{66,56}{10565,079} = 0,0063 \text{ l/s/ml}$

Tableau VI.2 : Calcul des débits nodaux pour le réseau projeté de la deuxième variante.

N° du nœud	nœud au nœud	L (m)	Qsp (l/s/ml)	Qr (l/s)	Q n (l/s)
Bâche	B-28	358,85	/	/	/
Réservoir	R-48	25,41	/	/	/
	R-6	288,57	/	/	/
1	1--2	101,02	0,0063	0,609	0,844
	1--4	36,86	0,0063	0,222	
	1--15	141,63	0,0063	0,855	
2	2--1	101,02	0,0063	0,609	0,651
	2--3	33,84	0,0063	0,204	
	2--13	80,84	0,0063	0,488	
3	3--2	33,84	0,0063	0,204	1,073
	3--10	178,25	0,0063	1,076	
	3--17	143,6	0,0063	0,867	
4	4--1	36,86	0,0063	0,222	0,986
	4--5	75,59	0,0063	0,456	
	4--6	214,31	0,0063	1,294	
5	5--4	75,59	0,0063	0,456	0,228
6	6--4	214,31	0,0063	1,294	1,298
	6--7	78,96	0,0063	0,476	
	6--10	137	0,0063	0,827	
7	7--6	78,96	0,0063	0,476	0,632
	7--8	47,22	0,0063	0,285	
	7--9	83,38	0,0063	0,503	
8	8--7	47,22	0,0063	0,285	0,142
9	9--7	83,38	0,0063	0,503	0,252
10	10--3	178,25	0,0063	1,076	1,219
	10--6	137	0,0063	0,827	
	10--11	88,55	0,0063	0,534	
11	11--10	88,55	0,0063	0,534	0,267
12	12--13	55,97	0,0063	0,337	0,168
13	13--2	80,84	0,0063	0,488	0,568
	13--12	55,97	0,0063	0,337	
	13--14	51,54	0,0063	0,311	
14	14--13	51,54	0,0063	0,311	0,155
15	15--1	141,63	0,0063	0,855	1,639
	15-16	283,3	0,0063	1,710	
	15-17	118	0,0063	0,712	

Tableau VI.2 : Calcul des débits nodaux pour le réseau projeté de la deuxième variante (Suite).

N° du nœud	nœud au nœud	L (m)	Qsp (l/s/ml)	Qr (l/s)	Q n (l/s)
16	16-15	283,3	0,0063	1,710	2,101
	16-17	301,3	0,0063	1,819	
	16-19	111,3	0,0063	0,672	
17	17--3	143,6	0,0063	0,867	2,011
	17-15	118	0,0063	0,712	
	17--16	301,3	0,0063	1,819	
	17-18	103,4	0,0063	0,624	
18	18-17	103,4	0,0063	0,624	2,519
	18-19	388,2	0,0063	2,343	
	18-21	343,01	0,0063	2,071	
19	19-16	111,3	0,0063	0,672	1,849
	19-18	388,2	0,0063	2,343	
	19-20	113	0,0063	0,682	
20	20-19	113	0,0063	0,682	1,121
	20-21	145,7	0,0063	0,879	
	20-23	112,7	0,0063	0,680	
21	21-18	343,01	0,0063	2,071	1,769
	21-20	145,7	0,0063	0,879	
	21-22	97,44	0,0063	0,588	
22	22-21	97,44	0,0063	0,588	1,179
	22-23	196,6	0,0063	1,187	
	22-25	96,6	0,0063	0,583	
23	23-20	112,7	0,0063	0,680	1,263
	23-22	196,6	0,0063	1,187	
	23-24	109,2	0,0063	0,659	
24	24-23	109,2	0,0063	0,659	2,052
	24-25	248,3	0,0063	1,499	
	24-26	322,2	0,0063	1,945	
25	25-22	96,6	0,0063	0,583	2,014
	25-24	248,3	0,0063	1,499	
	25-26	322,2	0,0063	1,945	
26	26-24	55,46	0,0063	0,334	3,753
	26-25	322,2	0,0063	1,945	
	26-27	865,5	0,0063	5,226	
27	27-26	865,5	0,0063	5,225	2,613
28	28-29	120,6	0,0063	0,728	0,723
	28-42	119,02	0,0063	0,718	
29	29-28	120,6	0,0063	0,728	1,398
	29-30	119,02	0,0063	0,718	
	29-39	223,5	0,0063	1,349	

Tableau VI.2 : Calcul des débits nodaux pour le réseau projeté de la deuxième variante (Suite).

N° du nœud	nœud au nœud	L (m)	Qsp (l/s/ml)	Qr (l/s)	Q n (l/s)
30	30-29	119,02	0,0063	0,718	1,248
	30-31	69,56	0,0063	0,420	
	30-38	224,8	0,0063	1,357	
31	31-30	69,56	0,0063	0,420	1,010
	31-32	91,64	0,0063	0,553	
	31-34	173,5	0,0063	1,047	
32	32-31	91,64	0,0063	0,553	0,799
	32-33	173,1	0,0063	1,045	
33	33-32	173,1	0,0063	1,045	1,202
	33-34	98,8	0,0063	0,596	
	33-35	126,3	0,0063	0,762	
34	34-31	173,5	0,0063	1,047	1,829
	34-33	98,8	0,0063	0,596	
	34-36	148,1	0,0063	0,894	
	34-38	185,7	0,0063	1,121	
35	35-33	126,6	0,0063	0,764	0,651
	35-36	89,19	0,0063	0,538	
36	36-34	148,1	0,0063	0,894	1,368
	36-35	89,19	0,0063	0,538	
	36-37	216	0,0063	1,304	
37	37-36	216	0,0063	1,304	1,756
	37-38	192,8	0,0063	1,164	
	37-40	173	0,0063	1,044	
38	38-30	224,8	0,0063	1,357	2,148
	38-34	185,7	0,0063	1,121	
	38-39	108,5	0,0063	0,655	
	38-37	192,8	0,0063	1,164	
39	39-29	223,5	0,0063	1,349	2,251
	39-38	108,5	0,0063	0,655	
	39-40	285,8	0,0063	1,725	
	39-42	127,71	0,0063	0,771	
40	40-37	173	0,0063	1,044	1,921
	40-39	285,8	0,0063	1,725	
	40-41	177,8	0,0063	1,073	
41	41-40	177,8	0,0063	1,073	2,134
	41-43	228,5	0,0063	1,379	
	41-45	300,56	0,0063	1,814	

Tableau VI.2 : Calcul des débits nodaux pour le réseau projeté de la deuxième variante (Suite et fin).

N° du nœud	nœud au nœud	L (m)	Qsp (l/s/ml)	Qr (l/s)	Q n (l/s)
42	42-28	216,7	0,0063	1,308	1,743
	42-39	127,71	0,0063	0,771	
	42-43	232,9	0,0063	1,406	
43	43-41	228,5	0,0063	1,379	2,034
	43-42	232,9	0,0063	1,406	
	43-44	212,5	0,0063	1,283	
44	44-43	212,5	0,0063	1,283	1,118
	44-45	157,9	0,0063	0,953	
45	45-41	300,56	0,0063	1,814	3,067
	45-44	157,9	0,0063	0,953	
	45-46	557,5	0,0063	3,366	
46	46-45	557,5	0,0063	3,366	1,683
47	47-48	431,18	0,0063	2,603	1,301
48	48-47	431,18	0,0063	2,603	1,301

VI. 7.2.2 Résultat de la simulation (2^{ème} Variante)

Pour les deux cas, un bon fonctionnement du réseau a été constaté. Voir les figures et les tableaux représentés dans les annexes (Annexe VI.2) pour les deux cas : Cas de pointe et Cas de pointe + incendie.

VI.8 Dimensionnement de réservoir projeté (diamètre, hauteur et surface)

a. Forme des réservoirs

On opte pour la forme circulaire puisque le volume est inférieur à 10000 m³. La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne, toutefois, les réservoirs de grande capacité des agglomérations importantes peuvent présenter des hauteurs d'eau comprise entre 7 et 10 m.

b. Diamètre D de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \dots\dots\dots (VI.5)$$

- V_n : Capacité normalisée du réservoir (m³) ;
- S : Section du réservoir (m²) ;
- D : Diamètre de la cuve (m) ;
- h : Hauteur utile optimale d'eau (m), 3 < h < 6 m.
- Donc la hauteur que nous avons optés est :
- h=4m.

c. Réévaluation de la hauteur d'eau h

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

$$\text{AN: } h = \frac{4 * V}{\pi * D_n^2} \dots\dots\dots (\text{VI.6})$$

d. Section de la cuve

On calcule la section de la cuve moyennant la formule

$$\text{AN: } S = \frac{V}{h} \dots\dots\dots (\text{VI.7})$$

e. Hauteur totale H du réservoir

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule

$$H = h + R \dots\dots\dots (\text{VI.8})$$

Avec :

H : Hauteur totale du réservoir (m) ;

h: Hauteur d'eau (m) ;

R : Revanche (m).

f. La hauteur de la réserve d'incendie

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie moyennant la formule

$$\text{AN: } h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \dots\dots\dots (\text{VI.9})$$

Tableau VI.3 : Tableau donnant les dimensions de réservoir projeté.

Type	Volume en (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	h _{inc}	R (m)
Projeté	500	12	113,09	4	1,06	0,35

Conclusion

La projection du réseau à l'horizon d'étude 2035 dans notre agglomération nous a permis de satisfaire les besoins des abonnés, du point de vue pression qui est comprise entre 20 à 60 m, et les vitesses qui sont généralement dans la fourchette 0,5 à 1,5 m/s, ces satisfactions vont permettre au réseau d'éviter les problèmes de dépression et surpression, ainsi que les phénomènes d'entartrage et le dépôt dans les conduites. Plusieurs variantes ont été examinées dans notre étude, et à la fin on a opté pour le réseau séparé qui répond parfaitement aux exigences et aux normes de fonctionnement des réseaux d'eau potable.

Introduction

L'étude des adductions fait partie de notre diagnostic, dans ce chapitre on va exposer les différentes défaillances que pose notre système d'adduction de façon à trouver des solutions pour le bon fonctionnement des deux systèmes.

VII.1 Schéma hydraulique

Pour les adductions objet de notre étude, nous recommandons de dimensionner l'adduction qui est entre le nouveau forage et le nouveau réservoir projeté de 500m³ de telle manière à véhiculer le débit manquant de 21,23 l/s pour l'horizon d'étude 2035.

VII.2 Choix du tracé [2]

- Le choix du tracé de la conduite d'adduction doit tenir compte de certains impératifs que l'on doit dans la mesure du possible de respecter :
- Le tracé doit être le plus court possible entre les ouvrages.
- Des ventouses doivent être prévues au point haut pour évacuer l'air qui s'y accumule, dans un souci économique et technique, on doit donc éviter le plus possible les contres pentes, et des vidanges aux points bas pour le vidange en cas de panne.
- Il serait préférable de suivre l'accotement des routes, pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement du matériau.
- Pour notre projet on va garder l'ancien tracé choisie à raison de :
- Afin d'éviter les réclamations des propriétaires des terrains (la majorité des terrains sont privés).
- La majorité du linéaire des conduites de l'ancien tracé est suivant les routes communales existantes.

VII.3 Choix du matériau [6]

- Le choix du matériau se fait en fonction :
- Du diamètre.
- Des pressions exigées.
- Des conditions d'installation.
- Du revêtement.
- De la disponibilité sur le marché national.
- Du prix unitaire de pose de l'adduction.
- La facilité d'entretien en cas de fuites.

- Dans notre projet, nous avons opté pour les conduites en PEHD en raison des avantages qu'ils présentent :
- Disponibilité sur le marché (production locale)
- Résistance à de grandes pressions (>à 20 bars)
- Facile à poser (grande flexibilité) et possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres.
- Permet de faibles rayons de courbures aux réseaux.
- Longue durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement (durée de vie 50 ans à 20°C).
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très fiable).
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Résiste à la corrosion interne, externe et micro biologique.
- Se raccorde facilement à d'autres réseaux (fonte, acier).
- Insensible aux mouvements de terrain (tremblement de terre).

VII.4 Dimensionnement de l'adduction [1] [3]

VII.4.1 Méthode de calcul

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise les deux formules approchées suivantes :

Formule de BRESS

$$D = 1,5 \times \sqrt{Q} \dots\dots\dots(VII.1)$$

Formule de BONNIN

$$D = \sqrt{Q} \dots\dots\dots(VII.2)$$

Q : Débit refoulé en m³/s.

Remarque : La formule de Bress n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite <1 Km)

A partir de ces deux diamètres déterminés, on choisit une gamme de diamètres parmi lesquels on optera pour celui qui présentera les frais les moins élevés.

VII.4.1.1 Calcul des pertes de charge [1] [3]

a. 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 Ks exprimée en mm ;
- La longueur du tronçon L en (m).

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \dots\dots\dots (VII.3)$$

λ : Coefficient de frottement

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

ΔH : Pertes de charge linéaires en (m)

I: Gradient hydraulique en (m/m)

Le coefficient λ est obtenu par les formules de NIKURADZE suivantes :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} = 0.0168 \dots\dots\dots (VII.4)$$

ε : Rugosité absolue de la conduite : ε = 0,015

b. Pertes de charge singulières

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

$$\Delta H_s = 0,10 * \Delta H_l \dots\dots\dots (VII.5)$$

c. Pertes de charge totales (ΔHt)

Ce sont la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières, alors :

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,10 * \Delta H_l \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,10 * \Delta H_l \dots\dots\dots (VII.6) \end{aligned}$$

VII.4.1.2 Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt

La hauteur manométrique totale est la somme de pertes et de la hauteur géométrique.

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t \dots\dots\dots (VII.7)$$

Hg : La hauteur géométrique

ΔHa: Pertes de charge à l'aspiration

ΔHr: Pertes de charge au refoulement

VII.4.1.3 Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance fournie à la pompe, définie comme suit :

$$P = \frac{\rho * g * Q * HMT}{\eta} \dots\dots\dots (VII.8)$$

η : Rendement de la pompe en (%) ($n=82\%$)

Q : Débit refoulé par la pompe en (m^3/s)

g : Pesanteur ($9.81 m/s^2$)

ρ : Masse volumique de l'eau ($1000 Kg/m^3$).

VII.4.1.4 Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \text{ [KWh]} \dots\dots\dots(VII.9)$$

t : Temps de pompage par jour en (heure) ; dans notre cas $t = 20h$

P : Puissance de la pompe en (kW)

VII.4.1.5 Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante :

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]} \dots\dots\dots (VII.10)$$

E : Energie consommée par la pompe en (KWh)

e : Prix unitaire d'un KWh imposé par SONELGAZ. ($e=4,67DA$)

VII.4.1.6 Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante :

$$F_{am} = Prc * A \text{ [DA]} \dots\dots\dots (VII.11)$$

Prc : Prix de la conduite en (DA), voir les annexes (Annexe VII.1)

A : Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \dots\dots\dots(VII.12)$$

i : Taux d'annuité annuel, $i = 8 \%$

n : Nombre d'années d'amortissement, $n = 22$ ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{22} - 1} + 0,08 = 0,098 = 9,8\%$$

VII.4.2 Dimensionnement de l'adduction (forage – réservoir projeté de 500 m³)

Le débit refoulé par la station de pompage :

$$Q_{ref} = 21,23 \text{ l/s} = 1834,27 \text{ m}^3/j$$

VII.4.3 Analyse de la capacité de la bêche de reprise

La bêche de reprise dans notre cas joue un rôle transitoire. Son dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estimé à un quart d’heure (15min).

Le volume de la bêche de reprise est déterminé selon la formule suivante :

$$V_{bache} = \frac{Q_{max\ j} * t}{20} \dots\dots\dots (VI.13)$$

Avec :

Q_{max.j} : Débit maximal journalier total.

T : Temps de fonctionnement de la station de pompage (T = 20h)

t : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (t=0,25h)

A.N :

$$V_{bache} = (1834,27 * 0,25 / 20) = 22,92m^3.$$

VII .4.4 Calcul du diamètre économique

On a Q_{ref} =21,23 l/s

$$D = \sqrt{21,23 * 10^{-3}} \Rightarrow D = 0,146\ m \quad \text{donc : } D = 146\ mm$$

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

Tableau VII.1 : Calcul de la hauteur manométrique total(HMT).

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH _{lin} (m)	ΔH _{totale} (m)	Hg (m)	HMT (m)
110	2380	21,23	2,24	0,0129	71,23	78,36	106	184,36
125	2380	21,23	1,73	0,0126	36,67	40,34	106	146,34
160	2380	21,23	1,06	0,0120	10,18	11,20	106	117,20
200	2380	21,23	0,68	0,0115	3,20	3,52	106	109,52
250	2380	21,23	0,43	0,0111	1,01	1,11	106	107,11

Tableau VII.2 : Calcul des frais d’amortissement.

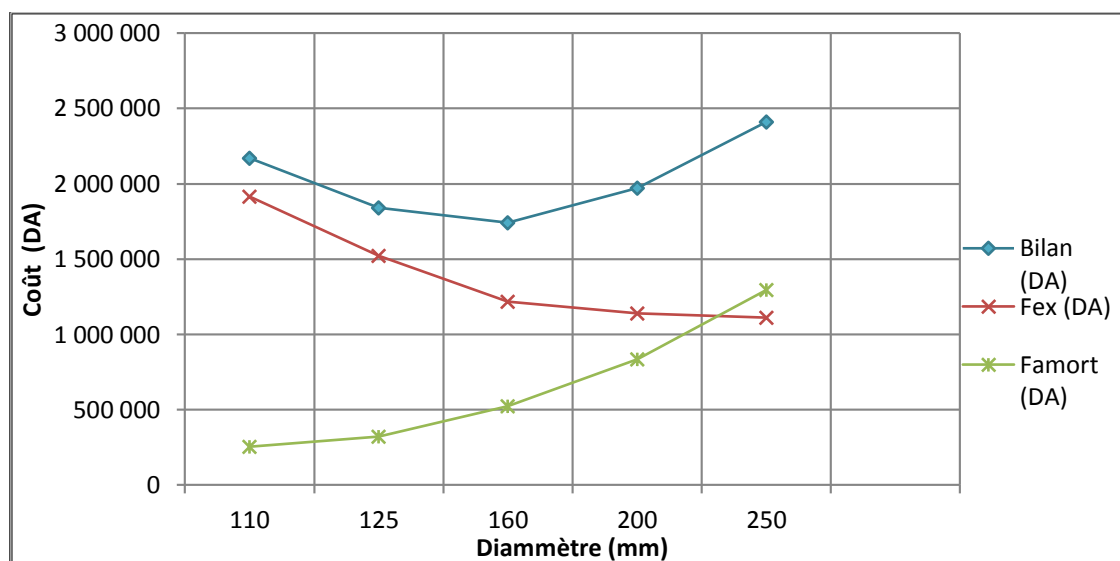
Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
110	1028,03	2380	254702,66
125	1291,05	2380	319867,97
160	2109,04	2380	522531,53
200	3364,46	2380	833571,881
250	5233,61	2380	1296668,75

Tableau VII.3 : Calcul des frais d'exploitation.

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh/an)	F _{explo} (DA)
110	46,82	410175,28	1915518,58
125	37,17	325583,84	1520476,54
160	29,77	260755,64	1217728,85
200	27,82	243670,32	1137940,37
250	27,20	238302,35	1112871,98

Tableau VII.4 : Bilan de l'adduction.

Diamètre (mm)	110	125	160	200	250
F _{explo} (DA)	1 915 519	1 520 477	1 217 729	1 137 940	1 112 872
F _{amort} (DA)	254 703	319 868	522 532	833 572	1 296 669
Bilan (DA)	2 170 221	1 840 345	1 740 260	1 971 512	2 409 541

**Figure VII.1** : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 160 mm, avec une vitesse de 1,05 m/s et sur une longueur de 2380m.

VII.5 Etude de pompage

L'étude de pompage nous permet de choisir la pompe idéale pour notre système d'adduction afin d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique demandée.

VII.5.1 Choix de l'emplacement de la station de pompage

L'emplacement ou bien le site où la station de reprise, on le garde le même afin de ne pas augmenter le coût du génie civil par projection d'un nouvel bâtiment de la station, aussi vu que la bache d'eau d'aspiration se situe juste au-dessous de la station existante.

VII.5.2 Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont :

- d. Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur H_{mt} ;
- e. Meilleur rendement ;
- f. Vérifier la condition de non cavitation ;
- g. Encombrement et poids les plus faibles ;
- h. Vitesse de rotation la plus élevée ;
- i. Puissance absorbée minimale ;
- j. Etre fabriquée en série.

On opte pour les pompes **ITALIE** (pompes centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal) de marque **CAPRARI**. En plus de ses avantages techniques et mécaniques, ce type de pompe nous assure le débit et la hauteur manométrique totale appelée avec une vitesse de rotation variant (1450-3500) tr/min.

VII.5.3 Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes n minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH) r minimale ;
- Nombre d'étage minimal ;

Puissance absorbée minimale

Tableau VII.5 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de la station de reprise.

n	Q appelé (L/s)	H_{mt} appelée (m)	Type de pompe	η (%)	Vitesse (tr/min)	Poids (Kg)	P_{abs} (Kw)	(NPSH) r (m)
1	21,23	117,20	MP 100/ 7 A	75,4	1450	645	30,7	1,93
2	10,615	117,20	HMU40-2/ 5E	67,2	2900	261	17,8	1,98
3	7,07	117,20	HMU40-1/ 6E	60,3	2900	189	16,9	2,6

A partir du tableau ci-dessus, on déduit que la variante une (une seule pompe) est la meilleure du point de vue rendement, vitesse de rotation et puissance absorbée. Pour cette variante on opte pour une deuxième pompe de secours identique à la première (type PM100/7A .CAPRARI). La courbe caractéristique de la pompe choisie est donnée en annexe VII 2.

VI.6 Etude du coup de bélier

VI.6.1 Introduction

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné des variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé net dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau lorsqu'un robinet (ou tout autre appareil) se ferme.

VI.6.2 Causes du coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont les suivantes :

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine

Remarque : Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

VI.6.3 Calcul des réservoirs d'air

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

Comme méthodes de calcul, on distingue :

- **Méthode de VIBERT**

La méthode de VIBERT donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.

- **Méthode de BERGERON**

La méthode de BERGERON est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

VI.6.4 Dimensionnement des réservoirs d'air [1]

On calculera la célérité d'onde à l'aide de la formule suivante (B. SALAH) :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}} \quad (m/s) \quad \dots\dots (VI.14)$$

Avec :

C: Célérité d'onde en (m/s)

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; K = 2.07*10⁹ Pascal.

ρ : Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 kg / m³

Em : Module de Young du matériau de la conduite ; Em = 1.2*10⁹ pour PEHD.

Es : Module de Young du sol ; Es = 2*10⁸ Pascal.

ν_m : Coefficient de poisson du matériau. ν_m=0,50 (PEHD).

ν_s : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite. ν_s=0.33

e_m : Epaisseur de la conduite (m). (e_m =0.0179m pour Ø160).

a : Rayon intérieur de la conduite (m).

Remarque : Concernant les caractéristiques des matériaux et de sol, voir les annexes, (Annexe VII.3)

La charge tenant compte du coup de bélier:

$$Z = Hg + \frac{C * V_0}{g}$$

V₀: Vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

g: Accélération de pesanteur. (m/s²)

La charge statique absolue : $Z_0 = Hg + 10$

La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g}$$

On a:

$$\left. \begin{matrix} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{matrix} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{L * S}, \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad \text{voir les annexes, (Annexe VII.4)}$$

$$U_0 = \frac{U_0}{L * S} * L * S$$

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0 * Z_0}{Z_{\min}}$$

U_{max}: volume du réservoir d'air.

Application

▪ Les données de base

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau VII.6 : Les caractéristiques d'adduction de refoulement :

Adduction	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
(SR-500m ³)	PEHD	160	0.0490	1,05	2380	106

a. Calcul de la célérité d'onde C

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII.7 : Calcul de célérité d'onde d'adduction de refoulement:

Adduction	K (Pa) (*10 ⁹)	ρ (Kg/m ³)	a (m)	vm	vs	Es (Pa) (*10 ⁸)	Em (Pa) (*10 ⁹)	em (m)	C (m/s)
(SR-500m ³)	1.2	1000	0.19 42	0.5	0.33	2	1.2	0.02790	392.13

b. Calcul de capacité de réservoir d'air

Les résultats trouvés pour le calcul de volume de réservoir d'air sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII.8 : Calcul de volume de réservoir d'air de l'adduction de refoulement :

Adduction	(S.R-500m ³)
Z0 (m)	116
Zmax	183
V0 (m/s)	1,05
g (m/s ²)	9,81
h0	0.056
h0/ Z0	4,82x10 ⁻⁴
U0/ (L*s)	1,6x10 ⁻³
Zmin/ Z0	0,58
U0 (m ³)	0,54
Umax (m ³)	1,00
Volume normalisé (litres)	1000

Conclusion

A travers ce chapitre nous avons dimensionné la conduite d'adduction qui refoule vers le réservoir 500 m³ avec un diamètre de 160 mm et sur une longueur de 2380 m de telle manière à assurer le débit nécessaire de l'agglomération pour l'horizon d'étude, on a fait aussi le calcul de réservoir d'air afin de les protéger contre le régime transitoire.

Introduction

Les canalisations destinées au transport de l'eau sous pression se composent de tuyaux droits cylindriques et d'éléments de raccordement appelés pièces spéciales (coudes, brides, réductions).

Les principaux matériaux utilisés pour la fabrication des tuyaux sont : la fonte et la fonte ductile, l'acier, les matières plastiques, le béton armé ou non armé et le béton précontraint.

VIII.1 pose de canalisations

Les canalisations sont généralement posées en tranchée à l'exception de certains cas où elles sont posées sur sol à condition d'être rigoureusement entretenues et protégées. Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même, par contre le mode de pose est variable d'un terrain à l'autre ceci dans le fait de diminuer l'effet des différentes contraintes agissant sur la canalisation.

En principe pour permettre un écoulement naturel des eaux d'infiltration, la pose de canalisation s'effectue à partir des points hauts. Si la canalisation est posée en tranchée, celle-ci doit être suffisamment large (minimum 70 cm), de façon à permettre l'accès aux ouvriers pour effectuer le travail. Au niveau des joints, la tranchée devra présenter un élargissement plus important.

VIII.1.1 Pose selon la nature de terrain

Dans notre projet, la pose de canalisation est ordinaire vu que le sol de l'agglomération ne présente pas d'anomalie (pas de rivière...etc.). Dans un terrain ordinaire, la canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm et une profondeur de telle façon à recevoir le lit de pose (Sable), la conduite et l'épaisseur du remblai (80 cm minimum). Le fond de la tranchée est garni d'un lit de sable de 10 à 20 cm d'épaisseur au minimum, destiné à constituer un matelas élastique au-dessous du tuyau. Avant la mise en fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subi de chocs, fissuration... etc. Après cela, on pratique la descente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon plus lente. Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempts de pierres et bien pilonné, et sera par la suite achevé avec des engins.

VIII.1.2 Pose selon la nature des conduites

Pour notre projet, comme les canalisations sont en polyéthylène haute densité (PEHD), l'enfouissement à la charrue est interdit, sauf dérogations expresses. Si le cintrage a lieu suivant une courbure de diamètre compris entre 06 à 16 fois le diamètre extérieur du tuyau, il doit s'effectuer à chaud ; de plus fortes courbures sont à proscrire. En cas de pose pendant les journées chaudes, le serrage de jonctions extrême des canalisations et le remblaiement ne doivent avoir lieu qu'aux heures fraîches, de préférence dans la matinée.

On peut également classer les tuyaux en fonction des types de raccordement utilisés selon trois grandes familles.

VIII.1.2.1 Raccordement par emboîtement

Il y a en général alors un joint assurant l'étanchéité. Les tuyaux en fonte, PVC, béton à âme tôle, PRV sont de ce type. Ces raccordements impliquent presque toujours une surépaisseur par rapport au diamètre extérieur du tuyau ; les techniques de pose par fonçage ou forage ne sont alors pas toujours possibles.

VIII.1.2.2 Raccordement par soudure

Ces techniques sont réservées aux Polyéthylènes (électro-soudages par manchon ou « au miroir »), à l'acier parfois, à la partie acier des bétons à âme tôle. En raison de la surépaisseur du manchon, le PE soudé de cette façon se prête mal également aux forages et fonçages.

VIII.1.2.3 Raccordement par collage

Le PVC en petits diamètres peut également être assemblé par collage. Les tuyaux se présentent le plus souvent en longueurs droites de 6 m, sauf pour les PE qui se présentent en tourets de plusieurs centaines de mètres selon le diamètre. Cette dernière présentation facilite leur utilisation en fonçage ou forage pour les diamètres de 100 à 400 mm.

VIII.1.3 Traversées des routes

Nous avons dans notre projet la traversée de plusieurs routes. En raison des charges supportées, qui peuvent amener des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles au niveau des conduites et des routes, les traversées de routes doivent être limitées dans la mesure du possible. Dans le cas où on n'a pas d'autres alternatives, on doit faire la pose des conduites dans une gaine (buse de diamètre supérieur dans laquelle la conduite est introduite), dans le double but de protéger la canalisation contre les chocs et les vibrations, et d'évacuer l'eau provient des fuites éventuelles hors de la chaussée. D'autre part, la profondeur d'enfouissement doit être au minimum d'un mètre sous la chaussée (0,70 m sous accotement). Enfin, le remblaiement et la reconstitution de la chaussée doivent être exécutés avec soin.

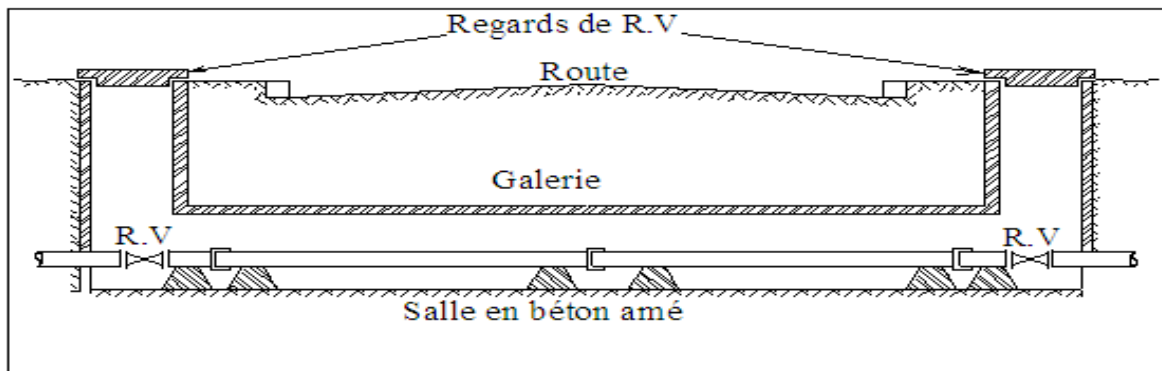


Figure VIII.1 : Pose de conduite en galerie.

VIII.1.4 Traversée des Oueds

La pose de canalisations à la traversée d'un oued demande certains travaux spécial en fonction de l'état de la traversé. L'existence d'un pont-route suivra également de support de la canalisation .Dans le cas où le pont-route n'existe pas, on va choisir le traversé aérienne.

Le franchissement aérien des oueds est assuré par l'implantation des piliers au niveau de lit d'oued. Les piliers seront dimensionnés d'une manière à supporter les charges appliquées par la conduite.

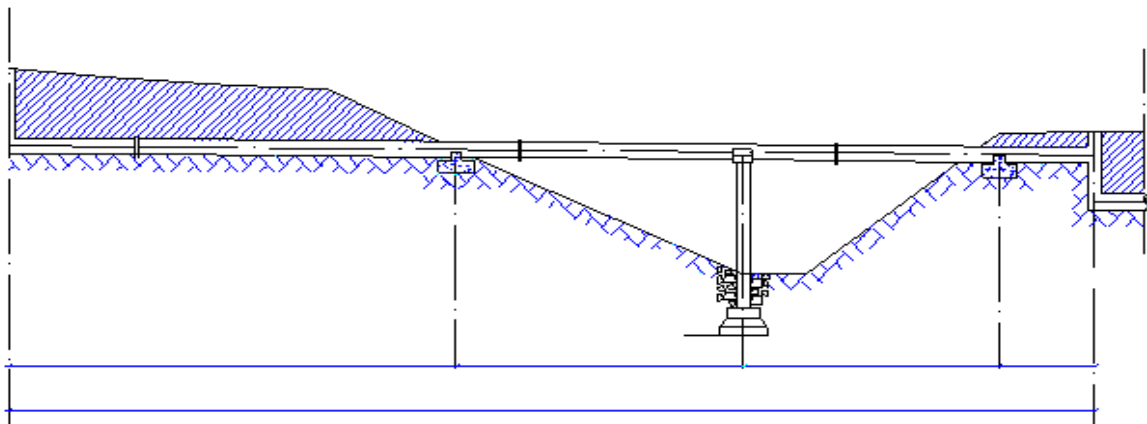


Figure VIII.2 : Traversée d'un Oued

VIII.2 Exécution des travaux de pose des canalisations [6]

VIII.2.1 Travaux préliminaires

Avant de commencer les travaux de pose, on doit procéder aux opérations de piquetage et de jalonnement qui permettent :

- De matérialiser sur le terrain le tracé et le profil en long de canalisation.
- De reporter la position de tous les ouvrages enterrés (réseaux d'assainissement, câbles électriques et PTT, canalisation de gaz). Pour un repérage précis, il faut exécuter des sondages de reconnaissance perpendiculairement aux lieux des canalisations indiquées sur les plans du projet.

La vérification et la manutention des canalisations (Les quantités, L'aspect et le contrôle de l'intégrité, Le marquage en cas de défaut) sont des étapes nécessaires avant la mise en pose des conduites.

VIII.2.2 Excavation des tranchées

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée à excaver est de 1 m pour :

- Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).
- Protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être tel qu'un homme peut travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

L'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

VIII.2.2.1 Profondeur de la tranchée (H_{tr})

Les tranchées sont établies en chaque point à la profondeur indiqué au profil en long, en générale la profondeur est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D+h+e \quad (m) \dots\dots\dots (VIII.1)$$

D : Diamètre de la conduite (m) ;

h : Hauteur de la génératrice supérieur de conduite à la surface du sol, elle est varié entre 80 et 120cm.

e : Epaisseur du lit de pose ($e = 0,2$ m).

VIII.2.2.2 Largeur de la tranchée (**b**)

La largeur de la tranchée est évidemment en fonction du diamètre de la conduite. Elle varie aussi selon la nature du sol, le matériau constituant la conduite, le type de joint et les conditions de pose. La tranchée devra présenter en son fond une largeur au moins égale au diamètre extérieur du tuyau avec 30 cm d'espacement sur chaque côté de la conduite.

Avec :

$$b = D+0,6 \quad (m) \dots\dots\dots (VIII.2)$$

b : Largeur de la tranchée (m).

D : Diamètre de la conduite (m).

VIII.2.2.3 Choix du coefficient du talus (**m**)

Pour garder la stabilité du talus de la tranchée durant les travaux de pose des conduites on doit définir ce coefficient qui est en fonction de la profondeur de tranchée et la nature du sol.

Tableau VIII.1 : Choix du coefficient du talus

Sols	Profondeur de la tranchée	
	jusqu'à 1.5 m	jusqu'à 3m
Sable	m=0,5	m=1
Limon sableux	m=0,25	m=0,67
Limon argileux	m=0	m=0,5

Dans notre cas le sol est limon argileux d'où le coefficient de talus $m = 0$.

VIII.2.2.4 Section de la tranchée (Str)

Les sections des tranchées sont en forme rectangulaire dont l'aire est donnée par la formule :

$$S_{tr} = H_{tr} \times b \quad (m^2) \dots\dots\dots (VIII.3)$$

H_{tr} : Profondeur total de la tranchée (m).

b : Largeur du fond de la tranchée (m).

VIII.2.3 Aménagement du lit de sable

Le lit de pose a pour fonction première d'assurer une répartition uniforme des charges sur la zone d'appui, il y a donc lieu de poser les tuyaux de manière à ce qu'il n'y ait ni appui linéaire, ni appui ponctuel. Avant la pose des conduites on procède aux opérations suivant :

- Eliminer les grosses pierres sur les talus de la tranchée.
- Respecter les côtes du profil en long.
- Nivelier soigneusement le fond de la tranchée.
- Etablir une suite le fond de la fouille en confectionnant un lit de pose (Sable).

VIII.2.4 Mise en place des canalisations

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont.

- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé.
- Réaliser un fond de fouille bien rectiligne pour que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur et éliminer les grosses pierres sur les talus de la tranchée.
- Creuser le fond de fouille à côté de l'emboîtement de façon à éviter que celui-ci ne se pose pas sur le sol.
- Réaliser si possible un appui de manière à ce que le tuyau repose sur un arc égal au moins au quart de sa circonférence extérieure.

VIII.2.5 Remblaiement de la tranchée

Un remblayage de qualité est nécessaire pour assurer, d'une part la transmission régulière des charges sur la canalisation et d'autre part sa protection contre tout dégât lors de l'exécution des remblais supérieurs. Le matériau utilisé est généralement similaire à celui mis en œuvre pour l'enrobage du tuyau. Le remblaiement est réalisé par couches successives dont l'épaisseur est déterminée en fonction de l'engin de damage (<0,3m), en tenant compte de la nature du remblai, afin de garantir une compacité optimale et régulière durant cette opération les tuyaux ne devront subir aucun dommage.

Pour cette raison, l'utilisation d'engins de compactage moyens ou lourds n'est admissible qu'à partir d'une hauteur de couverture de 1m. Par ailleurs dans le cas de faible couverture des tuyaux, la circulation des véhicules ainsi que le stockage des déblais des tranchées sont interdits sur le tracé de la canalisation.

VIII.3 Accessoires du réseau [7]

VIII.3.1 Équipement du réseau de distribution

VIII.3.1.1 Type de canalisation

Le réseau de distribution sera constitué par PEHD, les diamètres utilisés varient entre 50mm et 250 mm.

VIII.3.2 Appareils et accessoires du réseau

Les accessoires qui devront être utilisés pour le réseau de distribution sont les suivants :

a. Vanne de régulation (multifonction)

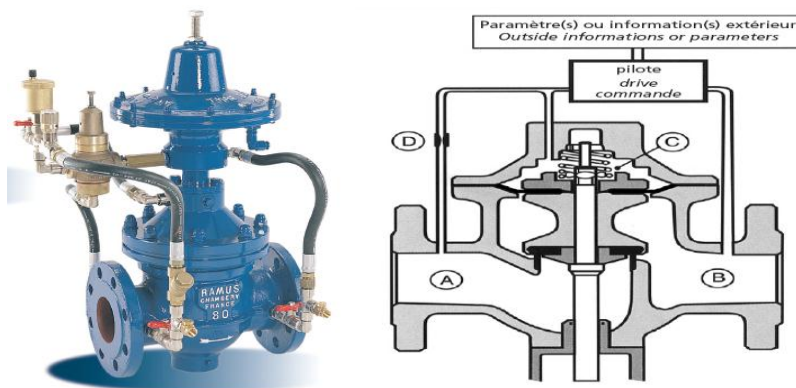


Figure VIII.3 : Vanne de régulation

❖ Principe de fonctionnement

La Chambre “C” est alimentée par l’amont. Cette alimentation est freinée par un diaphragme “D”. Les pilotes en régulant l’échappement de la chambre modifient l’ouverture de l’appareil.

A partir du même ensemble de base on peut réaliser plusieurs fonctions, par modification de la partie commande.

❖ Utilisations les plus courantes

- Régulateur amont
- Régulateur aval
- Régulateur amont/aval
- Robinet altimétrique
- Robinet altimétrique/régulateur amont
- Régulateur de débit

❖ Avantages

- Fonction modifiable sans dépose de l’appareil
- Ne nécessite aucun apport d’énergie extérieure
- Etanchéité parfaite à débit nul

b. Vanne à papillon

Figure VIII.4 : Vanne à papillon

- Organe de sectionnement et de régulation adapté spécialement au transit de tous fluides courants.

- Etanchéité totale et permanente dans les deux sens d'écoulement, par manœuvre au quart de tour.
- Raccordement adapté à tous les gabarits de brides normalisées.
- Fixation aisée en extrémité de canalisation par brides normalisées pour sectionnement temporaire du circuit.
- Protection du corps et de l'axe de manœuvre grâce à sa bague d'étanchéité assurant l'isolement total avec le fluide transité.

Construction simple, robuste et éprouvée, garantissant un fonctionnement parfait et durable sans entretien dans de nombreux domaines d'utilisation

c. Vanne à survitesse



Figure VIII.5 : Vanne à survitesse.

❖ Fonction

Les vannes de survitesse sont destinées à couper le débit dans les canalisations sur lesquelles elles sont installées lorsqu'une rupture se produit à l'aval. L'accroissement de la vitesse du fluide qui en résulte entraîne la fermeture irréversible de la vanne, évitant ainsi les dégâts d'inondation ou la vidange des réservoirs.

❖ Avantages

La fermeture est automatique. Elle s'obtient sans apport d'énergie extérieure. Elle peut être télécommandée.

- La vitesse de fermeture est réglable. La vanne peut être équipée d'un système à 2 vitesses de fermeture.
- Etanchéité maximum.
- Modification possible du seuil de déclenchement en cours d'exploitation.

d. Robinet altimétrique**Figure VIII.6 : Robinet altimétrique****❖ Fonction**

- Maintient une hauteur d'eau constante et réglable dans un réservoir.
- L'appareil se ferme lorsque le niveau d'eau dans le réservoir atteint le niveau de remplissage réglé.
- Ouverture complète après que le niveau d'eau soit descendu d'environ 15 centimètres

❖ Avantages

- Etanchéité parfaite à la fermeture
- Facilité d'installation et Entretien réduit.
- Dispositif de limitation de débit permettant de relever la ligne piézométrique.
- Simplicité de réglage et de la modification du niveau de remplissage.
- Nettoyage et remplacement des étanchéités sans dépose de l'appareil.
- Précision du niveau de remplissage.

e. Robinet à opercule**Figure VIII.7 : Robinet à opercule.**

❖ **Fonction**

Sectionner tout transit d'eau potable et d'eau brut à l'aide d'un couple de manœuvre faible.

❖ **Avantage**

- Parfaite vanne fermée : compression de l'élastomère de l'opercule.
- Un palier d'étanchéité démontable sous pression assure l'étanchéité vers l'extérieur et interdit l'entrée de corps étrangers.

Les vis de fixation du corps et du couvercle sont à têtes noyées recouvertes d'une protection plastique.

- Opercule surmoulé élastomère.
- Vis de manœuvre en acier inoxydable.
- Pas d'accumulation de corps étrangers sous l'opercule.

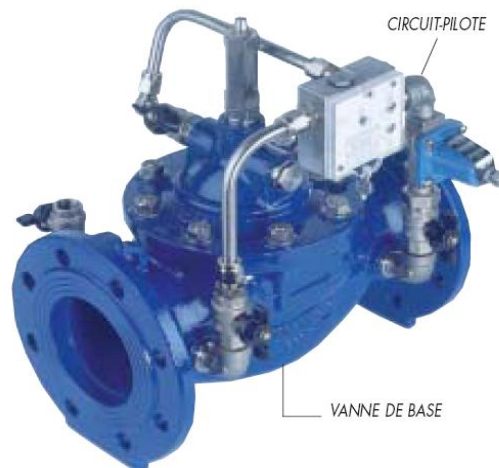
f. Appareil de régulation à membrane

Figure VIII.8 : Appareil de régulation à membrane.

L'appareil de régulation automatique est constitué d'une vanne de base à membrane et d'un circuit-pilote. La vanne de base simple robinet à soupape modifiée, est commandée par une chambre, isolée du corps de la vanne par une membrane, dont les variations de volume actionnent le clapet. Le circuit-pilote comprend un organe de contrôle centralisé multifonctions. Vanne de base et pilotes sont actionnées par l'énergie hydraulique du fluide.

❖ **Principales fonctions**

- Sectionnement automatique.
- Régulation de pression.
- Limitation de débit.
- Régulation de niveau.
- Fermeture par sur vitesse.

g. Joint de démontage**Figure VIII.9 :** Joint de démontage.

Il se compose de 2 brides extérieures pour la reprise sur la conduite et d'une bride serre-joint assurant l'étanchéité dans toutes les positions intermédiaires.

❖ Fonction

- Le joint de démontage auto-buté est un organe, dont la conception permet d'assurer sous un encombrement minimum un montage réglable ou un démontage aisé en cas de dépose de matériel de canalisation ou de robinetterie.
- Il peut transmettre toute la poussée axiale de la conduite grâce à leur rigidité assurée par les tirants traversant.

h. Robinet vanne

Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux.

Ils permettent ainsi de régler les débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille »

Celle-ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).

**Figure VIII.10 :** Robinet vanne.

i. Bouche ou poteau d'incendie

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum 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.



Figure VIII.11 : Poteau d'incendie

j. Clapets

Ils sont destinés à empêcher la circulation en retour, leur emploi est général dans les stations de pompage où ils sont souvent disposés à la sortie même des pompes, entre celles-ci et les robinets de sectionnement. On en trouve également sur les canalisations de distribution.



Figure VIII.12 : Clapet anti retour

k. Venteuses**Figure VIII.13 : Venteuse.**

Les venteuses 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.

l. Robinets de vidange

Ce sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange qui sera posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

m. Pièces spéciales de raccordement

1. **Tés** : utilisés pour le raccordement des canalisations secondaires sur la canalisation principale.
2. **Coudes** : utilisés en cas de changement de direction.
3. **Cônes de réduction** : ce sont des organes de raccord en cas de changement de diamètre.

**Figure VIII.14 : Pièces spéciales**

Conclusion

Les accessoires sont indispensables dans un réseau d'alimentation en eau potable car on vient de constater le rôle que jouent ces différents accessoires au niveau d'un réseau. Certains pour l'incendie par contre d'autre chassent l'air de la conduite en cas d'écoulement ou font rentrer l'air dans la conduite en cas de vidange (cas des venteuses).

CONCLUSION GENERALE

A travers cette étude, nous avons présentée en premier lieu un aperçu général sur les insuffisances que contient le système d'alimentation en eau potable de la ville de AIN TAGHROUT.

Dans ce cadre nous avons cité quelques anomalies existantes au niveau de réseau de distribution, l'adduction, des ouvrages de stockage et des sources.

Les remèdes contre ces insuffisances s'impose les recommandations suivantes :

- Rénovation du réseau de distribution du AIN TAGHROUT.
- Projection d'un réservoir de capacité 500m³ a une cote adéquate.
- Une nouvelle conduite d'adduction et son tracé vers le réservoir projeté de 500m³.

En dernier lieu et pour mieux gérer notre réseau, on a cité les notions de gestion, d'exploitation et les opérations d'entretien à effectuer sur les différents ouvrages.

Nous dirons que dans ce travail, nous avons traité les différents points concernant l'étude de système d'alimentation en eau potable. Cependant, dans toute l'étude, on trouve des insuffisances qui espérons-le seront comblées par des travaux futurs.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] **B.SALAH.** Cours d'Alimentation en Eau Potable. Cinquième année 1993,150 P.
- [2] **C.GOMELL et H.GUERREE.** La distribution d'eau dans les agglomérations de petite et moyenne importance. Université LAVAL, Edition EYROLLES, 2004, P180.
- [3] **DUPONT.A.** Edition Eyrolles Hydraulique urbaine, Tome I et II. Paris 1988.
- [4] **E .IVANOV.** Organisation et la construction d'un système du projet de distribution de l'eau, ENSH 1985.
- [5] **J.BONNIN.** Hydraulique urbaine appliquée en agglomération de petite et moyenne Importance.
- [6] **M. CARLIER.** Hydraulique générale et appliquée, Édition Eyrolles, Paris 1972, P289.
-
- [7] **CATALOGUE DE PEHD.** Édition 2010.
- [8] **Logicielle CAPRARI**

ANNEXES III : 1

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

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
01-02	1	1.5	3.2	3.25	0.75
02-03	1	1.5	2.5	3.3	1
03-04	1	1.5	2.6	3.2	1
04-05	2	2.5	3.5	3.25	3
05-06	3	3.5	4.1	3.4	5.5
06-07	5	4.5	4.5	3.85	5.5
07-08	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
08-09	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
09-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1

Source polycopie B.SALAH

ANNEXE V.1 Cas de pointe

Tableau : résultat de simulation du réseau actuel (2013) Etat des pressions aux nœuds.

Nœud	Altitude (m)	Débit (L/s)	Charge piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
Réservoir R	964	38,01	964	0
1	956,34	0,73	963,67	7,33
2	947,53	0,72	963,55	16,02
3	946,74	0,48	963,49	16,75
4	947,11	0,3	963,51	16,4
5	944,74	0,44	963,49	18,75
6	942,38	0,53	963,42	18,04
7	940,79	0,47	963,39	18,6
8	941,91	0,46	963,47	18,56
9	938,93	0,53	963,46	24,53
10	939,16	0,51	963,37	24,21
11	937,6	0,49	963,34	25,74
12	938,33	0,64	963,35	25,02
13	938,07	0,37	963,26	25,19
14	935,64	0,1	963,26	27,62
15	936,96	0,28	963,24	26,28
16	935,9	0,27	963,21	27,31
17	936,06	0,26	963,32	27,26
18	934,89	0,29	963,24	28,35
19	932,83	0,32	963,18	30,35
20	934,88	0,31	963,17	28,29
21	933,89	0,33	963,13	29,24
22	930,62	0,34	963,14	32,52
23	928,89	0,37	963,11	34,22
24	932,76	0,42	963,11	30,35
26	927,64	1,28	963,08	34,44
27	936,29	0,89	963,37	24,08
28	936,56	0,36	963,41	25,85
29	939,43	0,6	963,49	24,06
30	939,48	0,38	963,44	23,96
31	937,13	0,12	963,44	26,31
32	935,67	0,42	963,39	27,72
33	932,97	0,28	963,39	29,42
34	929,09	0,33	963,01	32,92
35	931,66	0,24	963,01	30,35
36	934,89	0,19	963,01	28,12
37	935,47	0,19	963,01	27,54
38	936,11	0,41	963,01	26,9
39	937,17	0,18	963	25,83
40	934,79	0,22	963	28,21
41	932,26	0,19	963	29,74
42	933,39	0,22	963	29,61
43	930,89	0,2	963	31,11
44	929,97	0,14	963	33,03
45	928,68	0,14	963	34,32
46	928,23	0,16	963	34,77
47	926,84	0,06	963	35,16
48	928,69	0,21	963	34,31
49	929	0,25	963	34
50	925,53	0,65	963	36,47
51	929,07	0,2	963	32,93
52	929,42	0,18	963	32,58
53	931,09	0,54	963	30,91
54	929,94	0,2	963	33,06
55	931,93	0,17	963	31,07
56	931,68	0,18	963	31,32
57	931,7	0,18	963	31,3
58	932,91	0,27	963	29,09
59	933,76	0,2	963	29,24

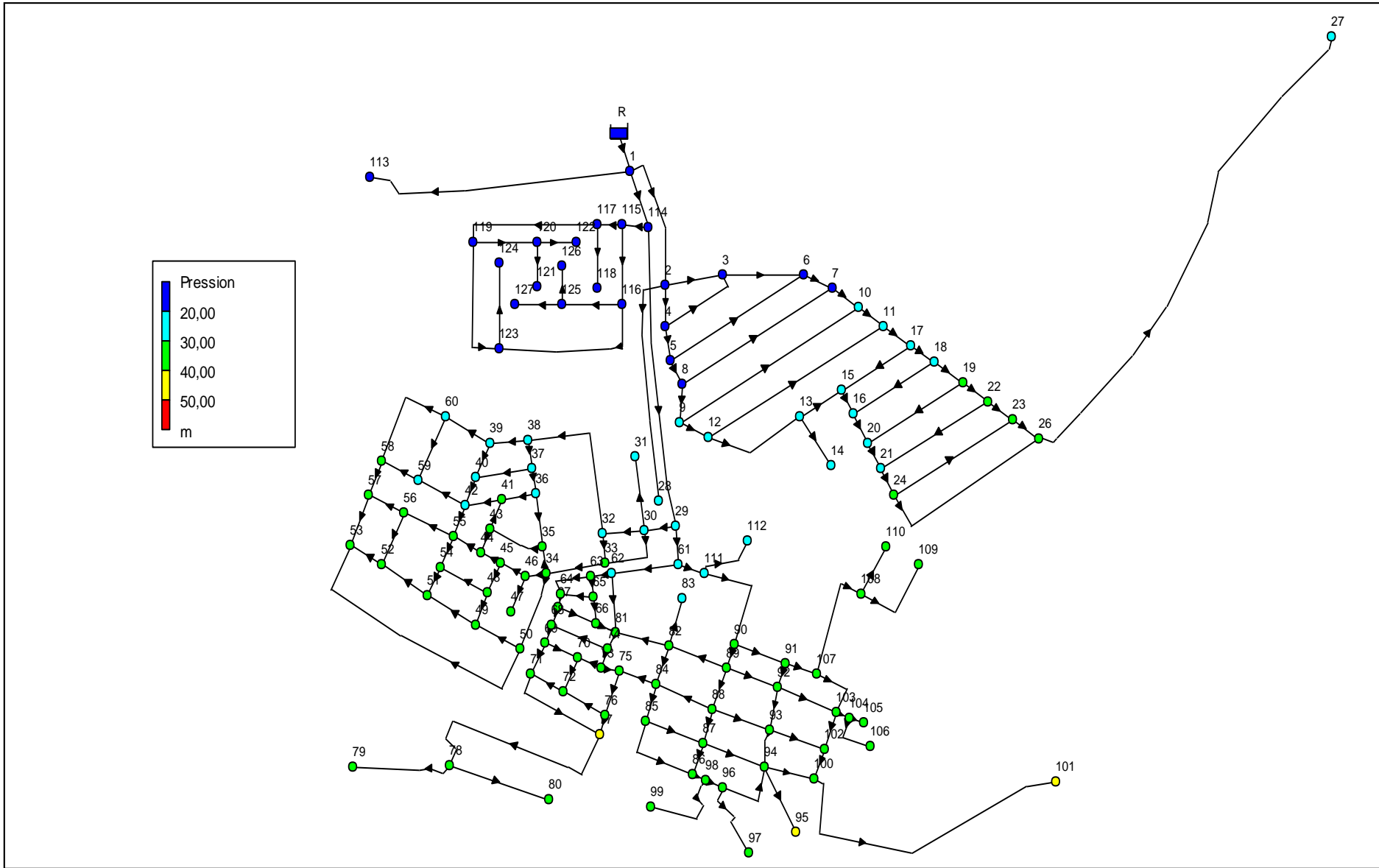
Tableau : résultat de simulation du réseau actuel (2013) Etat des pressions aux nœuds (suite).

Nœud	Elévation (m)	Débit (L/s)	Charge piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
60	938,28	0,31	963	24,72
61	937,73	0,21	963,48	25,75
62	933,54	0,26	963,43	29,89
63	931,25	0,15	963,37	31,12
64	928,91	0,18	963,29	33,38
65	931,42	0,15	963,3	30,88
66	931,65	0,17	963,28	30,63
67	928,26	0,14	963,29	35,03
68	927,78	0,19	963,27	34,49
69	926,43	0,18	963,26	35,83
70	930,19	0,21	963,26	32,07
71	924,7	0,36	963,24	37,54
72	929,25	0,25	963,24	33,99
73	929,9	0,11	963,26	33,36
74	930,79	0,19	963,27	32,48
75	928,87	0,19	963,26	34,39
76	924,66	0,21	963,25	36,59
77	922,95	0,55	963,24	38,29
78	928,47	0,66	963,11	34,64
79	926,91	0,19	963,09	35,18
80	926,35	0,15	963,1	35,75
81	932,05	0,27	963,28	30,23
82	931,69	0,37	963,3	30,61
83	933,67	0,08	963,3	28,63
84	930,39	0,32	963,27	31,88
85	929,16	0,34	963,25	34,09
86	929,53	0,25	963,23	33,7
87	929,55	0,36	963,24	33,69
88	929,72	0,35	963,28	33,56
89	931,11	0,33	963,33	31,22
90	931,68	0,36	963,34	31,66
91	932,32	0,21	963,27	30,95
92	930,42	0,33	963,26	32,84
93	928,01	0,35	963,24	35,23
94	925,75	0,49	963,21	36,46
95	922,6	0,07	963,2	38,6
96	928,8	0,26	963,22	34,42
97	926,57	0,09	963,21	25,64
98	929,23	0,19	963,22	32,99
99	925,9	0,13	963,22	35,32
100	926,73	0,72	963,21	35,48
101	908,37	0,57	963,17	47,8
102	926,29	0,23	963,21	35,92
103	928,8	0,31	963,22	34,42
104	929,01	0,15	963,17	34,16
105	928,91	0,03	963,17	34,26
106	928,3	0,09	963,17	34,87
107	932,19	0,4	963,24	30,05
108	928,41	0,42	963,01	34,6
109	928,01	0,11	963,97	34,96
110	929,39	0,07	963	33,61
111	938,01	0,36	963,46	23,45
112	937,8	0,11	963,42	23,62
113	946,09	0,52	963,29	16,2
114	953,31	0,59	963,64	9,33
115	953,48	0,18	963,64	9,16
116	948,19	0,4	963,62	14,43
117	952,82	0,35	963,63	9,81

Tableau : résultat de simulation du réseau actuel (2013) Etat des pressions aux nœuds (suite et fin).

Nœud	Elévation (m)	Débit (L/s)	Charge piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
118	948,37	0,09	963,61	14,24
119	944,79	0,44	963,61	17,82
120	946,45	0,22	963,6	16,15
121	944,4	0,05	963,6	18,2
122	949,47	0,09	963,6	14,13
123	941,97	0,46	963,6	8,63
124	945,63	0,09	963,57	17,94
125	946,44	0,23	963,62	17,18
126	948,22	0,05	963,61	15,39
127	943,12	0,1	963,61	18,49

ANNEXE V.1 Résultats de simulation du réseau existant (Etat des pressions au nœuds) cas de pointe



ANNEXE V.1 Cas de pointe

Tableau : Résultat de simulation du réseau actuel (2013) Etat des vitesses dans les tronçons.

Tronçons	Du nœud	Au nœud	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériel	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)
P27	16	18	167,12	63	pvc	0,62	0,1
P35	21	22	222,2	75	pvc	1,96	0,31
P32	19	20	196,57	63	pvc	3,22	0,16
P40	26	27	865,6	63	pvc	4,11	0,2
P122	82	89	111,3	160	pvc	4,99	0,1
P148	96	97	89,93	63	pvc	5,49	0,31
P130	87	94	121,5	63	pvc	1,1	0,16
P126	85	87	109,98	63	pvc	0,73	0,2
P118	78	80	149,77	63	pvc	0,07	0,1
P149	98	99	127,46	63	pvc	2,07	0,31
P48	32	33	48,21	160	pvc	3,13	0,16
P80	52	56	82,12	90	pvc	0,86	0,2
P73	48	54	95,61	90	pvc	0,07	0,1
P120	81	82	99,24	110	pvc	0,33	0,31
P106	70	72	75,11	63	pvc	0,5	0,16
P102	68	74	125,7	63	pvc	1,06	0,2
P72	46	47	63,65	90	pvc	0,81	0,1
P57	37	40	102,41	110	pvc	0,29	0,31
P53	35	43	101,02	110	pvc	0,37	0,16
P89	59	60	106,86	90	pvc	0,19	0,2
P46	30	31	118,52	110	pvc	0,7	0,1
P155	104	106	88,06	63	pvc	0,42	0,31
P151	100	101	555,7	110	pvc	0,26	0,16
P38	23	24	248,32	75	pvc	0,62	0,2
P9	3	4	165,76	63	pvc	0,94	0,1
P12	5	6	301,3	75	pvc	0,73	0,31
P15	7	8	343,68	75	pvc	0,45	0,16
P168	117	118	91,21	40	pvc	1,28	0,2
P172	120	121	49,22	40	pvc	6,72	0,1
P177	125	126	55,06	40	pvc	2,18	0,31
P45	30	33	119,81	110	pvc	0,08	0,16
P49	33	34	108,21	160	pvc	2,37	0,2
P114	84	75	71,99	125	pvc	0,38	0,1
P115	75	76	83,64	125	pvc	0,06	0,31
P116	76	77	32,46	125	pvc	10,68	0,16
P171	120	122	91,3	63	pvc	10,21	0,2
P170	119	120	76,7	90	pvc	1,02	0,1
P176	125	127	97,3	63	pvc	0,8	0,31
P165	116	125	74,69	90	pvc	0,04	0,16
P175	123	124	92,26	40	pvc	0,02	0,2
P5	2	3	127,26	160	pvc	0,68	0,1
P8	3	6	156,69	160	pvc	0,92	0,31
P13	6	7	55,63	160	pvc	1,08	0,16
P14	7	10	55,32	160	pvc	2,06	0,2
P19	10	11	55,3	160	pvc	2,54	0,1
P20	11	17	59,46	160	pvc	0,17	0,31
P29	17	18	48,66	110	pvc	0,22	0,16
P30	18	19	62,14	110	pvc	0,62	0,2
P31	19	22	54,1	110	pvc	0,92	0,1
P36	22	23	55,1	110	pvc	1,9	0,31
P37	23	26	55,46	110	pvc	1,13	0,16
P24	13	14	96,09	90	pvc	0,53	0,2
P25	15	17	144,05	90	pvc	0,15	0,1
P23	13	15	86,94	90	pvc	3,23	0,31
P17	9	12	76,89	90	pvc	0,38	0,16
P16	8	9	50,57	160	pvc	0,21	0,2
P11	5	8	49,05	160	pvc	0,17	0,1

Tableau : Résultat de simulation du réseau actuel (2013) Etat des vitesses dans les tronçons (suite).

Tronçons	Du nœud	Au nœud	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériel	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)
P10	4	5	52,56	160	pvc	4,99	0,25
P6	2	4	69,21	160	pvc	5,49	0,27
P22	12	13	179,17	90	pvc	1,1	0,17
P18	9	10	386,35	90	pvc	0,73	0,11
P158	108	110	70,37	40	pvc	0,07	0,06
P138	91	107	58,81	110	pvc	2,07	0,22
P137	90	91	97,53	125	pvc	3,13	0,26
P139	91	92	43,94	90	pvc	0,86	0,14
P146	94	95	63,79	40	pvc	0,07	0,05
P140	92	103	112,66	63	pvc	0,33	0,11
P134	92	89	98,73	63	pvc	0,5	0,16
P153	103	107	99,44	110	pvc	1,06	0,11
P152	102	103	65,88	110	pvc	0,81	0,09
P142	93	102	113,24	63	pvc	0,29	0,09
P132	88	93	99,31	63	pvc	0,37	0,12
P125	84	88	110,58	63	pvc	0,19	0,06
P141	92	93	66,37	90	pvc	0,7	0,11
P143	93	94	64,71	63	pvc	0,42	0,13
P144	94	96	132,35	90	pvc	0,26	0,04
P147	96	98	34,24	90	pvc	0,62	0,1
P128	86	98	24,24	90	pvc	0,94	0,15
P129	86	87	54,8	90	pvc	0,73	0,12
P127	85	86	160,6	90	pvc	0,45	0,07
P131	87	88	59,28	90	pvc	1,28	0,2
P135	89	90	41,63	200	pvc	6,72	0,21
P133	88	89	67,15	110	pvc	2,18	0,23
P123	82	83	79,23	63	pvc	0,08	0,03
P121	82	84	66,72	125	pvc	2,37	0,19
P107	70	73	48,19	90	pvc	0,38	0,06
P105	69	70	79,16	63	pvc	0,06	0,02
P90	61	111	36,56	200	pvc	10,68	0,34
P136	90	111	208,09	200	pvc	10,21	0,32
P113	74	81	30,89	90	pvc	1,02	0,16
P112	73	74	30,88	90	pvc	0,8	0,13
P110	72	76	86,34	63	pvc	0,04	0,01
P109	71	72	78,17	63	pvc	0,02	0,01
P104	69	71	70,16	90	pvc	0,68	0,11
P103	68	69	27,35	90	pvc	0,92	0,14
P101	67	68	32,19	90	pvc	1,08	0,17
P93	62	63	35,34	90	pvc	2,06	0,32
P91	61	62	122,55	125	pvc	2,54	0,21
P82	53	57	71,42	90	pvc	0,17	0,03
P86	57	58	58,9	110	pvc	0,22	0,02
P60	39	60	43,91	110	pvc	0,62	0,07
P59	38	39	70,93	110	pvc	0,92	0,1
P58	37	38	45,11	160	pvc	1,9	0,09
P56	36	37	41,59	160	pvc	1,13	0,06
P54	35	36	86,49	160	pvc	0,53	0,03
P52	34	35	42,14	160	pvc	0,15	0,01
P47	32	38	285,54	110	pvc	3,23	0,34
P76	49	50	94,89	110	pvc	0,38	0,04
P75	49	51	97,22	110	pvc	0,21	0,02
P79	51	52	51,66	110	pvc	0,17	0,02
P81	52	53	44,03	110	pvc	0,12	0,01
P96	64	67	23,4	110	pvc	1,47	0,15
P97	64	65	76,07	40	pvc	0,03	0,03
P63	41	43	52,35	110	pvc	0,16	0,02

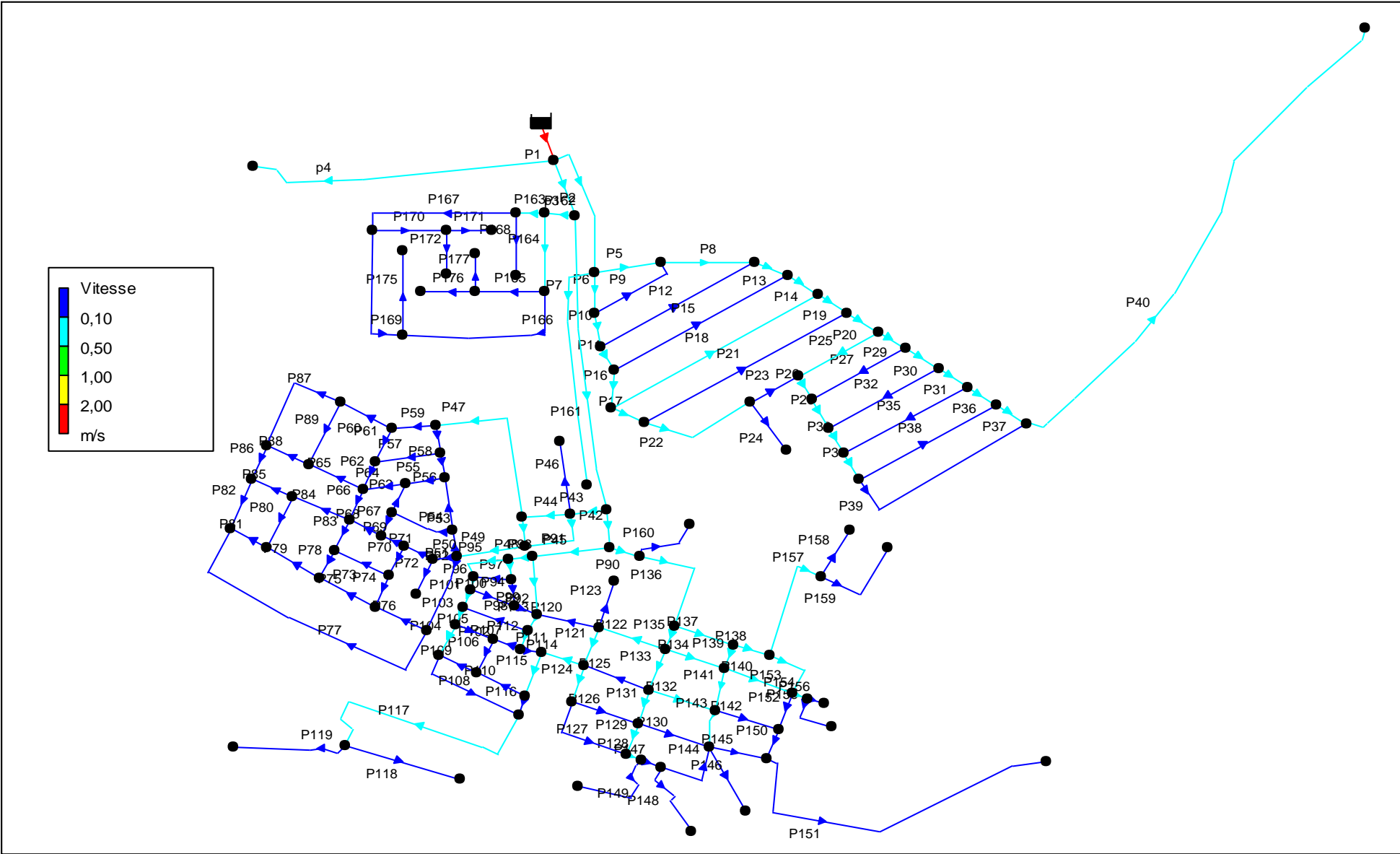
Tableau : Résultat de simulation du réseau actuel (2013) Etat des vitesses dans les tronçons (suite).

Tronçons	Du nœud	Au nœud	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériel	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)
P67	43	44	41,66	110	pvc	0,09	0,01
P50	34	46	37,72	160	pvc	1,43	0,07
P71	45	46	49,96	160	pvc	1,2	0,06
P69	44	45	38,01	160	pvc	0,67	0,03
P68	44	55	57,57	110	pvc	0,62	0,07
P84	55	56	50,02	160	pvc	0,45	0,02
P85	56	57	42,3	160	pvc	0,13	0,01
P66	42	55	57,83	90	pvc	0,25	0,04
P83	54	55	52,66	110	pvc	0,26	0,03
P78	51	54	41,97	110	pvc	0,16	0,02
P65	42	59	43,94	110	pvc	0,38	0,04
P88	58	59	47,88	110	pvc	0,26	0,03
P55	36	41	60,75	90	pvc	0,4	0,06
P64	41	42	67,92	110	pvc	0,37	0,04
P61	39	40	59,82	110	pvc	0,12	0,01
P62	40	42	48,03	110	pvc	0,48	0,05
P70	45	48	53,43	90	pvc	0,39	0,06
P74	48	49	55,75	90	pvc	0,08	0,01
P44	30	32	76,97	160	pvc	5,49	0,27
P100	66	67	85,57	110	pvc	0,24	0,03
P156	104	105	32,13	63	pvc	0,03	0,01
P154	103	104	23,72	40	pvc	0,27	0,22
P34	21	24	49,04	90	pvc	1	0,16
P33	20	21	47,56	90	pvc	1,26	0,2
P28	16	20	54,35	90	pvc	1,41	0,22
P26	15	16	43,08	90	pvc	1,43	0,23
P164	115	116	101,03	125	pvc	1,3	0,11
P163	115	117	33,99	125	pvc	1,29	0,11
P43	29	30	52,21	160	pvc	7,63	0,38
P42	29	61	46,25	300	pvc	13,43	0,19
P1	R	1	11,1	150	pvc	38,01	2,15
P150	100	102	48,91	110	pvc	0,86	0,09
P145	94	100	92,81	110	pvc	0,43	0,04
P51	34	50	134,2	160	pvc	1,28	0,06
P94	63	65	31,73	40	pvc	0,29	0,23
P98	65	66	40,31	40	pvc	0,1	0,08
P108	71	77	199,19	125	pvc	0,35	0,03
P160	111	112	106,09	40	pvc	0,11	0,09
P95	63	64	77,85	90	pvc	1,62	0,25
P92	62	81	91,85	40	pvc	0,23	0,18
P99	66	81	41,7	110	pvc	0,17	0,02
P124	84	85	61,44	90	pvc	0,9	0,14
P111	73	75	30,6	90	pvc	0,32	0,05
P7	2	28	352,24	63	pvc	0,36	0,12
P87	58	60	151,59	110	pvc	0,22	0,02
P4	1	113	503,08	63	pvc	0,52	0,17
P3	1	114	52,84	300	pvc	25,02	0,35
P161	29	114	481,18	300	pvc	21,66	0,31
P2	1	2	150,22	200	pvc	11,75	0,37
P162	114	115	40,46	160	pvc	2,77	0,14
P39	24	26	322,28	90	pvc	0,42	0,07
P117	77	78	301,87	90	pvc	1	0,16
P119	78	79	187,19	63	pvc	0,19	0,06
P77	50	53	407,28	110	pvc	0,24	0,03
P159	108	109	108,23	40	pvc	0,11	0,09
P169	119	123	136,38	40	pvc	0,04	0,04
P167	117	119	213,74	110	pvc	0,85	0,09

Tableau : Résultat de simulation du réseau actuel (2013) Etat des vitesses dans les tronçons (suite).

Tronçons	Du nœud	Au nœud	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériel	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)
P166	116	123	213,4	90	pvc	0,51	0,08
P21	11	12	364,59	90	Pvc	0,23	0,04
P157	107	108	231,89	63	pvc	0,6	0,19

ANNEXE V.1 Résultats de simulation du réseau existant (Etat des vitesses) cas de pointe



ANNEXE V.2 Cas de pointe+incendié

Tableau : résultat de simulation du réseau actuel (2013) Etat des pressions aux nœuds.

Nœud	Altitude (m)	Débit (L/s)	Charge piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
Réservoir R	957	55,01	964	0
16	935,9	0,272	962,86	26,96
18	934,89	0,286	962,89	28
15	936,96	0,282	962,89	25,93
21	933,89	0,328	962,78	28,89
22	930,62	0,341	962,78	32,16
20	934,88	0,307	962,81	27,93
19	932,83	0,322	962,83	30
61	937,73	0,211	963,1	25,37
12	938,33	0,639	963	24,67
11	937,6	0,493	962,99	25,39
2	947,53	0,719	963,2	15,67
17	936,06	0,259	962,96	26,9
9	938,93	0,529	963,11	24,18
10	939,16	0,511	963,01	23,85
26	927,64	1,28	962,73	35,09
27	936,29	0,891	961,02	24,73
89	931,11	0,328	962,94	31,83
82	931,69	0,367	962,91	31,22
103	928,8	0,311	962,83	34,03
111	938,01	0,361	963,07	25,06
112	937,8	0,109	963,03	25,23
96	928,8	0,264	962,83	34,03
97	926,57	0,092	962,82	36,25
90	931,68	0,357	962,95	31,27
86	929,53	0,246	962,84	33,31
94	925,75	0,489	962,82	37,07
84	930,39	0,32	962,88	32,49
102	926,29	0,235	962,82	36,53
87	929,55	0,356	962,86	33,31
85	929,16	0,341	962,86	33,7
77	922,95	0,549	962,85	39,9
78	928,47	0,658	962,72	34,25
80	926,35	0,154	962,71	36,36
79	926,91	0,193	962,7	35,79
98	929,23	0,191	962,83	33,6
99	925,9	0,131	962,83	36,93
32	935,67	0,423	963	27,33
33	932,97	0,284	963	30,03
30	939,48	0,378	963,05	23,57
38	936,11	0,413	962,62	26,51
50	925,53	0,655	962,61	37,08
53	931,09	0,538	962,61	31,52
34	929,09	0,332	962,62	33,53
57	931,7	0,178	962,61	30,91
42	933,39	0,224	962,61	29,22
51	929,07	0,196	962,61	33,54
52	929,42	0,183	962,61	33,19
56	931,68	0,179	962,61	30,93
49	929	0,255	962,61	33,61
45	928,68	0,145	962,61	33,93
54	929,94	0,196	962,61	32,67
48	928,69	0,211	962,61	33,92
81	932,05	0,271	962,9	30,85
83	933,67	0,081	962,91	29,24
75	928,87	0,192	962,87	34
69	926,43	0,181	962,87	36,44
73	929,9	0,112	962,87	32,97
72	929,25	0,246	962,86	33,61

Tableau : résultat de simulation du réseau actuel (2013) Etat des pressions aux nœuds (suite).

Nœud	Élévation (m)	Débit (L/s)	Charge piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
70	930,19	0,208	962,87	32,68
71	924,7	0,357	962,86	38,15
76	924,66	0,208	962,86	38,2
62	933,54	0,257	963,04	29,5
67	928,26	0,145	962,9	34,64
63	931,25	0,149	962,98	31,73
66	931,65	0,172	962,9	31,25
65	931,42	0,152	962,91	31,49
68	927,78	0,19	962,88	35,1
74	930,79	0,193	962,88	32,09
46	928,23	0,156	962,61	34,38
47	926,84	0,065	962,61	35,77
44	929,97	0,141	962,61	32,64
41	932,26	0,186	962,61	30,35
37	935,47	0,195	962,62	27,15
40	934,79	0,216	962,61	27,82
35	931,66	0,236	962,62	30,96
43	930,89	0,201	962,61	31,72
36	934,89	0,194	962,62	27,73
60	938,28	0,311	962,61	24,33
59	933,76	0,204	962,61	28,85
58	932,91	0,266	962,61	29,7
39	937,17	0,179	962,61	25,44
31	937,13	0,122	963,05	25,92
29	939,43	0,597	963,1	23,67
105	928,91	0,033	962,78	33,87
104	929,01	0,148	962,78	33,77
106	928,3	0,091	962,78	34,48
91	932,32	0,206	962,88	30,56
110	929,39	0,072	962,61	33,22
100	926,73	0,718	962,82	36,09
101	915,37	0,572	962,78	47,41
95	922,6	0,066	962,81	40,21
107	932,19	0,402	962,85	30,66
109	928,01	0,111	962,58	34,57
108	928,41	0,422	962,62	34,21
23	928,89	0,369	962,75	33,86
24	932,76	0,423	962,76	30
13	938,07	0,373	962,91	24,84
14	935,64	0,098	962,91	27,27
4	947,11	0,296	963,16	16,05
3	946,74	0,475	963,13	16,39
5	944,74	0,445	963,13	18,39
6	945,38	0,528	963,06	17,68
8	944,91	0,456	963,12	18,21
7	944,79	0,468	963,04	18,25
117	952,82	0,349	963,24	10,42
118	948,37	0,093	963,22	14,85
120	946,45	0,224	963,21	16,76
121	944,4	0,05	963,21	18,81
115	953,48	0,181	963,25	9,77
116	948,19	0,401	963,23	15,04
127	945,12	0,1	963,23	18,11
125	946,44	0,234	963,23	16,79
126	948,22	0,055	963,22	15
123	944,97	0,455	963,21	18,24
124	945,63	0,095	963,18	17,55
28	936,56	0,363	963,06	26,5

Tableau : résultat de simulation du réseau actuel (2013) Etat des pressions aux nœuds (suite).

Nœud	Élévation (m)	Débit (L/s)	Charge piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
119	944,79	0,439	963,22	18,43
122	949,47	0,094	963,21	13,74
1	956,34	0,727	963,31	6,97
113	946,09	0,518	962,94	16,85
92	930,42	0,331	962,87	32,45
93	928,01	0,354	962,85	34,84
88	929,72	0,346	962,9	33,18
64	928,91	0,182	962,9	33,99
55	931,93	0,165	962,61	30,68
114	953,31	0,592	963,25	9,94

ANNEXE V.2 Cas de pointe+incendié

Tableau : Résultat de simulation du réseau actuel (2013) Etat des vitesses dans les tronçons.

Tronçons	Du nœud	Au nœud	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériel	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)
P27	16	18	167,12	63	pvc	0,25	0,08
P35	21	22	222,2	75	pvc	0,07	0,02
P32	19	20	196,57	63	pvc	0,15	0,05
P40	26	27	865,6	63	pvc	0,89	0,29
P122	82	89	111,3	160	pvc	3,71	0,18
P148	96	97	89,93	63	pvc	0,09	0,03
P130	87	94	121,5	63	pvc	0,3	0,1
P126	85	87	109,98	63	pvc	0,11	0,04
P118	78	80	149,77	63	pvc	0,15	0,05
P149	98	99	127,46	63	pvc	0,13	0,04
P48	32	33	48,21	160	pvc	1,84	0,09
P80	52	56	82,12	90	pvc	0,13	0,02
P73	48	54	95,61	90	pvc	0,1	0,02
P120	81	82	99,24	110	pvc	0,89	0,09
P106	70	72	75,11	63	pvc	0,23	0,07
P102	68	74	125,7	63	pvc	0,03	0,01
P72	46	47	63,65	90	pvc	0,06	0,01
P57	37	40	102,41	110	pvc	0,58	0,06
P53	35	43	101,02	110	pvc	0,45	0,05
P89	59	60	106,86	90	pvc	0,09	0,01
P46	30	31	118,52	110	pvc	0,12	0,01
P155	104	106	88,06	63	pvc	0,09	0,03
P151	100	101	555,7	110	pvc	0,57	0,06
P38	23	24	248,32	75	pvc	0,16	0,04
P9	3	4	165,76	63	pvc	0,21	0,07
P12	5	6	301,3	75	pvc	0,44	0,1
P15	7	8	343,68	75	pvc	0,43	0,1
P168	117	118	91,21	40	pvc	0,09	0,07
P172	120	121	49,22	40	pvc	0,05	0,04
P177	125	126	55,06	40	pvc	0,05	0,04
P45	30	33	119,81	110	pvc	1,64	0,17
P49	33	34	108,21	160	pvc	3,19	0,5
P114	84	75	71,99	125	pvc	1,33	0,11
P115	75	76	83,64	125	pvc	1,46	0,12
P116	76	77	32,46	125	pvc	1,21	0,1
P171	120	122	91,3	63	pvc	0,09	0,03
P170	119	120	76,7	90	pvc	0,37	0,06
P176	125	127	97,3	63	pvc	0,1	0,03
P165	116	125	74,69	90	pvc	0,39	0,06
P175	123	124	92,26	40	pvc	0,09	0,08
P5	2	3	127,26	160	pvc	5,18	0,26
P8	3	6	156,69	160	pvc	4,91	0,24
P13	6	7	55,63	160	pvc	4,82	0,24
P14	7	10	55,32	160	pvc	4,79	0,24
P19	10	11	55,3	160	pvc	5	0,25
P20	11	17	59,46	160	pvc	4,74	0,24
P29	17	18	48,66	110	pvc	3,39	0,36
P30	18	19	62,14	110	pvc	2,85	0,3
P31	19	22	54,1	110	pvc	2,37	0,25
P36	22	23	55,1	110	pvc	1,96	0,21
P37	23	26	55,46	110	pvc	1,75	0,18
P24	13	14	96,09	90	pvc	0,1	0,02
P25	15	17	144,05	90	pvc	1,09	0,17
P23	13	15	86,94	90	pvc	0,62	0,1
P17	9	12	76,89	90	pvc	1,96	0,31
P16	8	9	50,57	160	pvc	3,22	0,16
P11	5	8	49,05	160	pvc	4,11	0,2

Tableau : Résultat de simulation du réseau actuel (2013) Etat des vitesses dans les tronçons (suite).

Tronçons	Du nœud	Au nœud	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériel	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)
P10	4	5	52,56	160	pvc	4,99	0,25
P6	2	4	69,21	160	pvc	5,49	0,27
P22	12	13	179,17	90	pvc	1,1	0,17
P18	9	10	386,35	90	pvc	0,73	0,11
P158	108	110	70,37	40	pvc	0,07	0,06
P138	91	107	58,81	110	pvc	2,07	0,22
P137	90	91	97,53	125	pvc	3,13	0,26
P139	91	92	43,94	90	pvc	0,86	0,14
P146	94	95	63,79	40	pvc	0,07	0,05
P140	92	103	112,66	63	pvc	0,33	0,11
P134	92	89	98,73	63	pvc	0,5	0,16
P153	103	107	99,44	110	pvc	1,06	0,11
P152	102	103	65,88	110	pvc	0,81	0,09
P142	93	102	113,24	63	pvc	0,29	0,09
P132	88	93	99,31	63	pvc	0,37	0,12
P125	84	88	110,58	63	pvc	0,19	0,06
P141	92	93	66,37	90	pvc	0,7	0,11
P143	93	94	64,71	63	pvc	0,42	0,13
P144	94	96	132,35	90	pvc	0,26	0,04
P147	96	98	34,24	90	pvc	0,62	0,1
P128	86	98	24,24	90	pvc	0,94	0,15
P129	86	87	54,8	90	pvc	0,73	0,12
P127	85	86	160,6	90	pvc	0,45	0,07
P131	87	88	59,28	90	pvc	1,28	0,2
P135	89	90	41,63	200	pvc	6,72	0,21
P133	88	89	67,15	110	pvc	2,18	0,23
P123	82	83	79,23	63	pvc	0,08	0,03
P121	82	84	66,72	125	pvc	2,37	0,19
P107	70	73	48,19	90	pvc	0,38	0,06
P105	69	70	79,16	63	pvc	0,06	0,02
P90	61	111	36,56	200	pvc	10,68	0,34
P136	90	111	208,09	200	pvc	10,21	0,32
P113	74	81	30,89	90	pvc	1,02	0,16
P112	73	74	30,88	90	pvc	0,8	0,13
P110	72	76	86,34	63	pvc	0,04	0,01
P109	71	72	78,17	63	pvc	0,02	0,01
P104	69	71	70,16	90	pvc	0,68	0,11
P103	68	69	27,35	90	pvc	0,92	0,14
P101	67	68	32,19	90	pvc	1,08	0,17
P93	62	63	35,34	90	pvc	2,06	0,32
P91	61	62	122,55	125	pvc	2,54	0,21
P82	53	57	71,42	90	pvc	0,17	0,03
P86	57	58	58,9	110	pvc	0,22	0,02
P60	39	60	43,91	110	pvc	0,62	0,07
P59	38	39	70,93	110	pvc	0,92	0,1
P58	37	38	45,11	160	pvc	1,9	0,09
P56	36	37	41,59	160	pvc	1,13	0,06
P54	35	36	86,49	160	pvc	0,53	0,03
P52	34	35	42,14	160	pvc	0,15	0,01
P47	32	38	285,54	110	pvc	3,23	0,34
P76	49	50	94,89	110	pvc	0,38	0,04
P75	49	51	97,22	110	pvc	0,21	0,02
P79	51	52	51,66	110	pvc	0,17	0,02
P81	52	53	44,03	110	pvc	0,12	0,01
P96	64	67	23,4	110	pvc	1,47	0,15
P97	64	65	76,07	40	pvc	0,03	0,03
P63	41	43	52,35	110	pvc	0,16	0,02

Tableau : Résultat de simulation du réseau actuel (2013) Etat des vitesses dans les tronçons (suite).

Tronçons	Du nœud	Au nœud	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériel	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)
P67	43	44	41,66	110	pvc	0,09	0,01
P50	34	46	37,72	160	pvc	1,43	0,07
P71	45	46	49,96	160	pvc	1,2	0,06
P69	44	45	38,01	160	pvc	0,67	0,03
P68	44	55	57,57	110	pvc	0,62	0,07
P84	55	56	50,02	160	pvc	0,45	0,02
P85	56	57	42,3	160	pvc	0,13	0,01
P66	42	55	57,83	90	pvc	0,25	0,04
P83	54	55	52,66	110	pvc	0,26	0,03
P78	51	54	41,97	110	pvc	0,16	0,02
P65	42	59	43,94	110	pvc	0,38	0,04
P88	58	59	47,88	110	pvc	0,26	0,03
P55	36	41	60,75	90	pvc	0,4	0,06
P64	41	42	67,92	110	pvc	0,37	0,04
P61	39	40	59,82	110	pvc	0,12	0,01
P62	40	42	48,03	110	pvc	0,48	0,05
P70	45	48	53,43	90	pvc	0,39	0,06
P74	48	49	55,75	90	pvc	0,08	0,01
P44	30	32	76,97	160	pvc	5,49	0,27
P100	66	67	85,57	110	pvc	0,24	0,03
P156	104	105	32,13	63	pvc	0,03	0,01
P154	103	104	23,72	40	pvc	0,27	0,22
P34	21	24	49,04	90	pvc	1	0,16
P33	20	21	47,56	90	pvc	1,26	0,2
P28	16	20	54,35	90	pvc	1,41	0,22
P26	15	16	43,08	90	pvc	1,43	0,23
P164	115	116	101,03	125	pvc	1,3	0,11
P163	115	117	33,99	125	pvc	1,29	0,11
P43	29	30	52,21	160	pvc	7,63	0,38
P42	29	61	46,25	300	pvc	13,43	0,19
P1	R	1	11,1	150	pvc	55,01	3,11
P150	100	102	48,91	110	pvc	0,86	0,09
P145	94	100	92,81	110	pvc	0,43	0,04
P51	34	50	134,2	160	pvc	1,28	0,06
P94	63	65	31,73	40	pvc	0,29	0,23
P98	65	66	40,31	40	pvc	0,1	0,08
P108	71	77	199,19	125	pvc	0,35	0,03
P160	111	112	106,09	40	pvc	0,11	0,09
P95	63	64	77,85	90	pvc	1,62	0,25
P92	62	81	91,85	40	pvc	0,23	0,18
P99	66	81	41,7	110	pvc	0,17	0,02
P124	84	85	61,44	90	pvc	0,9	0,14
P111	73	75	30,6	90	pvc	0,32	0,05
P7	2	28	352,24	63	pvc	0,36	0,12
P87	58	60	151,59	110	pvc	0,22	0,02
P4	1	113	503,08	63	pvc	17,52	5,62
P3	1	114	52,84	300	pvc	42,02	0,59
P161	29	114	481,18	300	pvc	21,66	0,31
P2	1	2	150,22	200	pvc	11,75	0,37
P162	114	115	40,46	160	pvc	2,77	0,14
P39	24	26	322,28	90	pvc	0,42	0,07
P117	77	78	301,87	90	pvc	1	0,16
P119	78	79	187,19	63	pvc	0,19	0,06
P77	50	53	407,28	110	pvc	0,24	0,03
P159	108	109	108,23	40	pvc	0,11	0,09
P169	119	123	136,38	40	pvc	0,04	0,04
P167	117	119	213,74	110	pvc	0,85	0,09

Tableau : Résultat de simulation du réseau actuel (2013) Etat des vitesses dans les tronçons (suite).

Tronçons	Du nœud	Au nœud	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériel	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)
P166	116	123	213,4	90	pvc	0,51	0,08
P21	11	12	364,59	90	Pvc	0,23	0,04
P157	107	108	231,89	63	pvc	0,6	0,19

ANNEXES VI.1

Tableau VI : Tube PEHD eau potable (PN06)

Référence	Désignation	Diamètre Ex en mm	Épaisseur en mm	Diamètre Int en mm	Q en l/s pour	V= 1 m/s
					V=0,5 m/s	
110 020 201	Tube PEHD	20	2.0	16	0.10	0.20
110 020 251	Tube PEHD	25	2.0	21	0.17	0.35
110 020 321	Tube PEHD	32	2.0	28	0.31	0.62
110 020 401	Tube PEHD	40	2.0	36	0.51	1.02
110 020 501	Tube PEHD	50	2.4	45.2	0.80	1.60
110 020 631	Tube PEHD	63	3.0	57	1.28	2.55
110 020 751	Tube PEHD	75	3.6	67.8	1.81	3.61
110 060 901	Tube PEHD	90	3.5	83	2.71	5.41
110 061 101	Tube PEHD	110	4.2	101.6	4.05	8.11
110 061 251	Tube PEHD	125	4.8	115.4	5.23	10.46
110 061 601	Tube PEHD	160	6.2	147.6	8.56	17.11
110 062 001	Tube PEHD	200	7.7	184.6	13.38	26.76
110 062 501	Tube PEHD	250	9.6	230.8	20.92	41.84
110 063 151	Tube PEHD	315	12.1	290.8	33.21	66.42
110 064 001	Tube PEHD	400	15.3	369.4	53.59	107.17
110 065 001	Tube PEHD	500	19.1	461.8	83.75	167.49
110 026 301	Tube PEHD	630	33.1	563.8	124.83	249.65

Source : STPM CHIALI

Tableau VI : Tube PEHD eau potable (PN10)

Référence	Désignation	Diamètre Ext (mm)	Épaisseur (mm)	Diamètre Int (mm)	Q en l/s pour	V= 1 m/s
					V=0,5 m/s	
110 030 161	Tube PEHD	16	/	/	/	/
110 030 201	Tube PEHD	20	2.0	16	0.10	0.20
110 030 251	Tube PEHD	25	2.0	21	0.17	0.35
110 030 321	Tube PEHD	32	2.4	27.2	0.29	0.58
110 030 401	Tube PEHD	40	3.0	34	0.45	0.91
110 030 501	Tube PEHD	50	3.7	42.6	0.71	1.43
110 030 631	Tube PEHD	63	4.7	53.6	1.13	2.26
110 030 751	Tube PEHD	75	5.6		1.60	3.20
110 070 901	Tube PEHD	90	5.4	79.2	2.46	4.93
110 071 101	Tube PEHD	110	6.6	96.8	3.68	7.36
110 071 251	Tube PEHD	125	7.4	110.2	4.77	9.54
110 071 601	Tube PEHD	160	9.5	141	7.81	15.61
110 072 001	Tube PEHD	200	11.9	176.2	12.19	24.38
110 072 501	Tube PEHD	250	14.8	220.4	19.08	38.15
110 073 151	Tube PEHD	315	18.7	277.6	30.26	60.52
110 074 001	Tube PEHD	400	23.7	352.6	48.82	97.65
110 075 001	Tube PEHD	500	29.7	440.6	76.23	152.47
110 036 301	Tube PEHD	630	51.2	527.6	109.31	218.62

ANNEXE VI.1 Cas de pointe (1^{er} variante)

Tableau : résultat de simulation du réseau projeté (Etat des pressions aux nœuds).

Nœud	Altitude (m)	Débit (L/s)	Charge piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
1	953,48	0,844	966,73	13,25
17	945,35	2,011	967,15	21,8
15	947,53	1,639	965,31	17,78
16	942,38	2,101	964,15	21,77
19	939,16	1,849	963,28	24,12
18	938,93	2,519	961,27	22,34
20	936,06	1,121	958,26	22,2
21	936,96	1,769	959,85	22,89
22	934,88	1,179	956,14	21,26
23	932,83	1,263	957,33	24,5
25	932,76	2,014	955,76	23
26	927,64	3,753	951,75	24,11
24	928,89	2,052	952,49	23,6
27	936,29	2,613	946,49	10,2
43	931,94	2,034	953,19	21,25
44	931,06	1,118	952	20,94
45	926,73	3,064	949,78	23,05
41	929,59	2,134	950,96	21,37
46	908,16	1,683	946,22	38,06
34	931,52	1,829	961,22	29,7
31	936,83	1,01	962,22	25,39
33	931,7	1,202	959,34	27,64
32	938,77	0,799	961,38	22,61
35	929,17	0,651	958,55	29,38
47	946,7	1,301	978,57	31,87
39	933,5	2,251	962,27	28,77
42	937,73	1,743	961,52	23,79
36	927,07	1,368	957,83	30,77
38	929,09	2,148	962,89	33,8

Tableau : résultat de simulation du réseau projeté (Etat des pressions aux nœuds).

Nœud	Altitude (m)	Débit (L/s)	Charge piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
29	938,05	1,398	963,57	25,52
3	947,45	1,073	969,47	22,02
28	937,87	0,723	963,91	26,04
37	924,39	1,756	956,52	32,13
40	922,95	1,921	955,2	32,25
9	949,47	0,252	977,04	27,57
7	947,01	0,632	977,09	30,08
8	944,52	0,142	977,06	32,54
14	948,22	0,155	967,37	19,15
13	946,44	0,568	967,41	20,97
4	952,82	0,986	970,56	17,74
5	948,5	0,228	970,52	22,02
2	948,19	0,651	967,91	19,72
12	944,62	0,168	967,36	22,74
10	942,1	1,219	974	31,9
11	945,63	0,267	973,94	28,31
30	936,11	1,248	963,37	27,26
6	944,73	1,298	977,73	33
48	956,38	1,301	983,99	27,61
49	953,39	0	965,28	11,89
R	964	0	964	0
R2	982	0	984	2

ANNEXE VI.1 Cas de pointe (1^{er} variante)

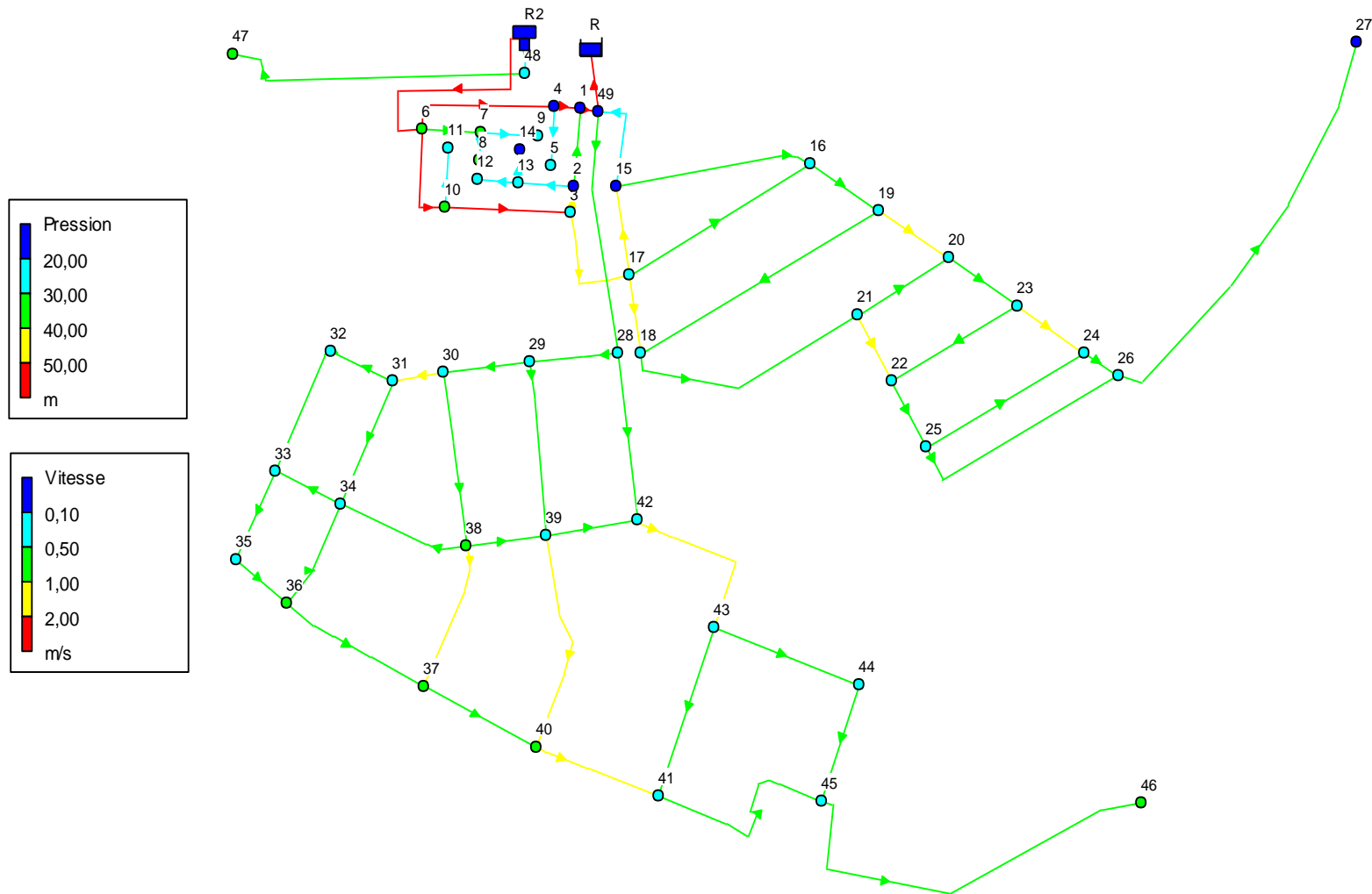
Tableau : Résultat de simulation du réseau projeté (Etat des vitesses dans les tronçons).

Tronçons	Du nœud	Au nœud	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériel	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)
P2	15	17	118	125	PEHD	16,68	1,36
P3	15	16	283,3	125	PEHD	8,27	0,67
P4	16	19	111,3	125	PEHD	11,68	0,95
P5	17	18	103,4	75	PEHD	-8,45	1,91
P6	19	20	113	75	PEHD	7,44	1,68
P7	20	21	145,7	63	PEHD	-2,24	0,72
P8	22	23	196,6	75	PEHD	-2,61	0,59
P9	20	23	112,7	110	PEHD	8,55	0,9
P10	25	26	322,2	63	PEHD	2,4	0,77
P11	23	24	109,2	63	PEHD	4,68	1,5
P12	24	25	248,3	50	PEHD	-1,33	0,68
P13	24	26	55,46	75	PEHD	3,96	0,9
P14	26	27	865,5	75	PEHD	2,61	0,59
P15	43	44	212,5	75	PEHD	2,5	0,57
P16	44	45	157,9	50	PEHD	1,38	0,7
P17	41	43	228,5	63	PEHD	2,11	0,68
P18	45	46	557,5	63	PEHD	1,68	0,54
P19	31	34	173,5	90	PEHD	-4,15	0,65
P20	32	33	173,1	50	PEHD	-1,25	0,64
P21	33	34	98,8	50	PEHD	1,62	0,82
P22	33	35	126,3	63	PEHD	1,67	0,54
P45	28	42	216,7	90	PEHD	5,83	0,92
P25	18	19	388,2	75	PEHD	2,4	0,54
P33	38	39	108,5	90	PEHD	-4,11	0,65
P34	22	25	96,6	110	PEHD	-5,75	0,61
P35	21	22	97,44	63	PEHD	-4,32	1,39
P36	29	39	223,5	90	PEHD	-4,16	0,65
P37	42	43	232,9	75	PEHD	-6,65	1,5
P40	28	29	120,6	200	PEHD	-23,53	0,75
P42	31	32	91,64	63	PEHD	-2,05	0,66
P44	41	45	300,56	90	PEHD	3,36	0,53
P47	7	8	47,22	40	PEHD	0,14	0,11
P48	13	14	51,54	40	PEHD	-0,16	0,12
P60	4	5	75,59	50	PEHD	0,23	0,12
P50	2	13	80,84	50	PEHD	0,89	0,45
P51	12	13	55,97	40	PEHD	0,17	0,13
P52	10	11	88,55	50	PEHD	0,27	0,14
P53	3	17	143,6	160	PEHD	32,66	1,62
P54	30	38	224,8	150	PEHD	9,52	0,54
P55	37	38	192,8	50	PEHD	2,17	1,11
P56	39	40	285,8	63	PEHD	3,45	1,11
P57	40	41	177,8	63	PEHD	-3,38	1,09
P58	34	36	148,1	50	PEHD	1,79	0,91

Tableau : Résultat de simulation du réseau projeté (Etat des vitesses dans les tronçons).

Tronçons	Du nœud	Au nœud	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériel	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)
P62	36	37	216	60	PEHD	-1,44	0,51
P63	34	38	185,7	50	PEHD	1,09	0,55
P38	2	3	33,84	75	PEHD	-7,56	1,71
P61	1	2	101,02	90	PEHD	-6,02	0,95
P23	1	15	343,01	125	PEHD	-8,33	0,68
P65	18	21	36,86	200	PEHD	-152,45	4,85
P49	R	28	178,25	160	PEHD	-41,3	2,05
P64	1	4	119,02	200	PEHD	17,98	0,57
P66	3	10	69,56	90	PEHD	7,21	1,13
P27	29	30	127,71	75	PEHD	-2,57	0,58
P30	30	31	83,38	50	PEHD	0,25	0,13
P59	39	42	214,31	250	PEHD	-153,67	3,13
P24	7	9	78,96	50	PEHD	-1,03	0,52
P31	4	6	136,97	160	PEHD	-42,79	2,13
P43	6	7	173	63	PEHD	-1,85	0,59
P67	6	10	431,16	50	PEHD	1,3	0,66
P28	40	37	25,41	125	PEHD	2,6	0,21
P1	47	48	49,91	250	PEHD	-134,33	2,74
P32	R2	48	89,19	50	PEHD	-1,02	0,52
P41	35	36	288,57	300	PEHD	198,78	2,81
P29	28	42	301,3	90	PEHD	-5,52	0,87
P26	R2	6	308,89	200	PEHD	30,08	0,96
P68	1	49	41,07	250	PEHD	157,63	3,21

ANNEXE VI.1 Résultats de simulation du réseau projeté (Etat des pressions et des vitesses) Cas de pointe (1^{er} variante)



ANNEXE VI.2 Cas de pointe (2^{ème} variante)

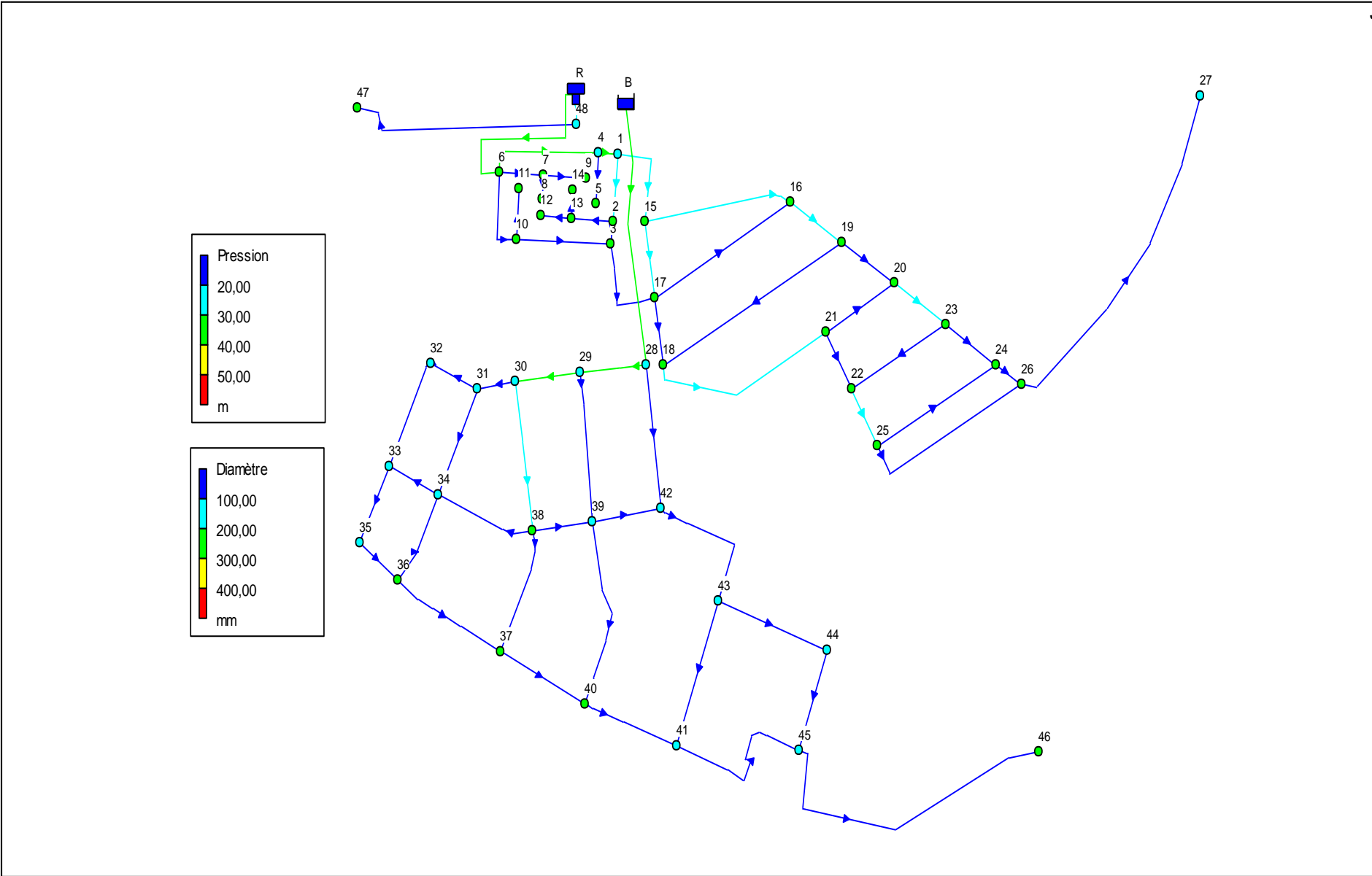
Tableau : résultat de simulation du réseau projeté (Etat des pressions aux nœuds).

Nœud	Altitude (m)	Débit (L/s)	Charge piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
R	964	-30,08	964	0
R2	982	-36,97	984	2
1	953,48	0,84	981,37	27,89
2	948,19	0,65	981,09	32,9
3	947,45	1,07	980,78	33,33
4	952,82	0,99	981,5	28,68
5	948,5	0,23	981,46	32,96
6	944,73	1,3	982,34	37,61
7	947,01	0,63	981,71	34,7
8	944,52	0,14	981,67	37,15
9	949,47	0,25	981,65	32,18
10	942,1	1,22	981,66	39,56
11	945,63	0,27	981,6	35,97
12	944,62	0,17	980,53	35,91
13	946,44	0,57	980,58	34,14
14	948,22	0,16	980,54	32,32
15	947,53	1,64	980,36	32,83
16	942,38	2,1	978,43	36,05
17	945,35	2,01	979,8	34,45
18	938,93	2,52	974,79	35,86
19	939,16	1,85	977,46	38,3
20	936,06	1,12	972,09	36,03
21	936,96	1,77	973,45	36,49
22	934,88	1,18	969,89	35,01
23	932,83	1,26	971,14	38,31
24	928,89	2,05	966,26	37,37
25	932,76	2,01	969,51	36,75
26	927,64	3,75	965,52	37,88
27	936,29	2,61	960,27	23,98

Tableau : résultat de simulation du réseau projeté (Etat des pressions aux nœuds).

Nœud	Altitude (m)	Débit (L/s)	Charge piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
28	937,87	0,72	963,48	25,61
29	938,05	1,4	963,14	25,09
30	936,11	1,25	962,94	26,83
31	936,83	1,01	961,79	24,96
32	938,77	0,8	960,94	22,17
33	931,7	1,2	958,91	27,21
34	931,52	1,83	960,79	29,27
35	929,17	0,65	958,12	28,95
36	927,07	1,37	957,4	30,33
37	924,39	1,76	956,09	31,7
38	929,09	2,15	962,46	33,37
39	933,5	2,25	961,84	28,34
40	922,95	1,92	954,77	31,82
41	929,59	2,13	950,53	20,94
42	937,73	1,74	961,09	23,36
43	931,94	2,03	952,76	20,82
44	931,06	1,12	951,57	20,51
45	926,73	3,06	949,35	22,62
46	908,16	1,68	945,79	37,63
47	946,7	1,3	983,88	37,18
48	956,38	1,3	983,99	27,61

ANNEXE VI. 2 Résultats de simulation du réseau projeté Cas de pointe (Etat des pressions et diamètres) (2^{ème} variante).



ANNEXE VI.2 Cas de pointe (2^{ème} variante)

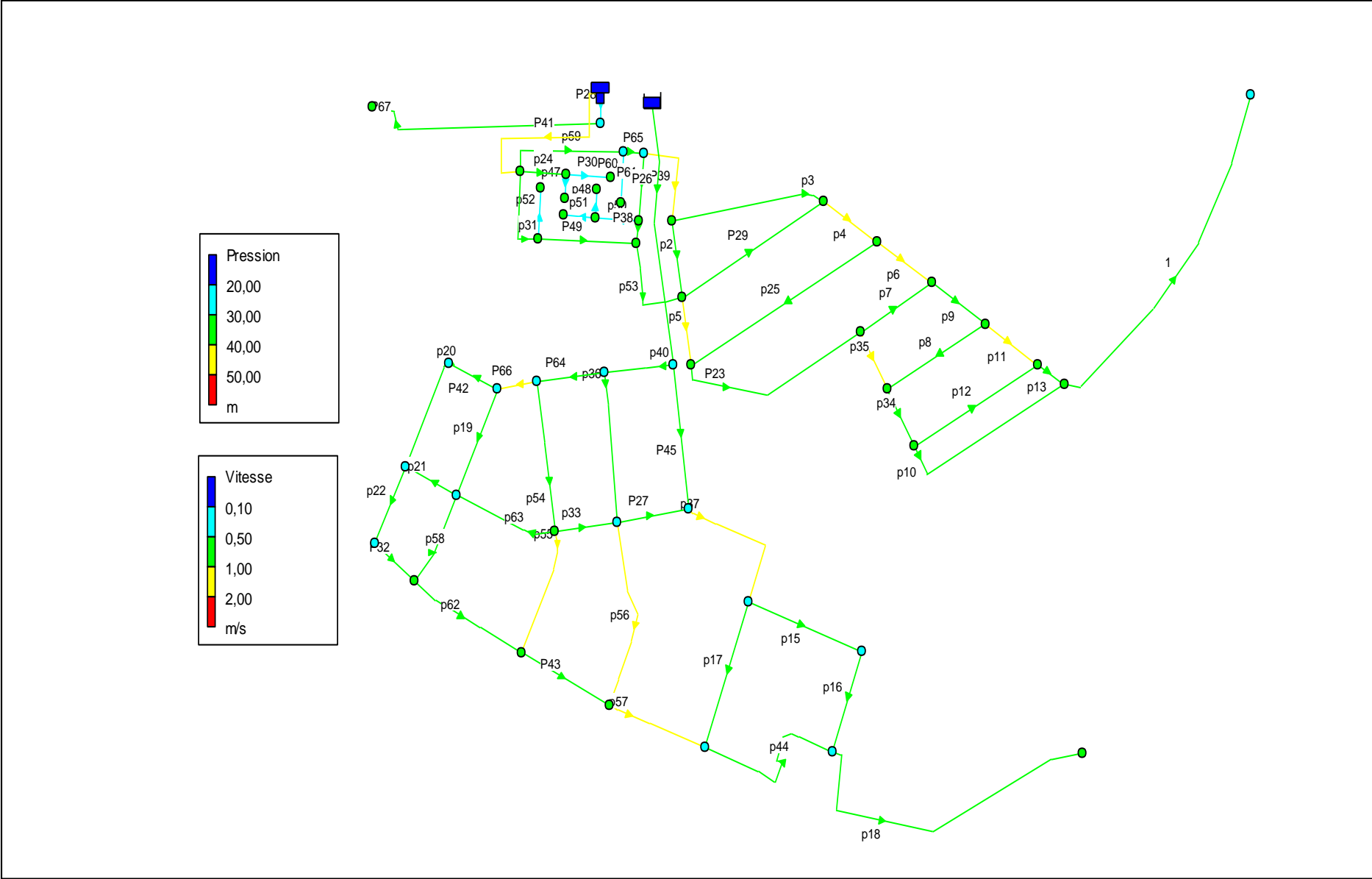
Tableau : Résultat de simulation du réseau projeté (Etat des vitesses dans les tronçons).

Tronçons	Du nœud	Au nœud	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériel	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)
P2	15	17	118	125	PEHD	-8,92	0,73
P3	15	16	283,3	125	PEHD	10,81	0,88
P4	16	19	111,3	125	PEHD	12,35	1,01
P5	17	18	103,4	75	PEHD	-7,78	1,76
P6	19	20	113	75	PEHD	7,7	1,74
P7	20	21	145,7	63	PEHD	-2,06	0,66
P8	22	23	196,6	75	PEHD	-2,68	0,61
P9	20	23	112,7	110	PEHD	8,64	0,91
P10	25	26	322,2	63	PEHD	2,39	0,77
P11	23	24	109,2	63	PEHD	4,7	1,51
P12	24	25	248,3	50	PEHD	-1,33	0,68
P13	24	26	55,46	75	PEHD	3,97	0,9
P14	26	27	865,5	75	PEHD	2,61	0,59
P15	43	44	212,5	75	PEHD	2,5	0,57
P16	44	45	157,9	50	PEHD	1,38	0,7
P17	41	43	228,5	63	PEHD	2,11	0,68
P18	45	46	557,5	63	PEHD	1,68	0,54
P19	31	34	173,5	90	PEHD	-4,15	0,65
P20	32	33	173,1	50	PEHD	-1,25	0,64
P21	33	34	98,8	50	PEHD	1,62	0,82
P22	33	35	126,3	63	PEHD	1,67	0,54
P29	16	17	301,3	90	PEHD	-3,64	0,57
P25	18	19	388,2	75	PEHD	2,8	0,63
P33	38	39	108,5	90	PEHD	-4,11	0,65
P34	22	25	96,6	110	PEHD	-5,74	0,6
P35	21	22	97,44	63	PEHD	-4,23	1,36
P36	29	39	223,5	90	PEHD	-4,16	0,65
P37	42	43	232,9	75	PEHD	-6,65	1,5
P40	28	29	120,6	200	PEHD	-23,53	0,75
P42	31	32	91,64	63	PEHD	-2,05	0,66
P44	41	45	300,56	90	PEHD	3,36	0,53
P47	7	8	47,22	40	PEHD	0,14	0,11
P48	13	14	51,54	40	PEHD	-0,16	0,12
P60	4	5	75,59	50	PEHD	0,23	0,12
P50	2	13	80,84	50	PEHD	0,89	0,45
P51	12	13	55,97	40	PEHD	0,17	0,13
P52	10	11	88,55	50	PEHD	0,27	0,14
P53	3	17	143,6	90	PEHD	4,52	0,71
P54	30	38	224,8	150	PEHD	9,52	0,54
P55	37	38	192,8	50	PEHD	2,17	1,11
P56	39	40	285,8	63	PEHD	3,45	1,11
P57	40	41	177,8	63	PEHD	-3,38	1,09
P58	34	36	148,1	50	PEHD	1,79	0,91

Tableau : Résultat de simulation du réseau projeté (Etat des vitesses dans les tronçons).

Tronçons	Du nœud	Au nœud	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériel	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)
P62	36	37	216	60	PEHD	-1,44	0,51
P63	34	38	185,7	50	PEHD	1,09	0,55
P38	2	3	33,84	75	PEHD	3,25	0,74
P61	1	2	101,02	110	PEHD	4,79	0,5
P39	1	15	141,63	160	PEHD	-21,36	1,06
P23	18	21	343,01	125	PEHD	-8,06	0,66
P26	R	28	358,85	250	PEHD	30,08	0,61
P65	1	4	36,86	200	PEHD	-27	0,86
P49	3	10	178,25	75	PEHD	-2,34	0,53
P64	29	30	119,02	200	PEHD	17,98	0,57
P66	30	31	69,56	90	PEHD	7,21	1,13
P27	39	42	127,71	75	PEHD	-2,57	0,58
P30	7	9	83,38	50	PEHD	0,25	0,13
P59	4	6	214,31	200	PEHD	-28,21	0,9
P24	6	7	78,96	50	PEHD	-1,03	0,52
P31	6	10	136,97	90	PEHD	-3,83	0,6
P43	40	37	173	63	PEHD	-1,85	0,59
P67	47	48	431,16	50	PEHD	1,3	0,66
P28	R2	48	25,41	125	PEHD	2,6	0,21
P32	35	36	89,19	50	PEHD	-1,02	0,52
P45	28	42	216,7	90	PEHD	5,83	0,92
P41	R2	6	288,57	200	PEHD	34,37	1,09

ANNEXE VI.2 Résultats de simulation du réseau projeté Cas de pointe (Etat vitesse et des pressions) (2^{ème} variante)



ANNEXE VI.2 Cas de pointe + incendié (2^{eme} variante)

Tableau : résultat de simulation du réseau projeté (Etat des pressions aux nœuds).

Nœud	Altitude (m)	Débit (L/s)	Charge piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
B	964	30,08	964	0
R2	982	53,97	984	2
1	953,48	0,844	979,44	25,96
2	948,19	0,651	979,16	30,97
3	947,45	1,073	978,85	31,4
4	952,82	0,986	979,57	26,75
5	948,5	0,228	979,53	31,03
6	944,73	18,298	980,41	35,68
7	947,01	0,632	979,78	32,77
8	944,52	0,142	979,74	35,22
9	949,47	0,252	979,72	30,25
10	942,1	1,219	979,73	37,63
11	945,63	0,267	979,67	34,04
12	944,62	0,168	978,6	33,98
13	946,44	0,568	978,65	32,21
14	948,22	0,155	978,61	30,39
15	947,53	1,639	978,43	30,9
16	942,38	2,101	976,5	34,12
17	945,35	2,011	977,87	32,52
18	938,93	2,519	972,86	33,93
19	939,16	1,849	975,53	36,37
20	936,06	1,121	970,16	34,1
21	936,96	1,769	971,52	34,56
22	934,88	1,179	967,96	33,08
23	932,83	1,263	969,21	36,38
24	928,89	2,052	964,33	35,44
25	932,76	2,014	967,58	34,82
26	927,64	3,753	963,59	35,95
27	936,29	2,613	958,34	22,05

Tableau : résultat de simulation du réseau projeté (Etat des pressions aux nœuds).

Nœud	Altitude (m)	Débit (L/s)	Charge piézométrique (m)	Pression (m.c.e)
28	937,87	0,723	963,48	25,61
29	938,05	1,398	963,14	25,09
30	936,11	1,248	962,94	26,83
31	936,83	1,01	961,79	24,96
32	938,77	0,799	960,94	22,17
33	931,7	1,202	958,91	27,21
34	931,52	1,829	960,79	29,27
35	929,17	0,651	958,12	28,95
36	927,07	1,368	957,4	30,33
37	924,39	1,756	956,09	31,7
38	929,09	2,148	962,46	33,37
39	933,5	2,251	961,84	28,34
40	922,95	1,921	954,77	31,82
41	929,59	2,134	950,53	20,94
42	937,73	1,743	961,09	23,36
43	931,94	2,034	952,76	20,82
44	931,06	1,118	951,57	20,51
45	926,73	3,064	949,35	22,62
46	908,16	1,683	945,79	37,63
47	946,7	1,301	978,57	31,87
48	956,38	1,301	983,99	27,61

ANNEXE VI.2 Cas de pointe + incendié (2^{ème} variante)

Tableau : Résultat de simulation du réseau projeté (Etat des vitesses dans les tronçons).

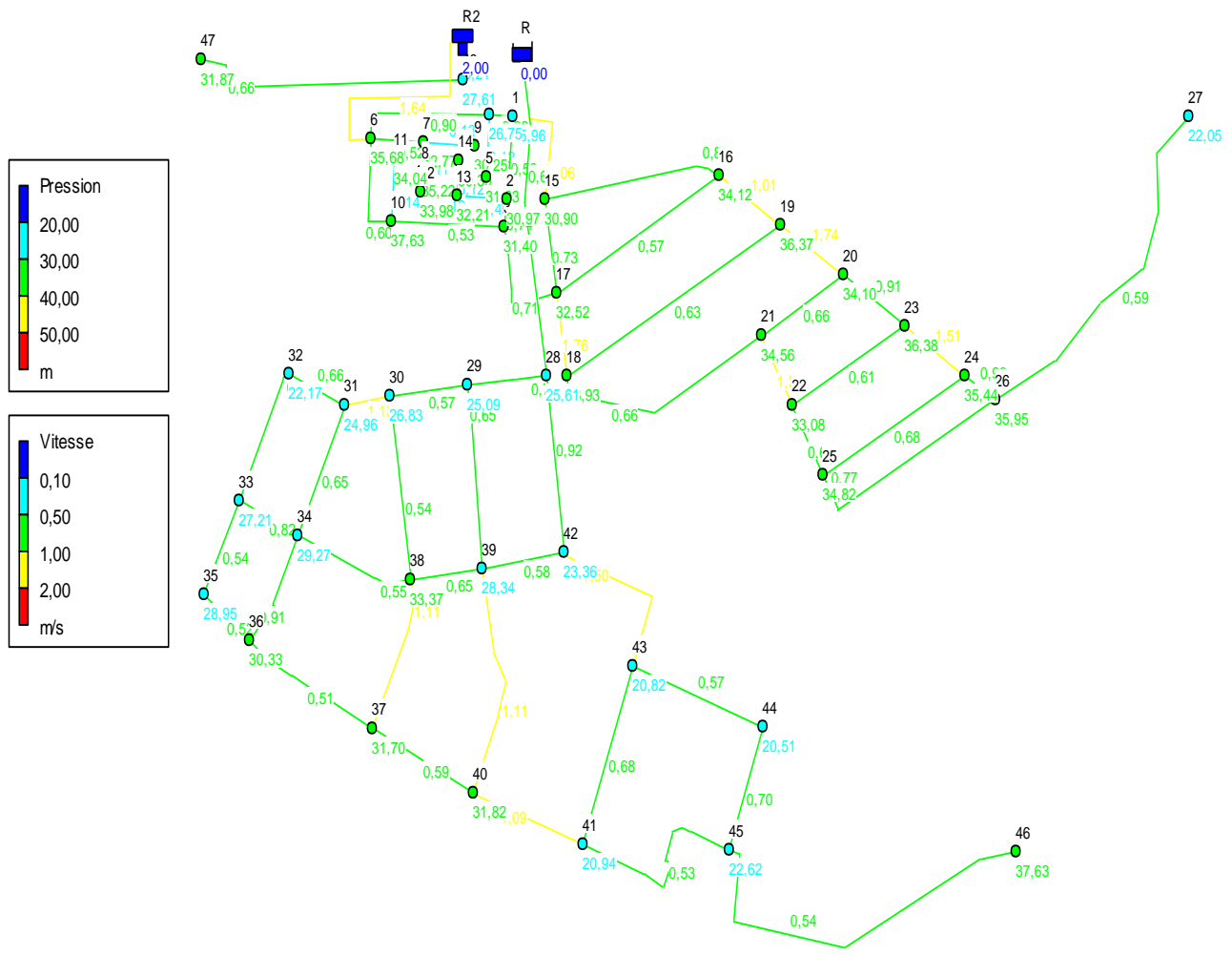
Tronçons	Du nœud	Au nœud	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériel	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)
P2	15	17	118	125	pvc	-8,92	0,73
P3	15	16	283,3	125	pvc	10,81	0,88
P4	16	19	111,3	125	pvc	12,35	1,01
P5	17	18	103,4	75	pvc	-7,78	1,76
P6	19	20	113	75	pvc	7,7	1,74
P7	20	21	145,7	63	pvc	-2,06	0,66
P8	22	23	196,6	75	pvc	-2,68	0,61
P9	20	23	112,7	110	pvc	8,64	0,91
P10	25	26	322,2	63	pvc	2,39	0,77
P11	23	24	109,2	63	pvc	4,7	1,51
P12	24	25	248,3	50	pvc	-1,33	0,68
P13	24	26	55,46	75	pvc	3,97	0,9
P14	26	27	865,5	75	pvc	2,61	0,59
P15	43	44	212,5	75	pvc	2,5	0,57
P16	44	45	157,9	50	pvc	1,38	0,7
P17	41	43	228,5	63	pvc	2,11	0,68
P18	45	46	557,5	63	pvc	1,68	0,54
P19	31	34	173,5	90	pvc	-4,15	0,65
P20	32	33	173,1	50	pvc	-1,25	0,64
P21	33	34	98,8	50	pvc	1,62	0,82
P22	33	35	126,3	63	pvc	1,67	0,54
P29	16	17	301,3	90	pvc	-3,64	0,57
P25	18	19	388,2	75	pvc	2,8	0,63
P33	38	39	108,5	90	pvc	-4,11	0,65
P34	22	25	96,6	110	pvc	-5,74	0,6
P35	21	22	97,44	63	pvc	-4,23	1,36
P36	29	39	223,5	90	pvc	-4,16	0,65
P37	42	43	232,9	75	pvc	-6,65	1,5
P40	28	29	120,6	200	pvc	-23,53	0,75
P42	31	32	91,64	63	pvc	-2,05	0,66
P44	41	45	300,56	90	pvc	3,36	0,53
P47	7	8	47,22	40	pvc	0,14	0,11
P48	13	14	51,54	40	pvc	-0,16	0,12
P60	4	5	75,59	50	pvc	0,23	0,12
P50	2	13	80,84	50	pvc	0,89	0,45
P51	12	13	55,97	40	pvc	0,17	0,13
P52	10	11	88,55	50	pvc	0,27	0,14
P53	3	17	143,6	90	pvc	4,52	0,71
P54	30	38	224,8	150	pvc	9,52	0,54
P55	37	38	192,8	50	pvc	2,17	1,11
P56	39	40	285,8	63	pvc	3,45	1,11
P57	40	41	177,8	63	pvc	-3,38	1,09
P58	34	36	148,1	50	pvc	1,79	0,91

Tableau : Résultat de simulation du réseau actuel (2013) Etat des vitesses dans les tronçons (suite).

Tronçons	Du nœud	Au nœud	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériel	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)
P62	36	37	216	60	pvc	-1,44	0,51
P63	34	38	185,7	50	pvc	1,09	0,55
P38	2	3	33,84	75	pvc	3,25	0,74
P61	1	2	101,02	110	pvc	4,79	0,5
P39	1	15	141,63	160	pvc	-21,36	1,06
P23	18	21	343,01	125	pvc	-8,06	0,66
P26	R	28	358,85	250	pvc	30,08	0,61
P65	1	4	36,86	200	pvc	-27	0,86
P49	3	10	178,25	75	pvc	-2,34	0,53
P64	29	30	119,02	200	pvc	17,98	0,57
P66	30	31	69,56	90	pvc	7,21	1,13
P27	39	42	127,71	75	pvc	-2,57	0,58
P30	7	9	83,38	50	pvc	0,25	0,13
P59	4	6	214,31	200	pvc	-28,21	0,9
P24	6	7	78,96	50	pvc	-1,03	0,52
P31	6	10	136,97	90	pvc	-3,83	0,6
P43	40	37	173	63	pvc	-1,85	0,59
P67	47	48	431,16	50	pvc	1,3	0,66
P28	R2	48	25,41	125	pvc	2,6	0,21
P1	35	36	89,19	50	pvc	-1,02	0,52
P32	28	42	216,7	90	pvc	5,83	0,92
P41	R2	6	288,57	200	pvc	51,37	1,64

ANNEXE VI.2 Résultats de simulation du réseau projeté Cas de pointe + incendié (Etat des pressions et des vitesses) (2^{ème} variante)

Jour 1, 12:00 AM



Annexe VII.1



Usine et Siège: Voie A Zone Industrielle BP 160-2200 Sidi Bel Abbes
Téléphone: 048 55 11 90 / 55 65 65 / 061 24 09 19 / 070 94 97 49
Télécopie : 048 55 58 58 / 56 92 70 / 56 50 33
Site Web : www.groupe-chiali.com E-Mail : info@groupe-chiali.com

TUBE PE

TUBE PEHD EAU POTABLE PN 20

Référence	diamètre ext	Epaisseur	Qualité	Prix HT	Prix TTC
11 009 0901	90	10.1	PE100	593.37	694.24
11 009 1101	110	12.3	PE100	878.66	1 028.03
11 009 1251	125	14.0	PE100	1 103.46	1 291.05
11 009 1601	160	17.9	PE100	1 802.91	2 109.40
11 009 2001	200	22.4	PE100	2 875.61	3 364.46
11 009 2501	250	27.9	PE100	4 473.17	5 233.61
11 009 3151	315	35.2	PE100	7 021.79	8 215.49
11 009 4001	400	44.7	PE100	10 958.68	12 821.66
11 009 5001	500	55.8	PE100	17 092.93	19 998.73

TVA = 17%

Les tubes sont en longueur de 12ml

Jonction par soudure électrique.

Pour toute information veuillez contacter le service commercial.

SARL "SERRES"
Matériels et Travaux

Annexe VII 2.

caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PM 100/ 7 A

Caractéristiques requises

Débit	21,2 l/s
Hauteur de refoulement	117 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.oe de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	20,9 l/s
Hauteur de refoulement	114 m
Puissance absorbée	31,1 kW
Rendement	75%
Hauteur manométrique H(Q=Q)	143 m
Orif. de refoulement	100 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	37 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

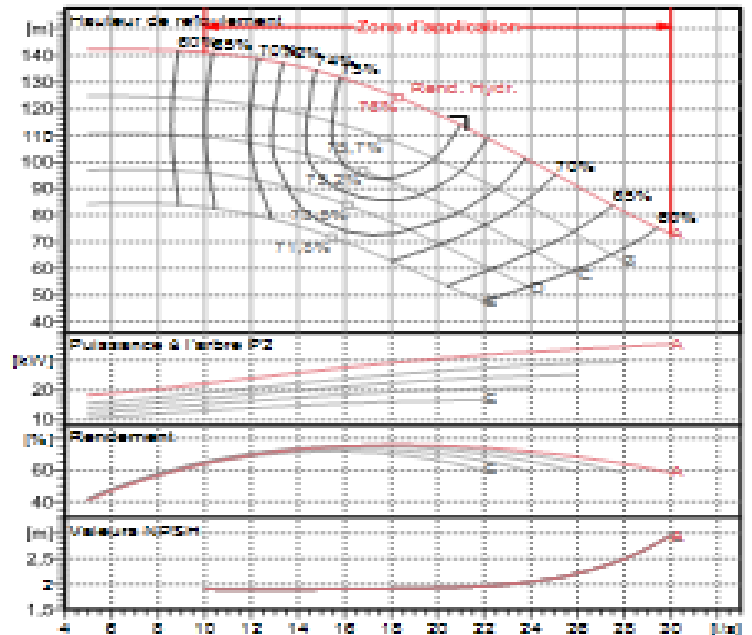
Démarrages / h max.	5
Température max. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité max.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales

Poids	645 kg
-------	--------

Matériaux

Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Ghémise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc ou nitrile
Roulements à billes	Acier
Presse-Étoupe	Fonte
Étoupe	Tresse graphitée



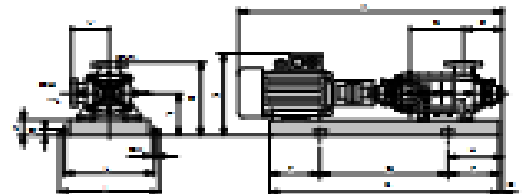
Caractéristiques de fonctionnement

UNIMISO 2545/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
19,5	117	29,9	73,2	1,66

Dimensions mm

A = 1072
B = 1037
C = 245
D = 222
DNa = 125
DNm = 100
E = 210
F = 250
G = 1137
H = 450
I = 800
L = 530
M = 20
N = 120
O = 42
P = 345
Q = 815
R = 620
V = 270



Notes:

Date
31.08.2013

Page

1

Offre n°

Pos.N°

Annexe (VII.3)

TABLEAU 1 : MODULES D'ÉLASTICITÉ ET COEFFICIENT DE POISSON DES MATERIAUX (MEUNIER)

MATERIAUX	MODULE D'ÉLASTICITÉ (YOUNG) EN PASCAL	COEFFICIENT DE POISSON Y
PVC	3.10^9	0.3
ACIER	2.10^{11}	0.46 -0.5
FONTE	1.10^{11}	0.3
AMIANTE CIMENT	$2.28.10^{10}$	0.3
PEHD	$1.2.10^9$	0.45-0.5
PELD	2.10^8	0.45-0.5
BETON	1 A 5.10^{10}	0.15
ROCHE NON CONSOLIDE	3 A 4.10^9	0.33

TABLEAU 2 : COEFFICIENT DE POISSON POUR DIFFERENT TYPES DE SOLDES MATERIAUX (NONCLERCQ)

MATERIAU DE REMBLAIS	COEFFICIENT DE POISSON Y
TERRE VEGETALE PARTIELLEMENT COMPACTE (HUMIDE)	0.33
TERRE VEGETALE SATUREE	0.37
MATERIAU DE REMBLAYAGE GRANULEUX, INCOHERENT	0.33
MATERIAU DE REMBLAYAGE, CAILLOUTEUX SABLEUX	0.33
MATERIAU DE REMBLAYAGE, GLAISEUX HUMIDE	0.33
ARGILE JAUNE, HUMIDE, PARTICULIEREMENT COMPACTE	0.33
ARGILE JAUNE OU GLAISE SATURE	0.37
SABLE ARGILEUX SATURE	0.35
SABLE SEC	0.33
SABLE	0.33
REMBLAIS ARGILO LIMONEUX	0.33

ANNEXE VII.4

ABaque DE VIBERT

Adduction (S.R-500m³)

