

UNIVERSITE Saad DAHLAB - BLIDA 1

Faculté de Technologie

Département des Sciences de l'Eau et Environnement

MEMOIRE DE MASTER

Filière: Hydraulique

Spécialité : Sciences de l'Eau

Thème:

**Diagnostic et optimisation du fonctionnement du réseau
d'alimentation en eau potable de la ville de Tipaza par logiciel
« water CAD »**

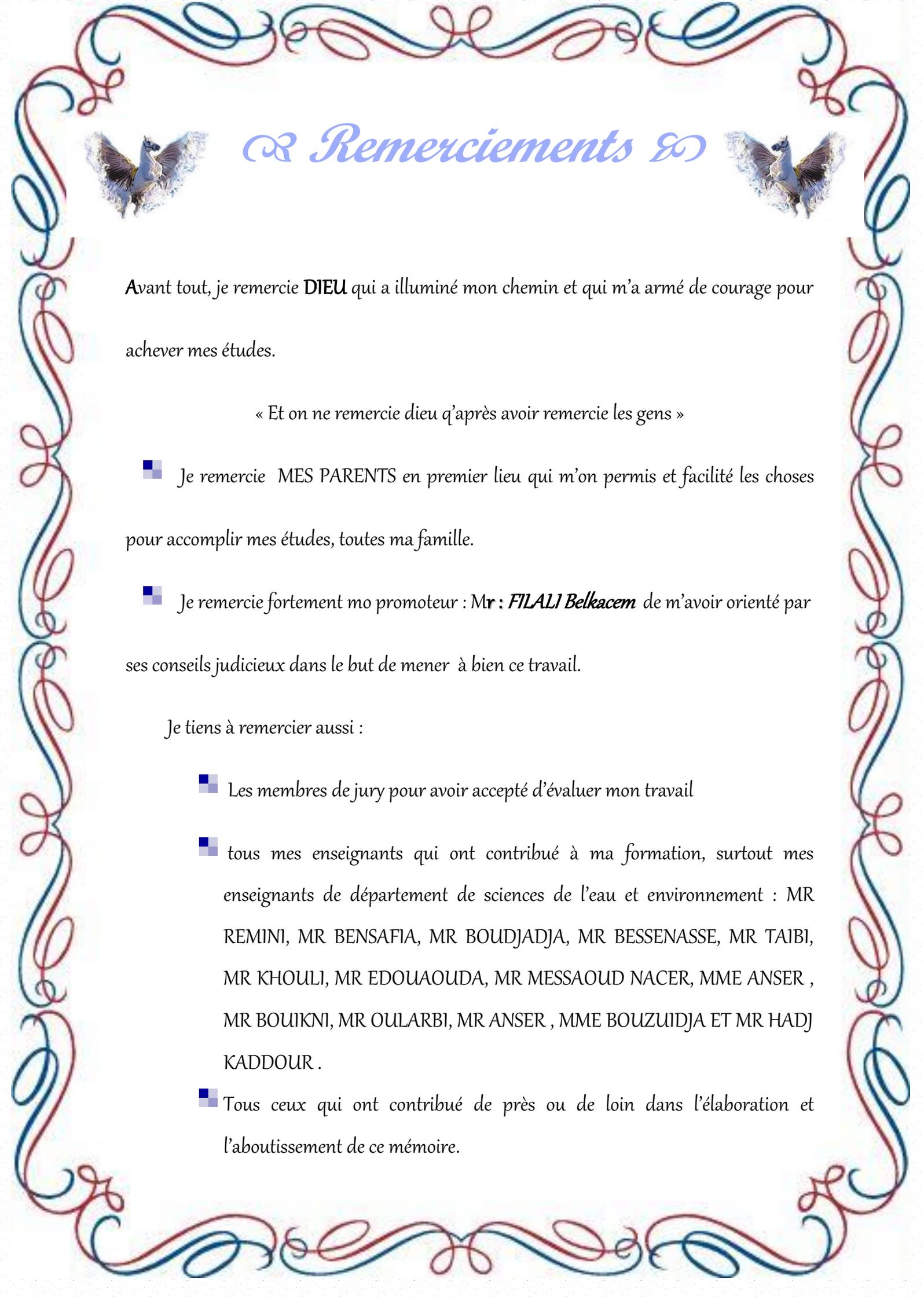
Présenté par :

Mr: BELKACEM Abdelmoumene

Promoteur :

Mr: BELKACEM FILALI Mohamed

Promotion 2015/2016



Remerciements



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

« Et on ne remercie dieu q'après avoir remercie les gens »

■ Je remercie MES PARENTS en premier lieu qui m'on permis et facilité les choses pour accomplir mes études, toutes ma famille.

■ Je remercie fortement mo promoteur : Mr : **FILALI Belkacem** de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Je tiens à remercier aussi :

■ Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail

■ tous mes enseignants qui ont contribué à ma formation, surtout mes enseignants de département de sciences de l'eau et environnement : MR REMINI, MR BENSAFIA, MR BOUDJADJA, MR BESSENASSE, MR TAIBI, MR KHOULI, MR EDOUAOUDA, MR MESSAOUD NACER, MME ANSER , MR BOUIKNI, MR OULARBI, MR ANSER , MME BOUZUIDJA ET MR HADJ KADDOUR .

■ Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration et l'aboutissement de ce mémoire.

Dédicace



Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe



de respect et de reconnaissance envers :

Ma mère Saïh Houria



À la mémoire de mon Père meusteh

Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.



Je le dédie également à



Mon frère et ma sœurs: Imen ,Abdelmaleke.



*Mes amis : Chaima FROUI, BIOUS Ammar, HAMROUCHE
Abdelmalek, Halim benaziza ,karim BOUKHIREN,BAOUTA
Amir,DEJBAOUI , Slim,Zakeria, ,GERCHOUCHE Oussema ..*

*En un mot, à toute ma famille, mes amis et ceux qui ont contribué de
près ou de loin à ma formation.*



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.

L'eau potable est transportée dans des canalisations, généralement enterrées. Avec le temps, les canalisations commencent à vieillir, les performances hydrauliques diminuent et la qualité de l'eau se dégrade, les pertes d'eau et les casses augmentent. Les casses peuvent provoquées des dégâts spectaculaires et sont généralement enregistrées dans des bases de données. Leur augmentation est un bon critère de vieillissement, lié aux caractéristiques des canalisations et de leur environnement.

Le vieillissement des réseaux urbains d'eau potable constitue depuis plusieurs années une préoccupation majeure des gestionnaires. Les réseaux d'eau potable constituent une partie du patrimoine urbain qui s'inscrit dans un processus de longue durée. Par conséquent, leur renouvellement devrait se rattacher à des considérations liées au 'vieillissement', en d'autres termes à la dégradation dans le temps de leurs caractéristiques d'origine.

Mettre à niveau l'état et le fonctionnement des réseaux d'eau potable demande des gestionnaires qu'ils interviennent face au vieillissement : en rénovant des conduites existantes, en remplaçant certaines par des nouvelles, ou encore en installant de nouvelles conduites pour satisfaire la demande des nouveaux consommateurs ou pour renforcer la fiabilité d'un réseau.

Notre étude consiste à faire un diagnostic et optimisation du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de TIPAZA , 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 2036.

Liste des figures

| | |
|--|----|
| Figure I.1 : Carte géographique de la ville de Tipaza..... | 2 |
| Figure III.1 : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré..... | 23 |
| Figure III.2 : Conduite d'arrivée..... | 24 |
| Figure III.3 : Conduite de départ..... | 25 |
| Figure III.4 : Conduite de trop plein et de trop plein..... | 26 |
| Figure III.5 : By-pass avec la conduite d'arrivée et de départ..... | 26 |
| Figure IV.1: Pertes de charges entre deux points A et B d'une canalisation..... | 40 |
| Figure VI.1 : pose de canalisation dans un terrain ordinaire..... | 90 |
| FigureVI.2: Bulldozer..... | 94 |
| FigureVI.3: Pelle hydraulique..... | 94 |
| Figure VI.4 : Compacteur..... | 95 |
| Figure VI.5: Chargeur..... | 96 |
| FigureVI.6 : Réseaux à nœuds..... | 96 |

Liste des graphes

| | |
|---|----|
| Graphe II-1 : Histogramme de la consommation journalière..... | 20 |
| Graphe II-2 : Courbe intégrale de consommation journalière..... | 20 |
| Graphe(III-1) : balance (ressources / besoin)..... | 30 |
| Graphe (III-2) : balance (stockage existant/ stockage nécessaire)..... | 31 |

Liste des tableaux

| | |
|---|----|
| Tableau N°I-1: pluie maximale journalière pour l'année 2005 – 2006..... | 4 |
| Tableau N°I-2: températures moyennes annuelles..... | 4 |
| Tableau N°I-3 : variation annuelle de l'humidité | 4 |
| Tableau N°I-4 : vents moyens mensuels | 5 |
| Tableau N°II-1 : population du chef-lieu..... | 6 |
| Tableau N°II-2 : Population située au niveau des localités secondaires..... | 7 |
| Tableau N°II-3 : population du pos AU2..... | 7 |
| Tableau N°II-4 : population du pos AU3..... | 7 |
| Tableau N°II-5 : récapitulatif du nombre d'habitants total | 7 |
| Tableau N°II-6 : Débit Moyen domestique Tipaza Chef-Lieu et Localité Secondaire..... | 7 |
| Tableau N°II-7 : débit moyen domestique pos AU2..... | 8 |
| Tableau N°II-8 : débit moyen domestique pos AU3..... | 8 |
| Tableau N°II-10 : débit moyen journalier (équipement culturel)..... | 9 |
| Tableau N°II-11: débit moyen journalier (équipement scolaire)..... | 9 |
| Tableau N°II-12 : débit moyen journalier (équipement sportif)..... | 10 |
| Tableau N°II-13 : débit moyen journalier (équipement touristique)..... | 10 |
| Tableau N°II-14 : récapitulatif des débits moyens journaliers des équipements..... | 10 |
| Tableau N°II-15: débit moyen journalier (équipement administratifs)..... | 11 |
| Tableau N°II-16 : débit moyen journalier (équipements commerciales)..... | 11 |
| Tableau N°II-17 : débit moyen journalier (équipements socioculturels et sportifs)..... | 11 |
| Tableau N° II-18 : tableau récapitulatif du débit moyen journalier..... | 11 |
| Tableau N°II-19 : débit moyen journalier d'équipements (Zone Haute)..... | 12 |
| Tableau N°II-20 débit moyen journalier d'équipements (Zone Moyenne)..... | 12 |
| Tableau N°II-21 : débit moyen journalier d'équipements (Zone Basse)..... | 13 |
| Tableau N°II-22 récapitulatif du débit d'équipement du POS AU3..... | 13 |

| | |
|---|----|
| Tableau N°II-23 : débit moyen journalier du chef-lieu et les localités secondaires..... | 13 |
| Tableau N°II-24 : débit moyen journalier du pos AU2..... | 14 |
| Tableau N°II-25 : débit moyen journalier pos AU3..... | 14 |
| Tableau N°II-26 : débit Max journalier du chef-lieu et localités secondaires..... | 14 |
| Tableau N°II-27 : débit max journalier du POS AU2..... | 15 |
| Tableau N°II-28 : débit max journalier du POS AU3..... | 15 |
| Tableau N°II-29 : débit max journalier total..... | 15 |
| Tableau N°II-30 : calcul de la consommation maximale et minimale journalière..... | 16 |
| Tableau N°II-31 : β_{max} en fonction du nombre d'habitants..... | 16 |
| Tableau N°II-32 : β_{min} en fonction du nombre d'habitants..... | 17 |
| Tableau N°II-33 : répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants..... | 18 |
| Tableau N°II-34 CONSOMMATION cumulée journalière..... | 19 |
| Tableau N°III-1 : calculs de la capacité pratique du volume de stockage nécessaire..... | 29 |
| Tableau N° III-2 : Débit actuel mobilisé pour Tipaza..... | 29 |
| Tableau N°III-3 : Balance (ressource/ besoins)..... | 30 |
| Tableau N°III-4 : balance (stockage existant/ stockage nécessaire) | 31 |
| Tableau N°III-5 : caractéristique du réservoir (R1)..... | 33 |
| Tableau N°III-6 : Détermination de la capacité de réservoir..... | 34 |
| Tableau N°III-7 : caractéristique du réservoir (R2) de mise en charge..... | 35 |
| Tableau N°III-8 : caractéristique du réservoir (R3) Ouest..... | 36 |
| Tableau N°III-9 : caractéristique du réservoir (R4) Est..... | 36 |
| Tableau IV.1 : Les constantes α , β et γ en fonction de la rugosité absolue ϵ | 42 |
| Tableau IV.2 : Valeurs du Coefficient de HAZEN WILLIAMS C_{HW} en fonction de matériaux des conduites..... | 43 |
| Tableau VI.3 : capacité de stockage existant Zone I | 44 |

| | |
|--|----|
| Tableau IV.4 : capacité de stockage existant Zone II | 45 |
| Tableau IV.5 : capacité de stockage existant Zone III..... | 45 |
| Tableau IV.6 : Caractéristiques du réservoir Tampon R2000m3..... | 45 |
| Tableau IV.7 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel..... | 47 |
| Tableau IV.8 : Tronçons dont la vitesse inférieure à la normale..... | 63 |
| Tableau V.9 : Tronçons dont les vitesses supérieures à la normale..... | 64 |
| Tableau V.3 . Nœuds dont les pressions inférieures à la normale..... | 65 |
| Tableau V.1 : Calcul des débits nodaux pour le réseau projeté..... | 70 |
| Tableau VI.1 : choix du coefficient du talus..... | 90 |
| Tableau VI.2 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement..... | 91 |
| Tableau VI.3 : Choix du bulldozer en fonction de la capacité du godet..... | 93 |
| Tableau VI.4 : Temps de réalisation d'opérations | 96 |
| Tableau VII.1 : Equipements du réservoir..... | 99 |

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de la ville

| | |
|---|---|
| I.1.Situation géographique | 1 |
| I.2.Les données naturelle du la ville de TIPAZA | 2 |
| I.2.1.Topographie..... | 2 |
| I.2.2Géologie | 3 |
| I.2.3 Sismicité..... | 3 |
| I.2.4Situation climatologique..... | 3 |
| I.2.4 .1 climat..... | 3 |
| a) Pluviométrie..... | 3 |
| b) La température..... | 4 |
| c) Humidité..... | 4 |
| d) Les vents..... | 4 |
| I.3Situation urbanistique..... | 5 |
| Conclusion : | 5 |

Chapitre II : Démographie et estimation des besoins en eau

| | |
|---|----|
| II. Population..... | 6 |
| II.1 Population alimentées par le réseau de Tipaza..... | 6 |
| II.2 Débit moyen domestique..... | 7 |
| II.3 Débit moyen journalier d'équipement..... | 8 |
| II.3.1 Chef-lieu et localités secondaires..... | 8 |
| II.3.2 Equipements du POS AU2..... | 11 |
| II.3.3 Equipements du POS AU3..... | 12 |
| II.4 Variation de la consommation journalière..... | 14 |
| II.4.1Coefficient d'irrégularité maximum journalière..... | 14 |
| II.4.1.1 Débit max journalier..... | 14 |
| II.4.2 Coefficient d'irrégularité minimum journalier..... | 15 |
| II.5 Variation de la consommation horaire..... | 16 |
| II.5.1 Détermination des débits horaires..... | 16 |

| | |
|--|----|
| II.5.1.1 Débit moyen horaire..... | 16 |
| II.5.1.2 Détermination du débit maximum horaire..... | 17 |
| II.5.1.3 Coefficient d'irrégularité minimale horaire (Kminh)..... | 17 |
| II.5.1.4 Détermination du débit minimum horaire..... | 17 |
| II.6 Evaluation de la consommation horaire en fonction du Nombre d'habitant..... | 18 |
| Conclusion | 21 |

Chapitre III :

Réservoirs et stockage

| | |
|--|----|
| III.1 Fonctions des réservoirs..... | 22 |
| III.1.1 Fonctions techniques des réservoirs..... | 22 |
| III.1.2 Fonctions économiques..... | 22 |
| III.2 Classification des réservoirs..... | 22 |
| III.3 Equipements du réservoir..... | 23 |
| 1) Conduite d'arrivée ou d'adduction..... | 24 |
| 2) Conduite de départ ou de distribution..... | 25 |
| 3) Conduite de trop-plein..... | 25 |
| 4) Conduite de vidange..... | 26 |
| 5) Conduite by-pass..... | 26 |
| III.3.1 Système de matérialisation de la réserve d'incendie..... | 27 |
| III.3.2 Les joints d'étanchéité..... | 27 |
| III.4 Hygiène et sécurité..... | 27 |
| III.5 Détermination de la capacité des réservoirs..... | 27 |
| III.5.1 Capacité pratique d'un réservoir..... | 27 |
| III.5.2 Balance ressource/ besoins..... | 29 |
| III.5.3 besoins en stockage..... | 30 |
| III.6 Détermination du volume des réservoirs..... | 32 |
| III.6.1 Réservoirs..... | 32 |
| Conclusion..... | 37 |

Chapitre IV :

Simulation hydraulique

| | |
|--|----|
| IV.1 Le logiciel Water CAD..... | 38 |
| IV.2 Dimensionnement du réseau | 39 |
| IV.2.1 Calcul de la perte de charge..... | 40 |
| IV.2.1.1 Introduction | 40 |

| | |
|---|----|
| IV.2.1.2 Pertes de charge linéaire | 41 |
| IV.3 Schéma général et principe de l'alimentation de l'état actuel du réseau | 43 |
| IV.3.1 Système d'alimentation existant..... | 43 |
| IV.3.1.1 Ressource..... | 44 |
| IV.3.1.2 Ouvrages existants..... | 44 |
| IV.4 Détermination des débits | 46 |
| IV.4.1 Cas de pointe..... | 46 |
| IV.5 Anomalies du réseau | 62 |
| IV.5.1 Analyse actuel du réseau..... | 62 |
| IV.5.2 Interprétation des résultats de calcul pour 2016 | 62 |
| IV.5.3 Présentation des détails des anomalies dans le réseau..... | 63 |
| a. Présentation des tronçons dont les vitesses sont inférieures et supérieures à la normale | 64 |
| b. Présentation des nœuds dont les pressions sont faibles..... | 65 |
| Conclusion..... | 66 |

Chapitre V :

Projection de réseau à l'horizon 2036

| | |
|---|----|
| V.1 Classification des réseaux..... | 67 |
| V.2 Hypothèse de calcul de dimensionnement..... | 68 |
| V.3 Calcul hydraulique du réseau de distribution pour l'horizon 2036..... | 69 |
| V.3.1 Détermination des débits..... | 69 |
| Conclusion... .. | 87 |

Chapitre VI :

Organisation de chantier

| | |
|---|----|
| VI.1 Implantation de la trace des tranchées sur le terrain..... | 88 |
| VI.2 Excavation des tranchées..... | 89 |
| VI.3 Pose de la canalisation..... | 92 |
| VI.4 preuve de joint et de canalisation..... | 92 |
| VI.5 Remblaiement des tranchées..... | 92 |
| VI.6 Engins..... | 93 |
| VI.6.1 Choix du bulldozer..... | 93 |
| VI.6.2 Pelle hydraulique..... | 94 |

| | |
|--|----|
| VI.6.3 Rouleau pour le compactage..... | 95 |
| VI.6.4 Un chargeur..... | 95 |
| VI.7 Planification des travaux..... | 96 |
| Conclusion | 97 |

Chapitre VI :
gestion du réseau

| | |
|---|-----|
| VII.1 But de la gestion..... | 98 |
| VII.2 Gestion et exploitation des ouvrages de stockage..... | 98 |
| VII.2.1 Equipements du réservoir | 98 |
| VII.2.2 Aspects liés à l'exploitation des réservoirs..... | 100 |
| VII.2.2.1 Contrôle hebdomadaire | 100 |
| VII.2.2.2 Contrôle semestriel | 100 |
| VII.2.2.3 Nettoyage | 100 |
| VII.3 Gestion et exploitation des réseaux..... | 100 |
| VII.3.1 Prévention, contrôle et surveillance de la qualité d'eau..... | 101 |
| VII.3.2 La surveillance et l'entretien courant | 101 |
| VII.3.3 Les actions de réduction des pertes d'eau | 101 |
| VII.3.3.1 La recherche systématique des fuites..... | 101 |
| VII.3.3.2 Le comptage | 102 |
| VII.3.4 Rendement du réseau | 102 |
| VII.3.5 La lutte contre le vieillissement des conduites | 102 |
| VII. 4 Rendement d'un réseau | 102 |
| VII. 4.1 Définitions | 102 |
| VII.4.2. Détermination du rendement | 103 |
| VII. 4.2.1. Comptage à l'amont | 103 |
| VII.4.2.2 Comptage à l'aval | 103 |
| VII.4.2.3 Volumes gaspillés | 103 |
| VII.4.2.4 Fuites..... | 104 |
| VII.4.3.Paramètres agissant sur le rendement..... | 104 |
| VII.4.4 Recherche des fuites | 105 |
| VII .4.4.1. Surveillance du réseau | 105 |
| VII.4.4.2 Méthodes acoustiques traditionnelles | 105 |
| VII.4.4.3 Méthodes nouvelles | 106 |

Conclusion.....108

Chapitre

N° I

Présentation de la ville

Introduction :

Avant d'entamer les différents points nécessaires à l'étude. Il convient de faire ressortir les caractéristiques propres et le prélèvement au niveau de la ville de Tipaza. Ces caractéristique vont guider à la mise en place du schéma d'alimentation et se représentations par la situation topographique et urbanistique de la ville.

I.1.Situation géographique :

La wilaya de Tipasa fait partie de la région nord centre fortement urbanisée et polarisante à la fois, Jouissant d'atouts majeurs économiques, touristiques et naturels, la mettant à l'avant garde du reste Du territoire national.

Elle est limitée géographiquement par :

- la mer méditerranéenne au Nord.
- la wilaya de Blida au Sud.
- la wilaya d'Alger à l'Est.
- la wilaya de Chlef à l'Ouest.
- la wilaya de Ain Defla au sud-ouest.

La Commune de Tipasa érigée chef-lieu de wilaya en 1985, se situe dans les couffins Ouest du Sahel d'Alger et dans la partie Est du Massif du Chenoua et la vallée de l'oued Nador. Elle se trouve à 80 km d'Alger et couvre une superficie d'environ 7000 Ha. Elle regroupe une population de

Habitants, Le territoire de la wilaya de Tipasa couvre une superficie de 1707 Km².

Elle est limitée :

- Au Nord par la mer méditerranée
- Au Sud par les Communes de Sidi Rached et de Nador
- A l'Est par la Commune de Aïn Tagourait
- A l'Ouest, par la Commune de Cherchell.

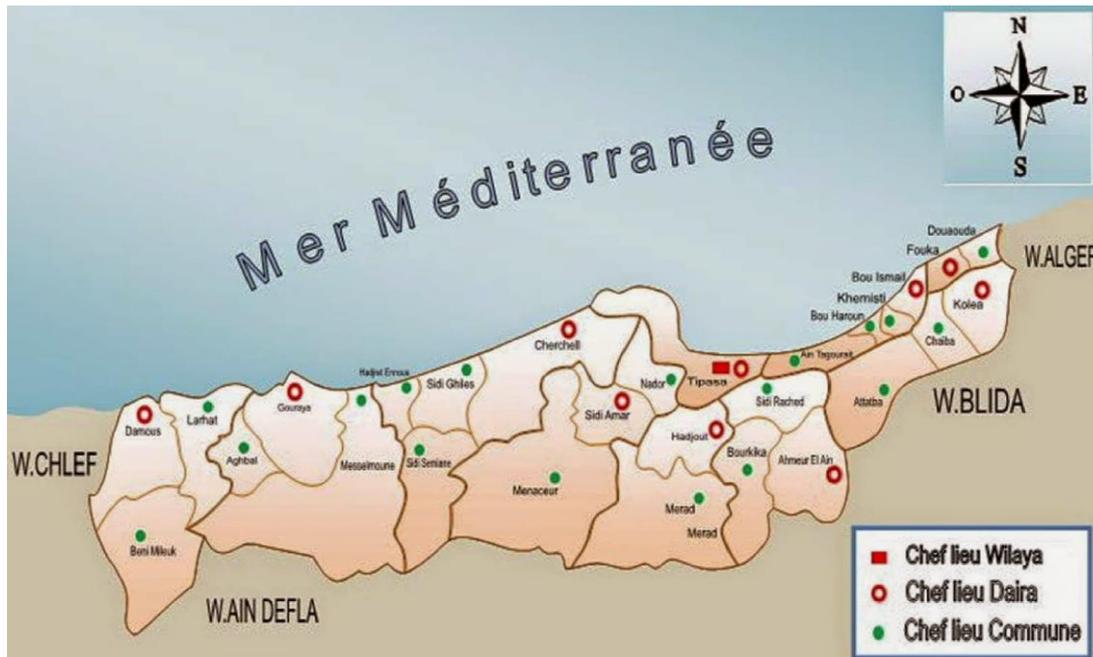


Figure I-1 : Carte géographique de la ville de Tipaza

Relief :

Au Nord-Ouest de la Wilaya la chaîne de montagnes comprenant l'Atlas Blidéen laisse la place à deux importants ensembles .Les Monts du Dahra et du Zaccar /le Mont du Chenoua.

Au Nord Est, la Mitidja s'étendant essentiellement sur la Wilaya de Blida se trouve limitée au niveau de la Wilaya de Tipaza par le bourrelet constitué par le sahel (Altitude Moyenne 230 M).

Au Nord du Sahel un cordon littoral présente un rétrécissement et une élévation graduelle d'Est en Ouest jusqu'à disparition par endroits à Tipaza et dans la Daïra de Cherchell et Sidi-Amar où le relief très accidenté autour du Mont du Chenoua présente des escarpements importants en bordure de la Mer.

I.2.Les données naturelle du la ville de TIPAZA : [1]

I.2.1.Topographie :

S'agissant d'une agglomération du bord de mer dont la cote la plus basse se situe au niveau de la mer ($Z=0$).

La ville est adossée sur un piémont qui prend départ du niveau de la mer au nord et s'élève vers le sud en pente irrégulière.

Aussi les parties les plus basses se situent au niveau de la mer dont la cote (0) et la plus haute se situe au sud à une cote moyenne de (155 m).

Cette différence assez importante impose une alimentation à étage.

Aussi il existe et à juste titre trois (3) étages d'alimentation.

- 1er étage ou Zone I compris entre les cotes (+0 et 47 m) ;
- 2eme étage ou Zone II compris entre les cotes (47 m et 85 m) ;
- 3eme étage ou Zone III compris entre les cotes (85 m et 155 m) ;

A ces zones viendra s'ajouter un 4eme étage imposé par l'assiette du POS AU 3 qui atteint la côte 200 m qui reste supérieure à tous les réservoirs de stockage existants ;

NB : le POS c'est le plan d'occupation du sol.

Cette configuration liée à la particularité de la topographie sera une donnée Incontournable dans la projection des améliorations ont apporté.

I.2.2Géologie :

La géologie étudie la nature du sol, qui détermine le mode de réalisation des tranchés et les engins à utiliser.

Le sol de la commune de TIPASA se caractérise par les textures suivantes :

- Sable argileux : plus ou moins rubéfiés, l'épaisseur de cette couche est très variable.
- Faciès argileux : est entrecoupé par une formation éruptive.
- Faciès calcaire ou calcaire-gresseux : avec ou sans galets, typiquement mollassique.
- Alluvions actuelles : formant les terrasses inférieures des oueds et aussi répandues par étalement des vallées composées de limon argileux et sableux avec ou sans cailloutis, l'épaisseur de cette formation varie entre 10 et 30 m.

I.2.3 Sismicité :

La ville de TIPASA se trouve dans la zone territoriale où l'activité sismique n'est pas négligeable, car elle se situe au-dessus de la faille tectonique qui sépare le continent Africain du continent Européen. Donc les études de génie civil doivent prendre en considération cette particularité

I.2.4Situation climatologique :

I.2.4 .1 climat :

Le climat de TIPASA est de type méditerranéen à tendance subhumide comprenant deux saisons : l'un d'hiver s'étalant d'octobre à mars et l'autre d'été allant d'avril à septembre (c'est-à-dire que en hiver est doux et humide, et en été est chaud et sec).

a) Pluviométrie :

La ville de TIPASA est caractérisée par des précipitations annuelles variant entre 0 et 47.5 mm/j, les pluies sont généralement irrégulières et surtout torrentielles. La sécheresse caractérise le mois de Juin, Juillet, et Août, mais d'une année sur une autre elles peuvent être précoce (Mai) ou tardive (Octobre).

Tableau N° I-1: pluie maximale journalière pour l'année 2005 – 2006 [2]

| mois | Jan | Fev | Mar | Avr | Mai | Juin | Juil | Août | Sep | Oct | Nov | Dec |
|-------------------|------|------|------|-----|-----|------|------|------|-----|------|------|------|
| Pluviométrie (mm) | 41.3 | 16.8 | 39.1 | 160 | 6.4 | 2.3 | 5.1 | 7.1 | 20 | 58.1 | 50.4 | 64.6 |

b) La température :

La commune présente d'un climat méditerranéen doux avec quelques nuances continentales. les hivers sont doux et humides d'octobre à mars suivis d'une saison sèche et chaude .s'étendant entre mai et septembre.la température moyenne annuelle est de 17,55°C avec un minimum de 1,2°C et un max de 42,6°C.

Le tableau I – 2 nous donne un aperçu sur la variation des températures moyennes durant l'année

Tableau N°I-2: températures moyennes annuelles [3].

| mois | jan | Fev | mar | avr | mai | juin | juil | août | sep | oct | nov | dec |
|--------------------|-----|-----|-----|------|-------|------|------|------|------|------|------|------|
| Températures °c | 8.3 | 7.7 | 12 | 14.7 | 19.02 | 23.5 | 26.2 | 25.5 | 26.3 | 21.9 | 13.7 | 11.7 |

Source : [ONM] (OFFICE NATIONAL DE METEOROLOGIE).

c) Humidité :

La région d'étude est caractérisée par une forte humidité à l'exception de la période estivale, Les hivers sont doux et humides d'octobre à mars suivis d'une saison sèche et chaude s'étendant entre mai et sept

La variation de l'humidité dans l'air est assez considérable comme l'illustre le tableau I – 3

Tableau N°I-3 : variation annuelle de l'humidité [3].

| mois | Jan | Fev | mar | avr | mai | juin | juil | août | sep | oct | nov | dec |
|------------|-----|-----|-----|-----|-----|------|------|------|-----|-----|-----|-----|
| Humidité % | 79 | 79 | 77 | 73 | 70 | 75 | 70 | 70 | 71 | 76 | 62 | 76 |

d) Les vents :

En hiver c'est la prédominance des vents d'ouest ils ont une direction ouest, nord-ouest. Le reste de l'année ils peuvent être très forts et dévastateurs comme la tempête qui a frappé la région en avril 1989.elle a une force qui est égale ou inférieure à 6,5 sur une échelle de 0à9 elle peut atteindre 100km/h tandis qu'en été les brises maritimes. Rafraichissantes n'arrivent pas à franchir les collines.

Pour avoir un aperçu de la grandeur de ces vents on propose le tableau I – 1 qui récapitule les vents moyens mensuels durant l'année.

Tableau N°I-4 : vents moyens mensuels [3]

| Mois | jan | Fev | mar | Avr | mai | juin | juil | août | sep | oct | nov | dec |
|----------------|------|------|-----|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| Vitesse (km/h) | 2.83 | 3.02 | 3.3 | 4.31 | 4.13 | 3.78 | 3.91 | 3.78 | 1.82 | 1.44 | 2.06 | 2.52 |

I.3 Situation urbanistique :

La ville de Tipaza et l'une des plus anciennes villes du pays, à ce titre la partie la plus ancienne se situe en bord de mer et recèle encore les vestiges d'une ville romaine.

Cette partie appelée aussi site historique constitue la Zone I.

Son urbanisme est bien conçu avec des alignements réguliers, Son armature urbaine est de type horizontal situé entre un simple rez-de-chaussée et R+2.

Autour du site historique la ville s'est développée dans toutes les directions mais surtout vers le sud.

L'armature urbaine de cette zone de développement offre un urbanisme constitué dans sa grande partie en ensemble de logements ou cités avec quelques constructions individuelles.

Le développement accéléré de la ville va être dirigé vers les trois POS (POS AU 1, POS AU 2, POS AU 3) dans l'alimentation en eau potable reste lié à un renforcement que doit proposer la présente étude.

Le POS AU 1 constitué essentiellement par les nouveaux équipements de la ville à l'est à proximité du POS AU3. (Ces équipements sont considérés comme équipement du (chef-lieu) , par contre les Habitations sont comptées avec le POS AU3.

CONCLUSION :

Après ce résumé de la présentation de la ville, on a ressortir quelque point nécessaire, basé essentiellement sur la situation topographique qui va nous aider à garantir une meilleure projection du nouveau système d'alimentation en eau potable de la ville de Tipaza, de telle façon à assurer l'alimentation convenable de la ville, mais surtout pour les deux POS AU2 et AU3 constituant le développement futur de la ville.

Chapitre

N°II

Estimation Des Besoins En Eau

INTRODUCTION :

Cette estimation en eau L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une dotation pour chaque catégorie de consommateur. Cette dernière est définie comme un rapport entre le débit journalier dépend de plusieurs facteurs par exemple l'évolution de la population, ce qui nous entraîne de calculer dans ce chapitre, pour un horizon d'étude à long terme de 2036.

II. Population :

Partant de la situation de l'agglomération (topographique et urbanistique) qui nous impose de prendre en considération quatre étages d'alimentation avec des densités de population différente . L'horizon d'étude a été fixé en commun accord avec les services de l'hydraulique de la wilaya de Tipaza pour l'an **2036** concernant les infrastructures existantes et le système d'adduction. Ainsi en prenant en considération le recensement de **2016** et en tenant compte des taux de **2,5 %** serait significatif par rapport à toutes la région de chef lieu, ainsi que le taux

d'accroissement est de **2,25%** pour les localités secondaires dont la composante sociale et le support économique reste dans une large mesure le même.

Aussi le taux permettant l'estimation de la population sera de **2.50 %** qui prendra en charge le développement naturel et celui engendré par les nouveaux pos.

Les taux permettant l'estimation de la population sera de (**2,5 et 2,25 %**) entre **2016** et **2036**

Partant du recensement de **2016** qui donne une population d'habitants, la méthode de calcul sera comme suit :

$$p_1 = p_0 (1+x)^t \dots\dots\dots (II.1)$$

p₁ : population à l'horizon considéré

p₀ : population de l'année de référence

x : taux d'accroissement annuel (%)

t : nombre d'unités séparant les deux (**02**) horizons considérés.

II.1 Population alimentées par le réseau de Tipaza :

Le réseau d'alimentation en eau potable de Tipaza prend en charge le chef-lieu de wilaya ainsi les localités secondaires avoisina

Tableau N°II-1 : population du chef-lieu

| horizon | 2016 | 2021 | 2026 | 2031 | 2036 |
|--------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| taux d'accroissement (%) | 2,5 | 2,5 | 2,5 | 2,5 | 2.5 |
| population (Hab) | 17800 | 20139 | 22785 | 25779 | 29166 |

Tableau N°II-2 : Population située au niveau des localités secondaires.

| | | | | | |
|-----------------------------------|------|------|------|------|------|
| horizon | 2016 | 2021 | 2026 | 2031 | 2036 |
| taux d'accroissement (%) | 2,25 | 2,25 | 2,25 | 2,25 | 2,25 |
| total localités secondaires (Hab) | 6055 | 6767 | 7563 | 8453 | 9448 |

Tableau N°II-3 : population du pos AU2

| | | | |
|--------------------------|----------|----------|------------------|
| habitation pos AU2 | Logement | Hab/logt | Total habitation |
| population pos AU2 (Hab) | 3623 | 7 | 25361 |

Tableau N°II-4 : population du pos AU3

| | | | |
|--------------------------|----------|----------|------------------|
| habitation pos AU3 | Logement | Hab/logt | Total habitation |
| population pos AU3 (Hab) | 1614 | 7 | 11300 |

Tableau N°II-5 : récapitulatif du nombre d'habitants total :

| | | | | | |
|---------------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| horizon | 2016 | 2021 | 2026 | 2031 | 2036 |
| population Tipaza chef-lieu (Hab) | 17800 | 20139 | 22785 | 25779 | 29166 |
| population localité secondaire (Hab) | 6055 | 6767 | 7563 | 8453 | 9448 |
| population totale des pos (AU2) (Hab) | 25361 | 25361 | 25361 | 25361 | 25361 |
| population totale des pos (AU3) (Hab) | 11300 | 11300 | 11300 | 11300 | 11300 |
| population totale (Hab) | 60516 | 63567 | 67009 | 70893 | 75275 |

II.2 Débit moyen domestique :

Le débit moyen journalier domestique (Q_{moyj}) est estimé comme suit :

$$Q_{moyj} = \text{Population} \times \text{dotation} \dots \dots \dots \text{(II.2)}$$

La dotation a été prise en commun accord avec les services de l'hydraulique de la wilaya

- 200l/j/hab. pour le chef-lieu de la ville de Tipaza et POS AU2, AU3
- 150 l/j/hab. pour les localités Secondaires

Tableau N°II-6 : Débit Moyen domestique Tipaza Chef-Lieu et Localité Secondaire.

| | | | | | |
|---|-------|-------|-------|-------|-------|
| horizon | 2016 | 2021 | 2026 | 2031 | 2036 |
| débit moyen domestique Tipaza chef-lieu (l/s) | 41.20 | 46.62 | 52.74 | 59.67 | 67.51 |
| débit moyen domestique localités secondaire (l/s) | 10.51 | 11.75 | 13.13 | 14.75 | 16.40 |
| débit moyen domestique total (l/s) | 51.71 | 58.37 | 65.87 | 74.42 | 83.91 |

Tableau N°II-7 : débit moyen domestique pos AU2

| horizon | 2016 | 2021 | 2026 | 2031 | 2036 |
|------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Débit moyen domestique (l/s) | 58.71 | 58.71 | 58.71 | 58.71 | 58.71 |

Tableau N°II-8 : débit moyen domestique pos AU3.

| horizon | 2016 | 2021 | 2026 | 2031 | 2036 |
|------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Débit moyen domestique (l/s) | 26.16 | 26.16 | 26.16 | 26.16 | 26.16 |

II.3 Débit moyen journalier d'équipement :

II.3.1 Chef-lieu et localités secondaires [4].

| Equipement | unité | | Dotation | Besoins |
|-----------------------|---------------------------|--------|----------|---------|
| | surface (m ²) | Nombre | (l/j/u) | L/j |
| APC | 650 | 1 | 2 | 1300 |
| Trésor Wilaya | 350 | 1 | 2 | 700 |
| EDGA | 1050 | 1 | 2 | 2100 |
| BNA | 160 | 1 | 3 | 480 |
| Daïra | 115 | 1 | 3 | 345 |
| Gendarmerie | 5000 | 1 | 2 | 10000 |
| Sûreté wilaya | 900 | 1 | 3 | 2700 |
| Gendarmerie | 500 | 1 | 5 | 2500 |
| EPEAL | 350 | 1 | 10 | 3500 |
| Dépôt Diprochim | 1800 | 1 | 10 | 18000 |
| Sûreté Urbaine | 2600 | 1 | 5 | 13000 |
| Secteur Militaire | 4000 | 1 | 5 | 20000 |
| Administration Divers | 2800 | 1 | 2 | 5600 |
| PTT | 400 | 1 | 2 | 800 |
| Douane | 360 | 1 | 2 | 720 |
| Station d'essence | 2300 | 1 | 5 | 11500 |
| Gare routière | 5800 | 1 | 1 | 5800 |
| Cité Administratif | 9000 | 1 | 2 | 18000 |
| BNA | 900 | 1 | 3 | 2700 |
| Gendarmerie | 5500 | 1 | 5 | 27500 |
| Secteur Militaire | 3600 | 1 | 5 | 18000 |
| Hôtel de Finance | 1500 | 1 | 25 | 37500 |
| Tribunal | 1000 | 1 | 3 | 3000 |
| Marché Couvert | 1400 | 1 | 15 | 21000 |
| Administration Divers | 1000 | 1 | 2 | 2000 |
| Sonelgaz | 750 | 1 | 3 | 2250 |
| Total (L/j) | | | | 230995 |
| Total (L/s) | | | | 2,67 |

Tableau N°II-10 : débit moyen journalier (équipement culturel) [4].

| Equipement | unité | | Dotation (l/j/u) | Besoins L/j |
|-----------------------------------|---------------------------|--------|---------------------|----------------|
| | surface (m ²) | Nombre | | |
| Affaires Religieuses | 300 | 1 | 10 | 3000 |
| Eglise | 350 | 1 | 10 | 3500 |
| Centre Culturel | 870 | 3 | 10 | 26100 |
| Centre Maghrébin | 170 | 1 | 5 | 850 |
| Cinéma | 300 | 1 | 5 | 1500 |
| Ecole de Couture | 200 | 1 | 5 | 1000 |
| Ecole de pêche sou marine | 2150 | 1 | 10 | 21500 |
| Académie | 240 | 1 | 5 | 1200 |
| Centre de Recherche Archéologique | 2000 | 1 | 2 | 4000 |
| Musée | 300 | 1 | 2 | 600 |
| Centre de Formation | 600 | 2 | 10 | 12000 |
| Kasma | 220 | 1 | 3 | 660 |
| CAPS | 200 | 1 | 5 | 1000 |
| Mouhafada Moudjahidine | 500 | 1 | 3 | 1500 |
| Mosquée | 3000 | 3 | 50 | 450000 |
| Munatec | 1500 | 1 | 5 | 7500 |
| Total (L/j) | | | | 535910 |
| Total (L/s) | | | | 6,20 |

Tableau N°II-11: débit moyen journalier (équipement scolaire) [4].

| Equipement | unité | | Dotation (l/j/u) | Besoins L/j |
|----------------------|-------|--------|---------------------|----------------|
| | élève | Nombre | | |
| Ecole Fondamentale 1 | 500 | 3 | 25 | 37500 |
| Ecole Fondamentale 2 | 600 | 1 | 20 | 12000 |
| CEM600 | 600 | 1 | 20 | 12000 |
| Lycée800 | 600 | 1 | 35 | 21000 |
| Total (L/j) | | | | 82500 |
| Total (L/s) | | | | 0,95 |

Tableau N°II-12 : débit moyen journalier (équipement sportif) [4].

| Equipement | unité | | Dotation | Besoins |
|---------------------------------------|---------------------------|--------|----------|---------|
| | surface (m ²) | Nombre | (l/j/u) | L/j |
| Complexe Sportif | 2200 | 1 | 5 | 11000 |
| Stade | 10000 | 1 | 2 | 20000 |
| Direction de la jeunesse et des Sport | 1700 | 1 | 2 | 3400 |
| Terrain de Sport | 3200 | 1 | 2 | 6400 |
| Centre Sportif | 2200 | 1 | 5 | 11000 |
| Stade | 10000 | 1 | 2 | 20000 |
| Salle omnisports | 1400 | 1 | 10 | 14000 |
| Total (L/j) | | | | 85800 |
| Total (L/s) | | | | 0,99 |

Tableau N°II-13 : débit moyen journalier (équipement touristique) [4].

| Equipement | unité | | Dotation | Besoins |
|-------------|---------------------------|--------|----------|---------|
| | surface (m ²) | Nombre | (l/j/u) | L/j |
| Matares | 1200 | 1 | 90 | 108000 |
| Corne d'Or | 250 | 1 | 90 | 22500 |
| CET | 1000 | 1 | 90 | 90000 |
| Total (L/j) | | | | 220500 |
| Total (L/s) | | | | 2,55 |

Tableau N°II-14 : récapitulatif des débits moyens journaliers des équipements.

| désignation | m ³ /j | m ³ /s | l/s |
|--------------------------|-------------------|-------------------|-------|
| équipement administratif | 231 | 0,0027 | 2,67 |
| équipement scolaire | 83 | 0,0010 | 0,95 |
| équipement sanitaire | 178 | 0,0021 | 2,05 |
| équipement culturel | 536 | 0,0062 | 6,20 |
| équipement sportif | 86 | 0,0010 | 0,99 |
| équipement touristique | 221 | 0,0026 | 2,55 |
| total débit équipement | 1333 | 0,015 | 15,43 |

II.3.2 Equipements du POS AU2 : [4]**Tableau N°II-15:** débit moyen journalier (équipement administratifs).

| Agglomération | Equipement | Nombre | Dotation | Besoins | Besoins |
|---------------|--------------------------|--------|----------|------------|-------------|
| | | unité | (m3/j/u) | m3/j | l/s |
| POS AU2 | Equipement administratif | 2 | 25 | 50 | 0,58 |
| | Siège Daïra | 1 | 20 | 20 | 0,23 |
| | Siège APC | 1 | 20 | 20 | 0,23 |
| | Sûreté de la daïra | 1 | 35 | 35 | 0,41 |
| | Agence PTT | 1 | 20 | 20 | 0,23 |
| | Palais des congrès | 1 | 30 | 30 | 0,35 |
| | Centre des affaires | 1 | 30 | 30 | 0,35 |
| Débit total | | | | 205 | 2,37 |

Tableau N°II-16 : débit moyen journalier (équipements commerciales).

| Agglomération | Equipement | Nombre | Dotation | Besoins | Besoins |
|---------------|--------------------------------|--------|----------|---------|---------|
| | | unité | (m3/j/u) | m3/j | l/s |
| POS AU2 | Commerces et services intégrés | 1 | 100 | 100 | 1,16 |

Tableau N°II-17 : débit moyen journalier (équipements socioculturels et sportifs).

| Agglomération | Equipement | Nombre | Dotation | Besoins | Besoins |
|---------------|-------------------------|--------|----------|---------|-------------|
| | | unité | (m3/j/u) | m3/j | l/s |
| POS AU2 | Centre Culturel | 1 | 15 | 15 | 0,17 |
| | Hôtel | 3 | 70 | 210 | 2,43 |
| | Musée | 1 | 15 | 15 | 0,17 |
| | Mosquée | 1 | 55 | 55 | 0,64 |
| | Bibliothèque municipale | 1 | 10 | 10 | 0,12 |
| Débit total | | | | 305 | 3,53 |

Tableau N° II-18 : tableau récapitulatif du débit moyen journalier

| | Débit d'équipement (l/s) |
|---------|--------------------------|
| POS AU2 | 7,64 |

II.3.3 Equipements du POS AU3 : [4]**Tableau N°II-19** : débit moyen journalier d'équipements (Zone Haute).

| Equipement | Superficie | Dotation | Q moyj |
|--------------------------|--------------|----------|-------------|
| | (m2) ou taux | l/j/m2 | (l/s) |
| Groupe scolaire | 15000 | 0,5 | 0,09 |
| Espace vert | 600 | 0,1 | 0,001 |
| Equipement, De proximité | 16000 | 0,1 | 0,02 |
| TOTAL | | | 0,11 |

Tableau N°II-20 débit moyen journalier d'équipements (Zone Moyenne)

| Equipement | Superficie | Dotation | Qmoyj |
|-------------------------|------------|----------|-------------|
| | (m2) | l/j/m2 | (l/s) |
| Parc urbain | 16500 | 0,1 | 0,02 |
| Groupe scolaire | 15000 | 0,5 | 0,09 |
| Equipement De proximité | 34000 | 0,1 | 0,04 |
| Equipement sanitaire | 10000 | 0,5 | 0,06 |
| Centre apprentissage | 19600 | 0,1 | 0,02 |
| Ecole d'archive | 27000 | 0,2 | 0,06 |
| Lycée | 10000 | 0,5 | 0,06 |
| Regroupement sportif | 14000 | 0,1 | 0,02 |
| Espace vert | 16700 | 0,1 | 0,02 |
| TOTAL | | | 4,78 |

Tableau N°II-21 : débit moyen journalier d'équipements (Zone Basse). [4]

| Equipement | Superficie | Dotation | Q moyj |
|-----------------------|--------------|----------|-------------|
| | (m2) ou taux | l/j/m2 | (l/s) |
| Centre de sauvegarde | 4000 | 0,5 | 0,02 |
| Centre médical | 5000 | 0,5 | 0,03 |
| Hôpital | 120 | 200 | 0,28 |
| Ecole paramédical | 2200 | 0,5 | 0,01 |
| Mosquée | 10000 | 1,5 | 0,17 |
| Lycée | 19000 | 0,5 | 0,11 |
| Station météo | 1200 | 0,1 | 0 |
| Equipement restaurant | 10000 | 0,5 | 0,06 |
| Hôtel | 300 | 100 | 0,35 |
| Centre multiservice | 33000 | 0,1 | 0,04 |
| Ecole de tourisme | 36000 | 0,1 | 0,04 |
| Centre commercial | 8000 | 0,1 | 0,01 |
| Auberge de jeunes | 29000 | 0,1 | 0,03 |
| Centre de rééducation | 30000 | 0,1 | 0,03 |
| Gare routière | 30000 | 0,1 | 0,03 |
| TOTAL | | | 1,22 |

Tableau N°II-22 récapitulatif du débit d'équipement du POS AU3.

| Débit Equipement | |
|------------------|-------|
| zone | (l/s) |
| zone haute | 0,11 |
| zone moyenne | 4,78 |
| zone basse | 1,22 |
| POS AU3 | 6,11 |

Tableau N°II-23 : débit moyen journalier du chef-lieu et les localités secondaires

| horizon | 2016 | 2021 | 2026 | 2031 | 2036 |
|---|-------|-------|-------|-------|-------|
| Débit Moyen domestique du Chef-Lieu (l/s) | 41.20 | 46.62 | 52.74 | 59.67 | 67.51 |
| Débit Moyen domestique (Localité Secondaire) (l/s) | 10.51 | 11.75 | 13.13 | 14.75 | 16.40 |
| Débit d'équipement (chef-lieu et localités sec) (l/s) | 15,43 | 15,43 | 15,43 | 15,43 | 15,43 |
| Débit Moyen journalier Total de Tipaza (l/s) | 67.14 | 73.8 | 81.3 | 89.85 | 99.33 |

Tableau N°II-24 : débit moyen journalier du pos AU2 :

| horizon | | 2016 | 2036 |
|-------------------|-------|-------|-------|
| Besoin Domestique | (L/s) | 58,71 | 58,71 |
| Besoin Equipement | (L/s) | 7,64 | 7,64 |
| Besoin TOTAL | (L/s) | 66,35 | 66,35 |

Tableau N°II-25 : débit moyen journalier pos AU3 :

| horizon | | 2016 | 2036 |
|-------------------|-------|-------|-------|
| Besoin Domestique | (L/s) | 26,16 | 26,16 |
| Besoin Equipement | (L/s) | 6,11 | 6,11 |
| Besoin TOTAL | (L/s) | 32,27 | 32,27 |

II.4 Variation de la consommation journalière :

II.4.1 Coefficient d'irrégularité maximum journalière :

Le coefficient d'irrégularité journalière maximum (**Kmaxj**) qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau et des gaspillages peut être obtenu par le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière.

$$\mathbf{K_{Maxj}} = \frac{\mathbf{Q_{maxj}}}{\mathbf{Q_{moyj}}} \dots\dots\dots \mathbf{(II.3)}$$

Avec : $\mathbf{K_{maxj}} \in [1.1 \div 1.3]$

On prend $\mathbf{Kmaxj} = 1.3$

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

II.4.1.1 Débit max journalier :

Tableau N°II-26 : débit Max journalier du chef-lieu et localités secondaires.

| horizon | 2016 | 2021 | 2026 | 2031 | 2036 |
|--|-------|------|------|-------|-------|
| débit moyen journalier total de Tipaza (l/s) | 67.14 | 73.8 | 81.3 | 89.85 | 99.33 |
| k max j | 1,3 | | | | |
| débit max journalier (l/s) | 87 | 96 | 106 | 117 | 129 |

Tableau N°II-27 : débit max journalier du POS AU2.

| | | |
|----------------------------|-------|-------|
| horizon | 2016 | 2036 |
| besoin total (l/s) | 66,35 | 66,35 |
| k max j | 1,3 | |
| débit max journalier (l/s) | 86 | 86 |

Tableau N°II-28 : débit max journalier du POS AU3.

| | | |
|----------------------------|-------|-------|
| horizon | 2015 | 2025 |
| besoin total (l/s) | 32,27 | 32,27 |
| k max j | 1,3 | |
| débit max journalier (l/s) | 42 | 42 |

Tableau N°II-29 : débit max journalier total

| | | | | | |
|--|------|------|------|------|------|
| horizon | 2016 | 2021 | 2026 | 2031 | 2036 |
| débit max journalier Tipaza et localités secondaires (l/s) | 87 | 96 | 106 | 117 | 129 |
| débit max journalier pos au2 (l/s) | 86 | 86 | 86 | 86 | 86 |
| débit max journalier pos au3 (l/s) | 42 | 42 | 42 | 42 | 42 |
| débit max journalier total (l/s) | 215 | 224 | 234 | 245 | 257 |

II.4.2 Coefficient d'irrégularité minimum journalier :

Il est défini comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière.

$$K_{\min j} = \frac{Q_{\min j}}{Q_{\text{moyj}}} \dots \dots \dots \text{(II.4)}$$

Avec : $K_{\min} = [0.7 \div 0.9]$

Il nous indique de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière.

Le débit minimum journalier est défini comme étant le débit d'une journée de l'année ou la consommation est minimale. Il est donné par la formule

$$Q_{\min j} = Q_{\text{moyj}} * k_{\min j} \dots \dots \dots \text{(II.5)}$$

$K_{\min j}$: Coefficient d'irrégularité minimum journalier =0,9.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau N°II-30 : calcul de la consommation maximale et minimale journalière.

| ville | Qmoyj (m ³ /j) | Kminj | Qminj (m ³ /j) |
|--------|---------------------------|-------|---------------------------|
| Tipaza | 5800.90 | 0.9 | 5220.81 |

II.5 Variation de la consommation horaire :

II.5.1 Détermination des débits horaires :

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

II.5.1.1 Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moyh}} = \frac{Q_{\text{maxj}}}{24} \dots\dots\dots (\text{II.6})$$

- Avec : - Qmoyh : débit moyen horaire en m³/h .
- Qmaxj : débit maximum journalier en m³/j.
- Donc : Qmoyh = 18576/24 = 774 m³/h. Qmoyh = 774 m³/h.

1. COEFFICIENT D'IRREGULARITE MAXIMALE HORAIRE (Kmaxh) :

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 :

$$K_{\text{maxh}} = \alpha_{\text{max}} * \beta_{\text{max}} \dots\dots\dots (\text{II.7})$$

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 $\alpha_{\text{min}} = 1.5$.

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

Tableau N°II-31 : β_{max} en fonction du nombre d'habitants.

| 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 |

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de **75275hab.**

Donc $\beta_{\text{max}} = 1,13$, d'où la valeur de K_{maxh} sera :

$$K_{\text{maxh}} = 1.5 * 1.13 = 1.7$$

$$K_{\text{maxh}} = 1.7$$

II.5.1.2 Détermination du débit maximum horaire :

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante : $Q_{maxh} = K_{maxh} * Q_{moyh}$

Avec : Q_{moyh} : débit moyen horaire m^3/h .

K_{maxh} : coefficient d'irrégularité maximale horaire.

On a donc :

$$Q_{maxh} = 1,7 * 774 = 1315,8 \text{ m}^3/h.$$

$$Q_{maxh} = 1315,8 \text{ m}^3/h.$$

II.5.1.3 Coefficient d'irrégularité minimale horaire (K_{minh}) :

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

$$K_{minh} = \alpha_{min} * \beta_{min}$$

Avec :

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

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

Tableau N°II-32 : β_{min} en fonction du nombre d'habitants

| 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 |

Donc pour notre cas on prend : $\beta_{min} = 0,63$

D'où la valeur de K_{minh} sera : $K_{minh} = 0,4 * 0,63$

$$K_{minh} = 0,25$$

II.5.1.4 Détermination du débit minimum horaire :

Il correspond à l'heure la moins chargée des 24h, cette consommation s'observe pendant les heures creuses. Il est calculé comme suit : $Q_{minh} = K_{minh} * Q_{moyh}$

Avec : Q_{moyh} : débit moyen horaire en m^3/h .

K_{minh} : coefficient d'irrégularité minimal horaire.

$$Q_{minh} = 0,25 * 774 = 193,5 \text{ m}^3/h.$$

$$Q_{minh} = 193,5 \text{ m}^3/h.$$

II.6 Evaluation de la consommation horaire en fonction du Nombre d'habitant :

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau ci-dessous :

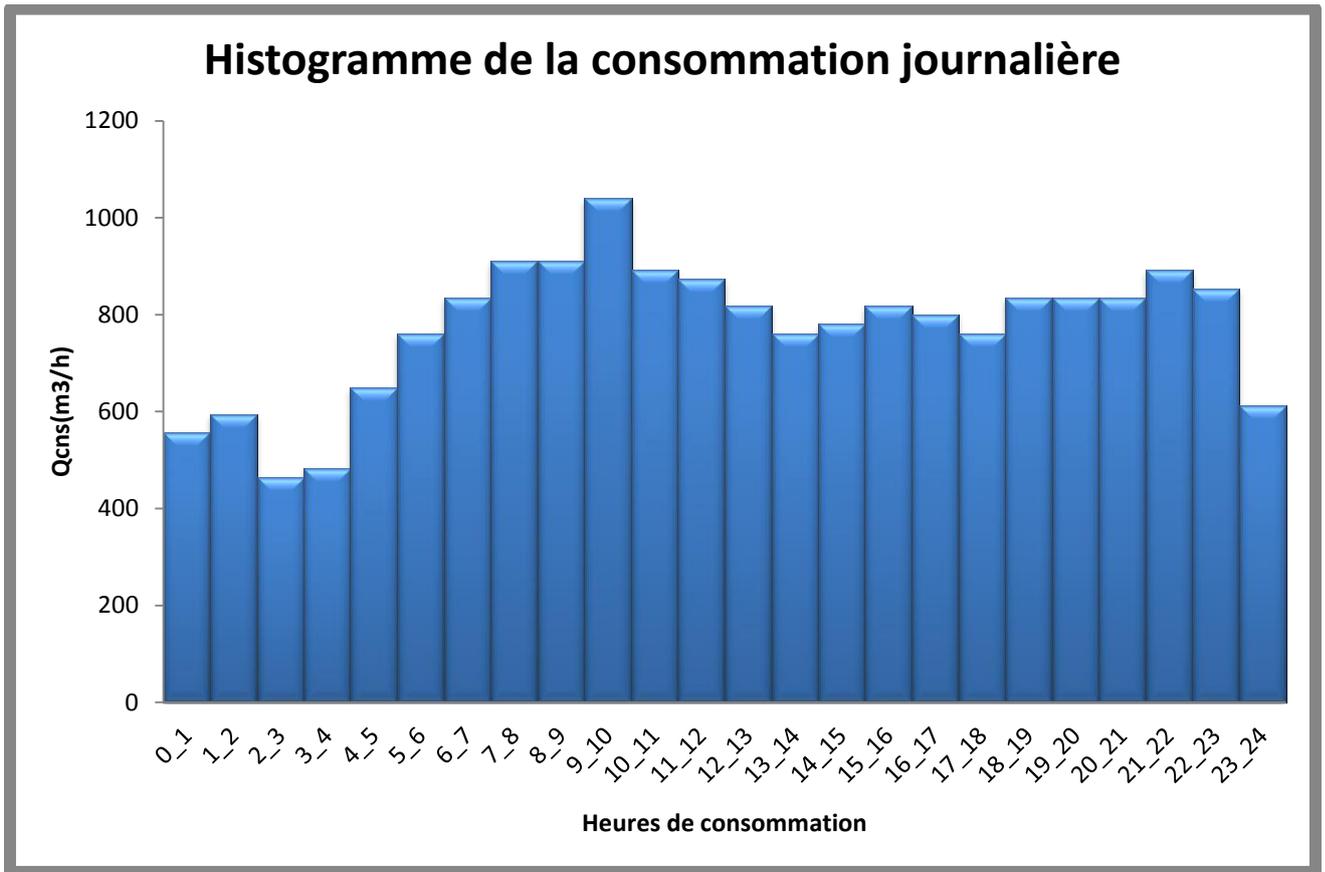
Tableau N°II-33 : répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

| Heur | Nombre d'habitants | | | | Agglomération de type rurale |
|--------|--------------------|---------------|-----------------|----------------|------------------------------|
| | Moins de 10000 | 10000 à 50000 | 50 000 à 100000 | Plus de 100000 | |
| 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 |
| 507-08 | 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 |

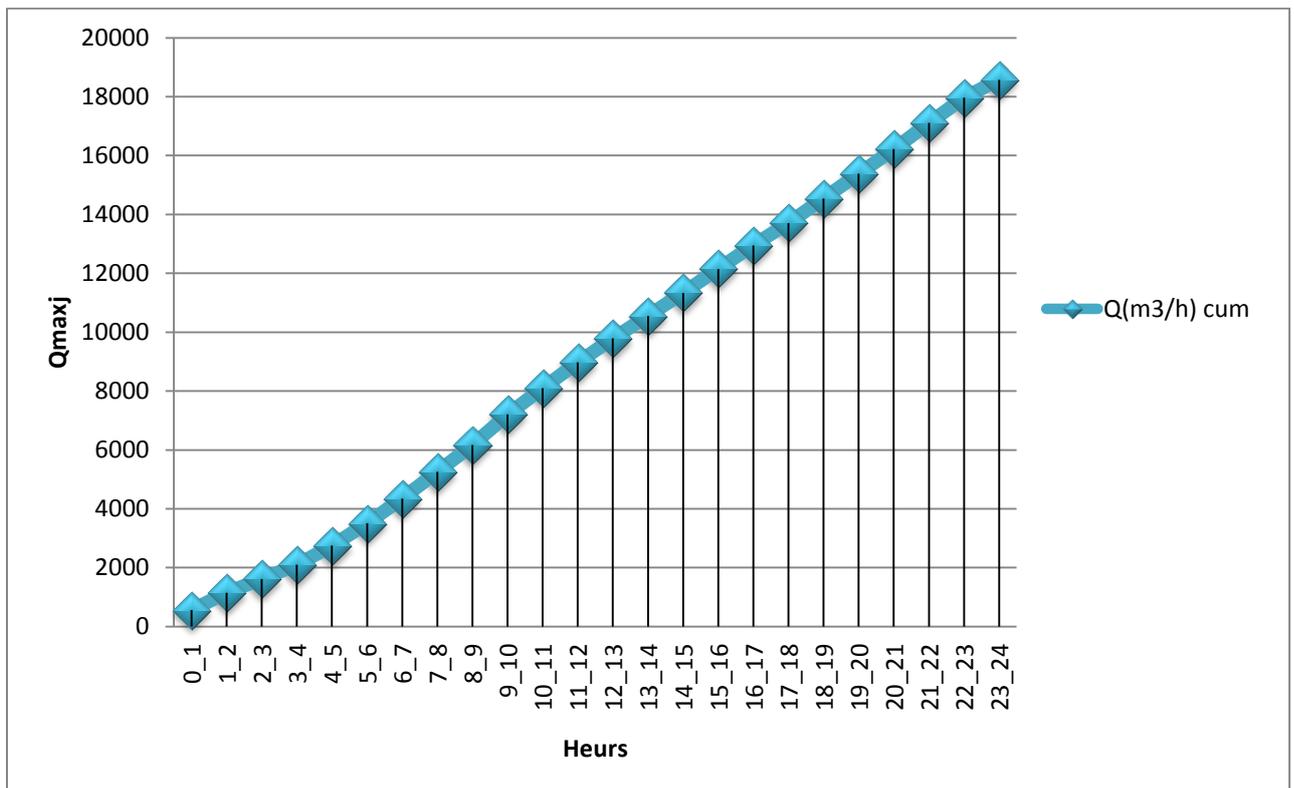
Tableau N°II-34 CONSOMMATION cumulée journalière

| heure | distribution (%) | Q (m3/h) consommé | courbe intégrale | |
|-------|------------------|----------------------|------------------|--------------|
| | | | %cum | Q (m3/h) cum |
| 0-1 | 3,00 | 557,28 | 3,00 | 557,28 |
| 1-2 | 3,20 | 594,43 | 6,20 | 1151,71 |
| 2-3 | 2,50 | 464,40 | 8,70 | 1616,11 |
| 3-4 | 2,60 | 482,98 | 11,30 | 2099,09 |
| 4-5 | 3,50 | 650,16 | 14,80 | 2749,25 |
| 5-6 | 4,10 | 761,62 | 18,90 | 3510,86 |
| 6-7 | 4,50 | 835,92 | 23,40 | 4346,78 |
| 7-8 | 4,90 | 910,22 | 28,30 | 5257,01 |
| 8-9 | 4,90 | 910,22 | 33,20 | 6167,23 |
| 9-10 | 5,60 | 1040,26 | 38,80 | 7207,49 |
| 10-11 | 4,80 | 891,65 | 43,60 | 8099,14 |
| 11-12 | 4,70 | 873,07 | 48,30 | 8972,21 |
| 12-13 | 4,40 | 817,34 | 52,70 | 9789,55 |
| 13-14 | 4,10 | 761,62 | 56,80 | 10551,17 |
| 14-15 | 4,20 | 780,19 | 61,0 | 11331,36 |
| 15-16 | 4,40 | 817,34 | 65,40 | 12148,70 |
| 16-17 | 4,30 | 798,77 | 69,70 | 12947,47 |
| 17-18 | 4,10 | 761,62 | 73,80 | 13709,09 |
| 18-19 | 4,50 | 835,92 | 78,30 | 14545,01 |
| 19-20 | 4,50 | 835,92 | 82,80 | 15380,93 |
| 20-21 | 4,50 | 835,92 | 87,30 | 16216,85 |
| 21-22 | 4,80 | 891,65 | 92,10 | 17108,50 |
| 22-23 | 4,60 | 854,50 | 96,70 | 17962,99 |
| 23-24 | 3,30 | 613,01 | 100,00 | 18576,00 |

Graphe II-1 : Histogramme de la consommation journalière



Graphe II-2 : Courbe intégrale de consommation journalière



CONCLUSION :

Dans ce chapitre on a déterminé les besoins nécessaire pour la ville de Tipaza à l'horizon d'étude 2036, et on remarque que le débit actuel est insuffisant, aussi que le débit nécessaire est plus de deux fois du débit actuel.

Cette augmentation est due essentiellement au deux POS (AU2 et AU3), alors on y obligé de projeté ce déficit dont la capacité sera déterminée dans le prochain chapitre.

Chapitre

N° III

Réservoirs et stockage

Introduction :

La ville Tipaza va prendre en charge un développement futur, ce qui va surement engendrer un déficit en matière de stockage, donc le but de ce chapitre est de déterminer le volume de stockage nécessaire et le projeté de telle façon a assuré le meilleur fonctionnement du réseau.

III.1 Fonctions des réservoirs :**III.1.1 Fonctions techniques des réservoirs :**

Les différentes fonctions d'un réservoir sont :

Régulation de l'apport de la consommation d'eau pour permettre aux pompes :

- ✓ pompes un refoulement constant.
- ✓ 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.

III.1.2 Fonctions économiques :

Les Réservoirs existants sont tous des réservoirs de tête, donc il y à réduction des dépenses d'énergie.

III.2 Classification des réservoirs : [5]

D'après la situation et la topographie des lieux, les réservoirs peuvent Être :

- ✓ Enterrés.
- ✓ Semi enterres.
- ✓ Surélevés.

D'après leurs formes, ils peuvent être :

- ✓ Circulaires.
- ✓ Carrés.
- ✓ Rectangulaires.

D'après la topographie de notre agglomération tous les réservoirs existant sont de type semi-enterré.

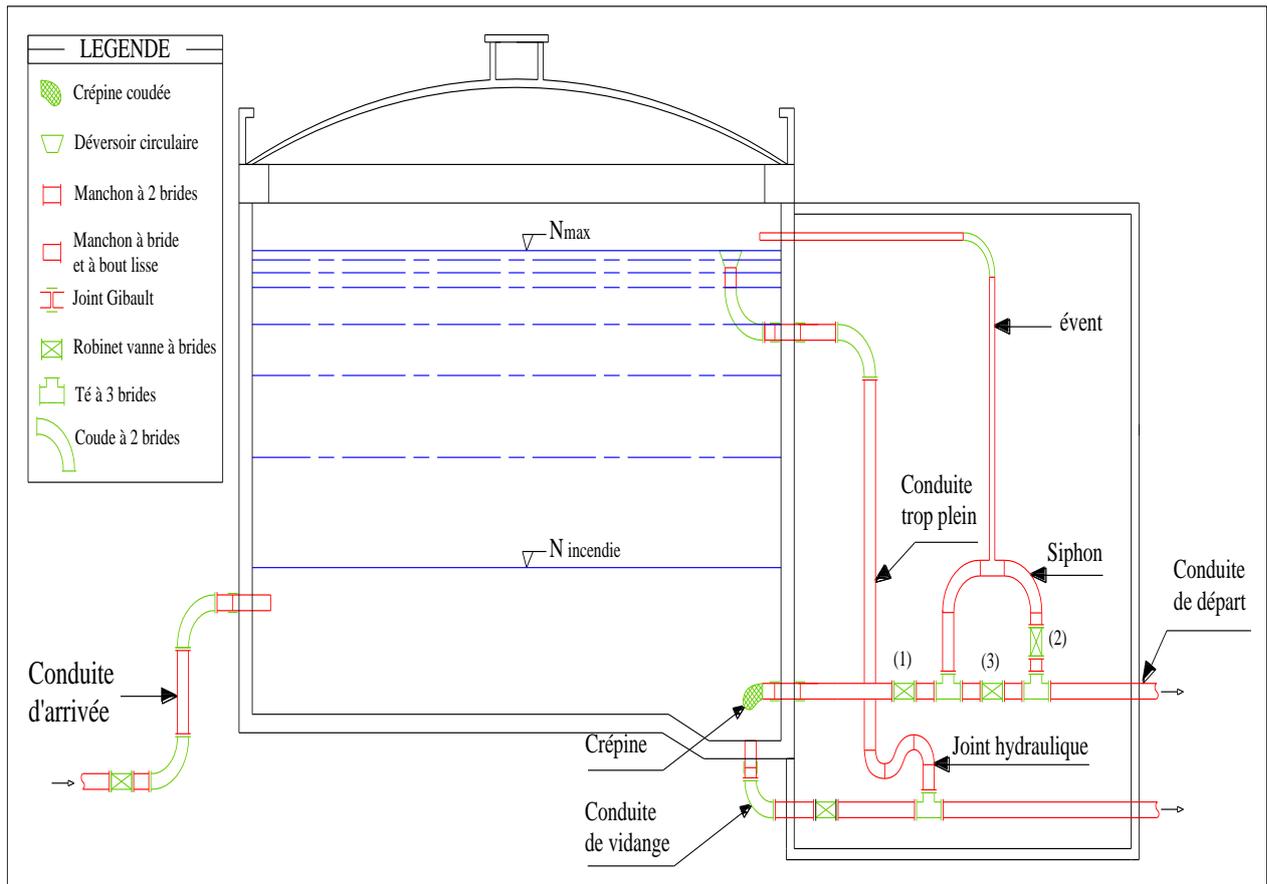


Figure III .1 : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré

III.3 Equipements du réservoir : [6]

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème :

Comme La ville de Tipaza se trouve pratiquement sur un terrain de topographie irrégulière, elle est adossée sur un piémont qui prend départ du niveau de la mer au nord et s'élève vers le sud en pente irrégulière.

Aussi les parties les plus basses se situent au niveau de la mer dont la cote (+0) et la plus haute se situe au sud à une cote moyenne de 155 m,

Le type de réservoir semi-enterré apte à assurer la pression de service nécessaire au réseau de distribution.

Aussi On doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- ✓ Pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la source d'eau, mais ça ce n'est pas vérifié pour notre réservoirs existants au sud (remplissage par pompage) ; par contre les réservoirs du centre-ville sont alimentés gravitairement.

- ✓ l'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération ; ce qui est vérifié pour la ville de Tipaza .
- ✓ 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 cote la radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau ce qui est respecté dans notre ville .
- ✓ l'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés des pressions suffisantes .

Le réservoir doit être équipé :

1) Conduite d'arrivée ou d'adduction :

La conduite d'adduction a son débouché dans le réservoir et doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal, Obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

Cette conduite peut être installée de plusieurs manières

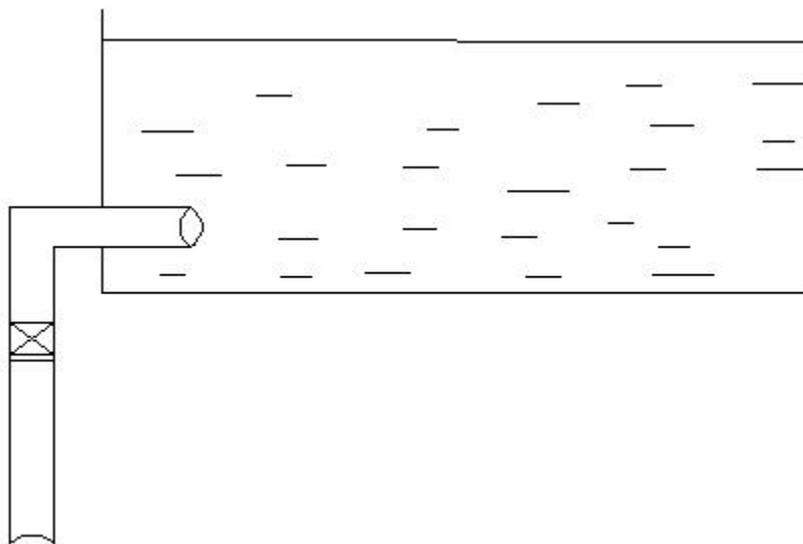


Figure III.2 : Conduite d'arrivée.

- a) **Par Le haut :** soit avec chute libre soit en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.
- b) **Par Le bas :** soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

2) Conduite de départ ou de distribution :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.2m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement pourrait se décomposer dans la cuve.

On réserve au minimum 0.5m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau.

L'extrémité de la conduite est munie d'une grille ou crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex.

En cas de rupture de la conduite de distribution et dans l'hypothèse d'un grand réservoir, il faut avoir la possibilité de l'isoler rapidement pour éviter les pertes d'eau en cas de cassure de la conduite de distribution .il pourra être envisagé de rendre automatique la fermeture du robinet en utilisant une vanne-papillon qui se met en marche dès qu'une surtension se manifestera dans la conduite.

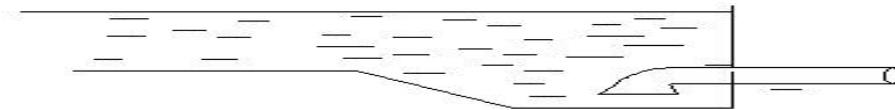


Figure III.3 : Conduite de départ

3) Conduite de trop-plein :

Cette conduite devra pouvoir évacuer la totalité du débit Q arrivant au réservoir. Elle ne comportera pas de robinet sur son parcours. Sa section transversale sera disposée selon un plan horizontal situé à une distance h au-dessous du niveau maximal susceptible d'être atteint dans la cuve.

La canalisation de trop-plein débouchera à un exutoire, mais on peut craindre par cet exutoire une pollution ou une introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le réservoir, ainsi ménage-t-on un joint hydraulique constitué par un siphon qui maintient en eau le tronçon.

Si le réservoir est compartimenté chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein.

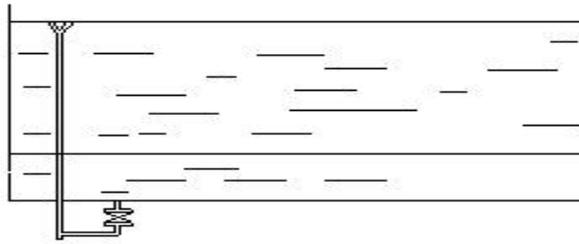


Figure III.4 : Conduite de trop plein et de trop plein.

4) . Conduite de vidange :

La conduite de vidange placée au point bas du réservoir permet une décharge complète vers l'égoût pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations.

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein, Elle comporte un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable (difficulté de manœuvre).

Un dispositif de clapet de nez doit être installé sur les canalisations de trop-plein et de vidange afin de protéger le réservoir d'éventuelle contamination.

Des détecteurs de niveau peuvent être installés dans le réservoir pour signaler les niveaux critiques, le niveau de débordement et le niveau bas notamment pour la protection des pompes.

5) Conduite by-pass :

En cas d'indisponibilité de nettoyage ou réparation si le réservoir n'est pas compartimenté il est bon de prévoir une communication entre les deux conduites (adduction et distribution).

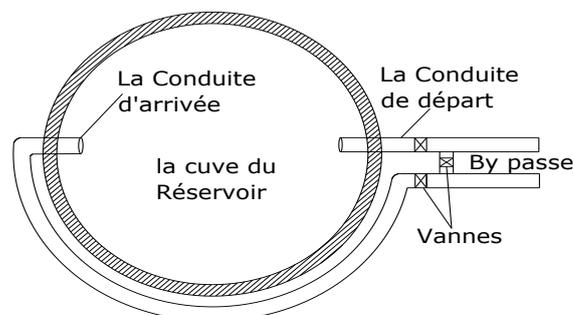


Figure III.5 :By-pass avec la conduite d'arrivée et de départ.

III.3.1 Système de matérialisation de la réserve d'incendie :

C'est une disposition spéciale préserver le volume d'incendie au niveau du réservoir, qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'eau consacrée à l'extinction des incendies est atteint .On a deux systèmes :

- ✓ Système à deux prises dont la réserve n'est pas renouvelable.
- ✓ Système à siphon qui a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie.

III.3.2 Les joints d'étanchéité :

Il faudra veiller aux traversés des conduites dans le béton de la cuve (les parois ou radier). A cet effet, un barrage devra être effectué à l'aide d'un produit plastique recouvert de mortier de ciment.

III.4 Hygiène et sécurité :

Pour des raisons d'hygiène et de sécurité, les trois réservoirs sont :

- ✓ couverts pour les protéger contre les variations de températures et l'introduction de corps étrangers.
- ✓ éclairés par des ouvertures munies de plaque de verre ;
- ✓ étanches et ne recevront aucun enduit susceptible d'altérer L'eau ;
- ✓ doivent être aérés par des ouvertures grillées.

III.5 Détermination de la capacité des réservoirs :**III.5.1 Capacité pratique d'un réservoir :**

Dans notre cas, pour calculer la capacité d'un réservoir on doit tenir compte des variations à l'entrée comme à la sortie, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont, et de la variabilité de la demande.

Pour notre projet, nous avons projeté (04) quatre ouvrages hydrotechniques

La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer:

- ✓ La méthode analytique.
- ✓ La méthode graphique.

❖ La méthode analytique

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir. Le volume de régulation sera :

$$V_r = \frac{a * Q_{max,j}}{100} \quad (m^3) \dots\dots\dots (III.1)$$

V_r : capacité résiduelle (m^3),

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

Q_{max} : La consommation maximale journalière (m^3/j).

Le volume total détermine en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

$$V_T = V_r + V_{inc} \quad (m^3) \dots\dots\dots (III.2)$$

V_T : capacité totale du réservoir (m^3).

V_{inc} : volume d'incendie estimé à $120 m^3$.

❖ **Méthode graphique**

Cette méthode est basée sur le traçage des courbes de la consommation maximale journalière et celle caractérisant l'apport de la station de pompage; en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

Donc :

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

Le volume de régulation V_r est calculé selon la formule suivante :

$$V_r = \frac{Q_{max,j} * R_{max}}{100} \quad (m^3) \dots\dots\dots (III.5)$$

Dont le volume total sera : $V_t = V_r + V_{inc}$.

En utilisons la méthode analytique, on calcul les différentes capacités des réservoirs Les réservoirs de stockage du réseau d'adduction constituent les réservoirs de tête des réseaux de distribution des différentes localités à desservir.

La capacité d'un réservoir est égale en règle générale à 50 % de la plus forte consommation journalière avec une réserve d'incendie de $120 m^3$.

$$V = (50\% * Q_{max}) + V_{inc} \dots\dots\dots (III.6) [2]$$

$$V_{inc} = 120 m^3$$

Tableau N°III-1 : calculs de la capacité pratique du volume de stockage nécessaire.

| Horizon | 2016 | 2021 | 2026 | 2031 | 2036 |
|---|-------|--------|---------|-------|---------|
| Debit max (m ³ /j) | 18576 | 19354 | 20218 | 21168 | 22205 |
| Volume de stockage nécessaire (m ³) | 9408 | 9796,8 | 10228,8 | 10704 | 11222,4 |

III.5.2 Balance ressource/ besoins :

Après avoir évalué les besoins nécessaire en eaux potable pour la ville de Tipaza ainsi que la reconnaissance de toutes les infrastructures constituants des chaînes d'alimentation, il a été constaté que le système existant a bénéficié d'ouvrages importants (stations de pompage, réservoirs tampons, réservoirs de stockage, conduites ...etc.), le fonctionnement rentable de tous les dispositifs en place reste lié à la disponibilité d'une ressource sure, régulière et suffisante.

C'est le volet qui reste à développer en matière de disponibilité, d'exploitation cohérente et de gestion rigoureuse.

L'alimentation à moyen et à long terme va se faire à partir de la même ressource soit le barrage de Boukourdane, mais reste liée à l'évaluation des déficits existants et à venir.

Les déficits ont été évalués en tenant compte de la ressource déjà mobilisée et exploitée et les besoins existants et à venir.

Ainsi les graphes ci-après donnent une appréciation sur les déficits en tenant compte de la ressource et des besoins rapportés précédemment.

Ayant déterminé précédemment le débit d'eau disponible et après le calcul des besoins en eau pour les horizons 2016 à 2036 on peut faire une balance (ressources / besoins) pour voir si notre débit disponible satisfait nos besoins actuels et futur ?

Les tableaux suivants nous indiquons la balance : ressources/besoins

Soit un débit de 100 L/s (8640 m³/j) dont exploité pour l'alimentation de la ville de Tipaza

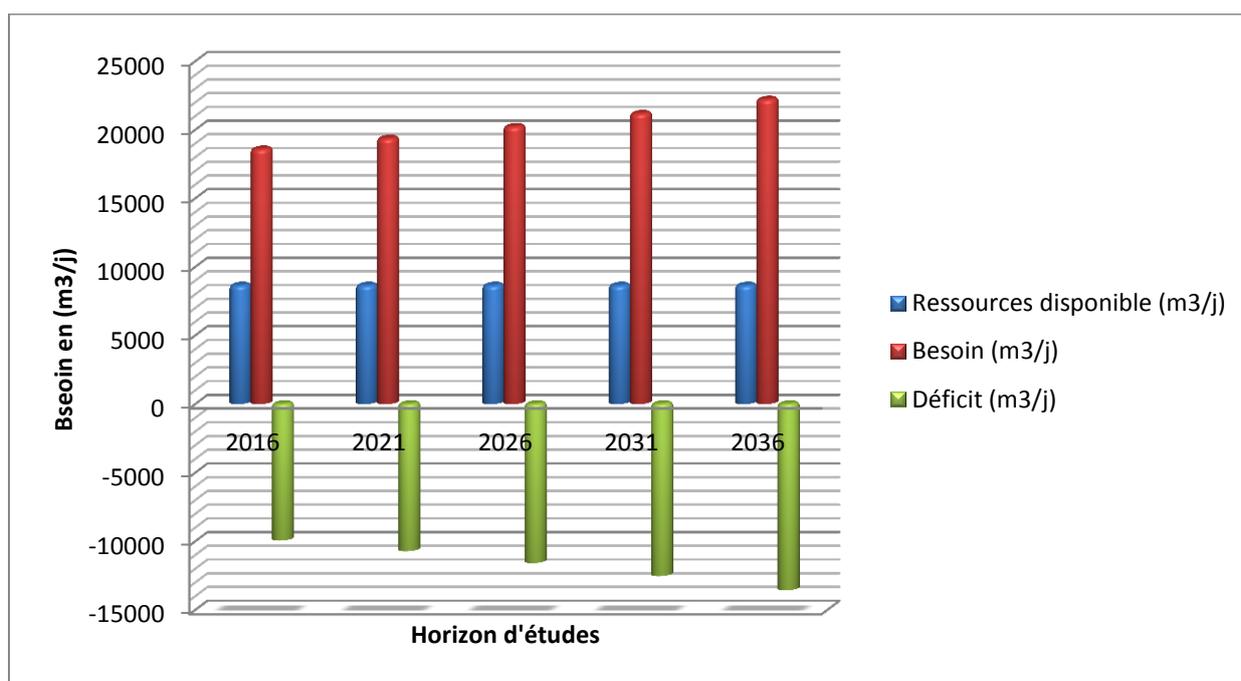
Tableau N° III-2 : Débit actuel mobilisé pour Tipaza.

| | |
|--------|--------------------------|
| Tipaza | 100 (l/s) |
| Tipaza | 8640 (m ³ /j) |

Tableau N°III-3 : Balance (ressource/ besoins).

| DESIGNATION | Horaison | | | | |
|--|----------|--------|--------|--------|--------|
| | 2016 | 2021 | 2026 | 2031 | 2036 |
| Ressource disponible (m ³ /j) | 8640 | 8640 | 8640 | 8640 | 8640 |
| Besoin (m ³ /j) | 18576 | 19354 | 20218 | 21168 | 22205 |
| Déficit (m ³ /j) | -9936 | -10714 | -11578 | -12528 | -13565 |
| Déficit (l/s) | -115 | -127 | -134 | -145 | -157 |

Graphe(III-1) : balance (ressources / besoin)



III.5.3 Besoins en stockage :

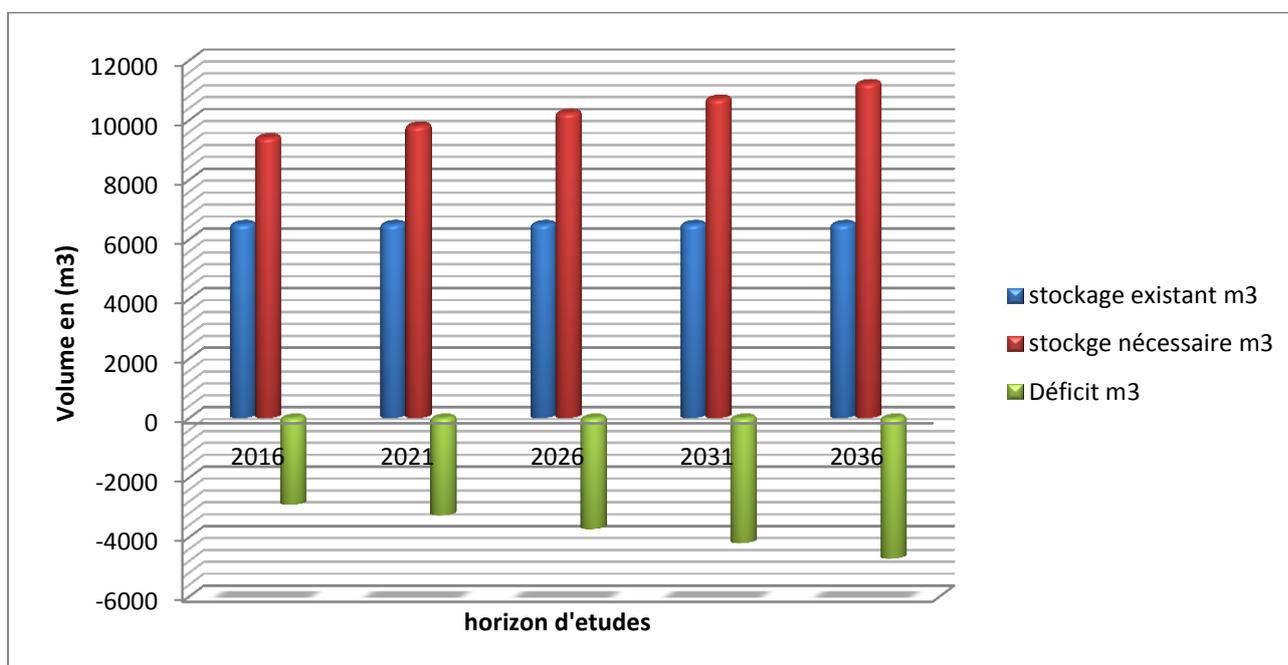
Le réservoir et un ouvrage de stock régulateur de débit qui permet d'adaptait la production à la consommation.

La production est le plus souvent dimensionnée et prévue afin de fournir pour un temps journalier de fonctionnement généralement égale a 20 heures , le volume correspondent à la consommation journalière totale du réseau .

Tableau N°III-4 : balance (stockage existant/ stockage nécessaire)

| DESIGNATION | Horaison | | | | |
|------------------------------------|----------|--------|---------|-------|---------|
| | 2016 | 2021 | 2026 | 2031 | 2036 |
| Stockage existant m ³ | 6500 | 6500 | 6500 | 6500 | 6500 |
| Stockage nécessaire m ³ | 9408 | 9796,8 | 10228,8 | 10704 | 11222,4 |
| Déficit m ³ | -2908 | -3270 | -3729 | -4204 | -4722,4 |

Graphe (III-2) : balance (stockage existant/ stockage nécessaire)



D'après les deux graphes ci-dessus , il ressort qu'en matière de stockage les déficits globaux toutes zone confondus deviennent significantes .

Dans le cadre de cette présente étude , un renforcement des capacités en stocke est indispensable pour répondre aux besoins en 2016 à 2036 , une capacité supplémentaire minimum 4000 m³ est nécessaire .

En matière de stockage le comparaison des infrastructures de stockage installée et celles nécessaires fait ressortir la situation suivante :

- La capacité de stockage totale fait ressortir une situation qui ne peut être prise en considération d'une manière globale mais doit être analysé par zone d'alimentation .
- La **zone I** avec 3500 m³ installé présente un déficit en stockage, cette zone va prendre

en charge l'essentielle du développement future de l'agglomération (POS AU2) , ce déficit engendré sera pris en charge par l'augmentation de capacité situées à l'amont (réservoir Ouest) .

- La **zone II** avec un volume de stocke 1000 m³ le déficit sera pris en charge par l'augmentation de capacité située à l'amont (réservoir Est) .
- La **zone III** avec une capacité installé de 2000 m³ et sachant que cette zone va prendre en charge l'essentielle du développement futur de l'agglomération (POS AU3) sera pris en charge par l'augmentation de capacité située à l'amont (réservoir Est) .

La réalisation d'un réservoir (R2) suffirait à prendre en charge le déficit en matière de stockage avec deux réservoir (R3) pour la zone Ouest et (R4) pour la zone Est.

III.6 Détermination du volume des réservoirs :

III.6.1 Réservoirs :

Un réservoir de (R1) m₃ attendant à la station de pompage calé à la côte 100 m.

Un réservoir (R2) m₃ calé à la côte 245 m.

Un réservoir (R3) m₃ Ouest calé à la côte 184 m.

Un réservoir (R4) m₃ Est calé à la côte 200 m.

1. Le volume du réservoir de (R1) attendant à la station de pompage cale à la cote 100 m :

Le volume de ce réservoir est déterminé par la formule suivante :

$$V_{R1} = V_0 + V_{inc} \dots\dots\dots (III.7)$$

$$V_0 = \frac{T * Q_{moyh}}{4} \dots\dots\dots (III.8)$$

V_{R1} : Le volume du réservoir attendant à la station de pompage.

T : Temps de pompage égal à 20h.

Q_{moyh} : Le débit moyen exploité (132 l/s= 475,2 m₃/h).

V_{inc} : Volume du réserve d'incendie (80 à 120) m₃/j .

$$V_0 = (20 * 475.2) / 4 = 2376 \text{ m}^3.$$

$$V_{R1} = 2376 + 120 = 2496 \text{ m}^3 \rightarrow V_{R1} = 2500 \text{ m}^3.$$

1.1 Calcul du diamètre du réservoir :

H= [3 à 6] m , on prend H=6m.

$$V_{R1} = S * H \rightarrow S = V_{R1} / H \dots\dots\dots (III.9)$$

$$S = 2500 / 6 = 416.66 \text{ m}^2 \quad S = 415.66 \text{ m}^2.$$

$$S = \frac{\pi * D^2}{4} \dots\dots\dots (III.10)$$

$$S = \frac{\pi * D^2}{4} \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 415.66 * 4}{3.14}} = 23.04 \text{ m} \quad D = 23.04 \text{ m}.$$

1.2 La hauteur de la réserve d'incendie :

$$h = V_{\text{inc}} / S = 120 / 416.66 = 0.29 \text{ m}$$

$$h = 0.29 \text{ m.}$$

Tableau N°III-5 : caractéristique du réservoir (R1) .

| Volume (m ³) | Surface (m ²) | Diamètre (m) | Hauteur res inc (m) | CTN (m) |
|--------------------------|---------------------------|--------------|---------------------|---------|
| 2500 | 415.66 | 23.04 | 0.29 m. | 100 |

2. Le volume du réservoir (R2) m³ cale à la cote 245 m.

Ce réservoir est un réservoir de mise en charge, il distribue vers les deux réservoirs (R3) et (R4), et comme on a trouvé que le volume de stockage nécessaire est de 4000m³, alors on donne 2000m³ pour (R2) ,1000m³ de chacun des deux autres réservoirs.

Pour confirmer cette répartition, on fait le dimensionnement de ce réservoir et on compare le volume avec le volume proposé.

2.1 Dimensionnement :

Ce réservoir a été rempli par pompage avec un temps de 20h, ainsi le temps de distribution vers les deux réservoirs (R3) et (R4) est de 24h.

Le dimensionnement est ce fait par la méthode de stockage-déstockage dans le tableau Ci-dessous :

Tableau N°III-6 : Détermination de la capacité de réservoir.

| heure | distribution | pompage | stockage | déstockage | résidu |
|-------|--------------|---------|----------|------------|--------|
| (h) | % | % | % | % | % |
| 0-1 | 4,167 | 0 | 0,00 | 4,167 | -4,17 |
| 1-2 | 4,167 | 0 | 0,00 | 4,167 | -8,33 |
| 2-3 | 4,167 | 0 | 0,00 | 4,167 | -12,50 |
| 3-4 | 4,167 | 0 | 0,00 | 4,167 | -16,67 |
| 4-5 | 4,167 | 5 | 0,83 | 0 | -15,83 |
| 5-6 | 4,167 | 5 | 0,83 | 0 | -15,00 |
| 6-7 | 4,167 | 5 | 0,83 | 0 | -14,17 |
| 7-8 | 4,167 | 5 | 0,83 | 0 | -13,33 |
| 8-9 | 4,167 | 5 | 0,83 | 0 | -12,50 |
| 9-10 | 4,167 | 5 | 0,83 | 0 | -11,67 |
| 10-11 | 4,167 | 5 | 0,83 | 0 | -10,83 |
| 11-12 | 4,167 | 5 | 0,83 | 0 | -10,00 |
| 12-13 | 4,167 | 5 | 0,83 | 0 | -9,17 |
| 13-14 | 4,167 | 5 | 0,83 | 0 | -8,33 |
| 14-15 | 4,167 | 5 | 0,83 | 0 | -7,50 |
| 15-16 | 4,167 | 5 | 0,83 | 0 | -6,67 |
| 16-17 | 4,167 | 5 | 0,83 | 0 | -5,83 |
| 17-18 | 4,167 | 5 | 0,83 | 0 | -5,00 |
| 18-19 | 4,167 | 5 | 0,83 | 0 | -4,17 |
| 19-20 | 4,167 | 5 | 0,83 | 0 | -3,33 |
| 20-21 | 4,167 | 5 | 0,83 | 0 | -2,50 |
| 21-22 | 4,167 | 5 | 0,83 | 0 | -1,67 |
| 22-23 | 4,167 | 5 | 0,83 | 0 | -0,83 |
| 23-24 | 4,167 | 5 | 0,83 | 0 | 0,00 |

$$V_{R2} = (R\% + Q_{\max j}) + V_{\text{inc}} \dots\dots\dots \text{(III.11)}$$

V_{R2} : Volume du réservoir (R_2).

$R\%$: Résidu dans le réservoir égal à (16,67%).

$Q_{\max j}$: Le débit maximum journalier (m^3/j).

V_{inc} : volume de la réserve d'incendies ($120 m^3$).

$$V_{R2} : ((16.67/ 100) * 0.132 * 86400) + 120 \rightarrow V_{R2} = 2021 m^3$$

$$V_{R2} = 2021 m^3.$$

Conclusion : après le dimensionnement du on remarque que le volume de ce réservoir est de $2021m^3$ presque $2000 m^3$,ce qui confirme la répartition du volume de stockage. On prend le volume du réservoir $2000m^3$ donner d'après la méthode pratique.

2.2 Calcul du diamètre du réservoir :

H [3 à 6] m , on prend $H=6m$.

$$V_{R2} = S * H \rightarrow S = V_{R2} / H \rightarrow S = 2000 / 6 = 333.33 m^2. \quad S = 333.33 m^2$$

$$S = \pi * D^2 / 4 \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 333.33}{3.14}} = 20.6 m$$

Donc on va prendre : $D = 21 m$.

2.3 La hauteur de la réserve d'incendie :

$$h = V_{\text{inc}} / S = 120 / 333.33 = 0.4 m. \quad h = 0.4 m .$$

Tableau N°III-7: caractéristique du réservoir (R_2) de mise en charge.

| Volume (m^3) | Surface (m^2) | Diamètre (m) | Hauteur res inc (m) | CTN (m) |
|------------------|-------------------|--------------|---------------------|---------|
| 2000 | 333.33 | 21 | 0.4 | 245 |

3. Dimensionnement du réservoir (R3=1000m³) Ouest cale à la cote 184 m :

Donc Le volume du réservoir (R3) $V_{R3} = 1000 \text{ m}^3$.

3.1 Calcul du diamètre du réservoir :

H [3 à 6] m , on prend $H=6\text{m}$.

$$V_{R3} = S * H \rightarrow S = V_{R3} / H \rightarrow S = 1000 / 6 = 166.66 \text{ m}^2 \quad S = 166.66 \text{ m}^2$$

$$S = \pi * D^2 / 4 \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 166.66}{3.14}} = 14.6 \text{ m}$$

Donc on va prendre : $D = 15 \text{ m}$.

3.2 La hauteur de la réserve d'incendie :

$$h = V_{inc} / S = 120 / 166.66 = 0.7 \text{ m} . \quad h = 0.7 \text{ m} .$$

Tableau N°III-8 : caractéristique du réservoir (R3) Ouest.

| Volume (m ³) | Surface (m ²) | Diamètre (m) | Hauteur res inc (m) | CTN (m) |
|--------------------------|---------------------------|--------------|---------------------|---------|
| 1000 | 166.66 | 15 | 0.7 | 184 |

4. Dimensionnement du réservoir (R4=1000m³) cale a la cote 200m :

Le volume réservoir (R4) m³ Est calé à la côte 200m est de : $V_{R4} = 1000 \text{ m}^3$.

4.1 Calcul du diamètre du réservoir :

H [3 à 6] m , on prend $H=6\text{m}$.

$$V_{R4} = S * H \rightarrow S = V_{R4} / H \rightarrow S = 1000 / 6 = 166.66 \text{ m}^2 \quad S = 166.66 \text{ m}^2$$

$$S = \pi * D^2 / 4 \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 166.66}{3.14}} = 14.6 \text{ m}$$

Donc on va prendre : $D = 21 \text{ m}$.

4.2 La hauteur de la réserve d'incendie :

$$h = V_{inc} / S = 120 / 333.33 = 0.4 \text{ m} . \quad h = 0.4 \text{ m} .$$

Tableau N°III-9: caractéristique du réservoir (R4) Est.

| Volume (m ³) | Surface (m ²) | Diamètre (m) | Hauteur res inc (m) | CTN (m) |
|--------------------------|---------------------------|--------------|---------------------|---------|
| 1000 | 166.66 | 15 | 0.7 | 184 |

CONCLUSION :

Comme nous avons vu que cette capacité va prendre en charge l'essentiel du développement future constitué par les deux POS AU2 et AU3, et comblé le déficit, engendré en 2016 et futur de la ville de Tipaza.

Chapitre

N°IV

Simulation hydraulique

Introduction

nous allons procéder à une simulation du comportement hydraulique du réseau de distribution avec le logiciel **Water CAD**. On va vérifier la fiabilité de notre réseau ,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.

IV.1 Le logiciel Water CAD :

a. Description du logiciel Water CAD : [7]

Water CAD® est un logiciel de modélisation hydraulique crée par la société Bentley qui fournit des solutions qui gèrent le cycle de vie complet des infrastructures, répondant aux besoins de divers métiers –architectes, ingénieurs, urbanistes, entrepreneurs en construction, fabricants, responsables informatiques, opérateurs et techniciens de maintenance.

Le logiciel Water CAD 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, notamment pour l'analyse de la quantité de flux disponible pour la lutte contre l'incendie, l'analyse de la concentration des constituants 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 (La version 8XM).

b. Fonction et application :

Le modèle Water CAD® 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 :

La recherche de stratégies alternatives pour gérer le réseau, comme:

- Utilisation en alternance des différentes ressources du système;
- Modifier le régime de pompage ou de marnage des réservoirs;
- Préciser l'usage des stations de ré-chloration (ou autres retraitements) en réseau;

- Planifier l'entretien et le remplacement de certaines canalisations
- Analyses de qualité de l'eau et Sécurité du système.

IV.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 :

- 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 :

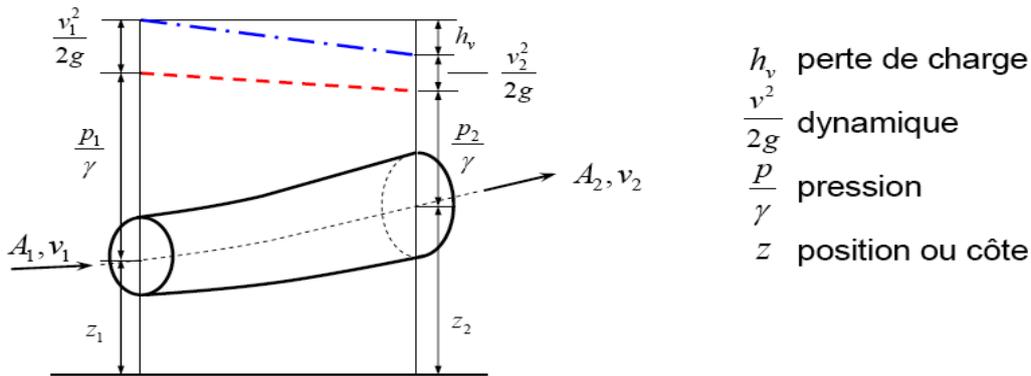
- Compte tenu des consommations à chaque nœud la somme algébrique des débits doit être nulle.
- Calcul des pertes de charge pour chaque conduite.
- Calcul de la somme algébrique des pertes de charge relatives aux conduites d'une première boucle dont on aura au moins d'un hasard $\sum H_i \neq 0$.
- Calculer 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 (ΣH_i)
- Calcul des pressions inconnues a partir de celles des nœuds connus en progressant d'un nœud (A) à un autre (B) en appliquant le théorème de BERNOULLI :

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



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.

IV.2.1 Calcul de la perte de charge : [1]

IV2.1.1 Introduction :

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

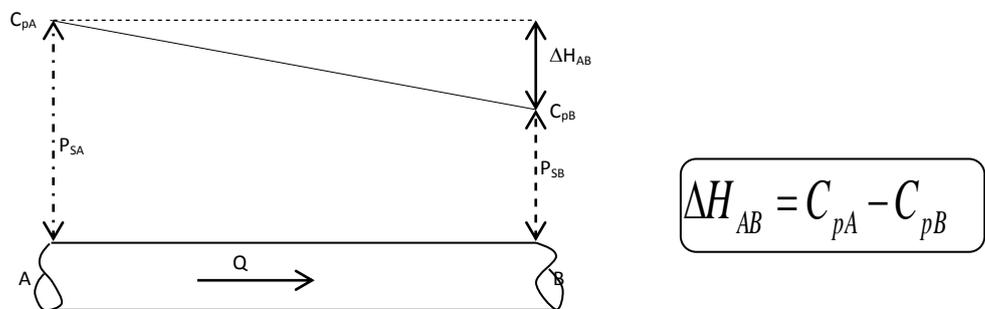


Figure IV.1: Pertes de charges entre deux points A et B d'une canalisation

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 (CT_{Ni}) plus la colonne d'eau libre en ce même point (H) libre.

$$C_{pi} = CT_{Ni} + (H)_{\text{libre}}$$

On distingue deux types de pertes de charge :

- Perte de charge linéaire
- Perte de charge singulière.

IV.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^α .

Avec :

Q : débit donné par la formule $Q = Q_t + 0,55Q_r$;

Q_t : débit transité ;

Q_r : débit consommé en route ;

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 :

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

Avec :

L : Longueur de la conduite.

D : Diamètre de la conduite.

g : Accélération de la pesanteur [m/s^2].

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 :

$$\Delta H_1 = \gamma \times \frac{L \times Q^\alpha}{D^\beta} \dots (m) \dots \dots \dots (IV.3)$$

L : Longueur de la conduite

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

Tableau IV.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 :

$$\Delta H_1 = 10,679 \times \frac{L \times Q^\alpha}{C_{HW}^\alpha \times D^\beta} \dots (m) \quad \dots \dots \dots (IV.4)$$

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 IV.2: Valeurs du Coefficient de HAZEN WILLIAMS C_{HW} en fonction de matériaux des conduites.

| Matériaux | PVC | Acier | PEHD | Amiante ciment | Fonte |
|-----------|-----|-------|------|----------------|-------|
| C_{HW} | 150 | 100 | 160 | 140 | 130 |

IV.3 Schéma général et principe de l'alimentation de l'état actuel du réseau :

IV.3.1 Système d'alimentation existant :

L'alimentation actuelle de la ville de Tipaza est basée sur les ouvrages suivants :

Ressources (Barrage de Boukerdane).

Ouvrages Existants :

- Ouvrage de stockage.
- Station de Pompage.
- Adduction Reliant les différents ouvrages.

IV.3.1.1 Ressource :

La ville de Tipaza est alimentée à partir d'une ressource sure mobilisée par le barrage de BOUKOURDANE qui a un volume de 49m³, il est destiné en grande partie à l'irrigation et à l'alimentation en eau potable.

L'objet de cette étude est le renforcement des infrastructures existantes avec apport complémentaire en ressources.

A ce titre nous allons prendre en considération la ressource destinée à Tipaza et évaluer sa suffisance quant à l'alimentation de cette ville et à son développement futur.

Des conclusions seront tirées pour permettre de projeter le volume de ressource nécessaire à l'alimentation de la ville de Tipaza et les agglomérations attenantes à son réseau, et ceci pour un horizon d'étude de 2036.

IV.3.1.2 Ouvrages existants :**a. OUVRAGE DE STOCKAGE :**

Les infrastructures de stockages qui branché au réseau de Tipaza Chef-lieu sont pour la plupart fonctionnels, leurs capacités par zone d'alimentation se situe comme suit :

Zone I (Basse) : elle se situe entre la cote (0 et + 47 m), Alimentée à partir des réservoirs 2xR1000m³ et 500m³ du cote du radier de 44,2m.

Tableau VI.3 : capacité de stockage existant **Zone I.**

| | CAPACITE (m³) | TYPE | ETAT |
|----------------------|---------------------------------|--------------|--------------|
| Réservoir 2 x R1000 | 2000 | Semi Enterré | Opérationnel |
| Réservoir 500 | 500 | Semi Enterré | Opérationnel |
| Réservoir 1000 | 1000 | Semi Enterré | Opérationnel |
| TOTALE ZONE I | 3500 | | |

Zone II (moyenne) : elle se situe entre la cote (47 m à 85 m), Alimentée à partir des réservoirs 2 x 500m³ du cote du radier de 86m.

Tableau IV.4 : capacité de stockage existant **Zone II.**

| | CAPACITE (m³) | TYPE | ETAT |
|--------------------|---------------------------------|--------------|--------------|
| Réservoir 2 x R500 | 1000 | Semi Enterré | Opérationnel |

Zone III (Haute) : elle se situe entre la cote (85 et + 155 m), Alimentée à partir du réservoir R 2000m³ implanté a une cote du terrain naturel de 160m.

Tableau IV.5: capacité de stockage existant Zone III.

| | CAPACITE (m³) | TYPE | ETAT |
|----------------|---------------------------------|--------------|--------------|
| Réservoir 2000 | 2000 | Semi Enterré | Opérationnel |

b. Station de pompage centrale :

Caractéristiques :

- Arrivée du réservoir d'eau traitée de diamètre Ø 500 .
- 3 pompes dont (2) fonctionnelles et l'autre de sécurité .
- HMT=120m, Q=200l/s .
- Départ vers R 2000 m³ Ø 600 .

❖ **RESERVOIR TAMPON 2000 m³ :**

Tableau IV.6 : Caractéristiques du réservoir Tampon R2000m³

| Capacité | Type | CTP | CR | Structure | Arrivée | Départ |
|---------------------|--------------|----------|----------|-----------|---------|-----------|
| 2000 m ³ | Semi Enterré | 173.68 m | 169.48 m | Béton | Ø 600 | 2 X Ø 400 |

IV.4 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.

IV.4.1 Cas de pointe :

D'après la consommation horaire de notre agglomération, on constate que la pointe est entre 18h et 21h (réseau actuel).

$$Q_{pte} = 539 \text{ m}^3/\text{h} = 49.72 \text{ L/s}$$

a. Débit route

Le débit route est estimé de la manière suivante :

$$Q_{rte} = Q_{pte} - \sum Q_{cc} \dots\dots\dots (IV.5)$$

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

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

$$\text{Donc : } Q_{rte} = Q_{pte} = 49.72 \text{ L/s}$$

b. Débit spécifique

$$q_{sp} = Q_{route} / \sum L \dots\dots\dots (IV.6)$$

Avec :

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

$$\sum L_i = 52371,63 \text{ m}$$

$$\text{Application numérique : } q_{sp1} = \frac{42.73}{52371,63} = 0.00095 \text{ L/s} \times \text{m}$$

c. Calcul du Débit route pour chaque tronçon

On utilise l'expression suivante :

$$Q_{rte,i} = x L_i \dots\dots\dots (IV.7)$$

Avec : q_{sp} : Débit spécifique en l/s.m.

L_i : 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 :

$$Q_{ni} = 0,5 * \Sigma Q_r \dots\dots\dots (IV.7)$$

Où : Q_{ni} : Débit au nœud.

ΣQ_r : 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 IV.7 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel.

| N° du nœud | Tronçon | Longueur (m) | $Q_{sp}(l/s.ml)$ | $Q_r (l/s)$ | $0.5\Sigma Q_r(l/s)$ |
|------------|---------|--------------|------------------|-------------|----------------------|
| J1 | P1 | 659,97 | 0,00095 | 1,7819 | 2,89 |
| | P115 | 371,33 | | 1,0026 | |
| | P110 | 481,49 | | 1,3000 | |
| | P141 | 628,95 | | 1,6982 | |
| J2 | P135 | 169,11 | | 0,4566 | 1,60 |
| | P142 | 688,84 | | 1,8599 | |
| | P2 | 324,43 | | 0,8760 | |
| J3 | P139 | 78,97 | | 0,2132 | 0,61 |
| | P140 | 199,32 | | 0,5382 | |
| | P145 | 171,2 | | 0,4622 | |
| J4 | P143 | 229,37 | | 0,6193 | 0,77 |
| | P138 | 73,28 | | 0,1979 | |
| | P4 | 269,33 | | 0,7272 | |
| J5 | P1 | 659,97 | 1,7819 | 1,45 | |
| | P3 | 359,32 | 0,9702 | | |
| | P78 | 55,71 | 0,1504 | | |
| J6 | P144 | 36,61 | 0,0988 | 0,77 | |
| | P85 | 206,74 | 0,5582 | | |
| | P2 | 324,43 | 0,8760 | | |
| J7 | P3 | 359,32 | 0,9702 | 0,86 | |
| | P4 | 269,33 | 0,7272 | | |
| | P5 | 10,86 | 0,0293 | | |
| J8 | P5 | 10,86 | 0,0293 | 0,81 | |
| | P119 | 70,29 | 0,1898 | | |
| | P8 | 328,48 | 0,8869 | | |
| J9 | P30 | 193,97 | 0,5237 | 0,74 | |
| | P76 | 48,16 | 0,1300 | | |
| | P9 | 100,98 | 0,2726 | | |
| J10 | P74 | 399,73 | 1,0793 | 0,33 | |
| | P50 | 50,33 | 0,1359 | | |
| | P97 | 95,47 | 0,2578 | | |
| J11 | P127 | 98,63 | 0,2663 | 0,55 | |
| | P68 | 181,22 | 0,4893 | | |
| | P65 | 100,49 | 0,2713 | | |
| J12 | P6 | 124,24 | 0,3354 | 0,41 | |
| | P6 | 124,24 | 0,3354 | | |
| | P54 | 78,88 | 0,2130 | | |
| | P66 | 100,16 | 0,2704 | | |

Tableau IV.7 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel. (Suite)

| N° du nœud | Tronçon | Longueur (m) | Q_{sn} (l/s.ml) | Q_r (l/s) | $0.5\sum Q_r$ (l/s) |
|------------|---------|--------------|-------------------|-------------|---------------------|
| J13 | P70 | 58,3 | 0,00095 | 0,1574 | 0,41 |
| | P55 | 140,69 | | 0,3799 | |
| J13 | P60 | 102,13 | | 0,2758 | |
| J14 | P69 | 48,03 | | 0,1297 | 0,57 |
| | P73 | 51,49 | | 0,1390 | |
| J15 | P7 | 323,01 | | 0,8721 | 0,56 |
| | P71 | 47,55 | | 0,1284 | |
| | P75 | 47,52 | | 0,1283 | |
| J16 | P10 | 172,03 | | 0,4645 | 0,68 |
| | P8 | 328,48 | | 0,8869 | |
| J17 | P9 | 100,98 | | 0,2726 | 0,68 |
| | P10 | 172,03 | | 0,4645 | |
| | P11 | 228,53 | | 0,6170 | |
| J18 | P11 | 228,53 | | 0,6170 | 0,80 |
| | P12 | 110,95 | | 0,2996 | |
| | P20 | 252,59 | | 0,6820 | |
| J19 | P12 | 110,95 | | 0,2996 | 0,81 |
| | P13 | 244,29 | | 0,6596 | |
| | P14 | 241,8 | | 0,6529 | |
| J20 | P13 | 244,29 | | 0,6596 | 0,33 |
| J21 | P14 | 241,8 | | 0,6529 | 1,71 |
| | P15 | 606,14 | | 1,6366 | |
| | P19 | 417,77 | | 1,1280 | |
| J22 | P15 | 606,14 | | 1,6366 | 1,39 |
| | P16 | 9,62 | | 0,0260 | |
| | P23 | 417,19 | | 1,1264 | |
| J23 | P22 | 416,33 | | 1,1241 | 0,66 |
| | P25 | 64,89 | | 0,1752 | |
| | P16 | 9,62 | | 0,0260 | |
| J24 | P17 | 7,63 | | 0,0206 | 0,38 |
| | P20 | 252,59 | 0,6820 | | |
| | P26 | 18,34 | 0,0495 | | |
| J25 | P29 | 38,41 | 0,1037 | 0,63 | |
| | P17 | 7,63 | 0,0206 | | |
| | P19 | 417,77 | 1,1280 | | |
| J26 | P18 | 458,52 | 1,2380 | 0,62 | |
| J27 | P20 | 252,59 | 0,6820 | 0,67 | |
| | P21 | 162,17 | 0,4379 | | |
| | P24 | 83,15 | 0,2245 | | |
| J28 | P21 | 162,17 | 0,4379 | 0,22 | |
| J29 | P22 | 416,33 | 1,1241 | 0,56 | |
| J30 | P23 | 417,19 | 1,1264 | 0,56 | |
| J31 | P24 | 83,15 | 0,2245 | 0,11 | |
| J32 | P25 | 64,89 | 0,1752 | 0,11 | |
| | P26 | 18,34 | 0,0495 | | |
| J33 | P30 | 193,97 | 0,5237 | 0,26 | |
| J34 | P31 | 447,94 | 1,2094 | 0,79 | |
| | P88 | 54,13 | 0,1462 | | |
| | P90 | 84,79 | 0,2289 | | |
| J35 | P94 | 237,03 | 0,6400 | 0,88 | |
| | P133 | 173,79 | 0,4692 | | |
| | P42 | 239,21 | 0,6459 | | |
| J36 | P49 | 332,07 | 0,8966 | 0,58 | |
| | P32 | 90,66 | 0,2448 | | |
| | P95 | 10,35 | 0,0279 | | |
| J37 | P32 | 90,66 | 0,2448 | 0,56 | |
| | P33 | 195,31 | 0,5273 | | |

Tableau IV.7 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel. (Suite)

| N° du nœud | Tronçon | Longueur (m) | $Q_{sp}(l/s.ml)$ | $Q_r (l/s)$ | $0.5\sum Q_r(l/s)$ |
|------------|---------|--------------|------------------|-------------|--------------------|
| J38 | P33 | 195,31 | 0,00095 | 0,5273 | 0,85 |
| | P34 | 299,27 | | 0,8080 | |
| | P46 | 135,1 | | 0,3648 | |
| J39 | P34 | 299,27 | | 0,8080 | 0,82 |
| | P35 | 267,25 | | 0,7216 | |
| | P36 | 41,93 | | 0,1132 | |
| J40 | P35 | 267,25 | | 0,7216 | 0,36 |
| J41 | P36 | 41,93 | | 0,1132 | 0,62 |
| | P37 | 246,17 | | 0,6647 | |
| | P39 | 169,29 | | 0,4571 | |
| J42 | P37 | 246,17 | | 0,6647 | 0,50 |
| | P38 | 123,23 | | 0,3327 | |
| J43 | P38 | 123,23 | | 0,3327 | 0,17 |
| J44 | P39 | 169,29 | | 0,4571 | 0,88 |
| | P40 | 181,99 | | 0,4914 | |
| | P34 | 299,27 | | 0,8080 | |
| J45 | P134 | 297,14 | | 0,8023 | 0,40 |
| J46 | P40 | 181,99 | | 0,4914 | 1,18 |
| | P41 | 507,23 | | 1,3695 | |
| | P43 | 188,13 | | 0,5080 | |
| J47 | P41 | 507,23 | | 1,3695 | 0,68 |
| J48 | P45 | 325,48 | | 0,8788 | 0,44 |
| J49 | P42 | 239,21 | | 0,6459 | 0,99 |
| | P44 | 169,23 | | 0,4569 | |
| | P45 | 325,48 | | 0,8788 | |
| J50 | P43 | 188,13 | | 0,5080 | 0,48 |
| J50 | P44 | 169,23 | | 0,4569 | |
| J51 | P46 | 135,1 | | 0,3648 | 0,40 |
| | P47 | 162,08 | | 0,4376 | |
| J52 | P47 | 162,08 | | 0,4376 | 0,31 |
| | P48 | 67,08 | 0,1811 | | |
| J53 | P48 | 67,08 | 0,1811 | 0,09 | |
| J54 | P56 | 135,1 | 0,3648 | 0,18 | |
| J55 | P50 | 50,33 | 0,1359 | 1,04 | |
| | P51 | 85,5 | 0,2309 | | |
| | P103 | 49,49 | 0,1336 | | |
| | P131 | 584,75 | 1,5788 | | |
| J56 | P51 | 85,5 | 0,2309 | 0,36 | |
| | P52 | 105,02 | 0,2836 | | |
| | P57 | 75,16 | 0,2029 | | |
| J57 | P52 | 105,02 | 0,2836 | 0,47 | |
| | P53 | 105,86 | 0,2858 | | |
| | P59 | 135,96 | 0,3671 | | |
| J58 | P53 | 105,86 | 0,2858 | 0,47 | |
| | P56 | 100,87 | 0,2723 | | |
| | P62 | 143,52 | 0,3875 | | |
| J59 | P54 | 78,88 | 0,2130 | 0,43 | |
| | P55 | 140,69 | 0,3799 | | |
| | P56 | 100,87 | 0,2723 | | |
| J60 | P57 | 75,16 | 0,2029 | 0,29 | |
| | P58 | 95,85 | 0,2588 | | |
| | P102 | 45,43 | 0,1227 | | |
| J61 | P58 | 95,85 | 0,2588 | 0,46 | |
| | P59 | 135,96 | 0,3671 | | |
| | P61 | 106,76 | 0,2883 | | |
| J62 | P60 | 102,13 | 0,2758 | 0,48 | |
| | P61 | 106,76 | 0,2883 | | |
| | P62 | 143,52 | 0,3875 | | |

Tableau IV.7 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel. (Suite)

| N° du nœud | Tronçon | Longueur (m) | $Q_{sp}(l/s.ml)$ | $Q_r (l/s)$ | $0.5\sum Q_r(l/s)$ |
|------------|---------|--------------|------------------|-------------|--------------------|
| J63 | P63 | 214,11 | 0,00095 | 0,5781 | 0,75 |
| | P126 | 100 | | 0,2700 | |
| | P129 | 240,79 | | 0,6501 | |
| J64 | P125 | 94,79 | | 0,2559 | 0,55 |
| | P127 | 98,63 | | 0,2663 | |
| | P63 | 214,11 | | 0,5781 | |
| J65 | P64 | 184,53 | | 0,4982 | 0,51 |
| | P125 | 94,79 | | 0,2559 | |
| | P123 | 99,18 | | 0,2678 | |
| J66 | P124 | 104,6 | | 0,2824 | 0,53 |
| | P126 | 100 | | 0,2700 | |
| | P64 | 184,53 | | 0,4982 | |
| J67 | P65 | 100,49 | | 0,2713 | 0,48 |
| | P67 | 153,79 | | 0,4152 | |
| | P124 | 104,6 | | 0,2824 | |
| J68 | P123 | 99,18 | | 0,2678 | 0,48 |
| | P66 | 100,16 | | 0,2704 | |
| | P67 | 153,79 | | 0,4152 | |
| J69 | P68 | 181,22 | | 0,4893 | 0,74 |
| | P69 | 48,03 | | 0,1297 | |
| | P72 | 318,6 | | 0,8602 | |
| J70 | P70 | 58,3 | | 0,1574 | 0,57 |
| | P71 | 47,55 | | 0,1284 | |
| | P72 | 318,6 | | 0,8602 | |
| J71 | P73 | 51,49 | | 0,1390 | 1,07 |
| | P74 | 399,73 | | 1,0793 | |
| | P77 | 342,01 | | 0,9234 | |
| J72 | P75 | 47,52 | | 0,1283 | 0,59 |
| | P76 | 48,16 | | 0,1300 | |
| | P77 | 342,01 | | 0,9234 | |
| J73 | P78 | 55,71 | 0,1504 | 0,56 | |
| | P79 | 303,29 | 0,8189 | | |
| | P80 | 53,23 | 0,1437 | | |
| J74 | P79 | 303,29 | 0,8189 | 0,41 | |
| J75 | P80 | 53,23 | 0,1437 | 0,27 | |
| | P81 | 65,54 | 0,1770 | | |
| | P84 | 83,31 | 0,2249 | | |
| J76 | P81 | 65,54 | 0,1770 | 0,50 | |
| | P82 | 177,59 | 0,4795 | | |
| | P83 | 129,39 | 0,3494 | | |
| J77 | P82 | 177,59 | 0,4795 | 0,24 | |
| J78 | P83 | 129,39 | 0,3494 | 0,17 | |
| J79 | P84 | 83,31 | 0,2249 | 0,60 | |
| | P85 | 206,74 | 0,5582 | | |
| | P86 | 154,56 | 0,4173 | | |
| J80 | P86 | 154,56 | 0,4173 | 0,21 | |
| J81 | P87 | 128,31 | 0,3464 | 0,62 | |
| | P88 | 54,13 | 0,1462 | | |
| | P89 | 280,5 | 0,7574 | | |
| J82 | P132 | 371,71 | 1,0036 | 1,12 | |

Tableau IV.7 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel. (Suite)

| N° du nœud | Tronçon | Longueur (m) | $Q_{sp}(l/s.ml)$ | $Q_r (l/s)$ | $0.5\sum Q_r(l/s)$ |
|------------|---------|--------------|------------------|-------------|--------------------|
| J85 | P92 | 43,57 | 0,00095 | 0,1100 | 0,72 |
| | P93 | 118,22 | | 0,3190 | |
| | P132 | 371,71 | | 1,2036 | |
| J86 | P93 | 118,22 | | 0,3192 | 0,16 |
| J87 | P94 | 237,03 | | 0,6400 | 0,51 |
| | P95 | 10,35 | | 0,0279 | |
| | P96 | 133,21 | | 0,3597 | |
| J88 | P96 | 133,21 | | 0,3597 | 0,18 |
| J89 | P97 | 95,47 | | 0,2578 | 0,52 |
| | P128 | 51,09 | | 0,1379 | |
| | P129 | 240,79 | | 0,6501 | |
| J90 | P98 | 47,56 | | 0,1856 | 0,25 |
| | P101 | 89,62 | | 0,2420 | |
| | P128 | 51,09 | | 0,3002 | |
| J91 | P98 | 47,56 | | 0,5689 | 0,47 |
| | P99 | 193,9 | | 0,5235 | |
| | P122 | 109,78 | | 0,2964 | |
| J92 | P122 | 109,78 | | 0,2964 | 0,40 |
| | P100 | 184,02 | | 0,4969 | |
| J93 | P99 | 193,9 | | 0,5235 | 0,26 |
| J94 | P100 | 184,02 | | 0,4969 | 0,25 |
| J95 | P101 | 89,62 | | 0,2420 | 0,12 |
| J96 | P102 | 45,43 | | 0,1227 | 0,15 |
| | P103 | 49,49 | | 0,1336 | |
| | P104 | 13,99 | | 0,0378 | |
| J97 | P104 | 13,99 | | 0,0378 | 0,16 |
| | P105 | 61,41 | | 0,1658 | |
| | P106 | 45,56 | | 0,1230 | |
| J98 | P105 | 61,41 | 0,1658 | 0,08 | |
| J99 | P106 | 45,56 | 0,1230 | 0,22 | |
| | P107 | 70,65 | 0,1908 | | |
| | P108 | 43,34 | 0,1170 | | |
| J100 | P107 | 70,65 | 0,1908 | 0,10 | |
| J101 | P108 | 43,34 | 0,1559 | 0,12 | |
| | P109 | 47,07 | 0,2108 | | |
| J102 | P109 | 47,07 | 0,3399 | 0,06 | |
| J103 | P110 | 481,49 | 1,0350 | 1,27 | |
| | P111 | 413,68 | 1,1169 | | |
| | P113 | 43,21 | 0,1167 | | |
| J104 | P111 | 413,68 | 1,1169 | 0,56 | |
| J105 | P112 | 417,31 | 1,1267 | 0,78 | |
| | P113 | 43,21 | 0,1167 | | |
| | P114 | 117,77 | 0,3180 | | |
| J106 | P114 | 117,77 | 0,3180 | 0,16 | |
| J107 | P115 | 371,33 | 1,0026 | 1,52 | |
| | P116 | 139,8 | 0,3775 | | |
| | P117 | 611,76 | 1,6518 | | |
| J108 | P116 | 139,8 | 0,3775 | 0,19 | |
| J109 | P117 | 611,76 | 1,6518 | 0,83 | |
| J110 | P119 | 70,29 | 0,1898 | 0,68 | |
| | P120 | 287,64 | 0,7766 | | |
| | P121 | 148,1 | 0,3999 | | |
| J111 | P121 | 148,1 | 0,3999 | 0,20 | |
| J112 | P131 | 584,75 | 1,5788 | 0,79 | |
| J113 | P135 | 169,11 | 0,4566 | 0,64 | |
| | P136 | 229,67 | 0,6201 | | |
| | P139 | 78,97 | 0,2132 | | |

Tableau IV.7 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel. (Suite)

| N° du nœud | Tronçon | Longueur (m) | $Q_{sp}(l/s.ml)$ | $Q_r (l/s)$ | $0.5\sum Q_r(l/s)$ |
|------------|---------|--------------|------------------|-------------|--------------------|
| J114 | P133 | 43,57 | 0,00095 | 0,1233 | 0,62 |
| | P134 | 118,22 | | 0,2336 | |
| | P135 | 371,71 | | 1,0222 | |
| J115 | P137 | 118,22 | | 0,3195 | 0,16 |
| J116 | P123 | 237,03 | | 0,5636 | 0,51 |
| | P123 | 10,35 | | 0,3279 | |
| | P123 | 133,21 | | 0,3597 | |
| J117 | P96 | 133,21 | | 0,3597 | 0,18 |
| J118 | P97 | 95,47 | | 0,2578 | 0,52 |
| | P128 | 51,09 | | 0,1379 | |
| | P129 | 240,79 | | 0,6501 | |
| J118 | P98 | 47,56 | | 0,1284 | 0,44 |
| | P101 | 89,62 | | 0,2420 | |
| | P128 | 51,09 | | 0,1379 | |
| J119 | P98 | 47,56 | | 0,1284 | 0,41 |
| | P99 | 193,9 | | 0,5235 | |
| | P140 | 109,78 | | 0,2964 | |
| J120 | P142 | 109,78 | | 0,2964 | 0,40 |
| | P144 | 184,02 | | 0,4969 | |
| J121 | P145 | 193,9 | | 0,5235 | 0,28 |
| J122 | P146 | 184,02 | | 0,4969 | 0,25 |
| J123 | P147 | 89,62 | | 0,2420 | 0,12 |
| J124 | P148 | 45,43 | | 0,1227 | 0,15 |
| | P149 | 49,49 | | 0,1336 | |
| | P150 | 13,99 | | 0,0378 | |
| J125 | P150 | 13,99 | | 0,0378 | 0,16 |
| | P152 | 61,41 | | 0,1658 | |
| | P151 | 45,56 | | 0,1230 | |
| J126 | P152 | 61,41 | | 0,1522 | 0,08 |
| J127 | P155 | 45,56 | | 0,1456 | 0,22 |
| | P158 | 70,65 | 0,1908 | | |
| | P160 | 43,34 | 0,1869 | | |
| J128 | P162 | 70,65 | 0,1908 | 0,10 | |
| J129 | P163 | 43,34 | 0,1270 | 0,12 | |
| | P164 | 47,07 | 0,1233 | | |
| J130 | P165 | 47,07 | 0,1233 | 0,06 | |
| J131 | P140 | 481,49 | 1,2000 | 1,27 | |
| | P142 | 413,68 | 1,2369 | | |
| | P144 | 43,21 | 0,1167 | | |
| J132 | P150 | 413,68 | 1,1169 | 0,56 | |
| J133 | P122 | 417,31 | 1,1267 | 0,76 | |
| | P123 | 43,21 | 0,1167 | | |
| | P124 | 117,77 | 0,3180 | | |
| J134 | P164 | 117,77 | 0,3180 | 0,16 | |
| J135 | P155 | 371,33 | 1,0026 | 1,50 | |
| | P126 | 139,8 | 0,3775 | | |
| | P127 | 611,76 | 1,6518 | | |
| J136 | P126 | 139,8 | 0,3775 | 0,19 | |
| J137 | P117 | 611,76 | 1,6518 | 0,83 | |
| J138 | P119 | 70,29 | 0,1898 | 0,66 | |
| | P120 | 287,64 | 0,7766 | | |
| | P121 | 148,1 | 0,3999 | | |
| J139 | P121 | 148,1 | 0,3999 | 0,20 | |
| J140 | P131 | 584,75 | 1,3256 | 0,79 | |
| J141 | P168 | 169,11 | 0,5698 | 0,80 | |
| | P169 | 229,67 | 0,6588 | | |
| | P170 | 78,97 | 0,2028 | | |

| N° du nœud | Tronçon | Longueur (m) | $Q_{sp}(l/s.ml)$ | $Q_r (l/s)$ | $0.5\sum Q_r(l/s)$ |
|------------|---------|--------------|------------------|-------------|--------------------|
| J142 | P155 | 43,57 | 0,00095 | 0,1176 | 0,52 |
| | P160 | 118,22 | | 0,3192 | |
| | P161 | 371,71 | | 1,0036 | |
| J143 | P171 | 118,22 | | 0,3192 | 0,18 |
| J144 | P172 | 237,03 | | 0,6400 | 0,22 |
| | P174 | 10,35 | | 0,0279 | |
| | P176 | 133,21 | | 0,3597 | |
| J145 | P178 | 133,21 | | 0,3597 | 0,18 |
| J146 | P100 | 95,47 | | 0,2578 | 0,52 |
| | P128 | 51,09 | | 0,1379 | |
| | P129 | 240,79 | | 0,6501 | |
| J147 | P176 | 47,56 | | 0,1284 | 0,44 |
| | P101 | 89,62 | | 0,2420 | |
| | P128 | 51,09 | | 0,1379 | |
| J148 | P180 | 47,56 | | 0,1284 | 0,41 |
| | P181 | 193,9 | | 0,5235 | |
| | P122 | 109,78 | | 0,2964 | |
| J149 | P122 | 109,78 | | 0,2964 | 0,40 |
| | P200 | 184,02 | | 0,4969 | |
| J150 | P192 | 193,9 | | 0,5235 | 0,28 |
| J151 | P195 | 184,02 | | 0,4969 | 0,25 |
| J152 | P195 | 89,62 | | 0,2420 | 0,12 |
| J153 | P180 | 45,43 | | 0,1227 | 0,15 |
| | P180 | 49,49 | | 0,1336 | |
| | P181 | 13,99 | | 0,0378 | |
| J154 | P182 | 13,99 | | 0,0378 | 0,16 |
| | P183 | 61,41 | | 0,1658 | |
| | P184 | 45,56 | | 0,1230 | |
| J155 | P150 | 61,41 | | 0,1658 | 0,08 |
| J156 | P100 | 45,56 | | 0,1230 | 0,22 |
| | P107 | 70,65 | 0,1908 | | |
| | P108 | 43,34 | 0,1170 | | |
| J157 | P107 | 70,65 | 0,1908 | 0,10 | |
| J158 | P108 | 43,34 | 0,1170 | 0,12 | |
| | P109 | 47,07 | 0,1271 | | |
| J159 | P109 | 47,07 | 0,1271 | 0,06 | |
| J160 | P110 | 481,49 | 1,3000 | 1,27 | |
| | P111 | 413,68 | 1,1169 | | |
| | P113 | 43,21 | 0,1167 | | |
| J161 | P111 | 413,68 | 1,1169 | 0,56 | |
| J162 | P112 | 417,31 | 1,1267 | 0,76 | |
| | P113 | 43,21 | 0,1167 | | |
| | P114 | 117,77 | 0,3180 | | |
| J163 | P189 | 117,77 | 0,3180 | 0,16 | |
| J164 | P189 | 371,33 | 1,0026 | 1,50 | |
| | P190 | 139,8 | 0,3775 | | |
| | P216 | 611,76 | 1,6518 | | |
| J165 | P204 | 139,8 | 0,3775 | 0,19 | |
| J166 | P203 | 611,76 | 1,6518 | 1,22 | |
| J167 | P178 | 70,29 | 0,1898 | 0,68 | |
| | P179 | 287,64 | 0,7766 | | |
| | P180 | 148,1 | 0,3999 | | |
| J168 | P221 | 148,1 | 0,3999 | 0,25 | |
| J169 | P200 | 584,75 | 1,5788 | 0,70 | |
| J170 | P211 | 169,11 | 0,4566 | 0,86 | |
| | P212 | 229,67 | 0,6201 | | |
| | P213 | 78,97 | 0,2132 | | |

| N° du nœud | Tronçon | Longueur (m) | $Q_{sp}(l/s.ml)$ | $Q_r (l/s)$ | $0.5\sum Q_r(l/s)$ |
|------------|---------|--------------|------------------|-------------|--------------------|
| J171 | P144 | 214,11 | 0,00095 | 0,5781 | 0,75 |
| | P145 | 100 | | 0,2700 | |
| | P146 | 240,79 | | 0,6501 | |
| J172 | P220 | 94,79 | | 0,2559 | 0,55 |
| | P221 | 98,63 | | 0,2663 | |
| | P263 | 214,11 | | 0,5781 | |
| J173 | P264 | 184,53 | | 0,4982 | 0,51 |
| | P225 | 94,79 | | 0,2559 | |
| | P189 | 99,18 | | 0,2678 | |
| J174 | P190 | 104,6 | | 0,2824 | 0,53 |
| | P226 | 100 | | 0,2700 | |
| | P264 | 184,53 | | 0,4982 | |
| J175 | P265 | 100,49 | | 0,2713 | 0,48 |
| | P267 | 153,79 | | 0,4152 | |
| | P224 | 104,6 | | 0,2824 | |
| J176 | P223 | 99,18 | | 0,2678 | 0,48 |
| | P266 | 100,16 | | 0,2704 | |
| | P267 | 153,79 | | 0,4152 | |
| J177 | P268 | 181,22 | | 0,4893 | 0,74 |
| | P269 | 48,03 | | 0,1297 | |
| | P172 | 318,6 | | 0,8602 | |
| J178 | P170 | 58,3 | | 0,1574 | 0,57 |
| | P171 | 47,55 | | 0,1284 | |
| | P272 | 318,6 | | 0,8602 | |
| J179 | P273 | 51,49 | | 0,1390 | 1,07 |
| | P274 | 399,73 | | 1,0793 | |
| | P277 | 342,01 | | 0,9234 | |
| J180 | P275 | 47,52 | | 0,1283 | 0,59 |
| | P276 | 48,16 | | 0,1300 | |
| | P277 | 342,01 | | 0,9234 | |
| J181 | P278 | 55,71 | 0,1504 | 0,56 | |
| | P279 | 303,29 | 0,8189 | | |
| | P280 | 53,23 | 0,1437 | | |
| J182 | P279 | 303,29 | 0,8189 | 0,41 | |
| | P280 | 53,23 | 0,1437 | | |
| | J183 | P281 | 65,54 | | 0,1770 |
| P284 | | 83,31 | 0,2249 | | |
| J184 | | P281 | 65,54 | 0,1770 | 0,50 |
| | P282 | 177,59 | 0,4795 | | |
| | P283 | 129,39 | 0,3494 | | |
| J185 | P282 | 177,59 | 0,4795 | 0,24 | |
| J186 | P283 | 129,39 | 0,3494 | 0,17 | |
| J187 | P284 | 83,31 | 0,2249 | 0,60 | |
| | P285 | 206,74 | 0,5582 | | |
| | P286 | 154,56 | 0,4173 | | |
| J188 | P286 | 154,56 | 0,4173 | 0,21 | |
| J189 | P287 | 128,31 | 0,3464 | 0,62 | |
| | P288 | 54,13 | 0,1462 | | |
| | P289 | 280,5 | 0,7574 | | |
| J190 | P232 | 371,71 | 1,0036 | 1,12 | |

Tableau IV.7 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel. (Suite)

| N° du nœud | Tronçon | Longueur (m) | $Q_{sp}(l/s.ml)$ | $Q_r(l/s)$ | $0.5\sum Q_r(l/s)$ |
|------------|---------|--------------|------------------|------------|--------------------|
| J191 | P300 | 195,31 | 0,00095 | 0,5273 | 0,86 |
| | P234 | 299,27 | | 0,8080 | |
| | P246 | 135,1 | | 0,3648 | |
| J192 | P234 | 299,27 | | 0,8080 | 0,12 |
| | P235 | 267,25 | | 0,7216 | |
| | P236 | 41,93 | | 0,1132 | |
| J193 | P235 | 267,25 | | 0,7216 | 0,36 |
| J194 | P301 | 41,93 | | 0,1132 | 0,62 |
| | P302 | 246,17 | | 0,6647 | |
| | P303 | 169,29 | | 0,4571 | |
| J195 | P304 | 246,17 | | 0,6647 | 0,50 |
| | P308 | 123,23 | | 0,3327 | |
| J196 | P338 | 123,23 | | 0,3327 | 0,17 |
| J197 | P339 | 169,29 | | 0,4571 | 0,88 |
| | P340 | 181,99 | | 0,4914 | |
| | P334 | 299,27 | | 0,8080 | |
| J198 | P334 | 297,14 | | 0,8023 | 1,40 |
| J199 | P340 | 181,99 | | 0,4914 | 1,09 |
| | P341 | 507,23 | | 1,3695 | |
| | P343 | 188,13 | | 0,5080 | |
| J200 | P341 | 507,23 | 1,3695 | 0,68 | |
| J201 | P345 | 325,48 | 0,8788 | 0,44 | |
| J202 | P342 | 239,21 | 0,6459 | 0,99 | |
| | P344 | 169,23 | 0,4569 | | |
| | P305 | 325,48 | 0,8788 | | |
| J203 | P313 | 188,13 | 0,5080 | 0,48 | |
| | P304 | 169,23 | 0,4569 | | |
| J204 | P306 | 135,1 | 0,3648 | 0,40 | |
| | P308 | 162,08 | 0,4376 | | |
| J205 | P307 | 162,08 | 0,4376 | 0,31 | |
| | P310 | 67,08 | 0,1811 | | |
| J206 | P248 | 67,08 | 0,1811 | 0,09 | |
| J207 | P256 | 135,1 | 0,3648 | 0,28 | |
| J208 | P250 | 50,33 | 0,1359 | 1,17 | |
| | P251 | 85,5 | 0,2309 | | |
| | P203 | 49,49 | 0,1336 | | |
| | P231 | 584,75 | 1,5788 | | |
| J209 | P251 | 85,5 | 0,2309 | 0,36 | |
| | P352 | 105,02 | 0,2836 | | |
| | P357 | 75,16 | 0,2029 | | |
| J210 | P352 | 105,02 | 0,2836 | 0,52 | |
| | P353 | 105,86 | 0,2858 | | |
| | P359 | 135,96 | 0,3671 | | |
| J211 | P320 | 105,86 | 0,2858 | 0,47 | |
| | P321 | 100,87 | 0,2723 | | |
| | P322 | 143,52 | 0,3875 | | |
| J212 | P254 | 78,88 | 0,2130 | 0,43 | |
| | P255 | 140,69 | 0,3799 | | |
| | P256 | 100,87 | 0,2723 | | |
| J213 | P257 | 75,16 | 0,2029 | 0,60 | |
| | P258 | 95,85 | 0,2588 | | |
| | P302 | 45,43 | 0,1227 | | |
| J214 | P358 | 95,85 | 0,2588 | 0,46 | |
| | P359 | 135,96 | 0,3671 | | |
| | P361 | 106,76 | 0,2883 | | |
| J215 | P360 | 102,13 | 0,2758 | 0,57 | |
| | P361 | 106,76 | 0,2883 | | |
| | P362 | 143,52 | 0,3875 | | |

Tableau IV.7 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel. (Suite)

| N° du nœud | Tronçon | Longueur (m) | $Q_{sp}(l/s.ml)$ | $Q_r (l/s)$ | $0.5\sum Q_r(l/s)$ |
|------------|---------|--------------|------------------|-------------|--------------------|
| J216 | P380 | 195,31 | 0,00095 | 0,5273 | 0,55 |
| | P381 | 299,27 | | 0,8080 | |
| | P482 | 135,1 | | 0,3648 | |
| J217 | P340 | 299,27 | | 0,8080 | 0,28 |
| | P341 | 267,25 | | 0,7216 | |
| | P341 | 41,93 | | 0,1132 | |
| J218 | P350 | 267,25 | | 0,7216 | 0,75 |
| J219 | P390 | 41,93 | | 0,1132 | 0,18 |
| | P391 | 246,17 | | 0,6647 | |
| | P392 | 169,29 | | 0,4571 | |
| J220 | P393 | 246,17 | | 0,6647 | 0,32 |
| | P394 | 123,23 | | 0,3327 | |
| J221 | P380 | 123,23 | | 0,3327 | 0,17 |
| J222 | P400 | 169,29 | | 0,4571 | 0,88 |
| | P401 | 181,99 | | 0,4914 | |
| | P402 | 299,27 | | 0,8080 | |
| J223 | P414 | 297,14 | | 0,8023 | 0,40 |
| J224 | P415 | 181,99 | | 0,4914 | 1,18 |
| | P416 | 507,23 | | 1,3695 | |
| | P414 | 188,13 | | 0,5080 | |
| J225 | P418 | 507,23 | | 1,3695 | 0,68 |
| J226 | P450 | 325,48 | | 0,8788 | 0,44 |
| J227 | P420 | 239,21 | | 0,6459 | 0,99 |
| | P424 | 169,23 | | 0,4569 | |
| | P425 | 325,48 | | 0,8788 | |
| J228 | P413 | 188,13 | | 0,5080 | 0,48 |
| J229 | P414 | 169,23 | | 0,4569 | 0,40 |
| J230 | P406 | 135,1 | | 0,3648 | 0,40 |
| | P407 | 162,08 | | 0,4376 | |
| J231 | P407 | 162,08 | | 0,4376 | 0,31 |
| | P402 | 67,08 | | 0,1811 | |
| J232 | P408 | 67,08 | | 0,1811 | 0,09 |
| J233 | P406 | 135,1 | | 0,3648 | 0,2 |
| J234 | P450 | 50,33 | | 0,1359 | 1,04 |
| | P441 | 85,5 | | 0,2309 | |
| | P403 | 49,49 | | 0,1336 | |
| | P406 | 584,75 | | 1,5788 | |
| J235 | P401 | 85,5 | | 0,2309 | 0,36 |
| | P402 | 105,02 | | 0,2836 | |
| | P403 | 75,16 | | 0,2029 | |
| J236 | P416 | 105,02 | 0,2836 | 0,47 | |
| | P417 | 105,86 | 0,2858 | | |
| | P418 | 135,96 | 0,3671 | | |
| J237 | P450 | 105,86 | 0,2858 | 0,48 | |
| | P452 | 100,87 | 0,2723 | | |
| | P453 | 143,52 | 0,3875 | | |
| J238 | P455 | 78,88 | 0,2130 | 0,43 | |
| | P456 | 140,69 | 0,3799 | | |
| | P457 | 100,87 | 0,2723 | | |
| J239 | P440 | 75,16 | 0,2029 | 0,44 | |
| | P441 | 95,85 | 0,2588 | | |
| | P442 | 45,43 | 0,1227 | | |
| J240 | P460 | 95,85 | 0,2588 | 0,80 | |
| | P461 | 135,96 | 0,3671 | | |
| | P462 | 106,76 | 0,2883 | | |
| J241 | P472 | 102,13 | 0,2758 | 1.26 | |
| | P473 | 106,76 | 0,2883 | | |
| | P474 | 143,52 | 0,3875 | | |

Tableau IV.7: Calcul des débits nodaux du réseau actuel. (Suite)

| N° du nœud | Tronçon | Longueur (m) | $Q_{sp}(l/s.ml)$ | $Q_r(l/s)$ | $0.5\sum Q_r(l/s)$ |
|------------|---------|--------------|------------------|------------|--------------------|
| J242 | P343 | 195,31 | 0,00095 | 0,5273 | 0,85 |
| | P344 | 299,27 | | 0,8080 | |
| | P355 | 135,1 | | 0,3648 | |
| J243 | P343 | 299,27 | | 0,8080 | 0,82 |
| | P551 | 267,25 | | 0,7216 | |
| | P522 | 41,93 | | 0,1132 | |
| J244 | P502 | 267,25 | | 0,7216 | 0,36 |
| J255 | P502 | 41,93 | | 0,1132 | 0,62 |
| | P503 | 246,17 | | 0,6647 | |
| | P508 | 169,29 | | 0,4571 | |
| J256 | P509 | 246,17 | | 0,6647 | 0,50 |
| | P510 | 123,23 | | 0,3327 | |
| J257 | P523 | 123,23 | | 0,3327 | 0,17 |
| J258 | P530 | 169,29 | | 0,4571 | 0,88 |
| | P533 | 181,99 | | 0,4914 | |
| | P534 | 299,27 | | 0,8080 | |
| J259 | P534 | 297,14 | | 0,8023 | 0,40 |
| J260 | P550 | 181,99 | | 0,4914 | 1,18 |
| | P551 | 507,23 | | 1,3695 | |
| | P552 | 188,13 | | 0,5080 | |
| J261 | P553 | 507,23 | | 1,3695 | 0,68 |
| J262 | P555 | 325,48 | | 0,8788 | 0,44 |
| J263 | P575 | 239,21 | | 0,6459 | 0,99 |
| | P569 | 169,23 | | 0,4569 | |
| | P440 | 325,48 | | 0,8788 | |
| J264 | P488 | 188,13 | | 0,5080 | 0,48 |
| J265 | P489 | 1169,23 | | 0,4569 | |
| J266 | P489 | 135,1 | 0,3648 | 0,40 | |
| | P496 | 162,08 | 0,4376 | | |
| J267 | P580 | 162,08 | 0,4376 | 0,31 | |
| | P582 | 67,08 | 0,1811 | | |
| J268 | P586 | 67,08 | 0,1811 | 0,09 | |
| J269 | P590 | 135,1 | 0,3648 | 0,18 | |
| J270 | P593 | 50,33 | 0,1359 | 1,04 | |
| | P594 | 85,5 | 0,2309 | | |
| | P595 | 49,49 | 0,1336 | | |
| | P596 | 584,75 | 1,5788 | | |
| J271 | P552 | 85,5 | 0,2309 | 0,36 | |
| | P553 | 105,02 | 0,2836 | | |
| | P554 | 75,16 | 0,2029 | | |
| J272 | P597 | 105,02 | 0,2836 | 0,47 | |
| | P598 | 105,86 | 0,2858 | | |
| | P599 | 135,96 | 0,3671 | | |
| J273 | P600 | 105,86 | 0,2858 | 0,47 | |
| | P601 | 100,87 | 0,2723 | | |
| | P602 | 143,52 | 0,3875 | | |
| J274 | P603 | 78,88 | 0,2130 | 0,43 | |
| | P604 | 140,69 | 0,3799 | | |
| | P605 | 100,87 | 0,2723 | | |
| J275 | P606 | 75,16 | 0,2029 | 0,29 | |
| | P607 | 95,85 | 0,2588 | | |
| | P608 | 45,43 | 0,1227 | | |
| J276 | P609 | 95,85 | 0,2588 | 0,46 | |
| | P610 | 135,96 | 0,3671 | | |
| | P611 | 106,76 | 0,2883 | | |
| J277 | P612 | 102,13 | 0,2758 | 0,48 | |
| | P613 | 106,76 | 0,2883 | | |
| | P614 | 143,52 | 0,3875 | | |

| N° du nœud | Tronçon | Longueur (m) | $Q_{sp}(l/s.ml)$ | $Q_r(l/s)$ | $0.5\sum Q_r(l/s)$ |
|------------|---------|--------------|------------------|------------|--------------------|
| J278 | P650 | 214,11 | 0,00095 | 0,5781 | 0,75 |
| | P651 | 100 | | 0,2700 | |
| | P652 | 240,79 | | 0,6501 | |
| J279 | P660 | 94,79 | | 0,2559 | 0,55 |
| | P610 | 98,63 | | 0,2663 | |
| | P662 | 214,11 | | 0,5781 | |
| J278 | P640 | 184,53 | | 0,4982 | 0,51 |
| | P641 | 94,79 | | 0,2559 | |
| | P642 | 99,18 | | 0,2678 | |
| J279 | P672 | 104,6 | | 0,2824 | 0,53 |
| | P671 | 100 | | 0,2700 | |
| | P674 | 184,53 | | 0,4982 | |
| J280 | P675 | 100,49 | | 0,2713 | 0,48 |
| | P676 | 153,79 | | 0,4152 | |
| | P678 | 104,6 | | 0,2824 | |
| J281 | P680 | 99,18 | | 0,2678 | 0,48 |
| | P681 | 100,16 | | 0,2704 | |
| | P504 | 153,79 | | 0,4152 | |
| J282 | P495 | 181,22 | | 0,4893 | 0,74 |
| | P680 | 48,03 | | 0,1297 | |
| | P681 | 318,6 | | 0,8602 | |
| J283 | P682 | 58,3 | | 0,1574 | 0,57 |
| | P683 | 47,55 | | 0,1284 | |
| | P672 | 318,6 | | 0,8602 | |
| J284 | P673 | 51,49 | | 0,1390 | 1,07 |
| | P574 | 399,73 | | 1,0793 | |
| | P577 | 342,01 | | 0,9234 | |
| J286 | P575 | 47,52 | | 0,1283 | 0,59 |
| | P576 | 48,16 | 0,1300 | | |
| | P677 | 342,01 | 0,9234 | | |
| J287 | P578 | 55,71 | 0,1504 | 0,56 | |
| | P579 | 303,29 | 0,8189 | | |
| | P680 | 53,23 | 0,1437 | | |
| J288 | P700 | 303,29 | 0,8189 | 0,41 | |
| | P713 | 53,23 | 0,1437 | | |
| | P714 | 65,54 | 0,1770 | | |
| J289 | P716 | 83,31 | 0,2249 | 0,27 | |
| | P720 | 65,54 | 0,1770 | | |
| | P721 | 177,59 | 0,4795 | | |
| J290 | P722 | 129,39 | 0,3494 | 0,50 | |
| | P750 | 177,59 | 0,4795 | | |
| J291 | P730 | 129,39 | 0,3494 | 0,24 | |
| J292 | P731 | 83,31 | 0,2249 | 0,17 | |
| J293 | P685 | 206,74 | 0,5582 | 0,60 | |
| | P686 | 154,56 | 0,4173 | | |
| | P786 | 154,56 | 0,4173 | | |
| J294 | P787 | 128,31 | 0,3464 | 0,21 | |
| | P788 | 54,13 | 0,1462 | | |
| | P789 | 280,5 | 0,7574 | | |
| J295 | P732 | 371,71 | 1,0036 | 0,62 | |
| J296 | | | | 1,12 | |

Tableau IV.7 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel. (Suite)

| N° du nœud | Tronçon | Longueur (m) | $Q_{sp}(l/s.ml)$ | $Q_r (l/s)$ | $0.5\sum Q_r(l/s)$ |
|------------|---------|--------------|------------------|-------------|--------------------|
| J297 | P733 | 195,31 | 0,00095 | 0,5273 | 0,85 |
| | P734 | 299,27 | | 0,8080 | |
| | P846 | 135,1 | | 0,3648 | |
| J298 | P734 | 299,27 | | 0,8080 | 0,82 |
| | P735 | 267,25 | | 0,7216 | |
| | P736 | 41,93 | | 0,1132 | |
| J299 | P835 | 267,25 | | 0,7216 | 0,36 |
| J300 | P836 | 41,93 | | 0,1132 | 0,62 |
| | P837 | 246,17 | | 0,6647 | |
| | P839 | 169,29 | | 0,4571 | |
| J301 | P837 | 246,17 | | 0,6647 | 0,50 |
| | P838 | 123,23 | | 0,3327 | |
| J302 | P838 | 123,23 | | 0,3327 | 0,17 |
| J303 | P839 | 169,29 | | 0,4571 | 0,88 |
| | P800 | 181,99 | | 0,4914 | |
| | P754 | 299,27 | | 0,8080 | |
| J304 | P754 | 297,14 | | 0,8023 | 0,40 |
| J305 | P801 | 181,99 | | 0,4914 | 1,18 |
| | P802 | 507,23 | | 1,3695 | |
| | P803 | 188,13 | | 0,5080 | |
| J306 | P841 | 507,23 | | 1,3695 | 0,68 |
| J307 | P845 | 325,48 | | 0,8788 | 0,44 |
| J308 | P842 | 239,21 | | 0,6459 | 0,99 |
| | P844 | 169,23 | | 0,4569 | |
| | P845 | 325,48 | | 0,8788 | |
| J309 | P843 | 188,13 | | 0,5080 | 0,48 |
| | P844 | 169,23 | | 0,4569 | |
| J310 | P846 | 135,1 | | 0,3648 | 0,40 |
| | P747 | 162,08 | 0,4376 | | |
| J311 | P747 | 162,08 | 0,4376 | 0,31 | |
| | P848 | 67,08 | 0,1811 | | |
| J312 | P848 | 67,08 | 0,1811 | 0,09 | |
| J314 | P856 | 135,1 | 0,3648 | 0,18 | |
| J315 | P813 | 50,33 | 0,1359 | 1,04 | |
| | P814 | 85,5 | 0,2309 | | |
| | P815 | 49,49 | 0,1336 | | |
| | P816 | 584,75 | 1,5788 | | |
| J316 | P890 | 85,5 | 0,2309 | 0,36 | |
| | P891 | 105,02 | 0,2836 | | |
| | P892 | 75,16 | 0,2029 | | |
| J317 | P839 | 105,02 | 0,2836 | 0,47 | |
| | P839 | 105,86 | 0,2858 | | |
| | P840 | 135,96 | 0,3671 | | |
| J318 | P953 | 105,86 | 0,2858 | 0,47 | |
| | P956 | 100,87 | 0,2723 | | |
| | P962 | 143,52 | 0,3875 | | |
| J319 | P954 | 78,88 | 0,2130 | 0,43 | |
| | P955 | 140,69 | 0,3799 | | |
| | P956 | 100,87 | 0,2723 | | |
| J320 | P957 | 75,16 | 0,2029 | 0,29 | |
| | P958 | 95,85 | 0,2588 | | |
| | P902 | 45,43 | 0,1227 | | |
| J321 | P958 | 95,85 | 0,2588 | 0,46 | |
| | P959 | 135,96 | 0,3671 | | |
| | P961 | 106,76 | 0,2883 | | |
| J322 | P960 | 102,13 | 0,2758 | 0,48 | |
| | P961 | 106,76 | 0,2883 | | |
| | P962 | 143,52 | 0,3875 | | |

Tableau IV.7 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel. (Suite)

| N° du nœud | Tronçon | Longueur (m) | $Q_{sp}(l/s.ml)$ | $Q_r (l/s)$ | $0.5\sum Q_r(l/s)$ |
|------------|---------|--------------|------------------|-------------|--------------------|
| J323 | P900 | 195,31 | 0,00095 | 0,5273 | 0,85 |
| | P901 | 299,27 | | 0,8080 | |
| | P902 | 135,1 | | 0,3648 | |
| J324 | P934 | 299,27 | | 0,8080 | 0,82 |
| | P935 | 267,25 | | 0,7216 | |
| | P936 | 41,93 | | 0,1132 | |
| J325 | P935 | 267,25 | | 0,7216 | 0,36 |
| J326 | P936 | 41,93 | | 0,1132 | 0,62 |
| | P937 | 246,17 | | 0,6647 | |
| | P939 | 169,29 | | 0,4571 | |
| J327 | P937 | 246,17 | | 0,6647 | 0,50 |
| | P938 | 123,23 | | 0,3327 | |
| J328 | P938 | 123,23 | | 0,3327 | 0,17 |
| J329 | P939 | 169,29 | | 0,4571 | 0,88 |
| | P940 | 181,99 | | 0,4914 | |
| | P934 | 299,27 | | 0,8080 | |
| J330 | P990 | 297,14 | | 0,8023 | 0,40 |
| J331 | P1040 | 181,99 | | 0,4914 | 1,18 |
| | P999 | 507,23 | | 1,3695 | |
| | P1000 | 188,13 | | 0,5080 | |
| J332 | P1041 | 507,23 | | 1,3695 | 0,68 |
| J333 | P1045 | 325,48 | | 0,8788 | 0,44 |
| J334 | P1033 | 239,21 | | 0,6459 | 0,99 |
| | P1034 | 169,23 | | 0,4569 | |
| | P1034 | 325,48 | | 0,8788 | |
| J335 | P1043 | 188,13 | | 0,5080 | 0,48 |
| | P1044 | 169,23 | | 0,4569 | |
| J336 | P1046 | 135,1 | | 0,3648 | 0,40 |
| | P1147 | 162,08 | | 0,4376 | |
| J337 | P1147 | 162,08 | | 0,4376 | 0,31 |
| | P1148 | 67,08 | 0,1811 | | |
| J338 | P1148 | 67,08 | 0,1811 | 0,09 | |
| J339 | P1156 | 135,1 | 0,3648 | 0,18 | |
| J340 | P1150 | 50,33 | 0,1359 | 1,04 | |
| | P1151 | 85,5 | 0,2309 | | |
| | P1103 | 49,49 | 0,1336 | | |
| | P1131 | 584,75 | 1,5788 | | |
| J341 | P1151 | 85,5 | 0,2309 | 0,36 | |
| | P1252 | 105,02 | 0,2836 | | |
| | P1257 | 75,16 | 0,2029 | | |
| J342 | P1252 | 105,02 | 0,2836 | 0,47 | |
| | P1253 | 105,86 | 0,2858 | | |
| | P1259 | 135,96 | 0,3671 | | |
| J343 | P1253 | 105,86 | 0,2858 | 0,47 | |
| | P1256 | 100,87 | 0,2723 | | |
| | P1262 | 143,52 | 0,3875 | | |
| J344 | P1254 | 78,88 | 0,2130 | 0,43 | |
| | P1155 | 140,69 | 0,3799 | | |
| | P1156 | 100,87 | 0,2723 | | |
| J345 | P1157 | 75,16 | 0,2029 | 0,29 | |
| | P1158 | 95,85 | 0,2588 | | |
| | P1302 | 45,43 | 0,1227 | | |
| J346 | P1258 | 95,85 | 0,2588 | 0,46 | |
| | P1259 | 135,96 | 0,3671 | | |
| | P1261 | 106,76 | 0,2883 | | |
| J347 | P1260 | 102,13 | 0,2758 | 0,48 | |
| | P1261 | 106,76 | 0,2883 | | |
| | P1262 | 143,52 | 0,3875 | | |

Tableau IV.7 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel. (Suite / fin)

| N° du nœud | Tronçon | Longueur (m) | $Q_{sp}(l/s.ml)$ | $Q_r (l/s)$ | $0.5\sum Q_r(l/s)$ |
|------------|---------|--------------|------------------|-------------|--------------------|
| J348 | P1233 | 195,31 | 0,00095 | 0,5273 | 0,85 |
| | P1234 | 299,27 | | 0,8080 | |
| | P1246 | 135,1 | | 0,3648 | |
| J349 | P1134 | 299,27 | | 0,8080 | 0,82 |
| | P1135 | 267,25 | | 0,7216 | |
| | P1136 | 41,93 | | 0,1132 | |
| J350 | P1135 | 267,25 | | 0,7216 | 0,36 |
| J351 | P1136 | 41,93 | | 0,1132 | 0,62 |
| | P1137 | 246,17 | | 0,6647 | |
| | P1139 | 169,29 | | 0,4571 | |
| J352 | P1237 | 246,17 | | 0,6647 | 0,50 |
| | P1238 | 123,23 | | 0,3327 | |
| J353 | P1238 | 123,23 | | 0,3327 | 0,17 |
| J354 | P1239 | 169,29 | | 0,4571 | 0,88 |
| | P1240 | 181,99 | | 0,4914 | |
| | P1234 | 299,27 | | 0,8080 | |
| J355 | P1234 | 297,14 | | 0,8023 | 0,40 |
| J356 | P1240 | 181,99 | | 0,4914 | 1,18 |
| | P1241 | 507,23 | | 1,3695 | |
| | P1243 | 188,13 | | 0,5080 | |
| J357 | P1241 | 507,23 | | 1,3695 | 0,68 |
| J358 | P1245 | 325,48 | | 0,8788 | 0,44 |
| J359 | P1242 | 239,21 | | 0,6459 | 0,99 |
| | P1244 | 169,23 | | 0,4569 | |
| | P1245 | 325,48 | | 0,8788 | |
| J360 | P1243 | 188,13 | | 0,5080 | 0,48 |
| | P1244 | 169,23 | | 0,4569 | |
| J361 | P1246 | 135,1 | | 0,3648 | 0,40 |
| | P1247 | 162,08 | | 0,4376 | |
| J362 | P1247 | 162,08 | | 0,4376 | 0,31 |
| | P1248 | 67,08 | 0,1811 | | |
| J363 | P1248 | 67,08 | 0,1811 | 0,09 | |
| J364 | P1256 | 135,1 | 0,3648 | 0,18 | |
| J365 | P1150 | 50,33 | 0,1359 | 1,04 | |
| | P1151 | 85,5 | 0,2309 | | |
| | P1303 | 49,49 | 0,1336 | | |
| | P1311 | 584,75 | 1,5788 | | |
| J366 | P1251 | 85,5 | 0,2309 | 0,36 | |
| | P1252 | 105,02 | 0,2836 | | |
| | P1257 | 75,16 | 0,2029 | | |
| J367 | P1252 | 105,02 | 0,2836 | 0,47 | |
| | P1253 | 105,86 | 0,2858 | | |
| | P1259 | 135,96 | 0,3671 | | |
| J368 | P1253 | 105,86 | 0,2858 | 0,47 | |
| | P1256 | 100,87 | 0,2723 | | |
| | P1262 | 143,52 | 0,3875 | | |
| J369 | P1254 | 78,88 | 0,2130 | 0,43 | |
| | P1255 | 140,69 | 0,3799 | | |
| | P1256 | 100,87 | 0,2723 | | |
| J370 | P1257 | 75,16 | 0,2029 | 0,29 | |
| | P1258 | 95,85 | 0,2588 | | |
| | P1302 | 45,43 | 0,1227 | | |
| J371 | P1318 | 95,85 | 0,2588 | 0,46 | |
| | P1319 | 135,96 | 0,3671 | | |
| | P1321 | 106,76 | 0,2883 | | |
| J372 | P1300 | 102,13 | 0,2758 | 0,48 | |
| | P1320 | 106,76 | 0,2883 | | |
| | P1320 | 143,52 | 0,3875 | | |

Conclusion pour les résultats du tableau :

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, et la vitesse d'écoulement entre 0,5 et 1,5 m/s.

On a enregistré des pressions négatives au niveau de quelques nœuds de réseau et des vitesses faibles dans la plupart des tronçons.

IV.5 Anomalies du réseau :

Dans cette partie, on va définir et identifier tous les problèmes du système et les différentes anomalies trouvées au niveau de notre réseau ; proposer des remèdes pour améliorer son fonctionnement. Nous allons dire comment aménager, renouveler et même donner des recommandations pour le bon fonctionnement de ce réseau.

IV.5.1 Analyse actuelle du réseau :

Le réseau de distribution en eau potable de notre ville pose beaucoup de problèmes hydrauliques à l'heure de pointe, surtout dans la partie Nord-est de la ville due aux accroissements démographiques, et au sous dimensionnement du réseau et son mode d'exploitation.

IV.5.2 Interprétation des résultats de calcul pour 2016 :

La simulation de comportement du réseau de distribution de la ville de TIPAZA pour la situation actuelle présente quelques insuffisances empêchant le bon fonctionnement du notre réseau d'alimentation en eau potable.

D'après les résultats de la simulation, on fait le constat suivant :

- Les pressions obtenues au niveau de la partie nord-est sont défavorables (inférieur à 20 m.c.e),
- Les pressions obtenues au niveau de la partie sud de la ville sont défavorables et (inférieur à 20 m.c.e),
- Des vitesses faibles ont été enregistré au niveau de quelques tronçons de réseau (inférieur à 0.5m/s), sachant que la fourchette des vitesses admissibles est (0,5-1,5 m/s).
- Nous avons des vitesses importantes qui dépassent les 3 m/s.

IV.5.3 Présentation des détails des anomalies dans le réseau :**a. Présentation des tronçons dont les vitesses sont inférieures et supérieures à la normale :**

Les tronçons dont les vitesses sont inférieurs à la normale seront les suivants :

Tableau IV.8 : Tronçons dont la vitesse inférieure à la normale

| Tronçon | Du nœud | Au nœud | Vitesse (m/s) | Tronçon | Du nœud | Au nœud | Vitesse (m/s) |
|---------|---------|---------|---------------|---------|---------|---------|---------------|
| P-72 | J-69 | J-70 | 0,01 | P-36 | J-39 | J-41 | 0,14 |
| P-30 | J-33 | J-8 | 0,02 | P-121 | J-110 | J-111 | 0,16 |
| P-109 | J-101 | J-102 | 0,02 | P-106 | J-97 | J-99 | 0,16 |
| P-38 | J-42 | J-43 | 0,02 | P-86 | J-79 | J-80 | 0,17 |
| P-44 | J-49 | J-50 | 0,03 | P-22 | J-23 | J-29 | 0,18 |
| P-93 | J-85 | J-86 | 0,03 | P-23 | J-22 | J-30 | 0,18 |
| P-48 | J-52 | J-53 | 0,03 | P-111 | J-103 | J-104 | 0,18 |
| P-91 | J-83 | J-84 | 0,04 | P-14 | J-19 | J-21 | 0,18 |
| P-54 | J-12 | J-59 | 0,04 | P-16 | J-22 | J-23 | 0,19 |
| P-35 | J-39 | J-40 | 0,05 | P-82 | J-76 | J-77 | 0,19 |
| P-114 | J-105 | J-106 | 0,05 | P-18 | J-25 | J-26 | 0,2 |
| P-37 | J-41 | J-42 | 0,05 | P-79 | J-73 | J-74 | 0,21 |
| P-108 | J-99 | J-101 | 0,06 | P-64 | J-65 | J-66 | 0,22 |
| P-49 | J-36 | J-54 | 0,06 | P-19 | J-25 | J-21 | 0,24 |
| P-116 | J-107 | J-108 | 0,06 | P-41 | J-46 | J-47 | 0,24 |
| P-105 | J-97 | J-98 | 0,06 | P-63 | J-63 | J-64 | 0,24 |
| P-96 | J-87 | J-88 | 0,06 | P-95 | J-87 | J-36 | 0,26 |
| P-21 | J-27 | J-28 | 0,07 | P-13 | J-19 | J-20 | 0,26 |
| P-57 | J-56 | J-60 | 0,07 | P-119 | J-8 | J-110 | 0,26 |
| P-107 | J-99 | J-100 | 0,08 | P-117 | J-107 | J-109 | 0,27 |
| P-99 | J-91 | J-93 | 0,08 | P-115 | J-1 | J-107 | 0,27 |
| P-24 | J-27 | J-31 | 0,09 | P-128 | J-89 | J-90 | 0,28 |
| P-25 | J-23 | J-32 | 0,09 | P-46 | J-38 | J-51 | 0,28 |
| P-104 | J-96 | J-97 | 0,09 | P-55 | J-59 | J-13 | 0,3 |
| P-101 | J-90 | J-95 | 0,1 | P-67 | J-67 | J-68 | 0,3 |
| P-59 | J-57 | J-61 | 0,1 | P-90 | J-34 | J-83 | 0,31 |
| P-45 | J-49 | J-48 | 0,1 | P-20 | J-24 | J-27 | 0,32 |
| P-43 | J-46 | J-50 | 0,1 | P-122 | J-91 | J-92 | 0,33 |
| P-100 | J-92 | J-94 | 0,13 | P-7 | J-14 | J-15 | 0,34 |
| P-62 | J-58 | J-62 | 0,13 | P-32 | J-36 | J-37 | 0,35 |
| P-92 | J-83 | J-85 | 0,13 | P-42 | J-35 | J-49 | 0,37 |
| P-83 | J-76 | J-78 | 0,14 | P-40 | J-44 | J-46 | 0,38 |
| P-47 | J-51 | J-52 | 0,14 | P-129 | J-63 | J-89 | 0,38 |
| P-134 | J-44 | J-45 | 0,14 | P-85 | J-79 | J-6 | 0,38 |

Ces vitesses faibles favorisent la formation du tartre. Le tartre dans les conduites d'alimentation en eau potable provoque avec le temps la diminution de la section d'écoulement d'eau dans la conduite d'une manière considérable ; dont une augmentation des pertes de charge et par conséquent une diminution des pressions dans le réseau.

Tableau V.9 : Tronçons dont les vitesses supérieures à la normale.

| Tronçon | Du nœud | Au nœud | Vitesse (m/s) |
|---------|---------|---------|---------------|
| P-17 | J-24 | J-25 | 4,05 |
| P-27 | R-4 | J-32 | 4,01 |
| P-26 | J-32 | J-24 | 3,94 |
| P-112 | R-1 | J-105 | 3,78 |
| P-113 | J-105 | J-103 | 3,73 |
| P-110 | J-103 | J-1 | 3,64 |
| P-141 | J-1 | J-116 | 2,84 |
| P-31 | J-118 | J-34 | 2,46 |
| P-50 | J-55 | J-10 | 2,41 |
| P-9 | J-17 | J-9 | 2,39 |
| P-10 | J-16 | J-17 | 2,39 |
| P-11 | J-18 | J-17 | 2,27 |
| P-135 | J-2 | J-113 | 2,24 |
| P-144 | J-117 | J-6 | 2,13 |
| P-1 | J-1 | J-5 | 2,13 |
| P-118 | J-3 | R-4 | 2 |
| P-145 | J-115 | J-117 | 1,96 |
| P-130 | R-2 | J-112 | 1,87 |

Ces vitesses sont provoquées dans la majorité des cas au niveau des conduites les plus proches des réservoirs. Elles risquent de favoriser les fuites et les coups de bélier, et de créer les cavitations et les bruits.

Pour faire diminuer les vitesses dans ces conduites on doit :

- Augmenter leurs diamètres si les conduites existantes sont en état vétuste.
- Si non ; on opte pour le renforcement par des conduites en parallèles pour partager le débit toutes en gardant les conduites existantes.

b. Présentation des nœuds dont les pressions sont faibles :**Tableau V.3.** Nœuds dont les pressions inférieures à la normale

| Nœud | Pression (m.c.e) | Nœud | Pression (m.c.e) |
|------|------------------|-------|------------------|
| J-38 | -10,2 | J-54 | 6,1 |
| J-37 | -4,8 | J-43 | 6,5 |
| J-39 | -4,7 | J-118 | 6,7 |
| J-81 | -4,6 | J-113 | 7,1 |
| J-34 | -4,1 | J-115 | 7,9 |
| J-41 | -3,1 | J-35 | 9,1 |
| J-84 | -1,5 | J-114 | 10,2 |
| J-51 | -1,3 | J-82 | 10,4 |
| J-88 | -1,3 | J-112 | 11,6 |
| J-83 | -0,9 | J-117 | 11,8 |
| J-36 | -0,7 | J-49 | 12,4 |
| J-44 | -0,5 | J-6 | 13,4 |
| J-45 | 0,2 | J-79 | 13,5 |
| J-87 | 0,3 | J-106 | 13,5 |
| J-86 | 0,3 | J-75 | 14,1 |
| J-40 | 1,2 | J-4 | 14,3 |
| J-85 | 2 | J-76 | 14,9 |
| J-46 | 2,6 | J-73 | 14,9 |
| J-47 | 2,8 | J-5 | 15 |
| J-52 | 3,1 | J-80 | 15,1 |
| J-50 | 4 | J-2 | 15,9 |
| J-42 | 4,3 | J-78 | 16 |
| J-48 | 5,4 | J-32 | 16 |
| J-53 | 5,5 | J-23 | 16,5 |
| J-3 | 5,9 | J-22 | 16,7 |

Constat

On a constaté des pressions relativement faible à la partie nord de la ville, ainsi que des dépressions au niveau du POS AU3.

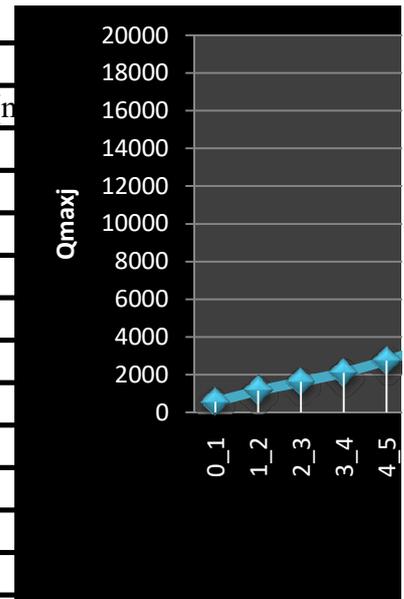
. Ces pressions sont insuffisantes pour répondre aux besoins des abonnés, et la présence des dépressions favorise l'infiltration des eaux parasites (pollution) dans la conduite, s'il existe des fuites et des joints mal façonnés.

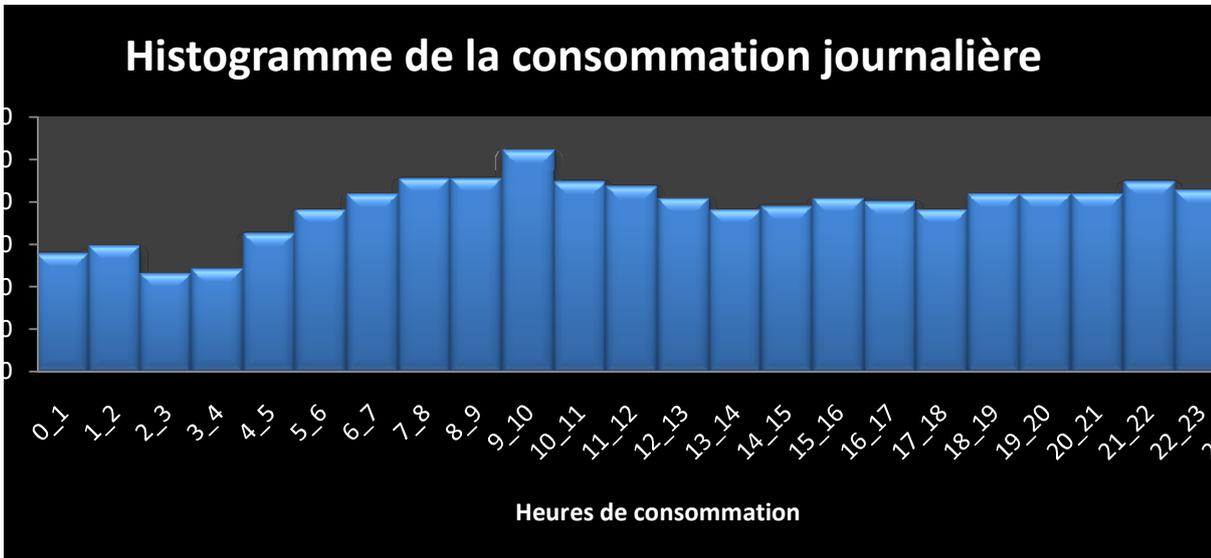
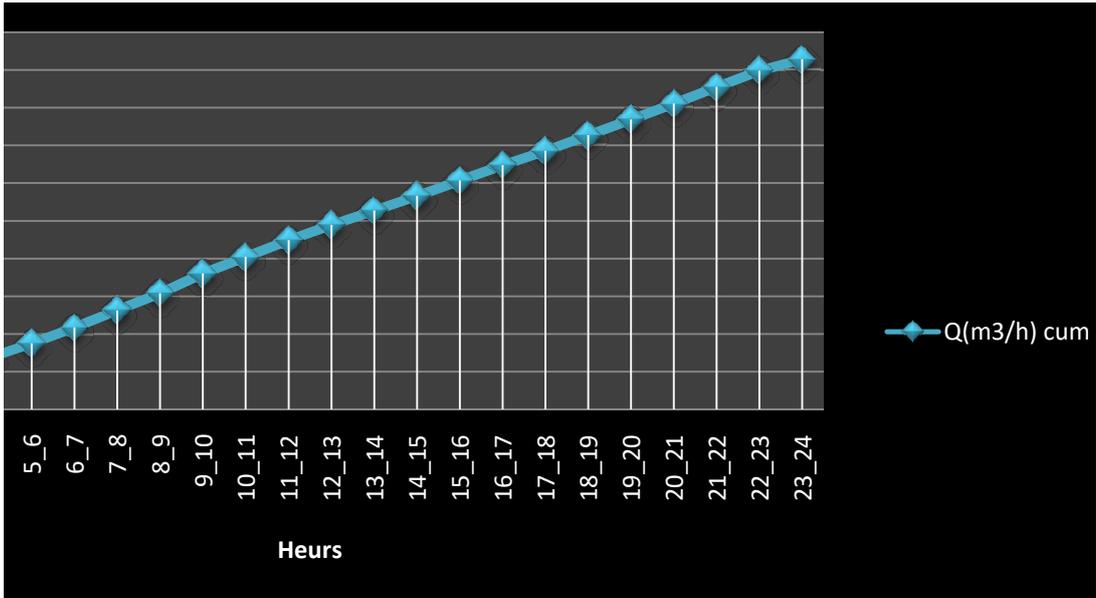
De plus les conduites aplatissent et ce brise vue la répétition de la mise en dépression. C'est le phénomène de la fatigue des conduites.

Conclusion :

Dans cette partie on a simulé notre réseau à l'aide de logiciel WATER CAD, calcule (débit pression, pertes de charge, vitesse ...) , et on déterminer les anomalie de notre réseau ,on constate 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, et la vitesse d'écoulement entre 0,5 et 1,5 m/s.

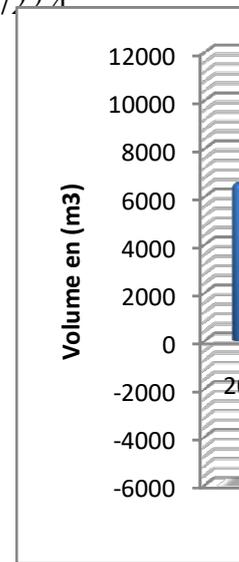
| heure | distributio n (%) | consommé | | |
|-------|----------------------|----------|------|-----------|
| | | | %cum | Q (n |
| 0_1 | 3 | 557,28 | 3 | |
| 1_2 | 3,2 | 594,432 | 6,2 | |
| 2_3 | 2,5 | 464,4 | 8,7 | |
| 3_4 | 2,6 | 482,976 | 11,3 | |
| 4_5 | 3,5 | 650,16 | 14,8 | |
| 5_6 | 4,1 | 761,616 | 18,9 | |
| 6_7 | 4,5 | 835,92 | 23,4 | |
| 7_8 | 4,9 | 910,224 | 28,3 | |
| 8_9 | 4,9 | 910,224 | 33,2 | |
| 9_10 | 5,6 | 1040,256 | 38,8 | |
| 10_11 | 4,8 | 891,648 | 43,6 | |
| 11_12 | 4,7 | 873,072 | 48,3 | 8972,208 |
| 12_13 | 4,4 | 817,344 | 52,7 | 9789,552 |
| 13_14 | 4,1 | 761,616 | 56,8 | 10551,168 |
| 14_15 | 4,2 | 780,192 | 61 | 11331,36 |
| 15_16 | 4,4 | 817,344 | 65,4 | 12148,704 |
| 16_17 | 4,3 | 798,768 | 69,7 | 12947,472 |
| 17_18 | 4,1 | 761,616 | 73,8 | 13709,088 |
| 18_19 | 4,5 | 835,92 | 78,3 | 14545,008 |
| 19_20 | 4,5 | 835,92 | 82,8 | 15380,928 |
| 20_21 | 4,5 | 835,92 | 87,3 | 16216,848 |
| 21_22 | 4,8 | 891,648 | 92,1 | 17108,496 |
| 22_23 | 4,6 | 854,496 | 96,7 | 17962,992 |
| 23_24 | 3,3 | 613,008 | 100 | 18576 |

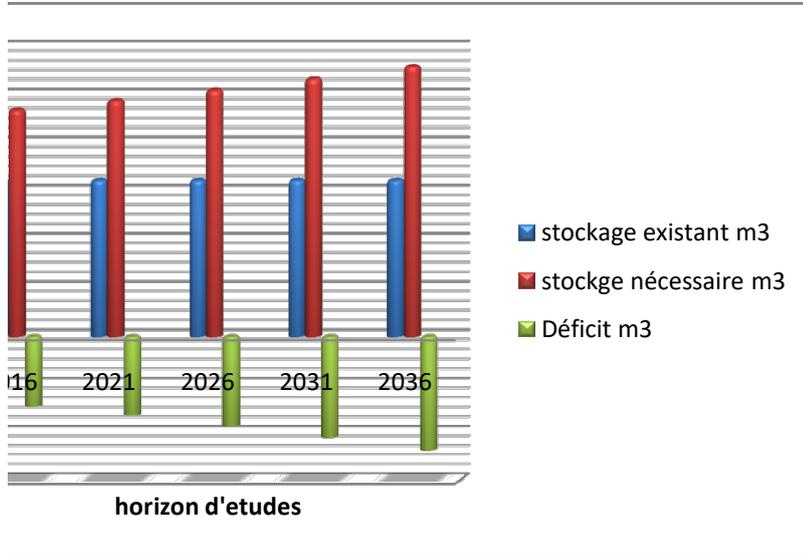






| | stockage existant m3 | stockge nécessaire m3 | Déficit m3 |
|------|----------------------|-----------------------|------------|
| 2016 | 6500 | 9408 | -2908 |
| 2021 | 6500 | 9796,8 | -3270,8 |
| 2026 | 6500 | 10228,8 | -3728,8 |
| 2031 | 6500 | 10704 | -4204 |
| 2036 | 6500 | 11222,4 | -4722,4 |





Références bibliographiques

- [1] : **Mémoire de fin d'étude d'AEP** ; Diagnostic et réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable de (la ville Tipaza). ENSH 2010.
- [2] : Agence nationale des ressources hydrique. [**ANRH**].
- [3] : [**ONM**] (OFFICE NATIONAL DE METEOROLOGIE).
- [4] : Document technique de la direction des ressources en eau de la W.TIPAZA
- [5] : HYDRAULIQUE URBAINE tome 2, par André DUPONT EDITION EYROLLES paris 1979.
- [6] : **Valiron, François.**- Mémento de gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement .T.1 : eau dans la ville, alimentation en eau.- Paris : Lavoisier Tech & Doc, 1994.- 435p
- [7] : Moteur de recherche [http:// WWW google.Com](http://WWW.google.Com)\ WATER CAD
- [8] : **M. BOUSLIMI** : coures Alimentation en eau potable, octobre 2004
- [9] : **GOMELA, CYRIL ; GUERREE, HENRI.**- Guide de l'alimentation en eau dans les agglomérations urbaines et rurales.- Paris : EYROLLES, 1985.

Conclusion générale

Cette étude menée sur le système d'alimentation en eau potable existant de la ville de TIPAZA, nous a permis de faire les constatations suivantes :

- Présence de faibles pression et vitesses dans quelques parties du réseau, due à l'augmentation de la demande en eau et au sous dimensionnement des conduites.
- Insuffisance de la capacité de la ressource à partir de l'année actuels, ainsi pour les horizons futurs.
- La capacité de stockage est insuffisante pour satisfaire les besoins actuels et futures de l'agglomération.

Nous avons utilisé un logiciel de simulation hydraulique du réseau appelé Water-CAD qui montre l'état du réseau de distribution existant et projeté.

Les solutions proposées consistent à :

- Projeter un nouveau réseau dans la partie Nord-est de la ville, en optant pour un autre matériau (PEHD).
- Effectuer des changements sur des diamètres de quelques tronçons qui présentent des défaillances de point de vue hydraulique et physique au niveau des autres parties du réseau.
- Intervenir sur les différents ouvrages et renforcer l'entretien du système d'AEP afin d'assurer la meilleure desserte en eau de notre agglomération au cours des années.