

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane Mira de Bejaia
Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique



Mémoire de Fin de cycle

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Hydraulique
Option : Hydraulique Urbaine

Thème

***ETUDE DU RESEAU DE DISTRIBUTION
D'EAU POTABLE DE LA VILLE D'AOKAS
WILAYA DE BEJAIA***

Réalisé par :

**M^r TIGHREMT Smail
M^r HABIB Tayeb**

Encadré par :

M^r HAMCHAOUI. S

Devant le jury:

**M^r BENZARA.A
M^r HADDAD.S**

Promotion 2013 - 2014

Remerciements

Je tien d'abord à remercier le dieu qui ma dotée du courage pour terminer ce modeste travail.

Nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribué à la réalisation de ce travail en particulier :

Notre promoteur monsieur S –HAMCHAOUI pour leurs confiances qu'ils ont toujours témoigné, leurs conseils et leurs patiences.

Tous les professeurs qui ont donné de leur savoir.

Nous remercierons l'ensemble du personnel de la DRE de la wilaya de BEJAIA.

Nous remercierons l'ensemble du personnel de l'ADE de la wilaya de BEJAIA ainsi que K -Sofiane.

Nous remercierons également le personnel de la subdivision hydraulique de TICHY qui on mit a notre disposition tous les documents dont ils disposent.

Sans oublier de remercier le personnel du bureau d'étude BOUALAM d'avoir nous aidez.

Nous tenons à remercier les membres de jury qui ont accepté de juger notre travail.

Notre sincère gratitude va vers tout ce qui ont participé de près où de loin de réaliser ce travail.

H – Tayeb & T - Smail

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

- *Mes chers **parents***
- *Mes chers frères et sœurs*
- *Ma future femme Thouraya*
- *Toute ma famille*
- *Tous mes amis*
- *Mon binôme H.Tayeb*

S.TIGHREMT

Je dédie ce modeste travail à :

- *Mes chers **parents***
- *Mes chers frères et sœurs*
- *Toute ma famille*
- *Tous mes amis*
- *Mon binôme T.Smail*

T.HABIB

Sommaire

Titre	Page
Introduction générale.....	01

Chapitre I : Présentation du site

I.1. Présentation de la ville d'AOKAS.....	02
I.2. Données naturelles de la commune.....	02
I.2.a. Climatologie.....	03
2. a.1. Pluviométrie.....	03
2. a.2. Température.....	03
2. a.3. Les vents.....	03
I.3. Hydrographie.....	03
I.4. Situation géographique.....	04
I.5. La superficie de la commune d'Aokas.....	04
I.6. Plan de masse et topographique de la ville d'Aokas	04

Chapitre II : Estimation des besoins

II.1. Introduction	06
II.2. Situation démographique actuelle	06
II.3. Estimation de la population	06
II.4. La norme de consommation	07
II.5. Consommation moyenne journalière	07
II.6. Les équipements	08
II.7. Calcul de la consommation moyenne journalière pour les différent besoins..	09
II.7.1. Besoins domestiques	09
II.7.2. Besoins scolaires	09
II.7.3. Besoins sanitaires	09
II.7.4. Besoins socioculturels	10
II.7.5. Besoins administratifs	10
II.7.6. Besoins commerciaux	10
II.7.7. Besoins touristiques	11
II.8. Autres besoins	11
II.9. Détermination des besoins d'arrosage	11
II.10. Consommation moyenne journalière totale	11
II.10.1. Majoration de la consommation moyenne journalière	12
II.10.2. Variation de la consommation journalière	12
II.10.3. Variation de la consommation horaire	13
II.11. Bilan ressources – besoins	15
II.12. Conclusion	15

Chapitre III : Les réservoirs

III.1. Introduction	16
III.2. Utilités des réservoirs.....	16
III.3. Emplacement du réservoir	16
III.4. Choix du type du réservoir	17
III.5. Fontainerie et équipement du réservoir	17
III.5.1. Conduite d'arrivée	17
III.5.2. Conduite de départ	18
III.5.3. Conduite de trop-plein	18
III.5.4. Conduite de vidange	18
III.5.5. Conduite de by-pass	19
III.6. Matérialisation de la réserve d'incendie.....	20
III.6.2. Système à siphon	20
III.7. Capacité théorique du réservoir	21
III.7.1. Méthode analytique	21
7.1.1. Calcul du coefficient de variation horaire $K_{\max.h}$	22
7.1.2. Régime de consommation des localités	22
7.1.3. Calcul de la capacité du réservoir	22
7.1.4. Calcul de diamètre de réservoir	24
III.8. Conclusion	24

Chapitre IV : DISTRIBUTION

IV.1. Introduction	25
IV.2. Classification et choix du réseau de distribution	25
IV.3. Conception du réseau de distribution	25
IV.3.1. Choix du tracé	25
IV.4. Choix de type des tuyaux	26
IV.5. Modélisation et simulation du réseau	26
IV.5.1. Présentation du logiciel EPANET	26
IV.5.2. Utilisation du logiciel EPANET	26
IV.5.3. Modélisation du réseau	27
IV.6. Calculs hydrauliques.....	28
IV.6.1. Scénario 01 : Réseau ramifié.....	28
6.1.1. Les pertes de charge.....	28
6.1.2. La vitesse	29
6.1.3. Débit de pointe.....	29
6.1.4. Débit spécifique.....	29
6.1.5. Débit de route.....	30
6.1.6. Débit de tronçon.....	30
6.1.7. Calcul des différents débits et des différents diamètres du réseau ramifié ..	30

6.1.8. Simulation du réseau ramifié	32
IV. 6.2. Scénario 2 : Réseau maillé.....	40
6.2.1. Les pertes de charge	40
6.2.2. La vitesse	40
6.2.3. Débit de pointe	41
6.2.4. Débit spécifique	41
6.2.5. Débit de route	41
6.2.6. Calcul des débits aux nœuds	41
6.2.7. Détermination des débits tronçon	42
6.2.8. Calcul de réseau maillé	42
6.2.8.1. Le calcul des débits aux nœuds et débits en route.....	43
6.2.8.2. Résultats de la de la première simulation du réseau maillé.....	44
6.2.9. Dimensionnement du réseau maillé	45
6.2.9.1. Détermination des diamètres économiques	45
6.2.9.2. La deuxième Simulation du réseau maillé	47
IV.7.Résultats importants pour les deux réseaux.....	53
IV.8. EQUIPEMENT ET ACCESSOIRES DU RESEAU DE DISTRIBUTION.....	
8.1. Les appareils qu'on peut trouver sont	54
8.2. Les pièces spéciales de raccord	54
IV.9. Conclusion	56

Chapitre V : Réalisation des travaux

V.1. Introduction	57
V.2. Différentes poses de la canalisation	57
V.2.1. Pose en terre	57
V.2.1.1. Exécution et aménagement de la tranchée	57
V.2.1.2. Réalisation des tranchées	58
V.2.2. Pose de la conduite	59
V.2.2.1. Remplissage	59
V.2.2.2. Essai hydraulique	59
V.2.2.3. Remblayage	59
V.2.2.4. Franchissement des points spéciaux	60
V.2.2.5. Traversée de route	60
V.2.2.6. Traversée de rivière	61
V.3. Mode de calcul	61
V.3.1. Devis quantitatif	61
V.3.2. Détermination des volumes de terrassement	61
V.3.2.1. la tranchée	61
V.3.2.2. Terrassement en grande masse	62

V.3.2.3. Le volume des déblais	63
V.3.2.4. Calcul de volume du sable	64
V.3.2.5. Calcul du volume de remblais	64
V.4. Conclusion.....	64

Chapitre VI : Comparaison

VI.1. Introduction	65
VI.2. Comparaison technique des deux réseaux de distribution	65
VI.3. Comparaison économique des deux réseaux de distribution	65
VI.3.1. Devis quantitatif et estimatif du projet	65
VI.4. Conclusion	68
Conclusion	69

Bibliographie

Annexe

Liste des tableaux

Tableau I.1 : moyenne mensuel des précipitations 2011/2012.....	03
Tableau II.01 : Nombre d'habitants de la ville d'Aokas.....	06
Tableau II.02 : Evaluation de la population aux différents horizons.....	07
Tableau II.3 : Répartition des besoins de consommation par habitant.....	07
Tableau II.04 : Equipements existants.....	08
Tableau II.05 : Equipements projeté.....	08
Tableau II.06 : Détermination des besoins domestiques.....	09
Tableau II.07 : Détermination des besoins scolaires.....	09
Tableau II.08 : Détermination des besoins sanitaires.....	09
Tableau II.09 : Détermination des besoins socioculturels.....	10
Tableau II.10 : Détermination des besoins administratifs.....	10
Tableau II.11 : Détermination des besoins commerciaux.....	10
Tableau II.12 : Détermination des besoins touristiques.....	11
Tableau II.13 : Détermination d'autres besoins	11
Tableau II.14 : Détermination des besoins d'arrosage.....	11
Tableau II.15 : la consommation moyenne journalière.....	12
Tableau II.16 : Majoration de la consommation moyenne journalière.....	12
Tableau II.17 : Variation de la consommation journalière aux différents horizons....	13
Tableau II.18 : Variation des valeurs de β_{\max}	14
Tableau II.19 : Bilan ressources-besoins.....	15

Tableau III.1 : Variation de la consommation journalière.....	23
Tableau IV.1 : Calcul des diamètres.	31
Tableau IV.2 : Etat des nœuds du réseau.....	34
Tableau IV.3 : Etat des Arcs du réseau.....	36
Tableau IV.4 : Débits en route et des débits aux nœuds pour chaque tronçon.....	43
Tableau IV.5 : Les débits pour chaque tronçon.....	44
Tableau IV.6 : les valeurs des différents paramètres.....	45
Tableau IV.7 : Calcul des diamètres économiques.....	46
Tableau IV.8 : Calcul des diamètres corrigés après la deuxième simulation.....	47
Tableau IV.9 : Etat des nœuds du réseau.....	48
Tableau IV.10 : Etat des Arcs du réseau.....	49
Tableau IV.11 : résultats importants des deux réseaux réseau maillé.....	53
Tableau V.1 : Calcul des volumes de terrassement pour le réseau ramifié.....	62
Tableau V.2 : Calcul des volumes de terrassement pour le réseau maillé.....	62
Tableau V.3 : calcul des volumes des déblais pour réseau ramifié.....	63
Tableau V.4 : calcul des volumes des déblais pour réseau maillé.....	63
Tableau V.5 : calcul le volume du sable pour les deux réseaux.....	64
Tableau VI.1 : Comparaisons technique des deux réseaux.....	65
Tableau VI.2 : Devis quantitatif et estimatif de réseau ramifié.....	66
Tableau VI.3 : Devis quantitatif et estimatif de réseau maillé.....	69

LISTE DES FIGURES

Figure .I.1 : Plan de situation de la commune d'Aokas.....	02
Figure .I.2 : Plan de masse et topographique de la ville d'Aokas.....	05
Figure.III.1 : Emplacement d'un réservoir.....	17
Figure.III.2 : Conduite d'arrivée par sur verse.....	18
Figure.III.3 : Conduite de départ.....	18
Figure.III.4 : Conduite de trop-plein et vidange.....	19
Figure.III.5 : By-pass.....	19
Figure.III.6 : Système à deux prises.....	20
Figure.III.7 : Système à siphon.....	21
Figure. IV.1 : Environnement de travail sur EPANET.....	27
Figure. IV.2 : Importation du tracé.	27
Figure .IV.3 : Etat des nœuds après une première simulation.....	38
Figure .IV.4 : Etat des arcs après une première simulation.....	38
Figure. IV.5 : Etat des nœuds après la simulation.....	39
Figure. IV.6 : Etat des arcs après la simulation.....	50
Figure .IV.7 : Le tracé du réseau ramifié.....	51
Figure .IV.8 : Le tracé du réseau maillé.....	52
Figure .IV.9 : Raccord d'adaptation taraudée/femelle.....	55
Figure. IV.10 : Raccord d'adaptation fileté/ mâle.....	55
Figure .IV.11 : Réduction électrosoudable.....	55
Figure. IV.12 : Té égal 90 ⁰ polypropylène.....	55
Figure .IV.13 : Té en polypropylène à taraudage centrale.....	55
Figure .IV.14 : Coude en polypropylène 90 ⁰	56
Figure .IV.15 : Coude électrosoudable 90.....	56
Figure. V.1 : Coupe transversale d'une conduite enterrée.....	60

LISTE DES SYMBOLES

P	Population à l'horizon considéré
P₀	Population à l'année de référence
t	Taux d'accroissement annuel de la population
n	Intervalle d'année séparent P et P ₀
N_i	Nombre de consommateurs
Q_{arr}	débit d'arrosage
Q_{moy,j}	débit moyen journalier (l/s)
K_f	Coefficient de fuite
Q_{dom}	Débit domestique (l/s)
Q_{equip}	Débit d'équipement (l/s)
K_{min,j}	Coefficient d'irrégularité minimal qui varie entre 0,7 et 0,9
Q_{max,j}	Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année
Q_{min,j}	Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année
K_{max,j}	Coefficient d'irrégularité maximal qui varie entre 1,1 et 1,3
Q_{max,h}	Débit de pointe (m ³ /h)
P	Pourcentage horaire(%)
V_r	Volume de régularisation du réservoir (m ³)
P_{max}	Résidu maximum (%)
V_t	Volume total du réservoir (m ³)
V_{inc}	Volume de la réserve d'incendie pris de 120m ³
α_{max}	Coefficient dépendant du confort, il varie de 1,2 à 1.4
β_{max}	Coefficient dépendant du nombre d'habitant
J	Perte de charge en mètre par mètre linéaire
D	Diamètre de la conduite en (m)
v	Vitesse moyenne d'écoulement en (m/s)
L	Longueur totale de la conduite en (m)
g	Accélération de la pesanteur en (m/s ²)
λ	Coefficient de frottements de DARCY
K/D	La rugosité relative des parois de la conduite
m	Exposant tenant compte du type du matériau
Q	Débit transitant dans la conduite en (m ³ /s)

v	Vitesse d'écoulement dans la conduite en (m/s)
S	Section de la conduite en (m ²)
Q_p	Débit de pointe dans la colonne où Q _{total} est maximal
L_i	Longueur de tronçon i
Q_R	Débit de route en (l/s)
Q_s	Débit spécifique (l/s)
L_{ij}	Longueur du tronçon (i,j)
$\sum Ji$	La somme algébrique des pertes des charges
C_J	Coefficient exprimant le rapport du débit du tronçon sur le débit à la tête du réseau
E	Facteur économique
Γ	Prix du kWh d'énergie en DA
γ	Coefficient de l'irrégularité de la consommation et du régime de travail
k₀	Coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau = 1,03 à 1,04
k_j	Coefficient de variation journalière de la consommation = 1,1 à 1,
k_h	Coefficient de variation horaire de la consommation
M	Facteur tenant compte du matériau de la canalisation
β	Exposant tenant compte du régime d'écoulement
K	Rugosité absolue
H	Profondeur de la tranchée en (m)
H₁	Epaisseur du lit de pose (0,1 à 0,15m)
D	Diamètre de la conduite
H₂	Distance au dessus de la génératrice supérieure de la conduite (0,6 à 1,2m)
L	Largeur de la tranchée
S_e	La section extérieure du réservoir
e	Epaisseur du voile
V_D	Le volume des déblais
V_T	Le volume de terrassement
K_f	Le coefficient de foisonnement du sol
V_R	Volume de remblais (m ³)
V_{tf}	Le volume de la fouille (m ³)
V_s	Le volume de sable (m ³)

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

L'eau source de la vie et de développement, compte parmi les richesses naturelles les plus précieuses, ayant une importance considérable pour le développement sociale et économique du pays.

De ce fait, en raison de ces incidences sur le développement ; l'hydraulique bénéficie d'une attention particulière des pouvoirs publics.

Donc l'amélioration de la situation en eau potable est actuellement l'une des préoccupations essentielles de notre pays.

Vu l'évolution socio-économique de la ville d'AOKAS, l'accroissement de la population, l'amélioration du niveau de vie, le développement de tourisme font que les dispositions de distribution doivent répondre aux différents besoins.

C'est dans cette perspective que s'inscrit le projet de distribution de l'eau potable de la ville d'AOKAS.

Cette étude est menée comme suit :

Le premier chapitre est consacré à la présentation de la zone d'étude ceci après la collecte et l'analyse des données obtenue au près du service technique de l'A.P.C d'AOKAS.

Le deuxième chapitre est consacré à l'estimation des besoins en eau actuels et à long terme.

Le troisième chapitre est consacré au dimensionnement des réservoirs.

Le quatrième chapitre est consacré à la conception et au dimensionnement des deux réseaux de distribution ramifié et maillé.

Le cinquième chapitre est consacré à la réalisation des travaux, en prenant tous les soins nécessaires à cet effet.

Dans le sixième et dernier chapitre, nous procéderons à la comparaison entre les deux réseaux.

CHAPITRE : I

Présentation du site

Présentation du site

I.1. Présentation de la ville d'AOKAS

La commune d'Aokas se trouve à 26 km du chef de lieu de la wilaya de Bejaia. Elle est reliée par la RN 29, représentant la principale voie de passage menant vers l'est du pays. Elle contribue ainsi au désenclavement des populations environnantes et au dynamisme de la zone touristique d'Aokas.

Géographiquement la commune d'Aokas est délimitée :

- Au nord par la mer méditerranée ;
- A l'ouest par la commune de TICHY ;
- A l'Est par la commune de SOUK EL TENINE ;
- Au sud par la commune de TASKRIOUT .

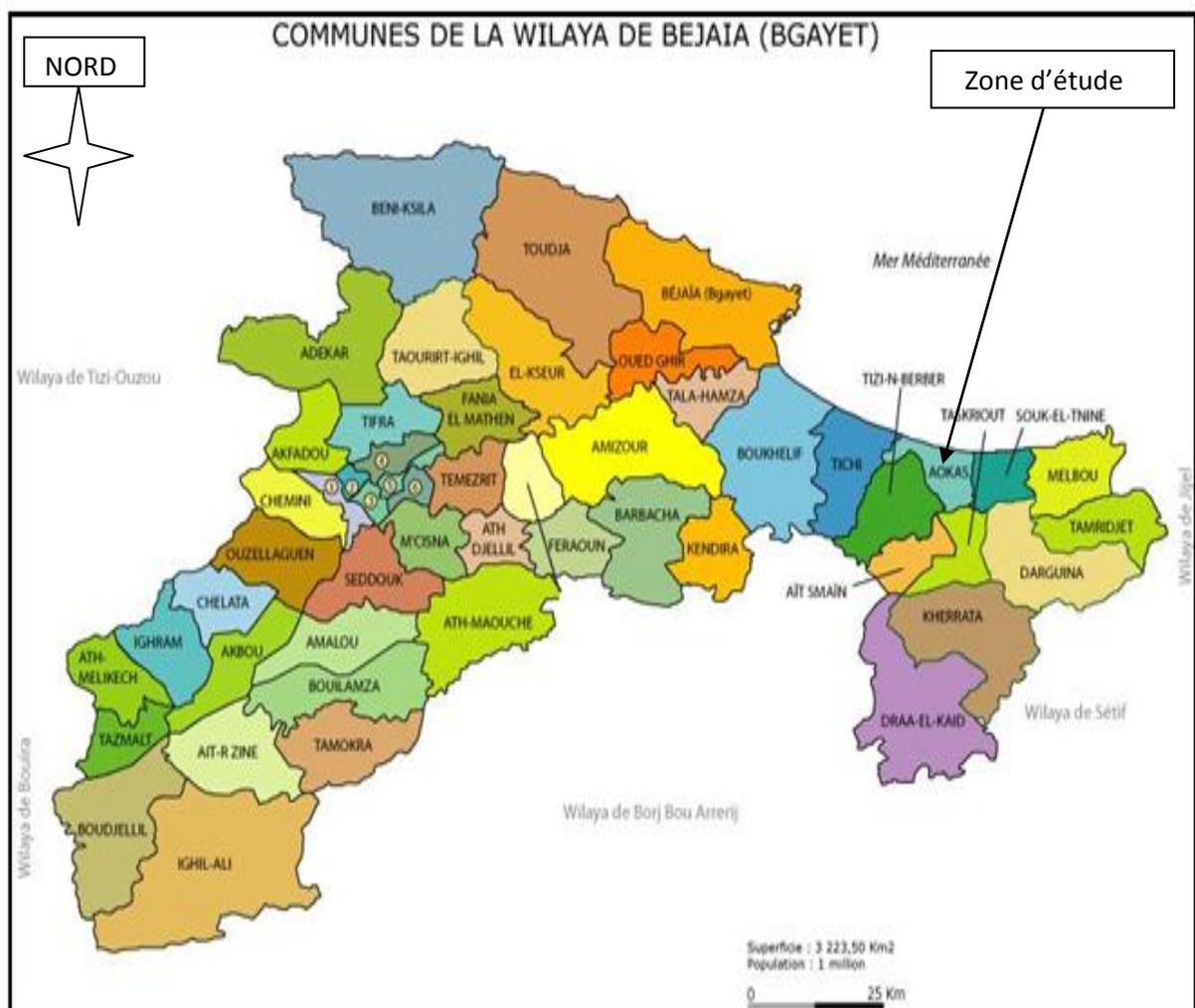


Figure I.1 : Plan de situation de la commune d'Aokas.

I.2. Données naturelles de la commune

I.2.a. Climatologie

Le climat de la région est de type méditerranéen, en subissant une influence combinée de la mer et de la montagne l'étage bioclimatique est presque humide.

Les paramètres climatologiques relevée sur la base des études faites préalablement, recueillies auprès des services de la météorologie, sont les suivants :

I.2.a.1. Pluviométrie

La moyenne des pluies enregistrée durant la période 2011/2012.

Le tableau ci-dessous montre la variation ;

Mois	Jan v	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc
Pluviométrie (mm)	55,1	138,8	34,5	73,5	81,5	34,1	0,4	0,2	7,7	159	67,5	116,9
Nombre de jours de pluie	13	17	7	10	9	8	2	1	5	12	11	13

Tableau I.1 : moyenne mensuel des précipitations 2011/2012

On remarque une grande concentration des pluies en période hivernale, talque la précipitation maximale est de 138.8mm en mois de février, et la précipitation minimale est de 0.2mm en mois de aout.

I.2.a.2. Température

La ville d'Aokas subit les conséquences du climat méditerranéen dont les températures sont élevées en été et basse en hiver. La température maximale se situe en aout entre 28et30⁰c, la température minimale est enregistrée en mois janvier, et varie entre 8et12⁰c, par contre la moyenne annuelle est de 22,9⁰ c.

I.2.a.3. Les vents

Les vents dominants dans cette région sont ceux du quadrant nord en atteignant la fréquence maximale de la direction nord-ouest au cours de la période hivernale. En été ce sont les vents du nord-est qui sont d'une importance particulière.

I.3. Hydrographie

La commune d'Aokas possède un réseau hydrographique très riche, mais malheureusement les oueds qui constituent ce réseau sont mal entretenus voir même absence totale de l'entretien il s'agit des oueds :

- Oued Sidi Rihane
- Oued Zitoune
- Oued de tabloute

I.4. Situation géographique

On distingue :

Au nord : Une plaine littorale à forte potentialité agricole et touristique, au sud une zone montagneuse accidentée, de formation calcaire, cette zone abrite les hauts sommets du territoire communal du nom Adrar Mesbah (1364 m).

La commune d'Aokas est desservie par un réseau routier très dense, la relie à la commune de Bejaia par la RN 29, jusqu'à l'intersection de la commune Souk El Tenine menant vers divers localités notamment les wilayas de Sétif et Jijel.

I.5. La superficie de la commune d'Aokas

La commune d'Aokas s'étend sur une superficie de 2787ha dont plus de 42 % présente la superficie agricole utile (S.A.U) soit 1183 ha. Les zones de pacages et les champs improductifs représentent 45 ha. Les forêts couvrent une superficie de 1509 ha alors que des terres agricoles en friche représentent 50ha

I.6. Plan de masse et topographique de la ville d'Aokas

Ces plans obtenus au près du bureau d'étude Boualem, Iheddaden Oufla Wilaya de Bejaia



Figure I .2: Plan de masse et topographique de la ville d'Aokas

CHAPITRE : II

Estimation des besoins

Estimation des besoins

II.1. Introduction

Les besoins en eau varient en fonction des types de consommateurs (domestique, sanitaire,...). Avant tout projet, il est nécessaire de procéder au recensement de toutes leurs catégories et ainsi d'avoir leurs normes de consommation unitaire, dans le but d'estimer les besoins de la population à long terme.

II.2. Situation démographique actuelle

La population de l'agglomération de la ville d'Aokas pour l'année 2008, nous a été communiquée par la Direction de la Programmation et Suivi Budgétaires de la Wilaya de Bejaia.

$P_{2008} = 6790$ habitants

Tableau II.01 : Nombre d'habitants de la ville d'Aokas

Année	2008	2014
Nombre d'habitants	6790	7874

II.3. Estimation de la population

En appliquant la relation des intérêts composés qui tient compte des naissances, du taux d'immigration et du taux de mortalité, à savoir:

$$P = P_0 (1+t)^n$$

Avec :

P : Population à l'horizon considéré ;

P_0 : Population à l'année de référence ;

t : Taux d'accroissement annuel de la population ;

n : Intervalle d'année séparent P et P_0 .

D'après les renseignements fournies par le Plan Directeur d'Aménagement et de l'Urbanisme (PDAU) de la wilaya de Bejaia, le taux d'accroissement démographique de la zone d'étude est estimé à 2.5%.

Tableau II.02: Evaluation de la population aux différents horizons.

Agglomération	Horizon			
	2014	2019	2029	2039
La ville d'Aokas	7874 hab	8909 hab	11404 hab	14598 hab

II.4. La norme de consommation

La norme de consommation de la zone d'étude est fixée à une valeur de 125 l/j/hab. Les besoins de consommation par habitant sont repartis comme suit :

Tableau II.3: Répartition des besoins de consommation par habitant.

Besoins	Dotation (l/j/hab)
Boisson	5
Cuisine	5
Lavabo	15
Douche	50
Arrosage	20
Total	125

En définitif, on majorera la norme de 20% en raison de l'extension de la région, amélioration du niveau de vie et du développement de la consommation individuelle. La norme de consommation deviendra de 150 l/j/hab.

II.5. Consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière se détermine en tenant compte des différents types de

Consommation : Domestique, sanitaires, socioculturelles, scolaires etc....

La consommation moyenne se détermine par la formule suivante :

$$Q_{\text{moyen journalier}} = \Sigma (q \cdot N_i / 1000) \quad (\text{II-2})$$

Avec :

$Q_{\text{moyen journalier}}$: Consommation moyenne journalière des consommateurs en m³/s ;

q : Dotation moyenne journalière des consommateurs en l/j/cons ;

N_i : Nombre de consommateurs.

II.6. Les équipements

- Les équipements existants

Tableau II.04 : Equipements existants.

Equipements (Consommateurs)	Capacité	Effectif/unité	Dotation (l/j/é)
04 Ecoles primaires	1600	Elève	10
02 CEM	2080	Elève	10
02 Lycée	2000	Elève	10
Centre de formation	300	Elève	10
Sureté nationale	400	Employé	50
Salle omnisport	100	Athlète	30
STEP	30	Employé	10
Daïra	48	Employé	10
Mosquée	350	Fidèle	15
Hôpital	88	Lit	300
Centre de soin	180	Patient	10
Centre pour Inadaptés Mentaux	50	Patient	10
Centre culturel	250	Personnes	10
Poste	30	Employé	10
03 Hôtels	153	Lit	150
Locaux commerciaux	100	Local	10
Arrosage des espaces verts	13,88	Ha (m2)	4
Salle des fêtes	400	Personnes	10
Police	25	Employé	50
Gendarmerie	20	Employé	50
APC	150	Employé	10
Centre para médicale	80	Elèves	150
Un abattoir	50	Carcasse	250

- Equipements projeté

Tableau II.05: Equipements projeté.

Equipements (Consommateurs)	Capacité	Effectif/Unité	Dotation (l/j/é)
Projection d'une école primaire	300	Elève	10
Zone touristique	1316	Lit	150
Espace vert	8,5	Ha (m2)	4
Projection d'une gare routière	8000	Voyageur	10

II.7. Calcul de la consommation moyenne journalière pour les différents besoins

L'estimation de la consommation moyenne journalière d'une agglomération nécessite le calcul des besoins en eau potable des différents secteurs.

II.7.1. Besoins domestiques

Tableau II.06 : Détermination des besoins domestiques.

Agglomération	Population		Dotation (l/j/hab.)	Besoins (m ³ /j)	
	2014	2039		2014	2039
Ville d'Aokas	7874	14598	150	1181.1	2189.7

II.7.2. Besoins scolaires

Tableau II.07 : Détermination des besoins scolaires.

Agglomération	Type d'équipement		Nombre D'élèves		Dotation (l/j/élève)	besoins (m ³ /j)	
	2014	2039	2014	2039		2014	2039
La Ville d'Aokas	4 écoles primaires	5 écoles primaires	1600	1900	10	16	19
	2CEM	2 CEM	2080	2080	10	20.8	20.8
	2 lycées	2 lycées	2000	2000	10	20	20
	Centre de formation	Centre de formation	300	300	10	3	3
	Centre para médical	Centre para médical	80	80	150	12	12
TOTAL	10 équipements	11 équipements	6060	6360	----	71.8	74.8

II.7.3. Besoins sanitaires

Tableau II.08 : Détermination des besoins sanitaires.

Agglomération	Types d'équipements	Effectif	Dotation	Besoins (m ³ /j)	
				2014	2039
La ville d'Aokas	Hôpital	88 lits	300	26.4	26.4
	Centre de soin	180 patients	10	1.8	1.8
	Centre pour inadaptés manteaux	50 patients	10	0.5	0.5
TOTAL	3 équipements	-----	-----	28.7	28.7

II.7.4. Besoins socioculturels

Tableau II.09 : Détermination des besoins socioculturels.

Agglomérat°	Type d'équipement	Effectif	Dotation (l/j/cons)	Besoins (m ³ /j)	
				2014	239
La ville d'Aokas	Salle omnisport	400 athlètes	30	12	12
	Mosquée	350 fideles	15	5.25	5.25
	Centre culturel	250 personnes	10	2.5	2.5
TOTAL	3 équipements	1000	-----	19.75	19.75

II.7.5. Besoins administratifs

Tableau II.10 : Détermination des besoins administratifs.

Agglomérat°	Equipements	Nombre D'employé	Dotation (l/j/emp)	Besoins (m ³ /j)	
				2014	2039
La ville D'Aokas	Sureté nationale	400	50	20	20
	Daïra	48	10	0.48	0.48
	Poste	30	10	0.3	0.3
	APC	150	10	1.5	1.5
	Police	25	50	1.25	1.25
	Gendarme	20	50	1	1
TOTAL	6 Equipements	673	-----	24.53	24.53

II.7.6. Besoins commerciaux

Tableau II.11: Détermination des besoins commerciaux.

Agglomérat°	Equipements	Effectif	Dotation (l/j/m ²)	Besoins (m ³ /j)	
				2014	2039
La ville d'Aokas	Locaux commerciaux	100 locaux	10	1	1
	Un abattoir	50 carcasses	250	12.5	12.5
	Salle des fêtes	400 personnes	10	4	4
TOTAL	3 équipements	-----	-----	17.5	17.5

II.7.7. Besoins touristiques

Tableau II.12 : Détermination des besoins touristiques.

Agglomération	Type d'équipement		Nombre De lits		Dotation (l/j/lit)		besoins (m ³ /j)	
	2014	2039	2014	2039	2014	2039	2014	2039
La Ville d'Aokas	3 hôtels	3 hôtels	153	153	150		22.95	22.95
	-----	Zone touristique	-----	1316	150		----	197.4
TOTAL	1 équipement	2 équipements	153	1469	10		22.95	220.35

II.8. Autres besoins

Tableau II.13: Détermination d'autres besoins.

Agglomérat°	Equipements		Nombre D'employé		Dotation (l/j/emp)	Besoins (m ³ /j)	
	2014	2039	2014	2039		2014	2039
La ville D'Aokas	STEP	STEP	30	30	10	0.3	0.3
	----	Gare routier	-----	800	10	-----	8
TOTAL	1 Equipement	2 équipements	30	830	10	0.3	8.3

II.9. Détermination des besoins d'arrosage

- Débit d'arrosage journalier

$$Q_{\text{arrosage/j}} = S_{\text{Tot}} \times N$$

Avec :

N : La norme d'arrosage = 4 l/m²/j

Nous pouvons choisir 4 heures d'arrosage par jour.

Tableau II.14: Détermination des besoins d'arrosage.

Espace verte	Espace verte		Dotation l/m ² /j	Besoins (m ³ /j)	
	2014	2039		2014	2039
La ville d'Aokas	1388m ²	1388m ²	4	5.55	5.55
	-----	850m ²	4	-----	3.4
TOTAL	1388m ²	2238m ²	4	5.55	8.95

II.10. Consommation moyenne journalière totale

Les résultats obtenus concernant la consommation moyenne journalière sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.15 : la consommation moyenne journalière.

Agglomération	Horizon	Besoin m ³ /j		Totale	
		Domestique	Equipement et l'arrosage	m ³ /j	l/s
La ville d'Aokas	2014	1181.1	191.08	1372.18	15.88
	2039	2189.7	402.88	2592.58	30.01

II.10.1. Majoration de la consommation moyenne journalière

Cette consommation est obtenue en tenant compte des pertes d'eaux causées par le vieillissement du réseau d'AEP, des équipements hydrauliques et d'éventuels accidents.

On prévoit une majoration de 20 %, donc le débit moyen journalier est donné comme suit :

$$Q_{moy.j} = K_f \times (Q_{dom} + Q_{equip}).$$

Avec :

$Q_{moy.j}$: débit moyen journalier (l/s) ;

K_f : coefficient de fuite ;

Q_{dom} : débit domestique (l/s) ;

Q_{equip} : débit d'équipement (l/s).

On obtient les résultats suivants pour différents horizons :

Tableau II.16 : Majoration de la consommation moyenne journalière.

Localité	Horizon	Q _{dom} (l/s)	Q _{equip} et Q _{arr} (l/s)	K _f	Q _{moy.j} (l/s)
La ville d'Aokas	2014	13.67	2.21	1,2	19.06
	2039	25.35	4.66	1,2	36.01

II.10.2. Variation de la consommation journalière

La consommation d'eau journalière varie d'un jour à un autre. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularités journalières $K_{max.j}$ et $K_{min.j}$

Avec :

$$K_{max.j} = \frac{\text{Consommation maximale journalière}}{\text{Consommation moyenne journalière}} = \frac{Q_{max.j}}{Q_{moy.j}}$$

$$K_{min.j} = \frac{\text{Consommation minimale journalière}}{\text{Consommation moyenne journalière}} = \frac{Q_{min.j}}{Q_{moy.j}}$$

D'où :

$$Q_{max.j} = K_{max.j} \times Q_{moy.j}$$

$$Q_{min.j} = K_{min.j} \times Q_{moy.j}$$

Avec :

$Q_{max.j}$: Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année ;

$Q_{min.j}$: Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année ;

$K_{max.j}$: Coefficient d'irrégularité maximal qui varie entre 1,1 et 1,3 ;

$K_{min.j}$: Coefficient d'irrégularité minimal qui varie entre 0,7 et 0,9.

Dans notre étude, on prendra : $K_{max.j} = 1,2$ et $K_{min.j} = 0,8$

On aura alors :

$$Q_{max.j} = 1,2 \times Q_{moy.j}$$

$$Q_{min.j} = 0,8 \times Q_{moy.j}$$

Tableau II.17 : Variation de la consommation journalière aux différents horizons.

Localité	Horizon	$Q_{moy.j}$ (l/s)	$Q_{max.j}$ (l/s)	$Q_{min.j}$ (l/s)
La ville d'Aokas	2014	19.06	22.87	15.25
	2039	36.01	43.21	28.81

II.10.3. Variation de la consommation horaire

La variation du débit horaire dans la journée est caractérisée par des coefficients de variation $K_{max.h}$ et $K_{min.h}$, appelés respectivement coefficients de consommation maximum et minimum horaire. Ces coefficients sont calculés pour la journée la plus chargée de l'année, ils sont déterminés par les expressions suivantes :

$$K_{max.h} = \frac{\text{Consommation maximale horaire}}{\text{Consommation moyenne horaire}} = \frac{Q_{max.h}}{Q_{moy.h}}$$

$$K_{min.h} = \frac{\text{Consommation minimale horaire}}{\text{Consommation moyenne horaire}} = \frac{Q_{min.h}}{Q_{moy.h}}$$

Avec :

La consommation maximale horaire : $Q_{max.h} = K_{max.h} \times Q_{moy.h}$

La consommation minimale horaire : $Q_{min.h} = K_{min.h} \times Q_{moy.h}$

La valeur de $K_{max.h}$ varie en fonction de β_{max} et α_{max}

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

α_{max} : Varie entre 1,2 et 1,4 ; on prend $\alpha_{max} = 1,3$

β_{max} : Dépend du nombre d'habitant, il est donné par le tableau suivant :

Tableau II.18 : Variation des valeurs de β_{max} .

Nombre d'habitant $\times 1000$	<1,0	1,5	2,5	4,0	6,0	10,0	20,0	30,0	100	300	>1000
β_{max}	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1,0

β_{max} : étant compris entre 1.3 (10000hab) et 1.2 (20000hab), par interpolation :

$$\begin{aligned} 20000-10000 &\rightarrow 1.3-1.2 \\ 10000 &\rightarrow 0.1 \end{aligned}$$

$$14598-10000=4598$$

$$\begin{aligned} 10000 &\rightarrow 0.1 \\ 4598 &\rightarrow X \quad \Rightarrow X = (4598 \times 0.1) / 10000 = 0.046 \end{aligned}$$

$$\beta_{max} = 1.3 - 0.046 = 1.254$$

$$K_{max,h} = 1.3 \times 1.254 = 1.63$$

On prend $K_{max,h} = 1.7$

Pour un régime de consommation correspondant à $K_{max,h} = 1.7$, la valeur maximale de p est prise égale à 7%.

$$Q_{max,h} = \frac{p \times Q_{max,j}}{100} = \frac{7 \times 3733.31}{100} = 261.33 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{max,h} = 72.59 \text{ l/s.}$$

OU :

$Q_{max,h}$: Débit de pointe (m^3/h) ;

P : Pourcentage horaire(%) ;

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

II.11. Bilan ressources – besoins

Le bilan a été établi pour la zone d'étude (ville d'AOKAS) en tenant compte des trois sources existantes.

Le tableau des besoins en eau et les ressources en eau disponibles, nous permettent d'établir le bilan suivant :

Tableau II.19 : Bilan ressources-besoins.

Bilan ressources – besoins		Horizon	
		2014	2039
Ressources disponibles (l/s)	Forage Aguemoune	40	40
	Forage Merdjane	15	15
	Source kefrida	10	10
	Total	65	65
Besoins (l/s)		22,87	43,21
Bilan (l/s)		42,13	21,79

II.12. Conclusion

D'après le bilan ci-dessus, on conclut que les trois sources vont satisfaire les besoins en eau de la ville d'AOKAS à l'horizon 2039.

A fin de transférer cette quantité d'eau il est nécessaire de procéder au dimensionnement des ouvrages de stockage qui font l'objet du chapitre suivant.

CHAPITRE : III

Les réservoirs

Les réservoirs

III.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons traiter l'une des importantes infrastructures dans un réseau d'AEP, le réservoir, qui est un ouvrage hydraulique de grande importance. Il est aménagé pour contenir de l'eau, soit potable ou pour usage industriel.

III.2. Utilités des réservoirs [3]

Ils assurent plusieurs fonctions à savoir :

- Ils servent à compenser l'écart entre les apports d'eau (par gravité ou pompage) et la consommation (débit de pointe et autres) ;
- Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau...)
- Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas ;
- Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant ;
- Simplification de l'exploitation ;
- Sollicitation régulière des points d'eau qui ne sont pas l'objet des à-coups journaliers au moment de la pointe ;
- Régularité des pressions dans le réseau ;
- Réserve incendie garantie. Une partie du volume est réservé à la lutte contre l'incendie.

III.3. Emplacement du réservoir [3]

L'emplacement du réservoir a pour condition l'assurance d'une pression suffisante aux Abonne au moment du débit de point. Ils doivent être places à un niveau supérieur à celui de l'agglomération qu'ils desservent. L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau. Le site du réservoir doit être le plus proche possible de l'agglomération (économie) pouvant alimenter le point le plus défavorable (fig.III.1). La topographie intervient et a une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie. Il ne faut pas oublier les extensions futures. Le meilleur emplacement n'est déminé qu'après une étude technico-économique approfondie.

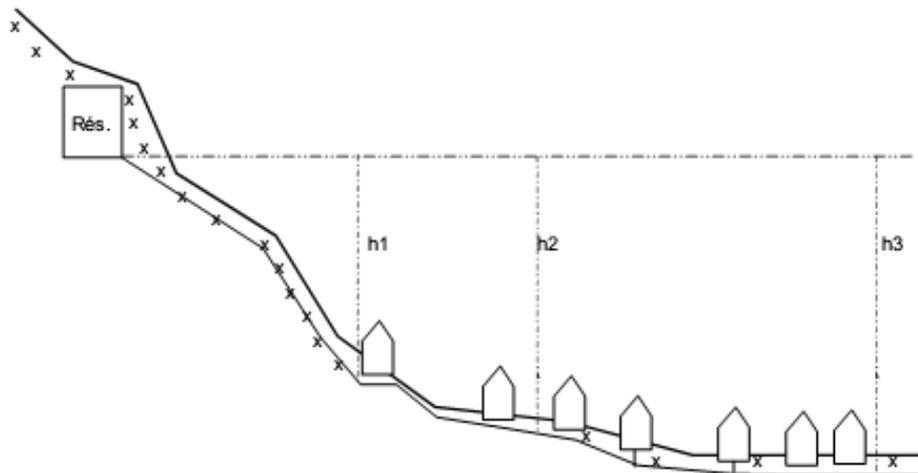


Figure. III.1 : Emplacement d'un réservoir.

Dans notre projet, le réservoir a été calé sur l'assiette la plus favorable sur une cote de 78,3 m qui domine toute la région.

III.4. Choix du type du réservoir

Vu la topographie des lieux, le relief de la région étant très accidenté et les avantages qu'offrent les réservoirs circulaires, semi enterrés, à savoir :

- Economie sur les frais de construction ;
- Etude architecturale très simplifiée ;
- Ethnocentrie lus facile à réaliser ;
- Conservation de l'eau à une température constante.

L'utilisation de ce type de réservoir répond bien aux différents problèmes technico-économique.

III.5. Fontainerie et équipement du réservoir

III.5.1. Conduite d'arrivée

L'arrivée de la conduite d'adduction dans le réservoir va se faire au-dessus de la surface libre (par sur verse), cela permettra le maintient du couple Q, H de la pompe constant, et une bonne aération de l'eau sachant que l'eau est souterraine.

L'installation d'un robinet flotteur interrompt l'arrivée de l'eau quand le réservoir atteint son niveau maximum.

III.5.2. Conduite de départ

Cette conduite sera placée à l'opposé de la conduite d'arrivée, à quelques centimètres au-dessus du radier (0,15 à 0,2 m) pour éviter l'entrée des matières volatiles, et l'extrémité sera munie d'une crépine.

III.5.3. Conduite de trop-plein

Cette conduite a pour rôle d'évacuer l'eau excédentaire en cas de défaillance du robinet flotteur qui entraîne le non-arrêt de la pompe.

III.5.4. Conduite de vidange

Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein.

III.5.5. Conduite de by-pass

C'est une conduite qui relie la conduite d'arrivée à la conduite de départ, elle fonctionne quand le réservoir est isolé pour entretien.

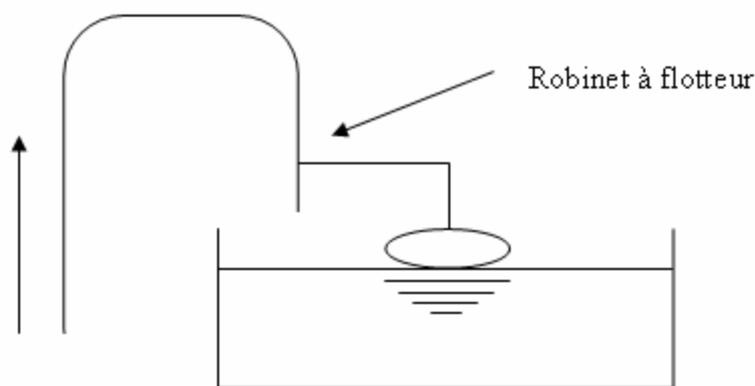


Figure.III.2 : Conduite d'arrivée par sur verse.

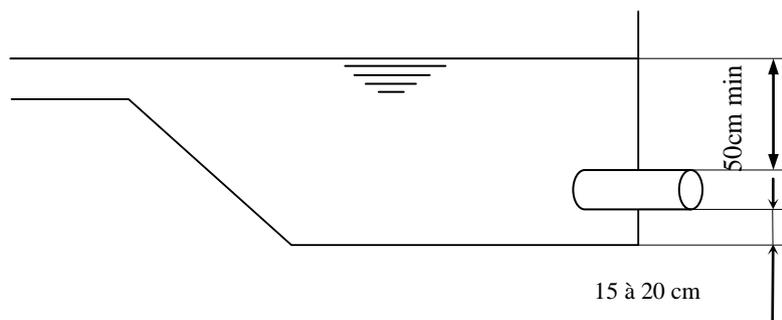


Figure.III.3 : Conduite de départ.

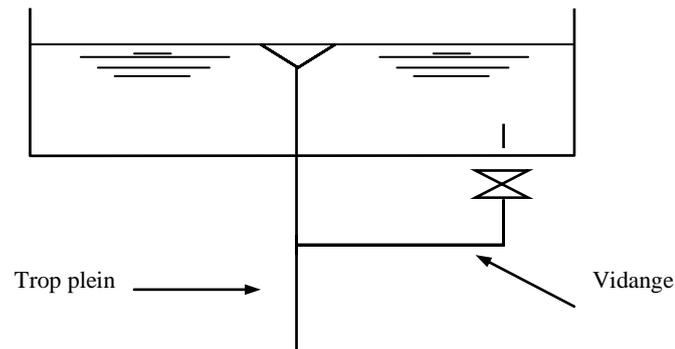


Figure.III.4 : Conduite de trop-plein et vidange.

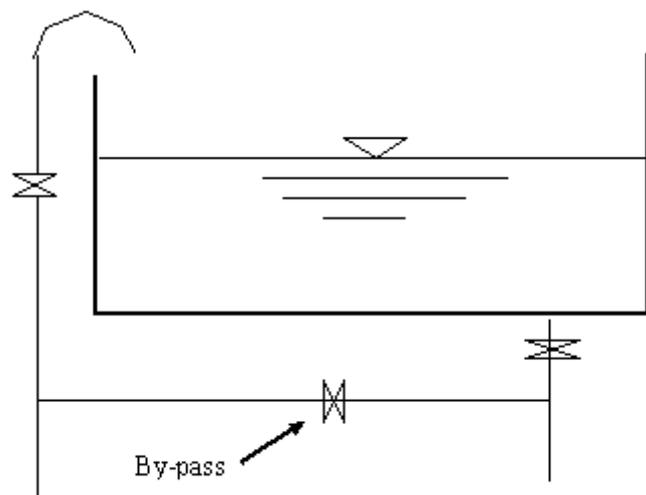


Figure.III.5: By-pass.

III.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement une fois que le niveau d'incendie est atteint, nous distinguons le système à deux prises et le système siphon.

III.6.1. Système à deux prises

Ce système est rarement utilisé, du fait que la réserve d'incendie étant constamment plein et n'est pas convenablement renouvelé. En temps normal, "1" est fermée et "2" ouverte. En cas de sinistre, il suffit d'ouvrir "1". Mais il existe ainsi une tranche d'eau morte, ce qu'il faut éviter.

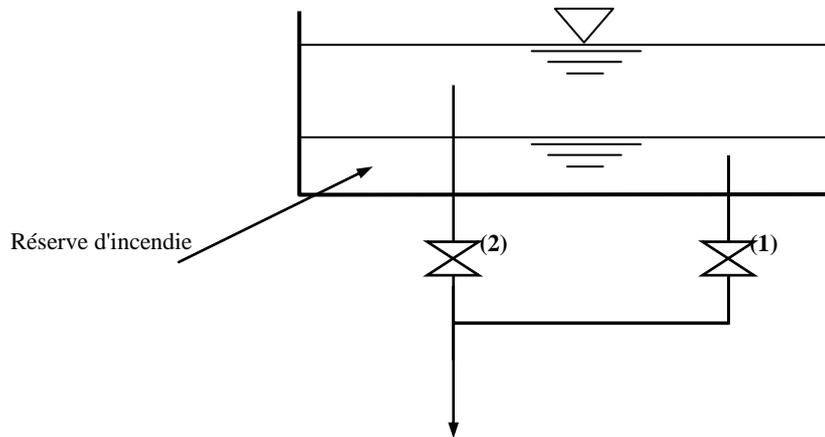


Figure.III.6 : Système à deux prises.

III.6.2. Système à siphon

Ce système a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie quand le niveau atteint son niveau minimum, le siphon se désamorce.

En temps normal "1" et "3" ouvertes, "2" fermée. En cas de sinistre, on ouvre la vanne "2". Cette dernière sera, de préférence, une vanne papillon à ouverture rapide et commandée électriquement.

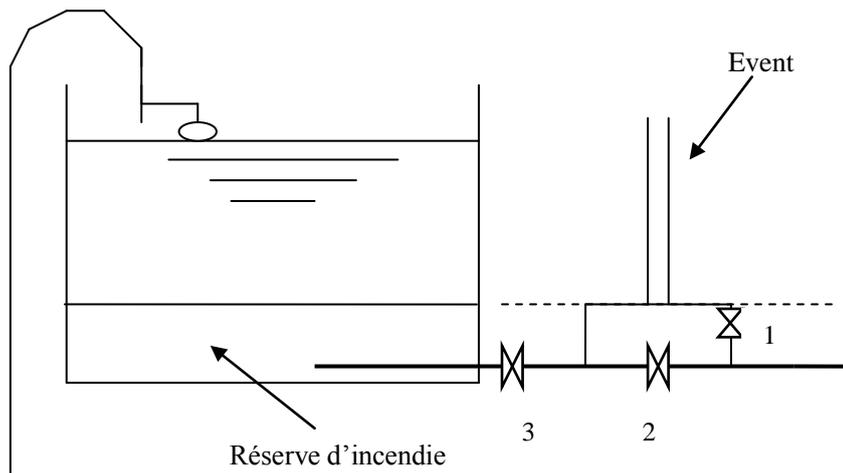


Figure.III.7 : Système à siphon.

III.7. Capacité théorique du réservoir

La capacité du réservoir est déterminée en fonction des variations de débit entrant et sortant, en d'autres termes, du mode d'adduction (apport) et de la consommation journalière de l'agglomération.

Le calcul de la capacité peut se faire suivant deux méthodes :

- Méthode analytique ;
- Méthode graphique.

III.7.1. Méthode analytique

Afin de dimensionner un réservoir on est appelé à déterminer le maximum du résidu. Si l'apport est supérieur à la distribution, pour une heure donnée, cela indique un surplus, dans le cas contraire on notera un déficit. Ainsi on détermine le résidu dans le réservoir pour chaque heure, ce qui nous donnera la valeur maximale (P%). V_r et V_t seront déterminés de la même façon que dans la méthode graphique.

$$V_r = \frac{P_{\max} \cdot Q_{\max j}}{100}$$

Où :

V_r : Volume de régularisation du réservoir (m^3) ;

P_{\max} : Résidu maximum (%) ;

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

Pour le volume total du réservoir, la réserve d'incendie sera prise en compte, et le volume total est :

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

Avec :

V_t : Volume total du réservoir (m^3) ;

V_{inc} : Volume de la réserve d'incendie pris de $120m^3$.

7.1.1. Calcul du coefficient de variation horaire $K_{max,h}$

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max}$$

Où :

α_{max} : Coefficient dépendant du confort, il varie de 1,2 à 1.4 ;

β_{max} : Coefficient dépendant du nombre d'habitant (voir annexe).

Le coefficient de variation horaire a été déjà calculé au chapitre (II)

$$K_{max,h} = 1.7$$

7.1.2. Régime de consommation des localités

A défaut d'absence d'un modèle de consommation réel des localités, on a eu recours à des modèles de statistiques (voir annexe), et suivant le $K_{max,h}$, on admet le modèle suivant :

7.1.3. Calcul de la capacité du réservoir

Suivant le modèle de consommation, on dresse un tableau des bilans massiques entrants et sortant du réservoir. Les résultats sont les suivant :

Tableau III.1 : Variation de la consommation journalière.

Heure	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,16	1	3,16		3,16
1-2	4,16	1	3,16		6,32
2-3	4,16	1	3,16		9,48
3-4	4,16	1	3,16		12,64
4-5	4,16	2	2,16		14,8
5-6	4,16	3	1,16		15,96
6-7	4,16	5		-0,84	15,12
7-8	4,16	6,5		-2,34	12,78
8-9	4,17	6,5		-2,34	10,44
9-10	4,17	5,5		-1,34	9,1
10-11	4,17	4,5		-0,34	8,76
11-12	4,17	5,5		-1,34	7,42
12-13	4,17	7		-2,84	4,58
13-14	4,17	7		-2,84	1,74
14-15	4,17	5,5		-1,34	0,4
15-16	4,17	4,5		-0,34	0,06
16-17	4,17	5		-0,84	-0,78
17-18	4,17	6,5		-2,34	-3,12
18-19	4,17	6,5		-2,34	-5,46
19-20	4,17	5		-0,84	-6,3
20-21	4,17	4,5		-0,34	-6,74
21-22	4,17	3	1,16		-5,48
22-23	4,17	2	2,16		-3,16
23-24	4,17	1	3,16		0
Total	100	100			

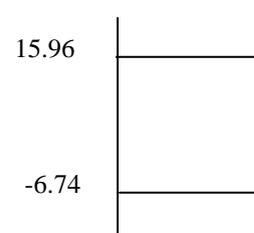
La capacité V_r du réservoir : C'est la somme des cumuls optimaux P (en valeur absolue) multipliée par le débit journalier :

$$P = |15.96| + |-6.74| \Rightarrow P = 22.7\%$$

$V_r = P \cdot Q_j$ Avec : V_r : Capacité du réservoir ;

Q_j : Débit journalier total.

$$\Rightarrow V_r = \frac{22.7}{100} * 3733.31 \Rightarrow V_r = 847.46 \text{ m}^3$$



Le volume total du réservoir : $V_t = V_r + \text{volume incendie}$.

$$V_t = 847.46 + 120 = 967.46 \text{ m}^3$$

On optera pour un réservoir de 1000 m^3 .

7.1.4. Calcul de diamètre de réservoir

La hauteur du réservoir varie généralement de 3 à 6m, pour notre cas on la fixe à 5m :

$$V = S * H = \frac{\pi * D^2}{4} * H \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V}{\pi * H}}$$

Le diamètre de réservoir est = 16m.

III.8. Conclusion

Dans ce chapitre, et à travers l'étude du bilan massique, nous avons aboutit à un volume du réservoir de 1000 m^3 avec une hauteur de 5 m et un diamètre de 16 m.

CHAPITRE : IV

Distribution

DISTRIBUTION

IV.1. Introduction

Le réseau de distribution est l'ensemble des canalisations qui font suite au réservoir. Très souvent, l'eau sort de ce dernier ouvrage par une seule conduite maitresse, et sur laquelle sont branchées des conduites de diamètres moindres dites secondaires. Si l'agglomération est importante, il est préférable de prévoir plusieurs conduites maitresses.

IV.2. Classification et choix du réseau de distribution [2]

Réseau ramifié

Les conduites ne comportent aucune alimentation en retour. Il présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture : un accident sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés à l'aval.

Réseau maillé

Il permet, à la conduite, une alimentation en retour, une simple manœuvre de robinet permet d'isoler le tronçon accédant et de poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés à l'aval.

Réseau mixte

Un réseau est dit mixte (maillé-ramifié), lorsque ce dernier constitue une partie ramifiée et une autre maillé. Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par les ramifications issues des mailles utilisées dans le centre de cette ville.

IV.3. Conception du réseau de distribution

Il ya plusieurs facteur qui influent sur la conception du réseau. Les plus importants sont l'emplacement des consommateurs, le relief et l'urbanisation de la région. La distribution se fait gravitairement à partir d'un réservoir.

Notre étude va se faire sur deux scénarios : Un réseau maillé et un réseau ramifié. Elle a pour but la comparaison entre les deux réseaux, puis opter pour un réseau ayant une meilleure fiabilité.

3.1. Choix du tracé

Pour définir le tracé définitif, il est important de penser aux points suivants :

- Minimiser le nombre de passage difficiles (traversée de route, de ravine...)
- Eviter les pentes trop fortes ;
- Eviter les zones rocheuses : Une tranchée devra être creusée ;
- Préférer les zones accessibles : Le long des chemins existants par exemple ;
- Penser aux problèmes de propriété de terrain et d'autorisation.

IV.4. Choix de type des tuyaux [6]

On a choisi comme matériau des conduites du réseau de distribution le PEHD (PN06) en raison des caractéristiques mécaniques et hydrauliques qu'il présente :

- Facile à poser (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres ;
- Fiable au niveau du branchement, pas de fuite ;
- Durée de vie 50 ans prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement ;
- Coefficient de rugosité très faible et présente une bonne résistance à l'entartrage ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Résiste à la corrosion interne, externe et microbiologique.

IV.5. Modélisation et simulation du réseau

Suite à l'essor qu'ont connus les mathématiques appliquées et l'informatique en parallèle, plusieurs logiciels ont été développés dans le but de subvenir aux besoins des ingénieurs et concepteurs dans le domaine de l'hydraulique capables de faire des simulations des calculs et fastidieux en un temps record. Nous en citons les plus connus : WATERCAD, PICCOLO, PORTEAU et celui que nous allons utiliser EPANET.

5.1. Présentation du logiciel EPANET [5]

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitative de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcule le débit et la vitesse dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau.

5.2. Utilisation du logiciel EPANET

Les étapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes :

Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistrée dans un fichier avec un format texte Métafichier.

- Saisir les propriétés des éléments du réseau ;
- Décrire le fonctionnement du système ;
- Sélectionner un ensemble d'options de simulation ;
- Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité ;
- Visualiser les résultats d'une simulation.

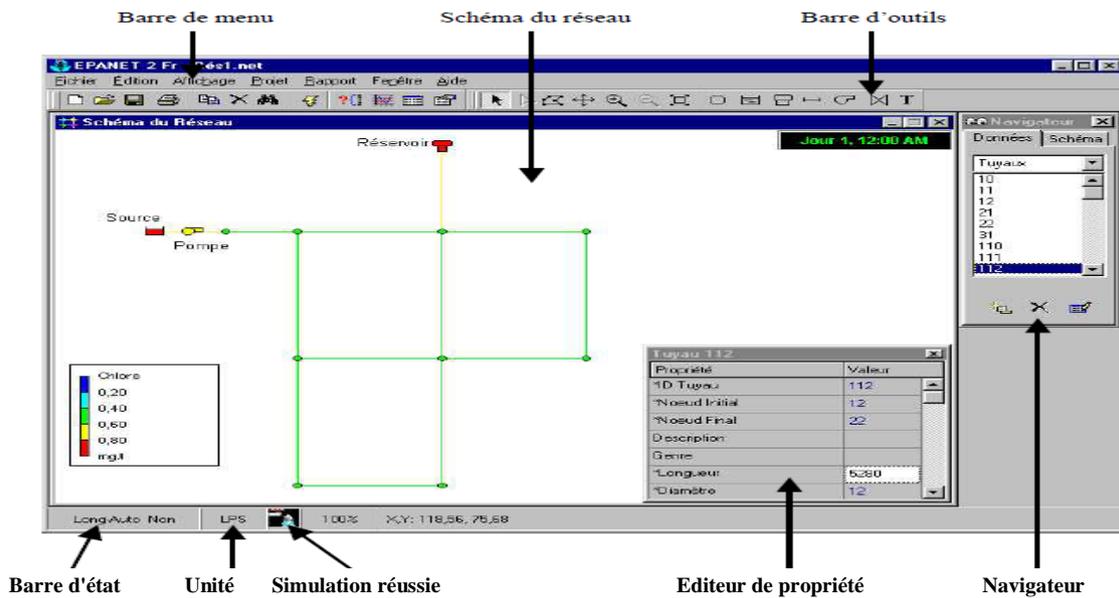


Figure IV.1 : Environnement de travail sur EPANET.

5.3. Modélisation du réseau

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs des nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes, et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande, des réservoirs et des bâches.

Première étape

Consiste à l'importation du tracé qu'on a réalisé avec AUTOCAD sur un fichier compatible avec EPANET comme indique la figure suivante.

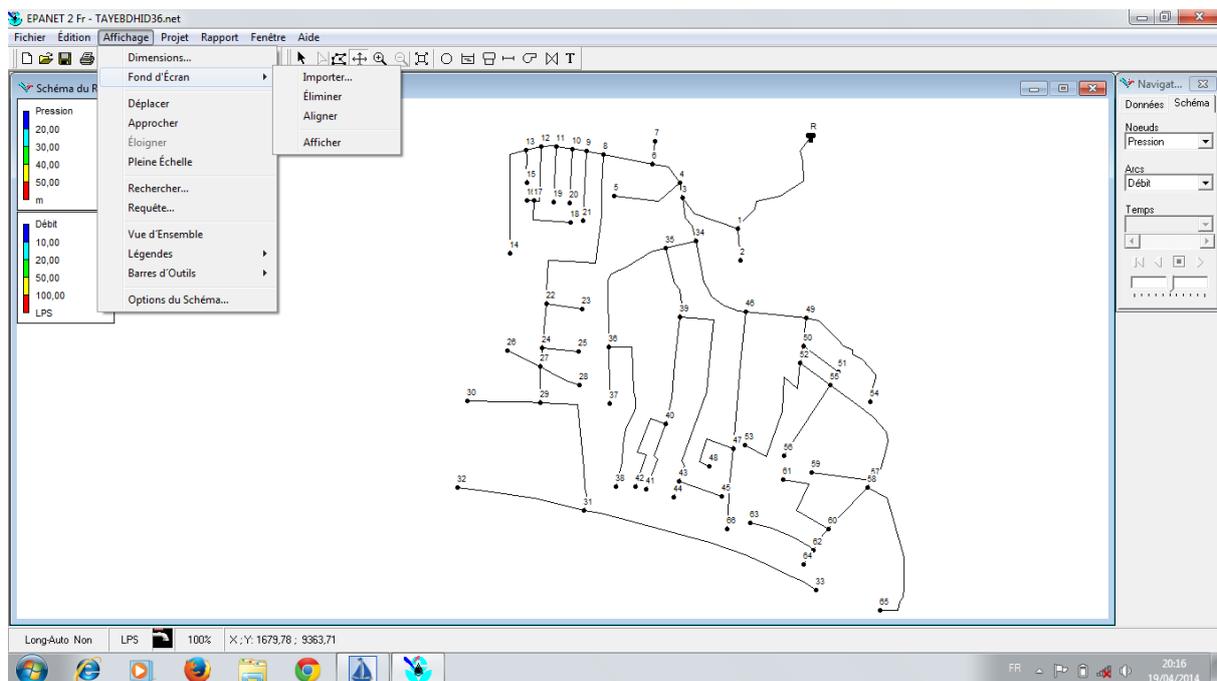


Figure IV.2 : Importation du tracé.

Deuxième étape

Elle s'agit de choisir et de définir l'unité de calcul puis introduire quelque donnée de base comme l'indique la figure suivante.

Troisième étape

Dans notre projet la modélisation s'est portée un introduire les différentes données du réseau.

Au niveau des nœuds

L'altitude des nœuds par rapport à un plan de référence. La demande en eau (débit en route prélevé sur le réseau).

Au niveau des arcs

Les nœuds initiaux et final, le diamètre, la longueur et le coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge).

Au niveau des réservoirs

L'altitude du radier, le diamètre et les niveaux initial, et minimal et maximal de l'eau.

IV.6. Calculs hydrauliques**6.1. Scénario 01 : Réseau ramifié****6.1.1. Les pertes de charge**

Les pertes de charges linière se calcul par la formule de Darcy-WEISBACH $J = \frac{\lambda V^2}{2 g D}$

Avec :

J : Perte de charge en mètre par mètre linéaire ;

D : Diamètre de la conduite en (m) ;

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

L : Longueur totale de la conduite en (m) ;

g : Accélération de la pesanteur en (m/s²).

λ : Coefficient de frottements de **DARCY**. Il Caractérise l'écoulement ainsi que la nature de la rugosité relative K/D des parois de la conduite.

Calcul de λ : en régime transitoire, qui est souvent le cas dans les conduites d'adduction, λ est donné par la formule suivante :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{K}{3,71.D} + \frac{2,51}{R_e \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{COLBROOK})$$

Avec :

R_e : Nombre de REYNOLDS, il est donné par la formule suivante :

$$R_e = \frac{VD}{\nu}$$

Où

ν : Viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule :

$$\nu = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337T + 0,000221T^2)} \quad (\text{STOCKS})$$

Pour $T = 20^\circ\text{C}$, $\nu = 0,010 \text{ STOCKS} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

K : Rugosité absolue. Elle représente la hauteur moyenne des aspérités de la surface des parois en contact avec l'eau. Dans la pratique il est évident de tenir compte de l'influence de l'âge de la conduite sur les pertes de charge qui dépendent de deux groupes de caractères :

- Les paramètres hydrauliques : vitesse, diamètre et pression ;
- Les paramètres physico-chimiques de l'eau : acidité, pH, dureté...etc.

6.1.2. La vitesse

La vitesse dans les conduites sera de l'ordre de 0,50 à 1,50m/s.

$$Q = V * S \Rightarrow V = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

Avec :

Q : Débit transitant dans la conduite en (m³/s) ;

D : Diamètre de la conduite en (m) ;

V : Vitesse d'écoulement dans la conduite en (m/s) ;

S : Section de la conduite en (m²).

6.1.3. Débit de pointe

C'est le débit par lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution. Dans notre cas le débit pointe $Q_p = 72,59 \text{ l/s}$.

6.1.4. Débit spécifique

C'est le volume d'eau consommé à travers un mètre de canalisation pendant une seconde.

$$q_s = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad \text{Ou : } Q_p = \text{débit de pointe dans la colonne où } Q_{\text{total}} \text{ est maximal.}$$

L_i = Longueur de tronçon i ;

$Q_p = Q_{\text{maxh}} = 72,59 \text{ l/s}$;

$$\sum L_i = 7585 \text{ m.}$$

Donc: $q_s = 72,59/7585 \Rightarrow q_s = 0,0096 \text{ l/s. m.}$

6.1.5. Débit de route

C'est le débit consommé d'une façon uniforme le long du tronçon $Q_R = Q_S * L_{ij}$ (l/s).

Q_R : Débit de route en (l/s) ;

Q_S : Débit spécifique (l/s) ;

L_{ij} : Longueur du tronçon (i,j).

6.1.6. Débit de tronçon

C'est le débit que la conduite du réseau ramifié doit transiter afin de reprendre à la demande de ses propres branchements (service en route) et d'en assurer celui demandé par les conduites qui lui dépendent (débit aval). Pour cela, On admet deux cas de transite :

La consommation est homogène et le débit varie linéairement le long de la conduite (répartition linéaire du débit d'écoulement).

Dans ce cas le débit de transite est donnée par la formule $Q_T = p + 0.55Q_R$.

Q_T : Débit transité par le tronçon (l/s) ;

p: Debit aval (l/s);

Q_R : Débit en route (l/s).

6.1.7. Calcul des différents débits et des différents diamètres du réseau ramifié

Les résultats récapitulés dans le tableau suivant représente les différents (débit route, débit aval et débit tronçon) ainsi que les diamètres obtenus à la base des vitesses choisis au préalable $V = 1$ m/s.

Tronçon	Longueur (m)	Q_S (l/s/m)	Q_R (l/s/m)	Q aval (l/s)	$Q=Q_R+p$ (l/s)	D (1 m/s)	DN (mm)
62-64	29	0,0096	0,278		0,153	13,966	16
62-63	114	0,0096	1,094		0,601	27,690	32
60-62	42	0,0096	0,403	0,755	0,976	35,275	40
60-61	152	0,0096	1,459		0,802	31,963	32
58-60	95	0,0096	0,912	1,778	2,280	53,897	63
58-65	231	0,0096	2,217		1,219	39,417	40
57-58	14	0,0096	0,134	3,500	3,574	67,474	75
57-59	99	0,0096	0,950		0,522	25,804	32
55-57	213	0,0096	2,044	1,868	2,992	61,745	63
55-56	142	0,0096	1,363		0,749	30,904	32
52-55	63	0,0096	0,604	3,742	4,075	72,051	75
52-53	247	0,0096	2,371		1,304	40,759	50
50-52	28	0,0096	0,268	5,379	5,527	83,911	90
50-51	73	0,0096	0,700		0,385	22,158	25
49-50	48	0,0096	0,460	5,912	6,166	88,628	90
49-54	200	0,0096	1,920		1,056	36,677	40
46-49	101	0,0096	0,970	7,222	7,755	99,395	110
47-66	135	0,0096	1,296		0,712	30,133	32
47-48	105	0,0096	1,008		0,554	26,575	32

46-47	229	0,0096	2,198	1,267	2,476	56,165	63
34-46	158	0,0096	1,516	10,231	11,065	118,72	125
43-45	76	0,0096	0,729		0,401	22,609	25
43-44	28	0,0096	0,268		0,147	13,723	16
39-43	337	0,0096	3,235	0,549	2,328	54,462	63
40-41	120	0,0096	1,152		0,633	28,410	32
40-42	159	0,0096	1,526		0,839	32,702	40
39-40	180	0,0096	1,728	1,473	2,423	55,563	63
35-39	120	0,0096	1,152	4,752	5,385	82,828	90
36-37	96	0,0096	0,921		0,506	25,410	32
36-38	277	0,0096	2,659		1,462	43,164	50
35-36	225	0,0096	2,160	1,969	3,157	63,420	75
34-35	50	0,0096	0,480	8,543	8,807	105,92	110
3-34	79	0,0096	0,758	19,873	20,290	160,77	200
31-33	410	0,0096	3,936		2,164	52,513	63
31-32	212	0,0096	2,035		1,119	37,761	40
29-31	242	0,0096	2,323	3,284	4,561	76,232	90
29-30	127	0,0096	1,219		0,670	29,226	32
27-29	59	0,0096	0,566	5,232	5,544	84,038	90
27-28	71	0,0096	0,681		0,374	21,853	25
27-26	62	0,0096	0,595		0,327	20,421	25
24-27	33	0,0096	0,316	6,246	6,420	90,437	110
24-25	61	0,0096	0,585		0,322	20,255	25
22-24	73	0,0096	0,701	6,742	7,128	95,290	110
22-23	60	0,0096	0,576		0,316	20,088	25
8-22	333	0,0096	3,196	7,444	9,203	108,27	110
13-14	195	0,0096	1,872		1,029	36,215	40
13-15	55	0,0096	0,528		0,290	19,233	20
12-13	25	0,0096	0,240	1,220	1,452	43,007	50
17-16	12	0,0096	0,115		0,063	8,9840	12
17-18	74	0,0096	0,710		0,390	22,309	25
12-17	101	0,0096	0,969	0,454	0,987	35,465	40
11-12	26	0,0096	0,249	2,439	2,576	57,291	63
11-19	93	0,0096	0,892		0,491	25,010	32
10-11	26	0,0096	0,249	3,067	3,204	63,896	75
10-20	91	0,0096	0,873		0,480	24,740	25
9-10	23	0,0096	0,220	3,685	3,806	69,638	75
9-21	117	0,0096	1,123		0,617	28,052	32
8-9	30	0,0096	0,288	4,424	4,583	76,408	90
6-8	82	0,0096	0,787	13,786	14,219	134,58	160
6-7	38	0,0096	0,364		0,200	15,987	16
4-6	61	0,0096	0,585	14,419	14,741	137,037	160
4-5	121	0,0096	1,161		0,638	28,528	32
3-4	25	0,0096	0,240	15,380	15,512	140,574	160
1-3	110	0,0096	1,056	35,802	36,383	215,286	225
1-2	52	0,0096	0,499		0,274	18,701	20
R-1	220	0,0096	2,112	36,658	38,770	219,494	225

Tableau IV.1 : Calcul des diamètres du réseau ramifié.

6.1.8. Simulation du réseau ramifié

Après la saisie des données, du réseau, la simulation peut-être lancé dans cette étape, grâce à son moteur de calcul, le logiciel analyse le comportement du réseau dans les conditions requises et détermine les différentes grandeurs hydrauliques (vitesses, débit, pressions, charges) à un instant donné qui implique de résoudre simultanément les équilibres de masse dans les nœuds et pertes de charges dans chaque arc du réseau .Ce procédé, appelé équilibre hydraulique du réseau.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Désignation Des Nœuds	Altitude (m)	Demande de base (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 1	61,963	2,112	77,44	15,47
Nœud 2	59,293	0,499	76,58	17,29
Nœud 3	23,989	1,056	76,75	52,76
Nœud 4	24,738	0,240	76,67	51,93
Nœud 5	21,123	1,161	67,67	46,55
Nœud 6	25,140	0,585	76,12	50,98
Nœud 7	26,143	0,364	72,69	46,57
Nœud 8	23,801	0,787	75,42	51,62
Nœud 9	23,208	0,288	75,23	52,02
Nœud 10	22,376	0,220	73,76	51,39
Nœud 11	21,252	0,249	73,55	52,30
Nœud 12	20,453	0,249	73,17	52,71
Nœud 13	20,021	0,240	72,83	52,81
Nœud 14	14,452	1,872	68,89	54,44
Nœud 15	18,199	0,528	69,56	51,36
Nœud 16	17,613	0,115	65,94	48,33
Nœud 17	17,707	0,969	67,58	49,87
Nœud 18	18,805	0,710	60,08	41,27
Nœud 19	18,742	0,892	69,28	50,53
Nœud 20	19,428	0,873	69,72	50,29
Nœud 21	19,303	1,123	67,04	47,74
Nœud 22	13,091	3,196	71,06	57,97
Nœud 23	14,467	0,576	66,89	52,42
Nœud 24	11,486	0,700	69,98	58,49
Nœud 25	12,953	0,585	65,61	52,66
Nœud 26	10,490	0,595	65,01	54,52
Nœud 27	11,190	0,316	69,58	58,39
Nœud 28	11,454	0,681	62,90	51,44
Nœud 29	10,392	0,566	69,03	58,63
Nœud 30	7,142	1,219	65,53	58,39
Nœud 31	7,260	2,323	64,82	57,56
Nœud 32	6,338	2,035	59,83	53,49
Nœud 33	4,983	3,936	54,44	49,46
Nœud 34	20,369	0,758	76,23	55,86
Nœud 35	19,253	0,480	75,64	56,39
Nœud 36	13,858	2,16	73,64	59,78
Nœud 37	10,603	0,921	68,94	58,34
Nœud 38	8,342	2,659	63,07	54,73
Nœud 39	14,776	1,152	74,58	59,80
Nœud 40	9,175	1,728	68,98	59,81
Nœud 41	7,335	1,152	60,20	52,86
Nœud 42	7,637	1,526	62,43	54,79

Nœud 43	6,951	3,235	65,01	58,06
Nœud 44	6,586	0,268	60,70	54,12
Nœud 45	5,922	0,729	62,56	56,64
Nœud 46	14,278	1,516	75,05	60,77
Nœud 47	6,565	2,198	67,64	61,08
Nœud 48	6,299	1,008	61,60	55,31
Nœud 49	16,537	0,969	73,56	57,02
Nœud 50	13,951	0,460	73,05	59,10
Nœud 51	13,061	0,701	65,82	51,87
Nœud 52	12,378	0,268	72,79	60,41
Nœud 53	6,277	2,371	65,13	58,85
Nœud 54	19,130	1,920	72,17	53,04
Nœud 55	14,677	0,604	72,04	57,37
Nœud 56	7,357	1,363	67,26	59,91
Nœud 57	6,829	2,044	67,30	60,48
Nœud 58	6,306	0,134	66,93	60,62
Nœud 59	4,571	0,950	62,18	57,61
Nœud 60	4,238	0,912	64,28	60,04
Nœud 61	4,883	1,459	58,50	53,62
Nœud 62	4,548	0,403	63,51	58,96
Nœud 63	4,369	1,094	55,90	51,53
Nœud 64	4,792	0,278	58,76	53,96
Nœud 65	5,046	2,217	60,58	55,54
Nœud 66	4,46	1,296	63,50	59,03
Réservoir	78,3	-----	78,90	0,60

Tableau IV.2 : Etat des nœuds du réseau ramifié.

Remarque :

En vue de la bonne tenue de la canalisation et des joints, il faut éviter des Pressions supérieures à 60 m qui risque d'apporter des désordres (fuites) et certains bruits désagréables dans les installations intérieurs d'abonnés. (Si, néanmoins, de telles pressions devraient se manifester, il y aurait lieu, en vue de les diminuer, prévoir l'installation sur le réseau d'appareils réducteurs de pression), aux niveaux des tronçons 49 et 66.

Désignation Des Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (m)	Rugosité	Débit tronçon (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert. Charge Unit. (m/km)
Tuyau 1	220	250	0,02	72,81	1,48	6,65
Tuyau 2	52	32	0,01	0,50	0,62	16,41
Tuyau 3	110	250	0,02	70,20	1,43	6,21
Tuyau 4	25	200	0,01	28,20	0,90	3,36
Tuyau 5	121	32	0,01	1,16	1,44	74,35
Tuyau 6	61	160	0,01	26,80	1,33	9,03
Tuyau 7	38	20	0,01	0,36	1,16	90,27
Tuyau 8	82	160	0,01	25,85	1,26	8,46
Tuyau 9	30	110	0,01	8,33	0,88	6,62
Tuyau 10	23	90	0,01	6,92	1,09	12,49
Tuyau 11	26	90	0,01	5,82	0,92	9,15
Tuyau 12	26	75	0,01	4,68	1,06	14,91
Tuyau 13	25	63	0,01	2,64	0,85	12,30
Tuyau 14	194	50	0,01	1,87	0,95	20,24
Tuyau 15	333	125	0,01	16,73	1,36	13,10
Tuyau 16	117	32	0,01	1,12	1,40	69,96
Tuyau 17	91	32	0,01	0,87	1,09	44,49
Tuyau 18	93	32	0,01	0,89	1,11	46,00
Tuyau 19	101	40	0,01	1,80	1,43	55,32
Tuyau 20	12	12	0,01	0,12	1,02	136,73
Tuyau 21	74	25	0,01	0,71	1,45	101,39
Tuyau 22	55	25	0,01	0,53	1,08	59,49
Tuyau 23	60	25	0,01	0,58	1,17	69,52
Tuyau 24	73	110	0,01	12,96	1,36	40,79
Tuyau 25	61	25	0,01	0,59	1,19	71,62
Tuyau 26	33	110	0,01	11,67	1,23	12,22
Tuyau 27	62	25	0,01	0,60	1,21	73,74
Tuyau 28	71	25	0,01	0,68	1,39	94,10
Tuyau 29	59	110	0,01	10,08	1,06	9,36
Tuyau 30	127	40	0,01	1,22	0,97	27,53
Tuyau 31	242	90	0,01	8,29	1,30	17,38
Tuyau 32	212	50	0,01	2,04	1,04	23,53
Tuyau 33	410	63	0,01	3,94	1,26	25,32
Tuyau 34	79	200	0,01	40,94	1,30	6,63
Tuyau 35	50	125	0,01	16,01	1,30	11,69
Tuyau 36	225	90	0,01	5,74	0,90	8,91
Tuyau 37	96	32	0,01	0,92	1,15	48,97
Tuyau 38	277	50	0,01	2,66	1,35	38,16
Tuyau 39	120	110	0,01	9,79	1,03	8,88
Tuyau 40	180	63	0,01	4,41	1,41	31,08
Tuyau 41	120	32	0,01	1,15	1,43	73,24
Tuyau 42	159	40	0,01	1,53	1,21	41,25
Tuyau 43	337	63	0,01	4,23	1,36	28,90

Tuyau 44	28	16	0,01	0,27	1,34	153,88
Tuyau 45	76	32	0,01	0,73	0,91	32,22
Tuyau 46	158	160	0,01	24,17	1,20	7,43
Tuyau 47	229	63	0,01	4,50	1,44	32,33
Tuyau 48	105	32	0,01	1,01	1,25	57,55
Tuyau 49	135	40	0,01	1,30	1,03	30,72
Tuyau 50	101	125	0,01	18,15	1,48	14,71
Tuyau 51	200	63	0,01	1,92	0,62	6,95
Tuyau 52	48	125	0,01	15,26	1,24	10,71
Tuyau 53	73	25	0,01	0,70	1,43	98,74
Tuyau 54	28	125	0,01	14,10	1,15	9,27
Tuyau 55	247	50	0,01	2,37	1,21	31,00
Tuyau 56	63	110	0,01	11,46	1,21	11,82
Tuyau 57	142	40	0,01	1,36	1,08	33,64
Tuyau 58	213	90	0,01	9,49	1,49	22,24
Tuyau 59	99	32	0,01	0,95	1,18	51,76
Tuyau 60	14	75	0,01	6,50	1,47	27,03
Tuyau 61	231	50	0,01	2,22	1,13	27,47
Tuyau 62	95	63	0,01	4,15	1,33	27,84
Tuyau 63	152	40	0,01	1,46	1,16	38,03
Tuyau 64	42	50	0,01	1,78	0,90	18,41
Tuyau 65	114	32	0,01	1,09	1,36	66,75
Tuyau 66	29	16	0,01	0,28	1,38	163,86

Tableau IV.3 : Etat des Arcs du réseau ramifié.

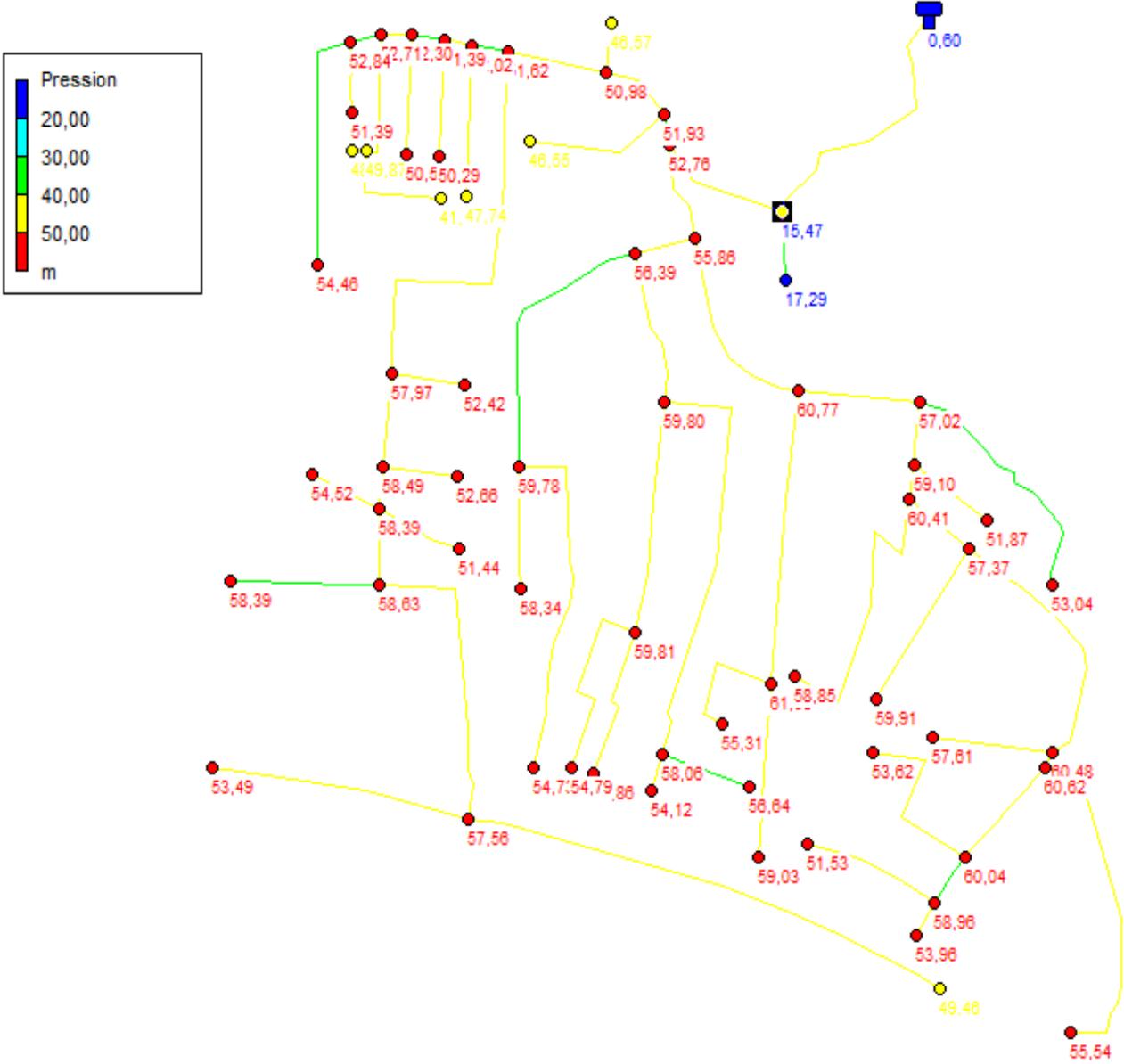


Figure IV.3 : Etat des nœuds après la simulation.

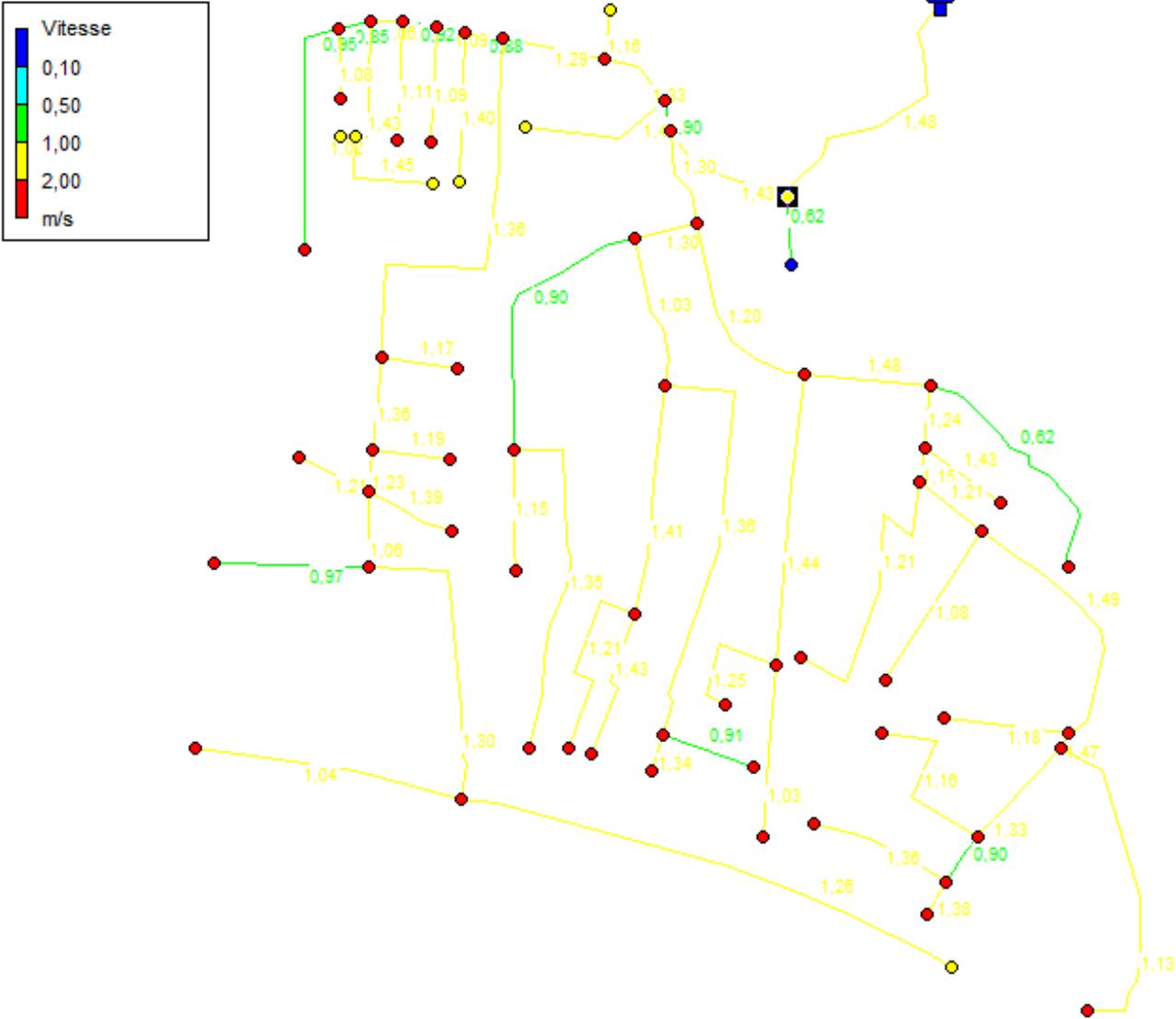


Figure IV.4 : Etat des arcs après la simulation.

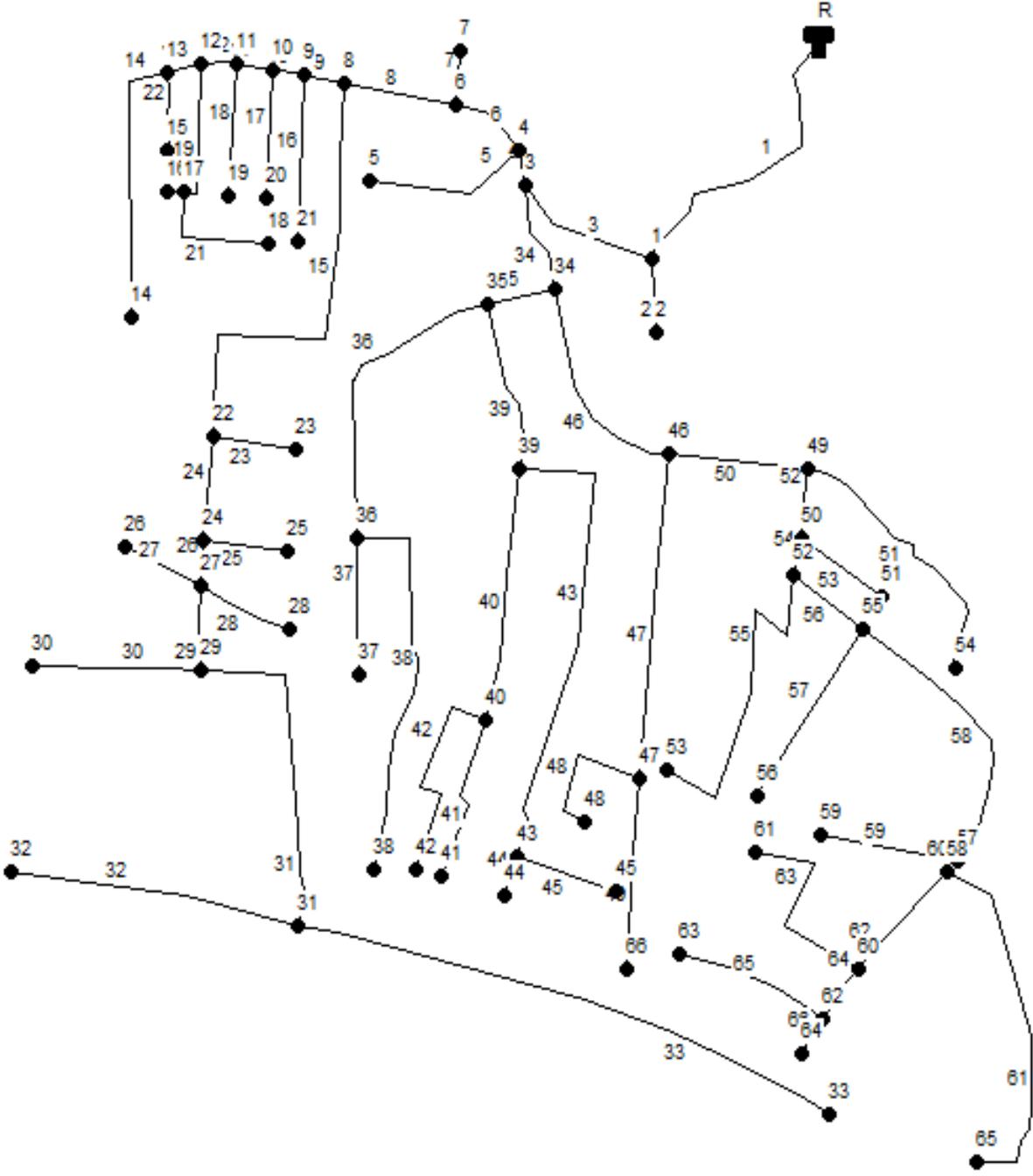


Figure IV.5 : Le tracé du réseau ramifié.

6.2. Scénario 2 : Réseau maillé

6.2.1. Les pertes de charge

Les pertes de charges linéaire se calcul par la formule de Darcy-WEISBACH $J = \frac{\lambda V^2}{2 g D}$

Avec :

J : Perte de charge en mètre par mètre linéaire ;

D : Diamètre de la conduite en (m) ;

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

L : Longueur totale de la conduite en (m) ;

g : Accélération de la pesanteur en (m/s²).

λ : Coefficient de frottements de **DARCY**. Caractérise l'écoulement ainsi que la nature de la rugosité relative K/D des parois de la conduite.

Calcul de λ :

En régime transitoire, qui est souvent le cas dans les conduites d'adduction, λ est donné par la formule suivante :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{K}{3,71.D} + \frac{2,51}{R_e \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{COLBROOK}).$$

Avec :

R_e : Nombre de REYNOLDS, il est donné par la formule suivante :

$$R_e = \frac{VD}{n}$$

Où

n : Viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule :

$$n = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 T + 0,000221 T^2)} \quad (\text{STOCKS}).$$

Pour $T = 20^\circ\text{C}$, $n = 0,010 \text{ STOCKS} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

K : Rugosité absolue. Elle représente la hauteur moyenne des aspérités de la surface des parois en contact avec l'eau. Dans la pratique il est évident de tenir compte de l'influence de l'âge de la conduite sur les pertes de charge qui dépendent de deux groupes de caractères :

- Les paramètres hydrauliques : Vitesse, diamètre et pression ;
- Les paramètres physico-chimiques de l'eau : Acidité, pH, dureté....etc.

6.2.2. La vitesse

La vitesse dans les conduites sera de l'ordre de 0,50 à 1,50m/s.

$$Q = V * S \Rightarrow V = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

Avec :

Q : Débit transitant dans la conduite en (m³/s) ;

D : Diamètre de la conduite en (m) ;

V : Vitesse d'écoulement dans la conduite en (m/s) ;

S : Section de la conduite en (m²).

6.2.3. Débit de pointe

C'est le débit par lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution .Dans notre cas le débit pointe $Q_p=72,59$ l/s.

6.2.4. Débit spécifique

C'est le volume d'eau consommé à travers un mètre de canalisation pendant une seconde.

$$q_s = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad \text{Ou : } Q_p = \text{débit de pointe dans la colonne où } Q_{\text{total}} \text{ est maximal ;}$$

L_i = longueur de tronçon i ;

$Q_p = Q_{\text{maxh}} = 72,59$ l/s;

$$\sum L_i = 4453m.$$

Donc: $q_s = 72,59/4453 \Rightarrow q_s = 0,0163$ l/s. m.

6.2.5. Débit de route

C'est le débit consommé d'une façon uniforme le long du tronçon $Q_R = Q_s * L_{ij}$ (l/s).

Q_R : Débit de route en (l/s) ;

Q_s : Débit spécifique (l/s) ;

L_{ij} : Longueur du tronçon (i-j).

6.2.6. Calcul des débits aux nœuds

Le débit au nœud est celui qu'il faut assurer à chaque jonction des conduites du réseau, il est donné par la corrélation suivante :

$$Q_n = \frac{1}{2} \sum q_r + q_c$$

Avec :

Q_n : Débit au nœud (L/s) ;

q_r : Débit de route en (l/s) ;

q_c : Débit concentré (L/s).

6.2.7. Détermination des débits tronçon

Ces débits sont déterminés par la première répartition supposée (aléatoire) de façon à ce que la première loi de HARDY-CROSS soit satisfaite (la somme des débits entrants est égale à la somme des débits sortants).

6.2.8. Calcul de réseau maillé

Le calcul du réseau maillé est déterminé par approximation successive en utilisant la méthode de Hardy-cross qui se base sur les deux lois analogues aux lois de KIRCHOFF et cela pour le cas le plus défavorable, à savoir heure de pointe.

1^{ère} loi : Loi des nœuds

En un nœud quelconque du réseau, la somme des débits qui entrent est égale à la somme des débits qui sortent.

2^{ème} loi : Loi des mailles

Le long d'un parcours orienté et fermé (maille), la somme algébrique des pertes de charge est nulle.

a) Principe de la méthode de Hardy Cross

La méthode consiste tout d'abord à se fixer pour chaque maille une répartition supposée des débits ainsi qu'un sens d'écoulement tout en respectant la première loi. Le diamètre étant fixé, on calcule les pertes de charges.

Les pertes de charges sont évidemment affectées du signe qui aura été choisi pour les débits puisque les pertes de charges augmentent dans le sens de l'écoulement on prend comme ses positif, le sens donné par les aiguilles d'une montre.

La 2^{ème} loi n'étant pas vérifiée du premier coup, il devient nécessaire de modifier les débits supposés jusqu'à satisfaction de cette loi.

b) débit correctif

Le débit de correction pour une maille donnée (à ajouter ou à retrancher) est donné par la relation suivante :

$$\Delta Q = \frac{\sum J_i}{2 \sum \frac{J_i}{Q_i}}$$

Avec : $\sum J_i$ somme algébrique des pertes des charge de comptés positivement dans le sens des aiguilles d'une montre.

6.2.8.1. Le calcul des débits aux nœuds et débits en route

Détermination des débits en route et des débits aux nœuds pour chaque tronçon du réseau :

N ^o de Nœud	Tronçon	Longueurs (m)	q _{sp} (l/s.m)	q _r =q _{sp} ·L (l/s)	Débits aux nœuds (l/s)
1	1-4	235	0,0163	3,83	4,287
	1-2	120		1,96	
	1-7	171		2,79	
2	2-1	120		1,96	3,504
	2-3	82		1,34	
	2-14	228		3,72	
3	3-4	117		1,91	2,812
	3-2	82		1,34	
	3-6	146		2,38	
4	4-1	235		3,83	4,156
	4-3	117		1,91	
	4-5	158		2,58	
5	5-4	158		2,58	2,209
	5-6	113		1,84	
6	6-3	146		2,38	3,496
	6-5	113		1,84	
	6-15	170	2,77		
7	7-1	117	2,79	5,232	
	7-8	209	3,41		
	7-9	262	4,27		
8	8-7	209	3,41	6,674	
	8-14	220	3,59		
	8-10	240	3,91		
	8-12	150	2,45		
9	9-7	262	4,27	3,700	
	9-10	192	3,13		
10	10-9	192	3,13	5,485	
	10-8	240	3,91		
	10-11	241	3,93		
11	11-10	241	3,93	4,531	
	11-12	315	5,13		
12	12-8	150	2,45	5,770	
	12-13	243	3,96		
	12-11	315	5,13		
13	13-12	243	3,96	5,045	
	13-14	162	2,64		
	13-16	214	3,49		
14	14-15	187	3,05	6,495	
	14-2	228	3,72		
	14-8	220	3,59		
	14-13	162	2,64		
15	15-6	170	2,77	5,175	
	15-14	187	3,05		
	15-16	278	4,53		
16	16-15	278	4,53	4,010	
	16-13	214	3,49		

Tableau IV.4 : Débits en route et débits aux nœuds pour chaque tronçon.

6.2.8.2. Résultats de la de la première simulation du réseau maillé

Après avoir introduit les débits nodaux, nous avons pu déterminés les débits de chaque tronçon du réseau et cela nous permettra ensuite de dimensionné le réseau de distribution.

Le tableau suivant nous résume les débits pour chaque tronçon :

Tronçon	Débit tronçon	Longueur
1	72,59	326
2	29,08	120
3	7,88	82
4	6,1	117
5	-20,16	235
6	9,9	158
7	7,7	113
8	-11,16	146
9	15,36	170
10	3,94	187
11	17,7	228
12	19,06	171
13	6,97	209
14	-7,6	220
15	6,86	262
16	3,16	192
17	-4,08	240
18	3,82	150
19	7,54	162
20	2,24	214
21	6,25	278
22	4,73	243
23	-2,78	315
24	1,15	241

Tableau IV.5 : Les débits pour chaque tronçon.

6.2.9. Dimensionnement du réseau maillé

6.2.9.1. Détermination des diamètres économiques [9]

Le dimensionnement se fait par la détermination du débit maximum qui peut passer à travers le tronçon ainsi que les diamètres économiques dans le fonctionnement du réseau.

En essayant de ramener les vitesses dans la fourchette (0,5 à 1,5 m/s), on calculera le diamètre économique des différents tronçons en appliquant la formule de VIBERT ci-dessous :

$$D_{ec} = E^{1/(\alpha+m)} C_j^{\beta/(\alpha+m)} Q_i^{(\beta+1)/(\alpha+m)}$$

Avec :

Q : Débit en m³/s ;

C_j : Coefficient exprimant le rapport du débit du tronçon sur le débit à la tête du réseau.

E : Facteur économique :

$$E = 10 \cdot M \cdot \Gamma \cdot \gamma$$

Γ : Prix du kWh d'énergie en DA ;

γ : Coefficient de l'irrégularité de la consommation et du régime de travail de la station le pompage :

$$\gamma = \frac{1}{K_0 \cdot K_j \cdot K_h}$$

k₀ : Coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau = 1,03 à 1,04 ;

k_j : Coefficient de variation journalière de la consommation = 1,1 à 1,3 ;

k_h : Coefficient de variation horaire de la consommation.

M : Facteur tenant compte du matériau de la canalisation;

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Tuyau	M	m	B	A
Acier	0,92	5,1 à 5,3	1,9 à 2	1,4
Fonte	0,43	5,1 à 5,3	1,9 à 2	1,6
Amiante ciment	0,24	4,89	1,85	1,95
PEHD	0,13	4,774	1,77	1,95

Tableau IV.6: les valeurs des différents paramètres.

La tuyauterie est en PEHD donc:

$$\alpha = 1,95 ; b = 1,77 ; m = 4,774.$$

Ce qui nous donne :

$$D_{ec} = Q^{0,149} E^{0,263} C^{0,412}$$

En sachant que le prix de l'énergie aux heures de pointe du sonal gaz est de : 4,197 DA/kWh on aura :

$$E = 2,7084$$

$$D_{ec} = 1,16 Q^{0,141} C^{0,412}$$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau ci-après :

N ⁰ tronçon	Q _{max} (l/s)	C _j	E	E ^{^0,15}	C _j ^{^0,26}	Q _i ^{^0,41}	Déco	Dint	Dext
2	29,08	0,401	2,708	1,16	0,788	0,234	0,214	230,8	250
3	7,88	0,108	2,708	1,16	0,561	0,137	0,089	101,6	110
4	6,1	0,084	2,708	1,16	0,525	0,123	0,075	83	90
5	20,16	0,277	2,708	1,16	0,716	0,201	0,167	184,6	200
6	9,9	0,136	2,708	1,16	0,595	0,150	0,104	115,4	125
7	7,7	0,106	2,708	1,16	0,558	0,135	0,088	101,6	110
8	11,16	0,153	2,708	1,16	0,614	0,158	0,112	115,4	125
9	15,36	0,211	2,708	1,16	0,667	0,180	0,139	147,6	160
10	3,94	0,054	2,708	1,16	0,468	0,103	0,056	57	63
11	17,7	0,243	2,708	1,16	0,692	0,191	0,153	184,3	200
12	19,06	0,262	2,708	1,16	0,706	0,197	0,161	184,3	200
13	6,97	0,096	2,708	1,16	0,543	0,130	0,082	83	90
14	7,6	0,104	2,708	1,16	0,556	0,135	0,087	101,6	110
15	6,86	0,094	2,708	1,16	0,541	0,129	0,081	83	90
16	3,16	0,043	2,708	1,16	0,442	0,094	0,048	57	63
17	4,08	0,056	2,708	1,16	0,473	0,104	0,057	57	63
18	3,82	0,052	2,708	1,16	0,465	0,102	0,055	57	63
19	7,54	0,103	2,708	1,16	0,555	0,134	0,086	101,6	110
20	2,24	0,030	2,708	1,16	0,404	0,081	0,038	45,2	50
21	6,25	0,086	2,708	1,16	0,528	0,124	0,076	83	90
22	4,73	0,065	2,708	1,16	0,491	0,111	0,063	67,8	75
23	2,78	0,038	2,708	1,16	0,428	0,089	0,044	45,2	50
24	1,15	0,015	2,708	1,16	0,340	0,062	0,024	28	32

Tableau IV.7: Calcul des diamètres économiques.

6.2.9.2. La deuxième Simulation du réseau maillé

Après l'analyse de la simulation, le réseau sera dimensionné avec des conduites en PEHD PN06 bar. Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessus.

Tronçons	Dint normalisé (mm)	Dext normalisé (mm)
1	290,8	315
2	230,8	250
3	83	90
4	83	90
5	184,6	200
6	115,4	125
7	101,6	110
8	115,4	125
9	115,4	125
10	45,2	50
11	230,8	250
12	184,6	200
13	83	90
14	67,8	75
15	83	90
16	67,8	75
17	57	63
18	57	63
19	147,6	160
20	36	40
21	83	90
22	83	90
23	67,8	75
24	28	32

Tableau IV.8 : Calcul des diamètres corrigés après la deuxième simulation.

Pour respecter les exigences du réseau de distribution, en termes de diamètres, de pression et de vitesse, nous avons effectués les corrections des diamètres avantageux trouvés.

Les résultats de cette correction sont résumés dans les tableaux suivant :

Désignation Nœuds	Altitude (m)	Demande de base (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
1	20,18	4,29	69,57	49,40
2	17,85	3,50	69,30	51,45
3	19,70	2,81	68,45	48,75
4	23,89	4,16	69,18	45,30
5	19,60	2,21	68,50	48,90
6	15,86	3,50	68,03	52,16
7	14,70	5,23	69,14	54,44
8	6,81	6,67	64,98	58,17
9	23,09	3,70	63,90	40,80
10	6,68	5,49	61,12	54,44
11	4,43	4,53	56,68	52,25
12	4,47	5,77	62,85	58,38
13	7,68	5,05	68,38	60,70
14	12,27	6,49	68,99	56,72
15	12,50	5,18	67,24	54,75
16	7,46	4,01	65,79	58,33
Réservoir	70,00	72,58	70,60	0,60

Tableau IV.9 : Etat des nœuds du réseau maillé.

Désignation tronçons	Longueur (m)	Diamètre (m)	Rugosité	Débit tronçon (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
Tuyau 1	326	315	0,02	72,58	1,09	03,15
Tuyau 2	120	250	0,02	33,23	0,79	02,31
Tuyau 3	82	90	0,01	05,01	0,93	10,31
Tuyau 4	117	90	0,01	03,80	0,70	06,27
Tuyau 5	235	200	0,01	-15,42	0,58	01,65
Tuyau 6	158	125	0,01	07,46	0,71	04,31
Tuyau 7	113	110	0,01	05,25	0,65	04,23
Tuyau 8	146	125	0,01	-06,00	0,57	02,91
Tuyau 9	170	125	0,01	07,76	0,74	04,62
Tuyau 10	187	50	0,01	-00,85	0,53	09,35
Tuyau 11	228	250	0,02	24,71	0,59	01,34
Tuyau 12	171	200	0,01	19,65	0,73	02,56
Tuyau 13	209	90	0,01	07,20	1,33	19,89
Tuyau 14	220	75	0,01	-04,00	1,11	18,24
Tuyau 15	262	90	0,01	07,22	1,33	19,98
Tuyau 16	192	75	0,01	03,52	0,97	14,46
Tuyau 17	240	63	0,01	-02,34	0,92	16,06
Tuyau 18	150	63	0,01	02,18	0,86	14,16
Tuyau 19	162	160	0,01	13,37	0,78	37,76
Tuyau 20	214	40	0,01	00,58	0,57	12,10
Tuyau 21	272	90	0,01	03,43	0,63	05,21
Tuyau 22	243	90	0,01	07,75	1,43	22,75
Tuyau 23	315	75	0,01	04,16	1,15	19,60
Tuyau 24	241	32	0,01	00,37	0,60	18,44

Tableau IV.10 : Etat des Arcs du réseau maillé.

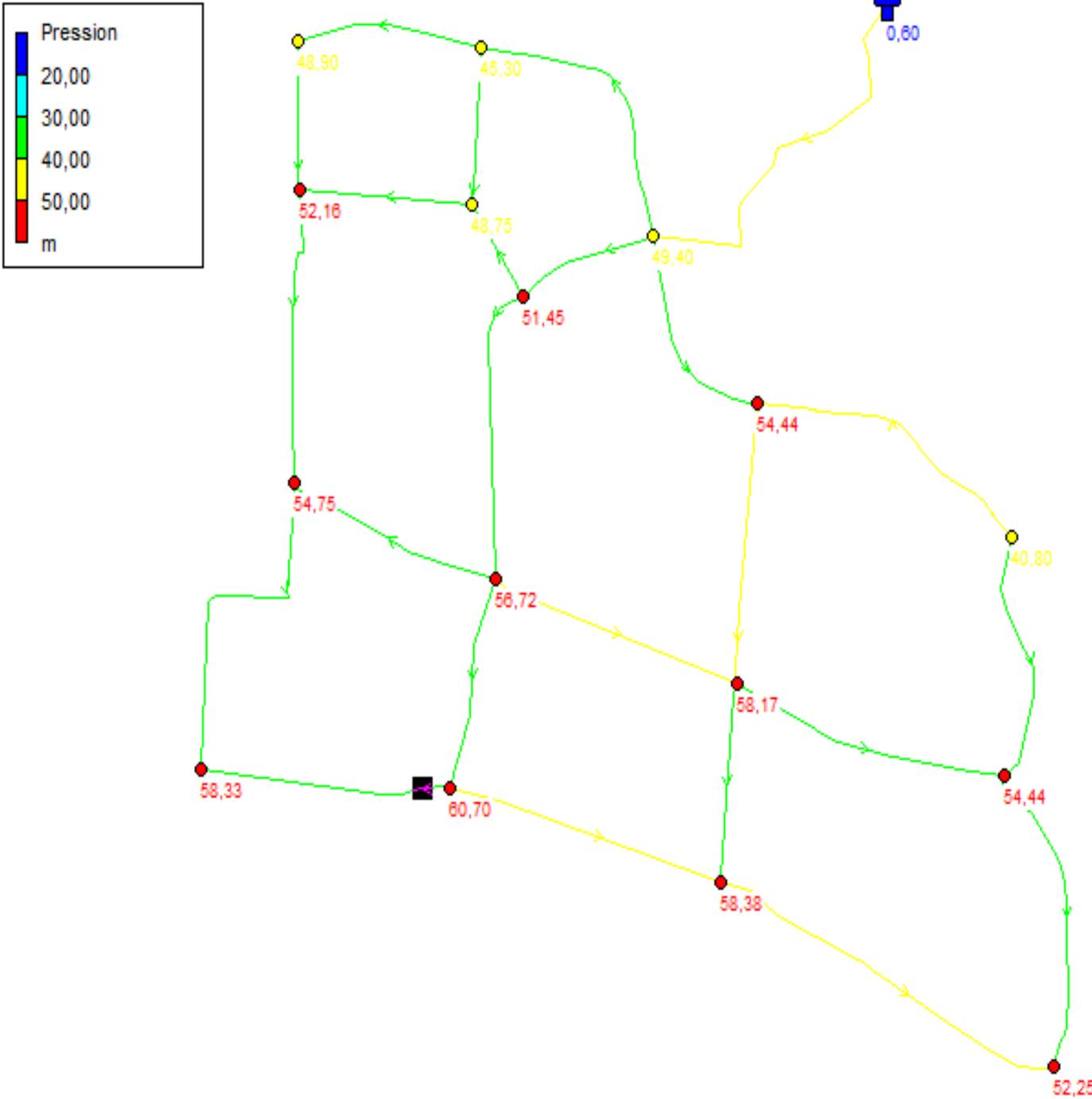


Figure IV.6 : Etat des nœuds après la deuxième simulation.

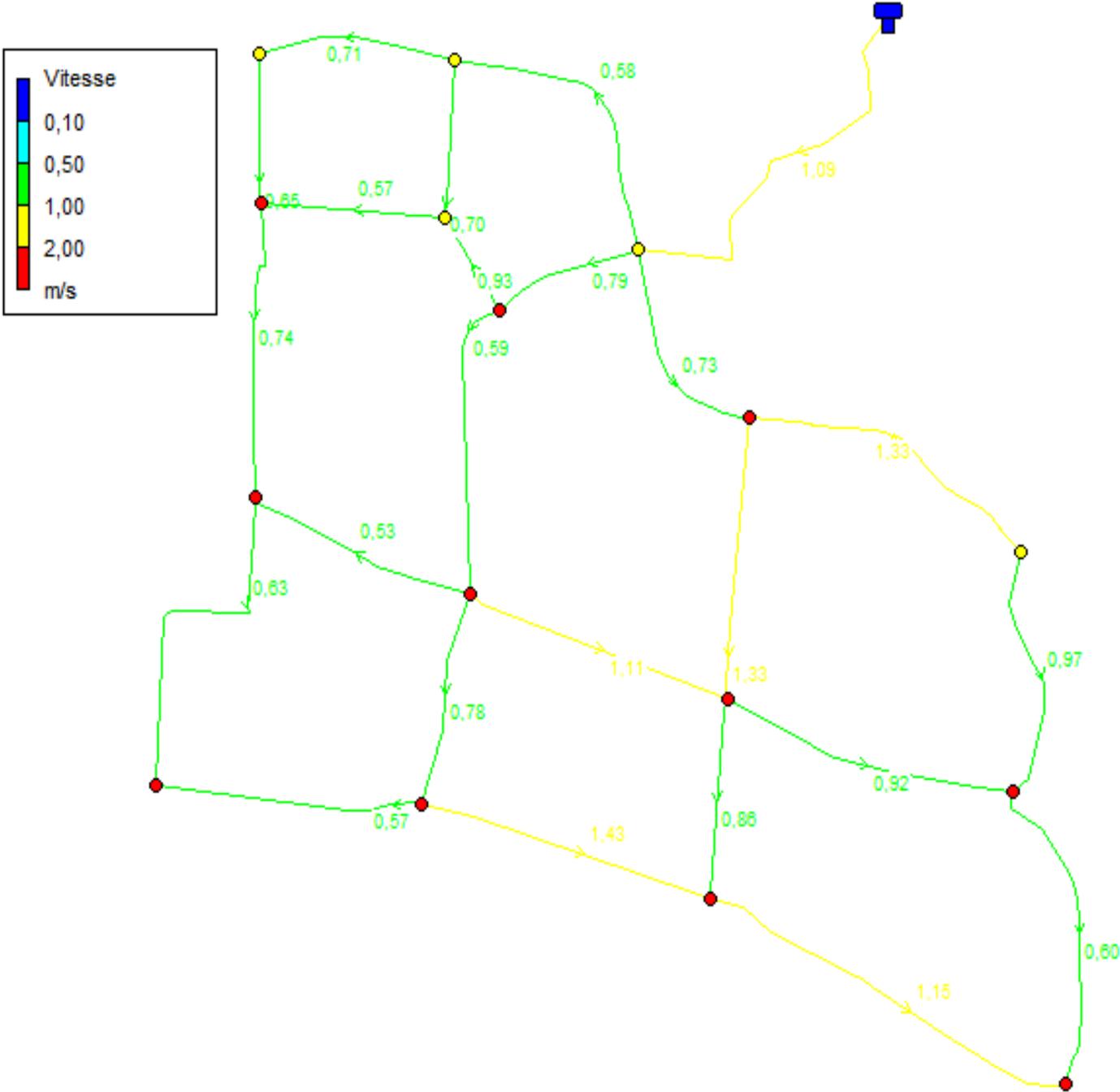


Figure IV.7 : Etat des arcs après la deuxième simulation.

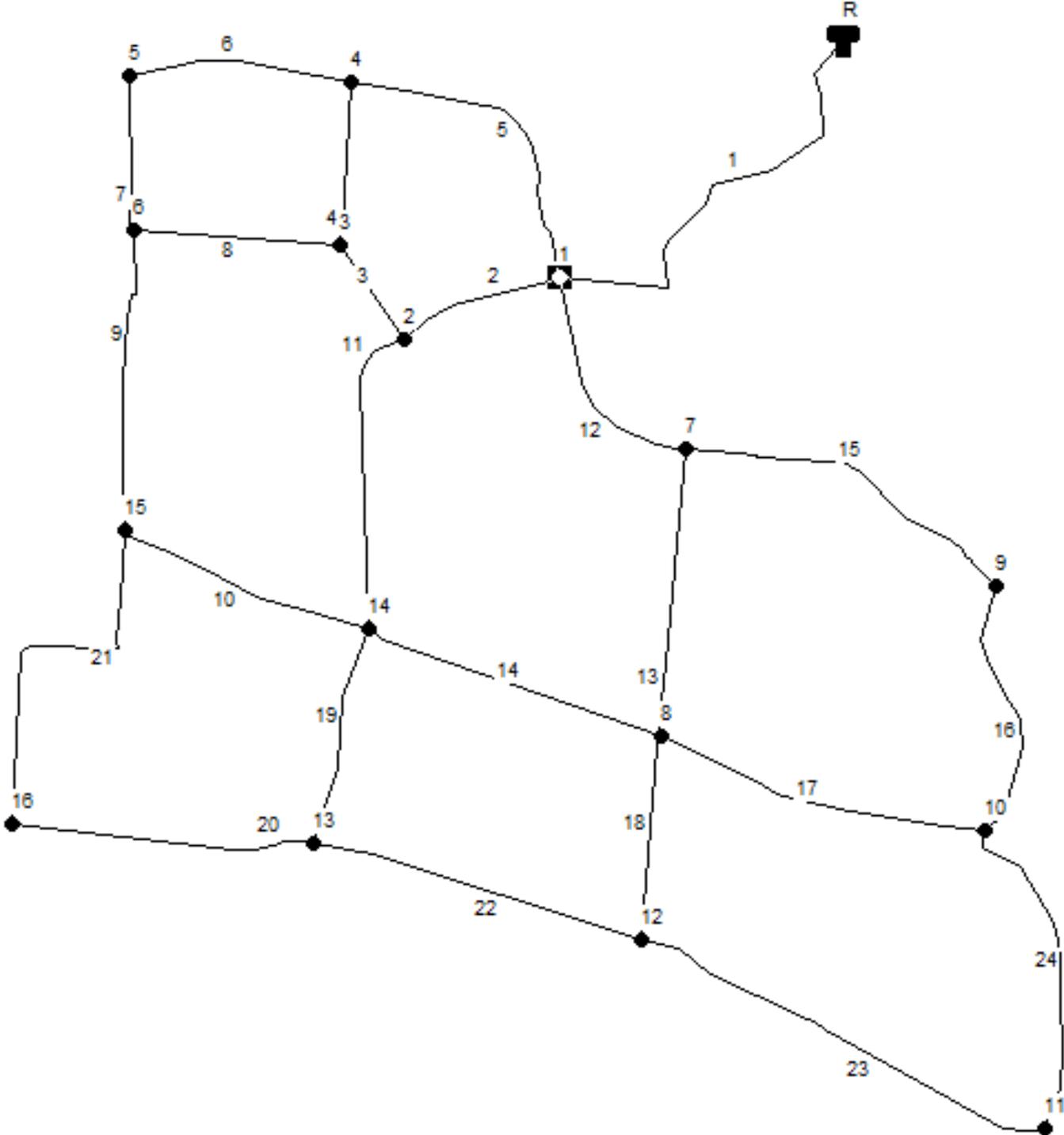


Figure IV.8 : Le tracé du réseau maillé.

IV.7.Résultats importants pour les deux réseaux

Les résultats importants obtenus dans ce chapitre de distribution sont récapitulés dans le tableau suivant:

Diamètre(m)	Réseau ramifié	Réseau maillé
	Longueur(m)	Longueur(m)
12	----	12
16	----	57
20	----	456
25	----	38
32	241	1198
40	214	816
50	187	1203
63	390	1476
75	727	40
90	1185	729
110	113	378
125	474	459
160	162	301
200	406	104
250	348	330
315	326	----

Tableau IV.11.Résultats importants des deux réseaux de distribution.

IV.8. EQUIPEMENT ET ACCESSOIRES DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Sur l'ensemble des canalisations formant le réseau, plusieurs organes sont installés afin de :

- Assurer la continuité de l'écoulement ;
- Régulariser et mesurer les vitesses ;
- Protéger les conduites.

8.1. Les appareils qu'on peut trouver sont

a. Les robinets- vannes

Ils permettent l'isolement de divers tronçons du réseau lors d'éventuelles réparations, et sont placés toujours en des endroits accessibles.

b. Les ventouses

La ventouse est formée d'une enceinte en communication avec la conduite dans laquelle baigne un flotteur de forme cylindrique ou sphérique ; son rôle est d'évacuer l'air contenu dans la conduite ; pour cela, elle est toujours placée en des endroits les plus hauts du réseau.

c. Les clapets

Les clapets ont un rôle d'empêcher l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu.

d. Les décharges

Ce sont des robinets disposés aux points bas des conduites surtout si la vitesse d'écoulement est faible dans ces dernières. Le rôle des décharges est de vidanger les conduites à chaque fois que cela est nécessaire.

e. Les bouches d'incendies

Elles permettent le branchement immédiat des engins d'extinction des incendies, elles sont installées sur les canalisations maîtresses.

f. Bouches de lavage

Elles sont utilisées pour le lavage (nettoyage) des rues et caniveaux.

g. Bouches d'arrosage

Placées dans des jardins publics, elles permettent l'entretien des espaces verts.

8.2. Les pièces spéciales de raccord [10]

a. Les raccords

Ils permettent une prise des canalisations secondaires sur des canalisations principales.



Figure IV.9 : Raccord d'adaptation taraudée/femelle.



Figure IV.10 : Raccord d'adaptation fileté/ mâle.

b. Les cônes

Ce sont des convergents ou des divergents qui permettent les raccordements des conduites présentant des diamètres différents.



Figure IV.11 : Réduction électrosoudable.

c. Les Tés

On envisage des tés à deux ou trois emboîtement permettant le raccordement des conduites présentant des diamètres différents. Il est nécessaire de prévoir un cône de réduction pour les placer.



Figure IV.12 : Té égal 90° polypropylène.



Figure IV.13 : Té en polypropylène à taraudage centrale.

d. Les coudes

Ils sont utilisés en cas de changement de direction.



Figure IV.14 : Coude en polypropylène 90°.



Figure IV.15 : Coude électrosoudable 90°.

IV.9. Conclusion

Dans ce chapitre, on a déterminé les diamètres des différents tronçons pour les deux scénarios

Réseau ramifié

- Toutes les pressions aux nœuds sont dans les normes entre 15,47 m et 60,77 m ;
- Toutes les vitesses sont acceptables. Elles sont comprises entre 0,62 m/s et 1,49 m/s.

Réseau maillé

- Toutes les pressions aux nœuds sont dans les normes entre 40,80 m et 60,70 m ;
- Toutes les vitesses sont acceptables. Elles sont comprises entre 0,53 m/s et 1,49 m/s.

Le réseau de distribution doit fournir de l'eau en quantité suffisante et à des pressions appropriées aux besoins.

CHAPITRE : V

Réalisation des travaux

Réalisation des travaux

V.1. Introduction

Le rôle d'une canalisation est de pouvoir transporter un débit souhaité en résistant aux suppressions et aux dépressions éventuelles, et aux flexions longitudinales (dus à son propre poids, au poids de l'eau, à celui des terrains et aux surcharges roulantes) et à l'agressivité des sols.

La pose des conduites est d'une importance majeure vu les conséquences que peut engendrer une mauvaise pose.

La stabilité des ouvrages et la durée d'exploitation du réseau d'alimentation en eau potable reposent sur une pose convenable.

Dans la plus part des réseaux, on distingue la pose en terre, en galerie, en élévation au dessus du sol, dans le lit d'une rivière.

V.2. Différentes poses de la canalisation

V.2.1. Pose en terre

V.2.1.1. Exécution et aménagement de la tranchée

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

Une canalisation enterrée supporte sa masse propre et se trouve soumise à des efforts importants dus à :

- La masse d'eau ;
- La masse du remblai ;
- Des charges roulantes quand elles existent.

Il importe de choisir dans chaque cas particulier les engins, les matériels les mieux adaptés, de manière à obtenir leurs meilleurs rendements et la plus grande rentabilité.

Pour bien effectuer la pose en terre, on doit :

- Eliminer les grosses pierres des déblais placés sur le côté de la tranchée, de façon à éviter leur chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée ;
- Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pente soit constante entre les points de changement de pentes prévus, ne pas oublier les légères pentes indispensables en terrain horizontal. Ce nivellement exige d'autant plus de soin que la pente est plus faible ;

- Eviter de placer les tuyaux sur tasseau, ceux-ci concentrent les efforts d'écrasement, et de plus, leur emploi fait travailler les tuyaux à la flexion ;
- Préparer un fond de fouille bien rectiligne, de manière que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur. Plus le tuyau est d'un diamètre important plus la surface d'appui doit être soignée et aménagée pour épouser la forme du tuyau. L'idéal est un lit présentant un angle d'appui de 90°.

En sol rocheux, on approfondit la tranchée de 15 à 20cm en dessus de la cote définitive. On rétablit en suite le niveau en confectionnant un lit de pose bien damé avec la terre meuble et du sable.

Dans les pentes et dans les terrains argileux, où l'eau ruisselle ou s'accumule, on confectionne un lit de pose avec sable pour assurer un drainage correcte.

Lorsque la canalisation traverse des terrains dont l'assise du sol n'est pas dure, il est recommandé de prévoir un lit de béton maigre.

V.2.1.2. Réalisation des tranchées

La section transversale de la tranchée dépend de :

- La profondeur ;
- La longueur ;
- Le coefficient de talus.

a) Profondeur

La profondeur de la tranchée se détermine par

$$H = H_1 + D + H_2$$

H : Profondeur de la tranchée en (m) ;

H₁ : Epaisseur du lit de pose (0,1 à 0,15m) ;

D : Diamètre de la conduite ;

H₂ : Distance au dessus de la génératrice supérieure de la conduite (0,6 à 1,2m).

b) Largeur

La largeur est fonction de diamètre de la conduite, on doit laisser 0,3m de part et d'autre de la conduite.

$$L = D + 2 * 0.3$$

L : Largeur de la tranchée.

V.2.2. Pose de la conduite

Les éléments d'une canalisation forment une chaîne. Si un seul élément mal posé ou un joint défectueux, constituent un point faible préjudiciable à la qualité de la conduite entière.

On doit s'assurer au préalable qu'aucun corps étranger (terre, pierre,...etc.) ne se trouve à l'intérieure des tuyaux.

Lorsque les tuyaux en sont dotés, on vérifie le bon état des revêtements intérieurs et extérieurs, en cas de détérioration, on répare la partie abîmée ou l'enlève.

On utilise un engin de lavage, de puissance et de dimensions suffisantes pour la pose des conduites.

Toutes les opérations de pose doivent être conduites dans l'ordre avec méthode et en s'attachant à sauvegarder la propreté.

Au cours de la pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux.

S'il est nécessaire de coller les tuyaux pour les aligner, on emploie de la terre meuble ou du sable. A chaque arrêt de la pose on bouche les extrémités de tronçon de conduite en attente à l'aide de tampons solidement fixés pour éviter l'introduction de corps étrangers ou l'entrée d'animaux qui pourraient y périr.

V.2.2.1. Remplissage

Le remplissage de la conduite exige l'évacuation complète de l'air. On remplit la conduite lentement, avec un débit de l'ordre de 1/20 à 1/15 de son débit prévu. Cette précaution est indispensable pour donner à l'air le temps de s'accumuler au point haut et enfin de s'échapper par les ventouses.

On veille à l'ouverture des robinets-vannes placés à la base de ces appareils.

On utilise des robinets-vannes de vidange pour vérifier l'arrivée progressive de l'eau.

V.2.2.2. Essai hydraulique

Avant de remblayer la tranchée, on effectue un essai à l'aide d'une pompe d'épreuve.

On remplit la conduite d'eau, on lui applique une pression d'essai égale à la pression à laquelle sera soumise majorée de 50%, la variation de la pression doit rester à 0,2 Bras.

V.2.2.3. Remblayage

Le remblayage fait partie des opérations de pose. Il forme le lit dans lequel repose la canalisation et le milieu en contact direct avec elle. Il doit donc être soigné, son exécution est confiée à des ouvriers expérimentés.

Un remblai correctement effectué double la résistance de la conduite aux charges extérieures.

Pour obtenir un bon remblai, on utilise une terre purgée de pierres, fortement damée par des petites couches sous le tuyau et sous ses flans. On poursuit jusqu'à obtenir une couche bien damée de 20 cm au-dessous de la génératrice supérieure. Cette façon d'opérer évite tout tassement ultérieur du terrain autour de la conduite.

En terrain agressif, on emploie comme remblai, une terre chimiquement neutre, ou mieux, une terre dont on aura rendu la réaction alcaline par addition de chaux.

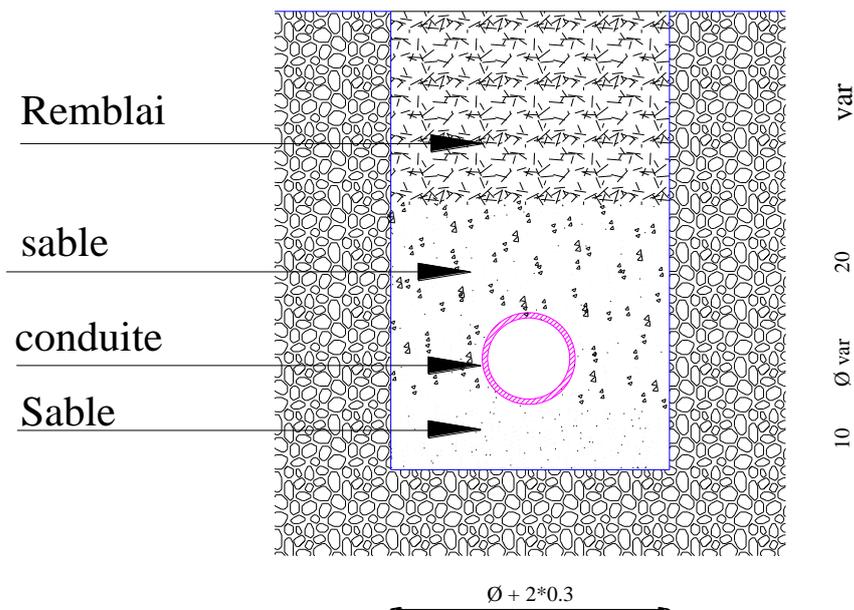


Figure. V.1 : Coupe transversale d'un remblayage des fouilles pour les conduites de PEHD.

V.2.2.4. Franchissement des points spéciaux

Lors d'exécution des travaux, la conduite traversera quelques points spéciaux.

On citera :

- Traversées de route ;
- Traversée de rivière ;
- Traversée de talweg.

V.2.2.5. Traversée de route

En raison des charges à supporter qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite comme à la route, la canalisation sera introduite à l'intérieur d'une buse (un fourreau en acier pour les conduite de PEHD) de diamètre supérieur, ce qui la préservera des vibration et des surcharges qui pourraient être les causes des infiltrations, par suite de fissures.

V.2.2.6. Traversée de rivière

En fonction de la traversée et de l'importance de réseau d'alimentation en eau potable, la pose de conduite à travers un oued demande certains travaux confortatifs. Deux cas peuvent de présenter :

- Premier cas : L'existence d'un pont route servira également à supporter la conduite;
- Deuxième cas : Si le pont route n'existe pas, la conduite pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux (tasseau), et pour la protéger on utilise des conduites de diamètre supérieur ou des gravillons sur les deux cotés de la conduite.

V.3. Mode de calcul

V.3.1. Devis quantitatif

Le devis quantitatif global du projet consiste à déterminer les quantités des différents ouvrages, terrassement et les pièces spéciales à fin de pouvoir dégager les fonds nécessaires pour la réalisation du projet.

Afin de ressortir les quantités on aura besoins des :

- Plans de masses et tracés en plan des réseaux ;
- Profils en long ;
- Plans des ouvrages spéciaux et détails d'exécution.

V.3.2. Détermination des volumes de terrassement

V.3.2.1. la tranchée

Le volume des terrassements de la tranchée se calcule comme suit :

$$V = L * l * p$$

Avec : L : Longueur de la tranchée ;

l : Largeur de la tranchée ;

P : Profondeur moyenne de la tranchée.

La largeur de la tranchée : $l = D_{ex} + (2 \times 0.3)$. Ou : D_{ex} : C'est le diamètre extérieur de la conduite.

La profondeur moyenne de la tranchée est égale à 1 m.

Pour le cas de notre projet on a :

Diamètre (m)	Longueur (m)	Volume de terrassement (m ³)
0,012	12	7,344
0,016	57	35,112
0,020	456	282,72
0,025	38	23,75
0,032	1198	757,136
0,040	816	522,24
0,050	1203	781,95
0,063	176	116,69
0,075	40	27,90
0,090	729	503,01
0,110	378	268,38
0,125	459	332,76
0,160	301	228,76
0,200	104	83,2
0,250	330	280,5
		Total = 4251,45 m³

Tableau V.1 : Calcul des volumes de terrassement pour le réseau ramifié.

Diamètre (m)	Longueur (m)	Volume de terrassement (m ³)
0,032	241	152,312
0,04	214	136,96
0,05	187	121,55
0,063	390	258,57
0,075	725	489,375
0,09	1185	817,65
0,11	113	80,23
0,125	474	343,65
0,16	162	123,12
0,2	406	324,8
0,25	348	295,8
0,315	326	298,29
		Total = 3442,307 m³

Tableau V.2 : Calcul des volumes de terrassement pour le réseau maillé.

V.3.2.2. Terrassement en grande masse

Pour notre projet on à projeter :

- Un réservoir au niveau de la ville d'AOKAS de capacité 1000 m³

Pour le réservoir le volume est donné par la relation : $V = S_e * P$

Avec : S_e : La section extérieure du réservoir ($S_e = \frac{\pi (D+(2*e))^2}{4}$).

e : Epaisseur du voile ;

P : Profondeur de la fouille, qui dépend de l'étude du sol (l'ancrage), et le type de réservoirs (semi-enterré) ;

Pour notre cas on prend :

$$R \ 1000 \text{ m}^3 : V = 507 \text{ m}^3$$

Pour les regards le volume se calcul comme suit : $V = L^2 * P$

Avec : L : Largeur extérieur du regard = 1.30 m

P : Profondeur du regard = 1.80 m

$$\text{Donc } V = 3,042 \text{ m}^3$$

V.3.2.3. Le volume des déblais

Le volume total foisonner représentant le volume des déblais (V_D) se calcul en considérant le volume de terrassement (V_T) le coefficient de foisonnement (K_f) du sol :

$$V_D = V_T * K_f$$

Pour notre zone d'étude de sol est meuble consolidé ce qui nous amène à choisir un coefficient de foisonnement de $K_f = 1.35$.

Les résultats de calcul des volumes de terrassement sont regroupés dans le tableau suivant :

Type de terrassements	Volume des terrassements	Volume des déblais après foisonnement
Terrassement en tranchée	4251,45	5739,45
Terrassement en grande masse	531,34	717,3
TOTAL	4782,79	6456,75

Tableau V.3 : calcul des volumes des déblais pour réseau ramifié.

Type de terrassements	Volume des terrassements	Volume des déblais après foisonnement
Terrassement en tranchée	3442,307	4647,11
Terrassement en grande masse	555,67	750,16
TOTAL	3997,98	5397,27

Tableau V.4: calcul des volumes des déblais pour réseau maillé.

V.3.2.4. Calcul de volume du sable

Dans notre projet on à opter pour un lit de pose, l'enrobage de la conduite en sable, c'est-à-dire : La conduite sera posée sur un lit d'une épaisseur de 0.1 m, et enrobée d'une épaisseur de 0.2 m.

Donc le volume de sable sera :

$$V_s = L * H * l$$

Avec

$H = 0.1 + 0.2 + D_{ex}$. Ou : D_{ex} : C'est le diamètre extérieur de la conduite

Volume de sable	Réseau ramifié	Réseau maillé
Totale	1275,44 (m ³)	1032,69 (m ³)

Tableau V.5 : calcul le volume du sable pour les deux réseaux.

V.3.2.5. Calcul du volume de remblais

Le volume de remblais se calcul comme suit :

$$V_R = V_{ff} - V_s$$

Avec : V_R : Volume de remblais (m³) ;

V_{ff} : Le volume de la fouille (m³) ;

V_s : Le volume de sable (m³).

Le volume des remblais pour réseau ramifié est : $V_{R,ramifié} = 2976,01 \text{ m}^3$

Le volume des remblais pour réseau maillé est : $V_{R,maillé} = 2409,62 \text{ m}^3$

En remarque qu'il y a un surplus des terres, et cela fait appel à l'évacuation.

$$V_{R,E} = V_D - V_R$$

Le volume des remblais évacué pour réseau ramifié est: $V_{R,E,ramifié} = 2763,44 \text{ m}^3$

Le volume des remblais évacué pour réseau maillé est : $V_{R,E,maillé} = 2237,49 \text{ m}^3$

V.4. Conclusion

Pour une réussite totale du projet, la pose des conduites ne doit subir aucune défaillance à la fois technique ou humaine et qui par conséquent, cet ensemble de critères cité plus haut doit scrupuleusement être respecté.

CHAPITRE : VI

Comparaison

Comparaison

VI.1. Introduction

Le choix de type du réseau qui devra être utilisé pour la réalisation de projet d'AEP de la ville d'AOKAS est l'objet de l'analyse présente.

Pour suggérer au gestionnaire un choix rationnel de réseau, nous avons procédé à une analyse technico-économique des deux réseaux.

VI.2. Comparaison technique des deux réseaux de distribution

La comparaison technique se base sur plusieurs paramètres : la pression, la vitesse, la gestion, etc.

	Réseau ramifié	Réseau maillé
Pression	Dans les normes	Dans les normes
Vitesse	Dans les normes	Dans les normes
Sens d'écoulement	Unique	Changement
Renouvellement de l'eau	Assuré	Zones de stagnation
Perte de charge	Elevées	Faibles
Sécurité et souplesse en cas de rupture	Moins	Plus

Tableau VI.1 : Comparaisons technique des deux réseaux.

Donc le réseau ramifié est de fiabilité moindre et de mauvaise gestion en cas de rupture de conduite. Par contre, le réseau maillé est de fiabilité élevée et facile à gérer en cas de rupture de conduite.

VI.3. Comparaison économique des deux réseaux de distribution

VI.3.1. Devis quantitatif et estimatif du projet

Remarque

En raison d'absence des prix de plusieurs ouvrages et accessoires du réseau, notre étude est basé sur les prix de terrassement, évacuation des terres excédentaires, remblais de la tranchée en terre, du sable pour lit de pose et enrobage de la conduite, réalisation des regards, franchissement des points spéciaux et le prix de revient des conduites.

Les prix sont obtenus au niveau de l'ADE de la ville de Bejaia.

Tableau VI.2 : Devis quantitatif et estimatif de réseau ramifié.

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
01	Terrassement en tranchée	m ³	4251,45	700,00	2976015,00
02	Terrassement en grande masse	m ³	531,34	400,00	212536,00
03	Evacuation des terres excédentaires	m ³	2763,44	400,00	1105376,00
04	Remblais de la tranchée en terre	m ³	2976,01	200,00	595202,00
05	Du sable pour lit de pose = 0.1 m et enrobage de la conduite sur une hauteur de 0.2m au dessus	m ³	1275,44	2000,00	255088,00
07	Fourniture et pose de conduite en PEHD de diamètre 12 mm	ml	12	22,96	275,52
08	Fourniture et pose de conduite en PEHD de diamètre 16mm	ml	57	30,16	1719,12
09	Fourniture et pose de conduite en PEHD de diamètre 20mm	ml	456	33,82	15421,92
10	Fourniture et pose de conduite en PEHD de diamètre 25mm	ml	38	43,16	1640,08
11	Fourniture et pose de conduite en PEHD de diamètre 32mm	ml	1198	56,28	67423,44
12	Fourniture et pose de conduite en PEHD de diamètre 40mm	ml	816	72,90	59486,40
13	Fourniture et pose de conduite en PEHD de diamètre 50mm	ml	1203	105,99	127505,97
14	Fourniture et pose de conduite en PEHD de diamètre 63mm	ml	176	166,14	29240,64
15	Fourniture et pose de conduite en PEHD de diamètre 75mm	ml	40	234,90	9396,00
16	Fourniture et pose de conduite en PEHD de diamètre 90mm	ml	729	287,33	108610,74
17	Fourniture et pose de conduite en PEHD de diamètre 110mm	ml	378	417,94	157981,32
18	Fourniture et pose de conduite en PEHD de diamètre 125mm	ml	459	539,84	247786,56
19	Fourniture et pose de conduite en PEHD de diamètre 160mm	ml	301	891,04	268203,04
20	Fourniture et pose de conduite en PEHD de diamètre 200mm	ml	104	1375,73	143075,92
21	Fourniture et pose de conduite en PEHD de diamètre 250mm	ml	330	2147,78	708767,40
23	Réalisation de regard (dimension : 1.3*1.3*1.5m)	U	08	25000,00	200000,00
24	Traversé de canal, y compris la remise à l'état des lieux et toute sujétion de pose	U	4	50000,00	200000,00
Total en H.T				6790751,75 DA	
Total TVA 17%				1154427,80 DA	
Total en TTC				7 945 179,55 DA	

Tableau VI.3 : Devis quantitatif et estimatif de réseau maillé.

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
01	Terrassement en tranchée	m ³	3442,307	700,00	2409614,90
02	Terrassement en grande masse	m ³	555,67	400,00	222268,00
03	Evacuation des terres excédentaires	m ³	2237,49	400,00	894996,00
04	Remblais de la tranchée en terre	m ³	2409,62	200,00	481924,00
05	F/P de sable pour lit de pose = 0.1 m et enrobage de la conduite sur une hauteur de 0.2m au dessus	m ³	1032,69	2000,00	206538,00
06	Fourniture et pose de conduite en PEHD de diamètre 32mm	ml	241	56,28	13563,48
07	Fourniture et pose de conduite en PEHD de diamètre 40mm	ml	214	72,90	15600,60
08	Fourniture et pose de conduite en PEHD de diamètre 50mm	ml	187	105,99	19820,13
09	Fourniture et pose de conduite en PEHD de diamètre 63mm	ml	390	166,14	64794,60
10	Fourniture et pose de conduite en PEHD de diamètre 75mm	ml	725	234,90	170302,50
11	Fourniture et pose de conduite en PEHD de diamètre 90mm	ml	1185	287,33	340486,05
12	Fourniture et pose de conduite en PEHD de diamètre 110mm	ml	113	417,94	47227,22
13	Fourniture et pose de conduite en PEHD de diamètre 125mm	ml	474	539,84	255884,16
14	Fourniture et pose de conduite en PEHD de diamètre 160mm	ml	162	891,04	144348,48
15	Fourniture et pose de conduite en PEHD de diamètre 200mm	ml	406	1375,73	558546,38
16	Fourniture et pose de conduite en PEHD de diamètre 250mm	ml	448	2147,78	962205,44
17	Fourniture et pose de conduite en PEHD de diamètre 315mm	ml	326	3313,15	1080086,90
18	Réalisation de regard (dimension : 1.3*1.3*1.5m)	U	16	25000,00	400000,00
19	Traversé d'oued, y compris la remise à l'état des lieux et toute sujétion de pose	U	2	100 000,00	200000,00
20	Traversé de canal, y compris la remise à l'état des lieux et toute sujétion de pose	U	4	50 000,00	200000,00
Total en H.T				7988206,84 DA	
Total TVA 17%				1357995,16 DA	
Total en TTC				9 346 202,00 DA	

A partir des deux devis, nous concluons que le réseau ramifié est le moins coûteux par rapport au réseau maillé.

VI.4. Conclusion

- L'analyse technique des deux réseaux donne un net avantage au réseau maillé ;
- L'analyse économique des deux réseaux donne un net avantage au réseau ramifié.

Aux termes de ce chapitre, on conclut que le réseau maillé est la solution la plus adéquate pour notre projet, à cause des avantages technique qu'il présente (fiabilité élevée et facile à gérer).

Conclusion générale

Conclusion

Au cours de cette étude, nous avons établi les différentes étapes nécessaires pour la conception et le dimensionnement du réseau de distribution d'eau potable de la ville d'AOKAS.

Après avoir estimé les différents besoins en eau, nous avons constaté que ces besoins à long terme sont de 42,13 l/s. Ils seront satisfaits par le débit fourni par les trois sources, qui est de 65 l/s.

Afin d'assurer l'alimentation en eau potable de la zone d'étude, et d'assurer des pressions adéquate à tous les points des deux réseaux. Un réservoir d'un volume de 1000 m³ est nécessaire avec une hauteur est de 5 m et un diamètre de 16 m. Il sera placé à une altitude de 78,3m pour le réseau ramifié et 70m pour le réseau maillé.

Pour le dimensionnement de réseau de distribution, on a déterminé les diamètres des différents tronçons pour les deux scénarios (réseau maillé et réseau ramifié). Nous avons constaté que :

- les vitesses pour les deux réseaux sont comprises entre 0,5 m/s et 1,5 m/s.
- les pressions pour le réseau ramifié sont comprises entre 15 m et 60 m.
- les pressions pour le réseau maillé sont comprises entre 40 m et 60 m.

Concernant le matériau des conduites, nous avons opté pour le PEHD (PN06) à cause des avantages qu'il présente.

Cette étude a été réalisée avec le logiciel EPANET.

Enfin, nous avons conclu que le réseau maillé est la solution la plus adéquate pour notre projet, à cause des avantages technique qu'il présente (fiabilité élevée et facile à gérer).

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

- [1] A. DUPONT « hydraulique urbaine» tome I, Edition EYROLLES, 1979
PARIS.
- [2] A. DUPONT «hydraulique urbaine» tome II, Edition EYROLLES, 1981
PARIS.
- [3] JACQUES.BONNIN’’Aide -mémoire hydraulique urbaine ‘‘Ed Eyrolles, paris,
1982.
- [4] M. CALIER « hydraulique générale appliquée » Edition EYROLLES.
- [5] LEWIS A.Rosman «MANUEL DE L.UTILISATEUR» Epanet.
- [6] Catalogue STPM CHIALI : matériels hydraulique tubes et accessoires.
- [7] A. HAOUASSI, L.SOUMMARI «alimentation en eau potable de la ville de
Mouzaia à partir du champ de captage de la Mitidja», promotion 2003.
- [8] M.MADJIDI, Z.LAALOUANI «étude de l’alimentation en eau potable de Beni
Fouda», promotion 2008.
- [9] Ben Massoud Nourdine : «Alimentation en eau potable de la ville Chebli
Blida», Ecole supérieure d’Hydraulique –Blida 2003.
- [10] Mizi. A, Bouzit. N« Etude d’un réseau d’alimentation en eau potable de la
ville nouvelle d’el Ménéaa», promotion 2013.

Annexe

Diamètres des conduites PEHD

PN 6				
Code STPM	DN	Epais. Mini.	Epais. Maxi	Masse Kg/ml
110020201	20	2.0	2.3	0.116
110020251	25	2.0	2.3	0.148
110020321	32	2.0	2.3	0.193
110020401	40	2.0	2.3	0.244
110020501	50	2.4	2.8	0.369
110020631	63	3.0	3.4	0.573
110020751	75	3.6	4.1	0.820

PN 6				
Code STPM	DN	Epais. Mini.	Epais. Maxi	Masse Kg/ml
110060901	90	3.5	4.0	0.985
110061101	110	4.2	4.8	1.440
110061251	125	4.8	5.4	1.860
110061601	160	6.2	7.0	3.070
110062001	200	7.7	8.6	4.740
110062501	250	9.6	10.7	7.400
110063151	315	12.1	13.5	11.800
110064001	400	15.3	17.0	18.800
110065001	500	19.1	21.2	29.300

Résumé

Au cours de cette étude, nous avons établi les différentes étapes nécessaires pour la conception et le dimensionnement du réseau de distribution d'eau potable de la ville d'AOKAS.

La conception et le dimensionnement des deux réseaux de distribution ramifié et maillé nous a permis de comparer entre les deux sur les plans technique et économique.

Cette étude a été réalisée avec le logiciel EPANET.

Après la comparaison, nous avons conclu que le réseau maillé est la solution la plus adéquate pour notre projet, à cause des avantages technique qu'il présente (fiabilité élevée et facile à gérer).

En fin, nous souhaitons que ce modeste travail puisse servir d'avant projet et de support pour la réhabilitation de ce projet.