

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique
Laboratoire de Recherche enHydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

M^r HAMDOUNI Mohamed El Amine

M^r MOKDAD Mohamed Ismail

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER en Hydraulique**

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE:

**Etude du réseau d'AEP du pos N°76, Draa Ben Guenif,
commune du MEDEA, Wilaya de MEDEA**

Soutenu le -- /06 /2015 devant le jury composé de :

- Président : M^{Mme} Boudjelal Samia
- Promoteurs : M^r Bedjou Abdelhamid
- Examineur : M^r Berreksi Ali

M^r Hammouche Abderrahmane

Année universitaire : 2014/2015

REMERCIEMENTS

*JE remercie DIEU de m'avoir donné le courage et la volonté
d'accomplir ce travail.*

*Mes remerciements vont particulièrement à mes parents pour leur
soutien et leurs encouragements.*

*Je tiens à remercier mon promoteur Mr. AMMARI Abdelhadi
pour avoir encadré mon travail et m'avoir beaucoup aidé par ses
orientations et ses précieux conseils pour l'élaboration de cette
étude.*

*J'adresse mes remerciements tous les enseignants de département
de l'hydraulique qui ont contribué à ma formation.*

*Enfin, je remercie toutes les personnes qui m'ont conseillé, qui se
sont simplement intéressées à ce travail, et aussi celles qui, je
l'espère me pardonneront de les avoir oubliées.*



DEDICACE
Je Dédie ce modeste travail

Spécialement à ma très chère mère pour ces Sacrifices, son amour, son

Aide et son soutien et me voir ainsi arriver à ce

Que je suis devenu aujourd'hui.

à ma très chère père

A Tous mes frères et sœurs (Chourouk, Amira)

Toute la famille Mokdad

A tout mes amis : Abdelhalim (Khouya w machi sahbi), Abdenour, Youcef, Zedam

(Maghra), Amine (Beziwech).

A mes chers oncles et tantes ainsi qu'a tout le reste de ma famille de MEDEA et d'ALGER,

A ma meilleure amie (houda).

A la mémoire de ma grande mère.

Toute personne qui a contribué de près ou de loin à ma réussite

Mokdad mohamed ismal





DEDICACE

Je Dédie ce modeste travail

Spécialement à ma très chère mère Zohra pour ces Sacrifices, son amour, son aide et son soutien et me voir ainsi arriver à ce

Que je suis devenu aujourd'hui.

À mon très cher père Abdelkrim;

À mes très chères sœurs (Ahlem, Sara);

À mes frères (Abdelkader, Abderrahmane, Yousef)

À tout la famille HAMDOUNI

À mes oncles maternels ;

À mes tantes maternelles ;

À mes oncles paternels ;

À mes tantes paternelles ;

À mes Amis : Zizou, Abdelhalim, Youcef, Zedam, Ayoub, Nabil, Merzak, Hachmi,

Feteh, Rahim, Amir, Mouh, Bilal, Souhib,

À mes Amies : Nora, Rima, Fadhila, Selma,

À tout mes Amis de restaurant COQ

Et tout le groupe de Master II H.U

mouhamed el amine



SOMMAIRE

Introduction générale.....	01
Chapitre I : Présentation du site et estimation des besoins	
I.1. Présentation du site.....	02
I.1.1. Situation de la commune et de la ville par rapport au contexte régional.....	02
I.1.2. Situation de l'aire d'étude.....	02
I.1.2.1. Situation géologique.....	02
I.1.2.2. Situation climatique.....	03
I.1.2.3. Localisation du site.....	03
I.2. Besoin en eau de l'agglomération.....	04
I.2.1. Zone 1.....	04
I.2.1.1. Equipements.....	05
I.2.1.2. Base d'évolution de la population.....	05
I.2.1.3. Récapitulatif de la consommation moyenne en eau.....	06
I.2.1.4. Majoration de la consommation moyenne journalière.....	07
I.2.1.5. Variation de la consommation journalière	08
I.2.1.6. Détermination des débits horaires.....	09
I.2.2. Détermination du débit de pointe.....	10
I.2.3. La zone 2.....	11
I.2.3.1 Les équipements.....	12
I.2.3.1. Besoins en eau de l'agglomération.....	13
I.2.3.2. Variation de la consommation journalière.....	13
I.2.4. Détermination des débits horaires.....	14
I.2.5. Détermination du débit de pointe.....	14
I.3. Conclusion.....	14
Chapitre II : Réservoirs	
II.1. Introduction.....	15
II.2. Rôle et fonctions des réservoirs.....	15
II.3. <i>EMPLACEMENT DES RESERVOIRS</i>	15
II.4. Classification des réservoirs.....	16
II.5. Principe de fonctionnement.....	16
II.6. Choix du type de réservoir.....	16
II.7. Equipement du réservoir.....	17
II.7.1. Conduite d'arrivée.....	17
II.7.2. Conduite de départ ou de distribution	17
II.7.3. Conduite de vidange.....	17
II.7.4. Conduite de trop-plein.....	17
II.7.5. Système de matérialisation d'incendie.....	17
II.7.6. Conduite by-pass.....	18
II.8. Capacité du réservoir.....	18
II.8.1. Méthode analytique.....	18
II.8.2. Méthode graphique.....	18
II.9. Détermination du volume total d'un réservoir.....	18
II.10. Dimensionnement des réservoirs projetés.....	20
II.10.1. Dimensionnement du réservoir de la zone 1.....	20

II.10.2. Calcul de la capacité du réservoir de la zone 1.....	20
II.10.3. Dimensionnement du réservoir de la zone 2.....	21
II.10.4. Calculer de la capacité du réservoir de la zone 2.....	22
II.11. Conclusion.....	23

Chapitre III : Adduction

III.1. Introduction.....	24
III.2. Types d'adduction.....	24
III.3. Choix du type de conduites.....	24
III.4. Description du schéma d'adduction projeté.....	25
III.5. Dimensionnement des conduites.....	25
III.5.1. Cas gravitaire.....	25
III.5.1.1. Calcul de la vitesse.....	26
III.5.1.2. Calcul des diamètres.....	26
III.5.1.3. Calcul des pertes de charge.....	27
III.6. Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction.....	28
III.6.1. Tronçon P_p - P_A	28
III.6.2. Calcul la pression entre P_p et P_A	28
III.6.3. Tronçon P_A - R_1	29
III.6.4. Calcul la pression entre P_A et R_1	29
III.6.5. Tronçon P_A - R_2	30
III.6.6. Calcul la pression P_A - R_2	31
III.6.7. Calcul la pression au point le plus bas.....	32
III.7. Equipement de l'adduction.....	32
III.7.1. Robinets vannes.....	32
III.7.2. Vidange.....	32
III.7.3. Ventouses.....	33
III.7.4. Vanne de décharge.....	33
III.8. Conclusion.....	33

Chapitre IV : Distribution

IV.1. Introduction.....	34
IV.2. Type des réseaux de distribution.....	34
IV.2.1. Réseau ramifié.....	34
IV.2.2. Réseau maillé.....	34
IV.3. Conditions sur les vitesses et les pressions.....	35
IV.3.1. Vitesse.....	35
IV.3.2. Pression.....	35
IV.4. Conception du réseau de distribution.....	35
IV.5. Choix du tracé.....	36
IV.6. Choix des conduites de distribution.....	36
IV.7 Calcul hydraulique.....	36
IV.7.1 Répartition des débits de pointe.....	36
IV.7.2. Débit spécifique.....	38
IV.7.3. Débit de route.....	39
IV.7.4. Débit au tronçon.....	39
IV.7.5. Débit au nœud.....	39
IV.8. Dimensionnement des réseaux de distribution.....	40
IV.8.1. Dimensionnement de réseau de distribution (A).....	40

IV.8.1.1. Détermination des débits aux tronçons et des débits nodaux.....	40
IV.8.2. Dimensionnement de réseau de distribution (B).....	41
IV.8.2.1. Détermination des débits aux tronçons et des débits nodaux.....	42
IV.8.3. Détermination des diamètres des conduites.....	43
IV.8.4. Modélisation et simulation du réseau.....	43
IV.8.5. Présentation du logiciel EPANET.....	44
IV.8.6. Utilisation du logiciel EPANET.....	44
IV.8.7. Modélisation du réseau.....	44
IV.8.8. Simulation du réseau.....	45
IV.8.8.1. Première simulation du réseau de distribution (A), cas de pointe.....	45
IV.8.8.2. Première simulation du réseau de distribution (B), cas de pointe.....	47
IV.8.8.3. Deuxième simulation du réseau de distribution (A), cas d'incendie.....	48
IV.8.8.4. Deuxième simulation du réseau de distribution (B), cas d'incendie.....	50
IV.8.8.4. Deuxième simulation du réseau de distribution (B), cas d'incendie.....	51
IV.8.8.5. Troisième simulation cas de collecte de deux réseaux (A) et (B).....	56
IV.9. Conclusion.....	57
Chapitre V : Elaboration d'un système d'information géographique	
V.1. Introduction.....	58
V.2. Système d'information	58
V.3. Système d'information géographique pour le réseau D'AEP	58
V.4. Avantages liés à la mise en place de SIG pour le réseau D'AEP.....	58
V.5. Données et méthodologie.....	59
V.5.1. Les données requises et leur mode d'acquisition.....	59
V.5.2. Plan du masse.....	59
V.5.3. Réseau D'AEP projeté.....	59
V.5.4. Réseau d'adduction	60
V.5.5. Les Réservoirs.....	60
V.6. Conclusion.....	60
Conclusion générale.....	63
Références Bibliographiques.....	64

LISTE DES SYMBOLES

D_{ext} : Diamètre extérieur
 D_{int} : Diamètre intérieur
 D_n : Diamètre nominal
 D_{min} : Diamètre minimum
 D_{max} : Diamètre maximum
 D_r : Diamètre du réservoir
 D_1 : Diamètre du réservoir de la zone 1
 D_2 : Diamètre du réservoir de la zone 2
 H_g : Hauteur géométrique
 H_{inc} : Hauteur d'incendie
 H_l : Pertes de charge linéaires
 H_r : Hauteur d'eau dans réservoir
 H_t : Pertes de charges totales
 H_s : pertes de charges singulières
 K : Rugosité
 $K_{max,h}$: Coefficient de consommation maximale horaire
 $K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximale
 $K_{min,h}$: Coefficient de consommation minimale horaire
 $K_{min,j}$: Coefficient d'irrégularité minimale
 K_p : coefficient de pointe
 L : Longueur
 N : Nombre d'habitants
 P : Pression
 P_A : Pression au point A
 P_p : Pression au point de piquage
 P_{pb} : Pression au point plus bas
 P_{R1} : Pression au réservoir 1
 P_{R2} : Pression au réservoir 2
 Q : Débit transitant
 $Q_{max,h}$: Débit maximum horaire
 $Q_{max,j}$: Débit maximum journalier
 $Q_{min,h}$: Débit minimum horaire
 $Q_{min,j}$: Débit minimum journalier
 $Q_{moy,h}$: Débit moyen horaire
 $Q_{moy,j}$: Débit moyen journalier
 Q_N : Débit au nœud
 Q_P : Débit de pointe
 Q_R : Débit en route
 Q_t : Débit total
 R : Résidu
 R_e : Nombre de REYNOLDS
 S : Surface de la conduite
 S_R : surface de réservoir
 V : Vitesse d'écoulement
 V_{inc} : Volume d'incendie
 V_{max} : Vitesse maximum d'écoulement
 V_{min} : Vitesse minimum d'écoulement
 V_T : Capacité totale du réservoir
 V_u : Volume utile du réservoir

a : Fraction horaire du débit maximum journalier

e : épaisseur

g : Accélération de la pesanteur

J : Perte de charge unitaire

q_s : Débit spécifique

α_{max} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération

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

λ : Coefficient de frottement linéaire exprimé par la formule de COLEBROOK

λ₀ : Coefficient de frottement en premier approximation

LISTE DES ABREVIATIONS

AEP : Alimentation en eau potable

APC : Assemblée Populaire Commune

CTP : Cote trop plein

DOT : Dotation

ha : hectare

hab : habitant

LPS : litre par seconde

PTT : Poste de Transmission et de Télécommunication

POS : Plan d'Occupation du Sol

TOL : Taux d'occupation par logement

LISTES DES FIGURES

Figure (I.1) : Plan de situation.....	2
Figure (I.2) : localisation du site.....	3
Figure (I.3) : localisation du site avec agrandissement.....	4
Figure (I.4) : Aire d'étude pour la zone 1.....	5
Figure (I.5) : Aire d'étude pour la zone 2.....	12
Figure (II.1) : Coupe transversale d'un réservoir de stockage d'un type semi-enterré.....	19
Figure(III.1) : Schéma du l'adduction.....	26
Figure(IV.1) : Réseau ramifié.....	35
Figure(IV.2) : Réseau maillé.....	36
Figure(IV.3) : Réseau de distribution (A).....	38
Figure(IV.4) : Réseau de distribution (B).....	39
Figure (IV.5) : Réseau de distribution (A), cas d'incendie.....	49
Figure (IV.6) : Réseau de distribution (B), cas d'incendie.....	52
Figure (IV.7) : Réseau de distribution (A) et (B), cas de collecte.....	54
Figure(V.1) : schéma du réseau de distribution, réseau d'adduction et les ouvrages de stockage...	59
Figure(V.2) : schéma du plan de masse.....	60

LISTE DE TABLEAUX

Tableau (I.1) : Tableau récapitulatif des besoins domestiques de la zone 1.....	05
Tableau (I.2) : Les équipements de la zone 1.....	05
Tableau (I.3) : Détermination de la consommation moyenne en eau de la zone 1.....	06
Tableau (I.4) : Variation de la consommation journalière de la zone 1.....	07
Tableau (I.5) : Variation du coefficient β_{max}	08
Tableau (I.6) : Variation du coefficient β_{min}	08
Tableau (I.7) : Variation des débits horaires de la zone 1	10
Tableau (I.8) : Tableau récapitulatif des besoins domestiques de la zone 2.....	12
Tableau (I.9) : Les équipements de la zone 2.....	12
Tableau (I.11) : Variation de la consommation journalière de la zone 2.....	12
Tableau (I.10) : Détermination de la consommation moyenne en eau de la zone 2.....	13
Tableau (I.12) : Variation des débits horaires de la zone 2.....	14
Tableau (II.1) : Dimensionnement du réservoir dans la zone1.....	20
Tableau (II.4) : Les caractéristiques du réservoir 2.....	21
Tableau (II.2) : Les caractéristiques du réservoir 1.....	22
Tableau (II.3) : Dimensionnement du réservoir dans la zone 2.....	23
Tableau (III.1) : Calcul de H_T de tronçon PP-PA.....	29
Tableau (III.2) : Calcul de H_T de tronçon PA-R.....	30
Tableau (III.3) : Calcul de H_T de tronçon PA-R2.....	31
Tableau (IV.1) : Répartition des débits de pointe des deux réseaux.....	36
Tableau (IV.2) : Les débits de routes et aux nœuds du réseau (A).....	40
Tableau (IV.3) : Détermination des débits aux tronçons et les débits nodaux du réseau(B)...	41
Tableau (IV.4) : Etat des nœuds du réseau (A), cas de pointe.....	44
Tableau (IV.5) : Etat des conduites du réseau (A), cas de pointe.....	45
Tableau (IV.6) : Etat des nœuds du réseau (B), cas de pointe.....	46
Tableau (IV.7): Etat des conduites du réseau (B), cas de pointe.....	47
Tableau (IV.8) : Etat des nœuds du réseau (A), cas d'incendie).....	48
Tableau (IV.9): Etat des conduites du réseau (A), cas d'incendie.....	49
Tableau (IV.10) : Etat des nœuds du réseau (B), cas d'incendie.....	51
Tableau (IV.11) : Etat des conduites du réseau (B), cas d'incendie.....	52

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le développement d'une région dans tous les domaines dépend essentiellement du développement du secteur hydraulique, puisque celui-ci est lié à toutes les branches de l'économie.

Pour qu'on puisse atteindre l'évolution dans notre vie journalière, ainsi que dans l'industrie et l'agriculture, il faut qu'il y'ait de l'eau en quantité suffisante. Celle-ci est considérée comme élément de base pour le fonctionnement des machines et aussi pour transformer certaines matières premières en produits consommables. Dans la vie courante l'homme ne peut pas vivre sans eau.

Vu que la quantité d'eau disponible décroît chaque année et chaque mois, donc il faut trouver des solutions et des stratégies rigoureuses pour assurer la consommation d'eau journalière nécessaire. Mais ce n'est pas seulement lorsqu'on assure la demande qu'on dit qu'on n'a pas de problème d'eau.

C'est ce qui s'est passé dans notre pays. Actuellement on recherche des solutions qui peuvent nous coûter beaucoup plus chères par rapport à des préventions qu'on aurait dû prendre en considération.

En se basant sur ces considérations, l'objectif du présent mémoire est l'étude du réseau d'alimentation en eau potable et de distribution du pos N°76, Draa Ben Guenif, Commune de MEDEA, Wilaya de MEDEA. A cet effet, on vise à élaborer une étude détaillée du réseau où les grands axes seront la chaîne d'adduction et la distribution ; pour cela, le plan de travail s'articule autour des points suivants :

Dans un premier temps (chapitre I), il est nécessaire de connaître la situation de la zone d'étude telle que la situation géographique, climatique et les besoins en eau de l'agglomération ainsi que la consommation moyenne journalière de l'agglomération.

Le chapitre II décrira précisément le calcul de la capacité des réservoirs projetés.

Le chapitre III sera consacré à déterminer le diamètre optimal de l'adduction.

Le chapitre IV une étude préliminaire doit être faite afin d'attribuer des diamètres adéquats pour le dimensionnement de réseau de distribution.

Enfin, on passe à l'élaboration d'un système d'information géographique. Dans le chapitre V on terminera par une conclusion générale.

CHAPITRE I :

PRESENTATION DU SITE ET ESTIMATION DES BESOINS

I.1. Présentation du site

I.1.1. Situation de la commune et de la ville par rapport au contexte régional

La wilaya de MEDEA issue de l'ancienne WILAYA de TITTERI, est Composée de 19 Dairas et de soixante-quatre (64) communes. Elle est limitée par les wilayas suivantes :

- Au Nord : BLIDA
- A l'Ouest : AIN DEFLA et TESSEMSILT
- Au Sud : EL DJELFA
- Au Sud-est : M'SILA
- A l'Est : BOUIRA

La commune de MEDEA est située dans une région montagneuse sur un plateau inséré entre l'ATLAS BLIDEEN et le massif de BERROUAGHIA, sur une altitude qui varie entre 900 et 1000 m. C'est une commune à caractère urbain, avec une densité très élevée de **2077** habitants au km² [1]. Malgré sa position excentrée (au Nord de la WILAYA) et vu sa vocation en tant que ville administrative et de service, elle présente des équipements et des activités d'intérêt régional et national. La commune de MEDEA constitue un pôle d'attraction qui rayonne sur une grande partie de la WILAYA et qui s'étend même sur certaines wilayas du Nord.

I.1.2. Situation de l'aire d'étude

I.1.2.1. Situation géologique

L'aire d'étude située au périphérique du périmètre urbain de la commune de MEDEA au côté Sud sous une surface de 46 ha, elle est délimitée par :

- Au Nord : par le POS N°47.
- Au Sud : par les POS N°35. N°33.
- A l'Est : par le POS N° 33.47.
- A L'Ouest : par le POS N° 75.35

Elle est représentée dans la figure (I.1) ci-dessous.

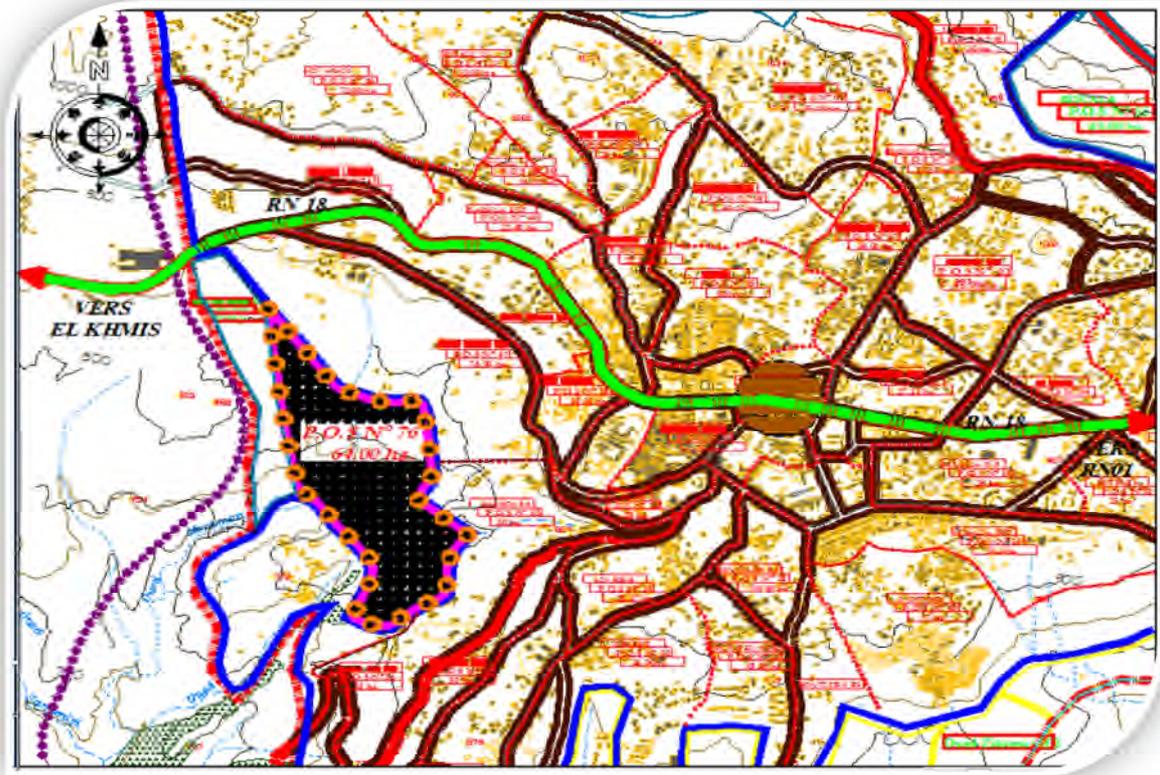


Figure (I.1) : Plan de situation

I.1.2.2. Situation climatique

A. Climat

La commune de Médéa appartient à l'étage bioclimatique sub-humide, hiver froid, été chaud malgré la proximité de la mer, l'effet de continentalité se fait ressentir dans la région [1].

B. la pluviométrie

La pluviométrie est caractérisée par son intensité et son irrégularité avec une moyenne annuelle des précipitations de 800 mm [2].

D. Température

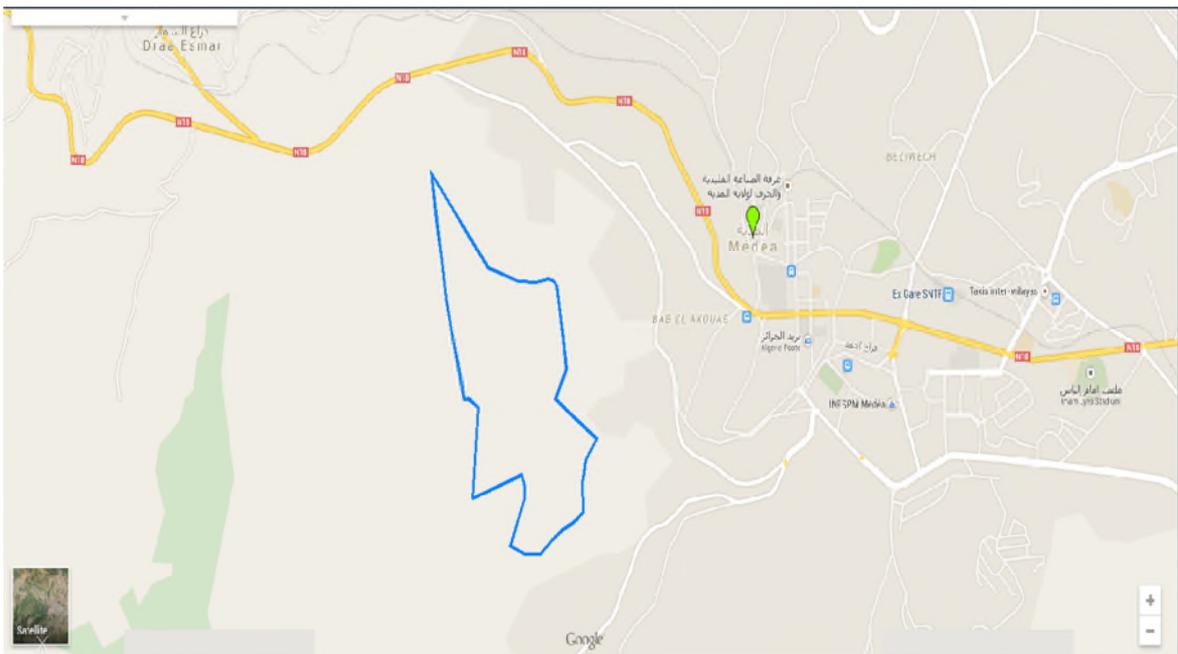
Les températures sont observées à la station climatologique de la commune de MEDEA. Elles varient est de 5°C en janvier est de 30°C en juillet [2].

I.1.2.3. Localisation du site

La localisation de l'aire d'étude est donnée dans la figure (I.2) avec un agrandissement dans la figure (I.3).



Figure (I.2) : Localisation du site



Figure(I.3) : Localisation du site avec agrandissement

I.2. Besoin en eau de l'agglomération

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur.

Cette estimation en besoins en eau dépend de plusieurs facteurs (de l'évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...etc.). Elle diffère d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre.

L'aire d'étude se décompose en deux zones :

I.2.1. Zone 1

Elle est représentée dans la figure (I.4) ci-après :

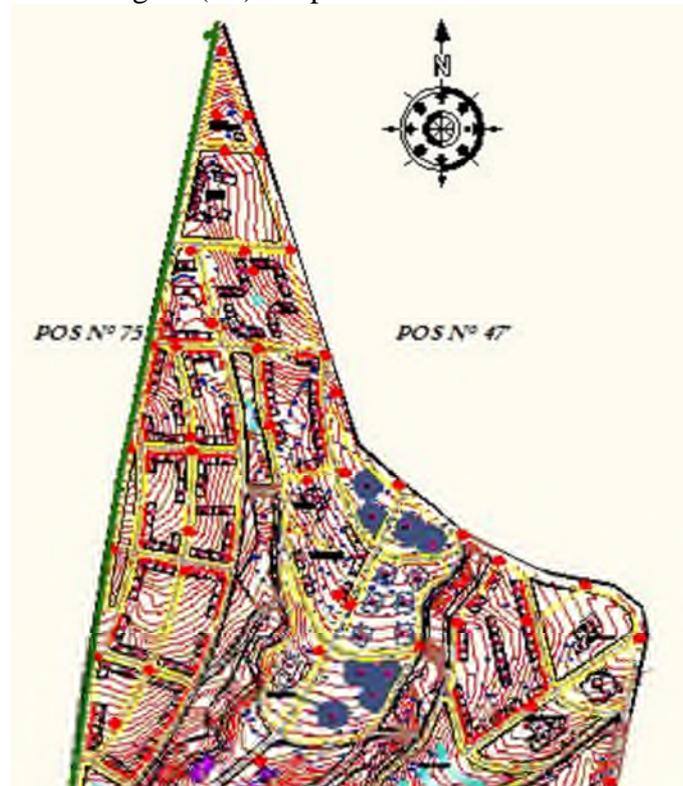


Figure (I.4) : Aire d'étude pour la zone 1

Les besoins domestiques :

- 1187 logements + 5 individuels

I.2.1.1. Equipements

Les équipements proposés sont :

- (01) CEM
- (01) Mosquée
- (01) Commerce + services
- (01) Conservatoire
- (02) Centre commercial
- (01) Bibliothèque
- (01) Station de transport

I.2.1.2. Base d'évolution de la population

La population se calcule sur la base du programme projeté pour le P.O.S avec un TOL égal à 6 personnes par logement [1].

A- Les besoins domestiques

On peut prendre comme base de calcul [3] :

- Villes de moins de 20 000 habitants : 150 à 200 litres / jour / habitant.
- Villes de 20 000 à 100 000 habitants : 200 à 300 litres / jour / habitant.
- Villes de plus de 100 000 habitants : 300 à 400 litres / jour / habitant.

Pour la première zone, la Population = 7152hab.

D'où, on prend : **Dotation= 150 l/j/ha**

Les besoins domestiques journaliers ; de la zone concernée par l'étude, sont donnés par la relation suivante:

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

Avec :

- Dot : Dotation moyenne en (l/j/hab)
- N : Nombre d'habitants

L'évaluation du débit moyen journalier est représentée dans le tableau (I.1) ci-dessous :

Tableau (I.1) : Tableau récapitulatif des besoins domestiques de la zone 1

Nombre d'habitants	Dotation (l/j/hab)	Débit (m ³ /j)	Débit (l/s)
7152	150	1072.8	12.41

B- Besoins des équipements

Les besoins des équipements sont représentés dans le tableau (I.2) ci-dessous :

Tableau (I.2) : Les équipements de la zone 1

Nature de consommateurs	Nombre consommateurs	Type de consommateurs	Dotation (l/j. cons)	Qmoy. j (m ³ /j)
(01) CEM (existant)	450	élèves	15	6,75
(01) Mosquée	350	fidèles	15	5,25
(1) Commerce + services	500	visiteurs	15	7,5
(1) Conservatoire	40	visiteurs	40	1,6
(2) Centre commercial	30	visiteurs	40	2,4
(1) Bibliothèque	6	visiteurs	15	0,09
(1) Station de transport	20	voyageurs	15	0,3
Total :	-		-	23,89

I.2.1.3. Récapitulatif de la consommation moyenne en eau

La récapitulation de la consommation moyenne en eau sont données dans le tableau (I.3) ci-après :

Tableau (I.3) : Détermination de la consommation moyenne en eau de la zone 1

Type de besoins	Consommation journalière m ³ /j
Domestique	1072.8 (M³/J)
Equipements	23.89 (M³/J)
TOTAL	1096.69 (M³/J)

I.2.1.4. Majoration de la consommation moyenne journalière

On effectue une majoration de 20% afin de compenser les fuites au niveau du réseau d'alimentation en eau potable, qui sont en fonction du type des conduites, de la nature du terrain et de la qualité de l'entretien, et cela, afin d'éviter tout risque d'insuffisance dans la consommation journalière.

La majoration des consommations moyennes journalières sont numérisés dans le tableau (I.4) ci-dessous :

Tableau (I.4) : Majoration de la consommation moyenne journalière

Zone	Q (m ³ /j)
Zone1	219.338

I.2.1.5. Variation de la consommation journalière

Cette consommation journalière est caractérisée par deux coefficients, à savoir :

- $K_{\max-j}$: Coefficient de variation maximal.
- $K_{\min-j}$: Coefficient de variation minimal.

A. Débit journalier

A.1. Consommation maximale journalière et minimale journalière

Durant la journée, la consommation d'eau n'est pas régulière, elle varie en présentant des maximums et des minimums. Ces variations sont caractérisées par des coefficients d'irrégularité, à savoir $k_{\max,j}$ et $k_{\min,j}$.

A.2. Débit maximal journalier

Il donné par la formule (I.2) suivante :

$$Q_{\max j} = K_{\max j} \cdot Q_{\text{moy}} \quad (\text{I.2})$$

- $K_{\max j}$: Coefficient de variation journalière maximale qui montre combien de fois le débit maximal journalier excède le débit moyen journalier [7].

On a :

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

$$\text{Prenons : } K_{\max j} = 1,2$$

Donc :

$$Q_{\max-j} = 1096.69 * 1.2 = 1316.028 \text{ m}^3/\text{j}$$

A.3. Débit minimal journalier ($Q_{\min-j}$)

C'est le rapport de la consommation minimal journalière à la consommation moyenne journalière.

$$K_{\min-j} = Q_{\min-j} / Q_{\text{moy}} \quad (\text{I.3})$$

Donc :

$$Q_{\min-j} = K_{\min-j} * Q_{\text{moy}} \quad (\text{I.4})$$

Avec :

- $K_{\min-j}$: Coefficient de majoration minimal ($K_{\min-j}$).

En général, il varie entre 0.7 et 0.9. Pour l'aire d'étude nous avons pris les deux valeurs suivantes :

$$K_{\max-j} = 1.2 \text{ et } K_{\min-j} = 0.8$$

$$Q_{\min-j} = 1096.69 * 0.8 = 877.352 \text{ m}^3/\text{j}$$

La variation de la consommation journalière est donnée dans le tableau (I.4) ci-dessous :

Tableau(I.4) : Variation de la consommation journalière de la zone 1

Besoins	2015(m ³ /j)	2015(l/s)
Q _{moy-j}	1096.69	12.69
Q _{max-j}	1316.028	15.23
Q _{min-j}	877.352	10.15

I.2.1.6. Détermination des débits horaires

A. 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 (*Annexe (2)*) :

$$k_{\max,h} = \frac{\text{Consommation maximale horaire}}{\text{Consommation moyenne horaire}} = \frac{Q_{\max,h}}{Q_{\text{moy},h}} \quad (\text{I.5})$$

$$k_{\min,h} = \frac{\text{Consommation minimale horaire}}{\text{Consommation moyenne horaire}} = \frac{Q_{\min,h}}{Q_{\text{moy},h}} \quad (\text{I.6})$$

Avec :

- ✓ La consommation moyenne horaire :

$$Q_{\text{moy},h} = \frac{Q_{\max,j}}{24} \quad (\text{I.7})$$

- ✓ La consommation maximale horaire :

$$Q_{\max,h} = k_{\max,h} \times Q_{\text{moy},h} \quad (\text{I.8})$$

- ✓ La consommation minimale horaire :

$$Q_{\min,h} = k_{\min,h} \times Q_{\text{moy},h} \quad (\text{I.9})$$

Par ailleurs, le coefficient $k_{\max,h}$ est défini comme suit :

$$k_{\max,h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (\text{I.10})$$

Avec :

- α_{\max} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de **1,2** à **1,5** et dépend du niveau de développement local. On prend $\alpha_{\max} = 1,3$.
- β_{\max} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Le tableau (I.5) nous donne la variation du coefficient β_{\max}

Tableau(I.5) : Variation du coefficient β_{\max}

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

On a un nombre d'habitants de 7152, alors : $\beta_{\max} = (1.4+1.3)/2 = 1.35$

Les résultats des coefficients $k_{\max,h}$ sont portés dans le tableau (I.6) suivant :

Tableau (I.6) : Valeurs de coefficient $K_{\max,h}$

Zone	Nombre d'habitants	β_{\max}	α_{\max}	$k_{\max,h}$
Zone 1	7152	1.35	1.3	1.755
Zone 2	5232	1.45	1.3	1.885

➤ Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante:

$$Q_{\text{moy},h} = Q_{\text{max},j}/24 \quad (\text{m}^3/\text{h}) \quad (\text{I.7})$$

Avec :

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

$$\text{Donc : } Q_{\text{moy},h} = \frac{1316.028}{24} = 54.83 \text{ m}^3/\text{h}.$$

I.2.2. Détermination du débit de pointe

La détermination du débit de pointe s'effectue en fonction du nombre d'habitants, du degré de développement des installations sanitaires et du régime de consommation. La connaissance de ce débit est fondamentale dans un projet d'Alimentation en Eau Potable. Ceci nous permet de connaître les heures pendant lesquelles la consommation est maximale (heures de pointe), afin de dimensionner le réseau des distributions à l'intérieur de l'agglomération. Pour déterminer ce débit nous devons prendre en compte le coefficient d'irrégularité horaire.

Le débit de pointe est donné par la relation suivante :

$$Q_p = K_p * Q_{\text{moy}} \quad (\text{I.11})$$

Avec :

- Q_p : Débit de point
- Q_{moy} : Débit moyen journalier
- K_p : Coefficient de pointe

Or :

$$K_p = K_{\text{max},j} * K_{\text{max},h} \quad (\text{I.12})$$

$$\text{alors } K_{\text{max},j} = 1,2 \quad , \quad K_{\text{max},h} = 1,755$$

Donc le coefficient de pointe est :

$$K_p = 1.2 * 1.755 = 2.106$$

Partant de ce coefficient de pointe, nous déterminons le débit de pointe qui est :

$$Q_p = K_p * Q_{\text{moy}} \quad (\text{I.11})$$

$$Q_p = 1.106 * 1096.69 = 2309.63 \text{ (m}^3/\text{j)} = 26.73 \text{ l/s}$$

I.2.3. La zone 2

Elle est représentée dans la figure (I.5).

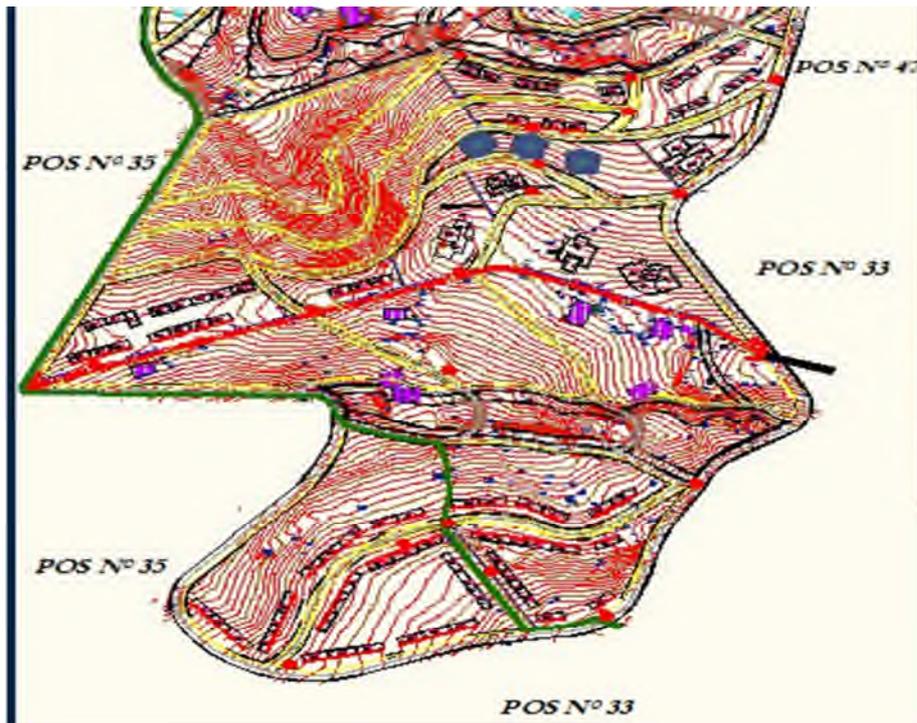


Figure (I.5) : Aire d'étude pour la zone 2

- 864 logements + 8 individuels

I.2.3.1. Les équipements :

- (1) Sureté urbaine
- (1) Centre d'affaire
- (1) PTT
- (1) Centre de santé
- (1) Annexe APC

I.2.3.2. Besoins en eau de l'agglomération

Nombre d'habitant : $872 \times 6 = 5232$ hab.

L'évaluation du débit moyen journalier est représentée dans le tableau (I.8) ci-dessous :

Tableau (I.8) : Tableau récapitulatif des besoins domestiques de la zone 2

NOMBRE D'HABITANTS	DOTATION (L/J.CON)	$Q_{MOY.J} (M^3/J)$
5232	150	784.8

A. Besoins des équipements

Les besoins des équipements sont représentés dans le tableau (I.9) suivant :

Tableau (I.9) : Les équipements de la zone 2

Nature de consommateurs	Nombre consommateurs	Dotation (l/j.cons)	$Q_{moy.j} (m^3/j)$
(1) Sureté urbaine	450	15	6.75
(1) Centre d'affaire	350	15	5.25
(1) PTT	250	15	3.75
(1) Centre de santé	500	20	10
(1) Annexe APC	10	15	0.015
Total	-	-	25.765

B. Récapitulatif de la consommation moyenne en eau

La récapitulation de la consommation moyenne en eau de la zone 2 est donnée dans le tableau (I.10) ci-après :

Tableau (I.10): Détermination de la consommation moyenne en eau de la zone 2

Type de besoins	Consommation journalière
Domestique	784.8 (M³/J)
Equipements	25.765 (M³/J)
TOTAL	810.565 (M³/J)

I.2.3.3. Variation de la consommation journalière

A. Débit journalier

A.1. Débit maximal journalier ($Q_{\max-j}$).

$$K_{\max j} = 1,1 \div 1,3. \text{ Prenons : } K_{\max j} = 1,2$$

$$\text{Donc : } Q_{\max-j} = 810.565 * 1.2 = 972.678 \text{ m}^3/\text{j}$$

A.2. Débit minimal journalier ($Q_{\min-j}$)

$$K_{\max j} = 1.2 \text{ et } K_{\min-j} = 0.8$$

$$Q_{\min-j} = 810.565 * 0.8 = 648.452 \text{ m}^3/\text{j}$$

La variation de la consommation journalière est donnée dans le tableau (I.11) ci-dessous (Annexe (2)):

Tableau (I.11) : Variation de la consommation journalière de la zone 2

Besoins	Q (m ³ /j)	Q (l/s)
Q _{moy-j}	810.565	9.382
Q _{max-j}	972.678	11.25
Q _{min-j}	648.452	7.50

I.2.4. Détermination des débits horaires

➤ Débit moyen horaire

$$Q_{\text{moy, h}} = \frac{972.678}{24} = 40.52 \text{ m}^3/\text{h}.$$

I.2.5. Détermination du débit de pointe

La détermination de débit de pointe s'effectue en fonction du nombre d'habitants, du degré de développement des installations sanitaires et du régime de consommation.

La connaissance de ce débit est fondamentale dans un projet d'Alimentation en Eau potable. Ceci nous permet de connaître les heures pendant lesquelles la consommation est maximale (heures de pointe), afin de dimensionner le réseau des distributions à l'intérieur de

l'agglomération. Pour déterminer ce débit nous devons prendre en compte le coefficient d'irrégularité horaire.

Le débit de pointe est donné par la relation suivante:

$$K_{\max,j} = 1,2 \qquad K_{\max,h} = 1,885$$

Donc, le coefficient de pointe est :

$$K_p = 1,2 * 1,885 = 2,262$$

Partant de ce coefficient de pointe, nous déterminons le débit de pointe qui est :

$$Q_p = 2,262 * 972,678 = 2200,197 \text{ (m}^3/\text{j)}$$

$$Q_p = 2200,197 \text{ (m}^3/\text{j)} = 25,46 \text{ l/s}$$

I.3. Conclusion

L'alimentation en eau potable de POS N°76 de DRAA BEN GUENIF de la commune de MEDEA est assurée par la conduite qui passe à coté de l'aire d'étude.

Après avoir estimé les différents besoins en eau, nous avons trouvé le débit maximal journalier nécessaire pour alimenter la zone 1 qui est de 1316.028 (m³/j) et celui de la zone 2 qui est de 972.678 (m³/j).

Le débit de pointe de la zone 1 est de 2309.63 (m³/j) et celui de la zone 2 est de 2200.197 (m³/j).

CHAPITRE II :
LES RESERVOIRS

II.1. INTRODUCTION

La demande en eau varie au cours de la journée (ex : elle est plus importante le matin ou le soir), l'eau est donc stockée dans des réservoirs ou châteaux d'eau. Le réservoir est un ouvrage intermédiaire entre les réseaux d'adductions et les réseaux de distributions. C'est un ouvrage aménagé pour contenir de l'eau, soit destinée à la consommation publique, soit de l'eau à usage industrielle. Les réservoirs possèdent des débits non uniformes durant la journée ; d'où le rôle du réservoir qui permet de gérer les débits selon la demande [5].

II.2. ROLE ET FONCTIONS DES RESERVOIRS

Les réservoirs sont des ouvrages de stockages qui présentent les fonctions suivantes [5] :

- Régulateur et accumulateur

Dans une agglomération le débit refoulé par la station de pompage n'est pas dans tout les cas égal au débit consommé. Donc un réservoir s'avère indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé.

- Augmentation des pressions

Il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre. Le réservoir est placé à un point et à une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans des points très éloignés.

- Gain d'énergie au niveau de la station de pompage

Ce réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointe).

- Briser la charge

Si le terrain présente un relief accidenté, en certains points du réseau, on peut avoir des pressions non admissibles, ce type de réservoir nous permet de briser la charge.

- Stockage de la réserve d'incendie

On peut avoir deux cas :

- Un réservoir à part qui emmagasine la réserve d'incendie ; ceci est rare dans la pratique du fait du coût de réalisation de cette variante.
- La réserve d'incendie est accumulée dans le réservoir d'accumulation.

II.3. EMPLACEMENT DES RESERVOIRS

Malgré l'existence du réservoir, son site doit respecter les aspects suivants [3,5]:

- Soit au centre de l'agglomération (château d'eau) pour réduire les pertes de charge .
- Soit en altitude en réduisant le diamètre. La perte de charge est compensée alors par une pression plus grande.
- 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.

II.4. Classification des réservoirs

Les réservoirs peuvent être classés selon [5] :

a) Leurs positions par rapport au sol

- ✓ Enterrés.
- ✓ Semi-enterrés.
- ✓ Surélevés, appelés aussi château d'eau.

b) Leurs formes

- ✓ Circulaires.
- ✓ Carrés et rectangulaires.

- ✓ De forme quelconque.

c) La nature du matériau de construction

- ✓ Les réservoirs métalliques.
- ✓ Les réservoirs en maçonnerie.
- ✓ Les réservoirs en béton armé ordinaire ou précontraint.

II.5. PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT

La régularisation des débits (demande et apport), est basée sur les points suivants :

- Les installations et accessoires d’adduction permettant d’amener l’eau avec une régularisation importante.
- Le réservoir permet de stocker pendant les heures de faible consommation les différences entre les débits (adduction- distribution) et pendant lors des heures de consommation maximum (heure de pointe) le déficit transitera du réservoir vers le réseau de distribution.

II.6. CHOIX DU TYPE DE RESERVOIR

Nous savons qu’il existe des réservoirs enterrés, semi-enterrés ou sur-élevés dit (châteaux d’eau). Le choix du type de réservoir dépend surtout des facteurs économiques. On opte pour les réservoirs semi-enterrés qui présentent, les avantages suivants :

- Economie sur les frais de construction.
- Etanchéité plus facile à réaliser.
- Construction à une température constante de l’eau ainsi emmagasinée.

Une coupe transversale d’un réservoir de stockage d’un type semi-enterré est donnée dans la figure (II.1).

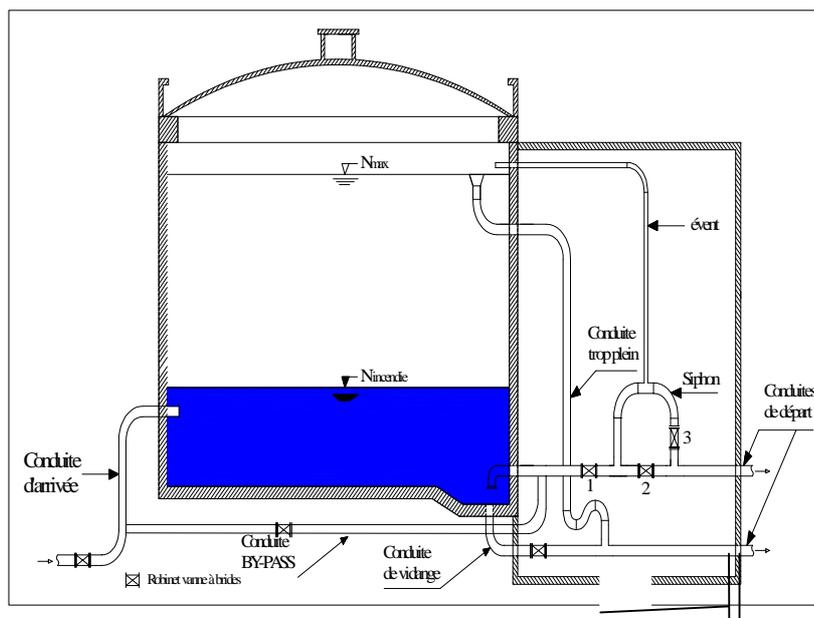


Figure (II.1) : Coupe transversale d’un réservoir de stockage d’un type semi-enterré

II.7. EQUIPEMENT DU RESERVOIR

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé de :

II.7.1. Conduite d'arrivée

C'est la conduite provenant de la source gravitaire ou par refoulement qui tend à remplir le réservoir. Selon la qualité de l'eau, cette arrivée peut avoir différents endroits au niveau de la cuve [5].

II.7.2. Conduite de départ ou de distribution

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelques centimètres au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension [5].

II.7.3. Conduite de vidange

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier, elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de répartition [5].

II.7.4. Conduite de trop-plein

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau au réservoir en cas où la pompe ne s'arrête pas [5].

II.7.5. Système de matérialisation d'incendie

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint, pour cela nous avons intérêt à équiper l'ouvrage d'un système à siphon permettant de transiter l'eau du réservoir tout en préservant la quantité destinée pour l'incendie. Cette interdiction sera bien entendu, levée par une manœuvre manuelle effectuée sur place ou distance en cas d'incendie [5].

II.7.6. CONDUITE BY-PASS

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre. La traversée des parois des réservoirs par les diverses canalisations peut s'effectuer, soit à l'aide des gaines étanches comprenant un corps en fonte muni de cannelures extérieures et de deux brides de raccordement, soit au moyen de manchons et viroles à double bride [5].

II.8. CAPACITE DU RESERVOIR

La capacité du réservoir est déterminée en fonction des variations du débit entrant et sortant ; au d'autre 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

II.8.1. Méthode analytique

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

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

- V_r : Capacité résiduelle (m^3),
- a : Fraction horaire du débit maximum journalier (%).
- $Q_{\max,j}$: La consommation maximale journalière (m^3/j).

II.8.2. Méthode graphique

La méthode graphique se détermine en traçant sur le même graphe la courbe de consommation totale et la courbe cumulée des débits d'apport en fonction du temps. Le volume de stockage du réservoir s'obtient en additionnant la valeur absolue des écarts des deux entre les deux courbes.

II.9. Détermination du volume total d'un réservoir

La distribution du débit journalier sur les heures est déterminée par la connaissance du coefficient de variation horaire ($K_{\max,h}$). Le débit de pompage est reparti sur 20h le long de la journée, on détermine alors la différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la

journée, par suite on aura un déficit ou bien un surplus ; ainsi, la somme de la valeur maximale positive et la valeur minimale négative trouvées sera le volume maximal de stockage [5].

Le volume total du réservoir est déterminé par la formule suivante :

$$V_T = V_u + V_{inc} \quad (\text{II.2})$$

Avec :

- V_T : Capacité totale du réservoir (m^3).
- V_u : Volume utile du réservoir (m^3).
- V_{inc} : Volume d'incendie estimé à 120 (m^3).

II.10. Dimensionnement des réservoirs projetés

Les réservoirs des deux zones seront dimensionnés par la méthode analytique.

II.10.1. Dimensionnement du réservoir de la zone 1

Le volume du 1^{er} réservoir est représenté dans le tableau (II.1).

Le régime de consommation de répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants (Annexe (2)).

Tableau (II.1) : Dimensionnement du réservoir dans la zone 1

Heures	Gravitaire	Consommation	Surplus	Déficit	Résidu
H	En %	En %	En %	En %	En %
0--1	4.17	1	3.17	-	3.17
1--2	4.17	1	3.17	-	6.34
2--3	4.17	1	3.17	-	9.51
3--4	4.17	1	3.17	-	12.68
4--5	4.17	2	2.17	-	14.85
5--6	4.17	3	1.17	-	16.02
6--7	4.17	5	-	0.83	15.19
7--8	4.17	6.5	-	2.33	12.86
8--9	4.17	6.5	-	2.33	10.53
9--10	4.17	5.5	-	1.33	9.2
10--11	4.17	4.5	-	0.33	8.87
11--12	4.17	5.5	-	1.33	7.54
12--13	4.17	7	-	2.83	4.71
13--14	4.17	7	-	2.83	1.88
14--15	4.17	5.5	-	1.33	0.55
15--16	4.17	4.5	-	0.33	0.22
16--17	4.17	5	-	0.83	-0.61
17--18	4.17	6.5	-	2.33	-2.94
18--19	4.17	6.5	-	2.33	-5.27
19--20	4.17	5	-	0.83	-6.1
20--21	4.17	4.5	-	0.33	-6.43
21--22	4.17	3	1.17	-	-5.26
22--23	4.17	2	2.17	-	-3.09
23--24	4.17	1	3.17	-	0.08
Total	100	100			

II.10.2. Calcul de la capacité du réservoir de la zone 1

$$\Delta R = |R_{\% \max}| + |R_{\% \min}| = 16.02 + 6.43 = 22.45$$

$$V_u = \frac{22.45 * 1316.028}{100} = 295.448 \text{ m}^3$$

$$V_u = 294.235 \text{ m}^3$$

$$V_T = V_{inc} + V_u$$

$$\text{Avec : } V_{inc} = 120 \text{ m}^3$$

$$V_T = 295.448 + 120 = 415.448 \text{ m}^3$$

$$\text{Donc : } V_T = 415.448 \text{ m}^3$$

On prend un réservoir de volume $V = 500 \text{ m}^3$

➤ **Diamètre du réservoir de la zone 1**

On prendra un réservoir circulaire, les dimensions principales seront déterminées à partir de la relation suivante :

$$D_r = \sqrt{\frac{4.V}{\pi H}} \quad (\text{II.3})$$

- V : Volume du réservoir (m^3)
- D_r : Diamètre du réservoir (m)
- H : Hauteur d'eau dans le réservoir (hauteur de la cuve en m)

La hauteur « H » varie entre 3 et 6 m, cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans les grands ouvrages.

On prend $H = 6 \text{ m}$

$$\text{Donc : } D_1 = \sqrt{\frac{4.500}{\pi.6}} = 10.30 \text{ m}$$

Pour un diamètre normalisé, on prend :

$$D_1 = 11 \text{ m}$$

➤ **La hauteur de la réserve d'incendie**

$$V_{R1} = S * H \Rightarrow S = \frac{V_{R1}}{H} \Rightarrow S = \frac{500}{6} = 83.33 \text{ m}^2$$

$$H_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} = 1.44 \text{ m}$$

Les caractéristiques du réservoir de la zone 1 sont illustrées dans le tableau (II.2) suivant :

Tableau (II.2) : Caractéristiques du réservoir de la zone 1

CTP (m)	Le Volume (m^3)	Le Diamètre (m)
806	500	11

II.10.3. Dimensionnement du réservoir de la zone 2

Le tableau (II.3) ci-après donne le calcul de la capacité du réservoir de la zone 2.

Tableau (II.3) : Dimensionnement du réservoir dans la zone 2

Heures	Gravitaire	Consommation	Surplus	Déficit	Résidu
H	En %	En %	En %	En %	En %
0--1	4.17	1	3.17	-	3.17
1--2	4.17	1	3.17	-	6.34
2--3	4.17	1	3.17	-	9.51
3--4	4.17	1	3.17	-	12.68
4--5	4.17	2	2.17	-	14.85
5--6	4.17	3	1.17	-	16.02
6--7	4.17	5	-	0.83	15.19
7--8	4.17	6.5	-	2.33	12.86
8--9	4.17	6.5	-	2.33	10.53
9--10	4.17	5.5	-	1.33	9.2
10--11	4.17	4.5	-	0.33	8.87
11--12	4.17	5.5	-	1.33	7.54
12--13	4.17	7	-	2.83	4.71
13--14	4.17	7	-	2.83	1.88
14--15	4.17	5.5	-	1.33	0.55
15--16	4.17	4.5	-	0.33	0.22
16--17	4.17	5	-	0.83	-0.61
17--18	4.17	6.5	-	2.33	-2.94
18--19	4.17	6.5	-	2.33	-5.27
19--20	4.17	5	-	0.83	-6.1
20--21	4.17	4.5	-	0.33	-6.43
21--22	4.17	3	1.17	-	-5.26
22--23	4.17	2	2.17	-	-3.09
23--24	4.17	1	3.17	-	0.08
total	100	100			

II.10.4. Calcul de la capacité du réservoir de la zone 2

$$\Delta R = |R_{\% \max}| + |R_{\% \min}| = 16.02 + 6.43 = 22.45\%$$

$$V_u = \frac{22.45 * 972.678}{100} = 218.36$$

$$V_u = 218.36 \text{ m}^3$$

$$V_T = V_{inc} + V_u$$

Avec :

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

$$V_T = 218.36 + 120 = 338.36 \text{ m}^3$$

On prend un réservoir avec volume $V = 400 \text{ m}^3$

➤ **Diamètre du réservoir de la zone 2**

$$D_2 = \sqrt{\frac{4.400}{\pi.6}} = 9.21\text{m}$$

Pour un diamètre normalisé, on prend :

$$D_2 = 10 \text{ m}$$

➤ **La hauteur de la réserve d'incendie**

$$V_{R2} = S \times H \Rightarrow S = \frac{V_{R2}}{H} = \frac{400}{5} = 80 \text{ m}^2$$

$$H_{inc} = \frac{V_{Rinc}}{S} = 1.50 \text{ m}$$

Les caractéristiques du réservoir de la zone 2 sont illustrées dans le tableau (II.4) ci-après :

Tableau (II.4) : Caractéristiques du réservoir de la zone 2

CTP (m)	Le Volume (m ³)	Le Diamètre (m)
806	400	10

II.11. Conclusion

Etant donné que l'étude concerne deux zones et chaque zone contient un seul réservoir (zone 1 avec un réservoir de 500 m³ et pour deuxième zone un réservoir d'un volume de 400 m³). Les réservoirs projetés seront de type semi-enterré ; leur emplacement est dicté par la topographie et par la configuration du réseau de distribution de la présente zone d'étude.

Après avoir fait le dimensionnement final des réservoirs, il nous paraît nécessaire de dimensionner les conduites véhiculant l'eau entre la source et les réservoirs, où cette partie sera détaillée dans le prochain chapitre.

CHAPITRE III :
ETUDE DE L'ADDITION

III.1. Introduction

L'adduction est le transport d'eau à partir d'une source d'alimentation (puits, forage, barrage, conduites,...etc.) vers les réservoirs de stockage ou directement vers le réseau de distribution. Elle se fait à l'aide de canalisations soit par refoulement, soit par gravité, suivant la nature du relief de la région à alimenter [3].

III.2. Types d'adduction

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

- *Adduction gravitaire*

L'écoulement peut être à surface libre ou en charge. La cote de la source ou point d'eau est supérieure à celle de réservoir.

- *Adduction par refoulement*

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

- *Adduction mixte*

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

Dans l'air d'étude, on est appelé à choisir une adduction gravitaire et cela est dû à la topographie de la zone du projet.

III.3. Choix du type de conduites

Le choix du type des conduites dépendra des critères d'ordre technique et économique suivants [5] :

- Prix d'achat.
- Disponibilité sur le marché.
- Pression à supporter.
- La durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement.
- La nature du terrain.
- La longueur des conduites.

Le type de canalisation choisie dans la zone d'étude est le PEHD (Annexe (3)).

III.4. Description du schéma d'adduction projeté

Le schéma d'adduction est devisé comme suit : à partir du point de piquage qui est situé à la cote 865 m dans le champ de captage, vers le premier point (A), et de cette dernière vers le réservoir qui se situe à la cote 806 m avec une capacité de 500 m³ et en plus vers le deuxième réservoir qui se situe à la cote 806 m de capacité de 400 m³.

A partir du point de piquage, l'eau sera refoulée vers les deux réservoirs (R1) et (R2) par gravité.

Le schéma de l'adduction projeté est illustré dans la figure (III.1) ci-après :

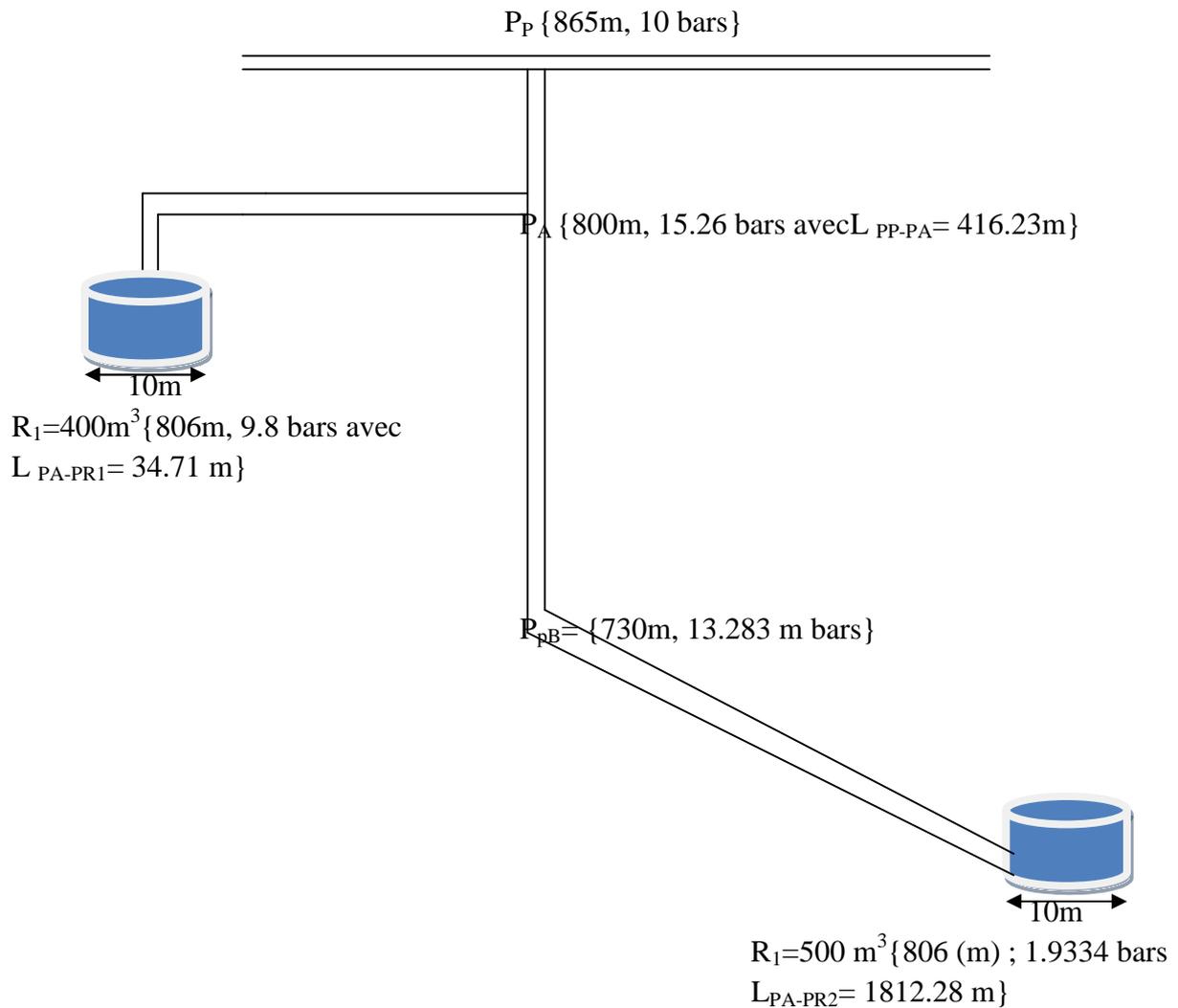


Figure (III.1) : Schéma de l'adduction

III.5. Dimensionnement des conduites

III.5.1. Cas gravitaire

L'écoulement s'effectue à partir d'un réservoir situé à une altitude suffisante pour vaincre les pertes de charge causées par le débit transitant.

On fait le choix gravitaire pour dimensionner les conduites d'adduction selon la topographie de l'aire d'étude.

Les paramètres hydrauliques intervenant dans le dimensionnement sont [5] :

- Le débit (Q).
- La vitesse (V).
- Les pertes de charge (J).
- Le diamètre (D).

III.5.1.1 Calcul de la vitesse

$$Q = V.S \quad (\text{III.1})$$

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D_{\text{int}}^2} \quad (\text{III.2})$$

Avec :

- Q : Débit transitant (m³/s).
- V : Vitesse d'écoulement (m/s).
- S : Surface de la conduite (m²).
- D_{int} : Diamètre intérieur de la conduite.

III.5.1.2 Calcul des diamètres

A. Diamètre de la conduite

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q}{V \times \pi}} \quad (\text{III.3})$$

- D : Diamètre de la conduite (m)
- V : Vitesse d'écoulement (m/s)

Remarque : Le diamètre intérieur pour le cas des conduites utilisées (conduites PEHD) est donné par la formule suivante :

$$D_{\text{int}} = D_{\text{ext}} - 2e \quad (\text{III.5})$$

Avec :

- D_{int} : Diamètre intérieur en mm.
- D_{ext} : Diamètre extérieur (normalisé) en mm.
- e : Epaisseur de la conduite en mm.

III.5.1.3. Calcul des pertes de charge

A. Pertes de charge linéaires (H_l)

Elles ont déterminées par la formule de Darcy-Weisbach [7] :

$$H_l = J \times L \quad (\text{III.6})$$

La formule de calcul des pertes de la charge linéaires, est donnée par l'équation suivante :

$$J = \frac{\lambda}{D} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

(III.7)

Avec :

- J : Perte de charge par frottement en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau (m/m)
- V : Vitesse moyenne de l'eau dans la section (m/s).
- g : Accélération de la pesanteur (g= 9,81 m/s²)
- D : Diamètre intérieur de la conduite en (m).

B. Pertes de charge singulières (H_s)

Les pertes de charges singulières sont celle qui apparaissent dans les singularités (coudes, vannes, branchement,... etc.). Elles sont estimées à 10 % des pertes de charges linéaires pour les conduites en PEHD [7].

$$(III.8) \quad H_s = 0.1 \times H_1$$

C. Calcul du coefficient des pertes de charge λ

Coefficient de frottement linéaire [exprimé par la formule de COLEBROOK].

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \times \log \left[\frac{k}{3.71 \times D} + \frac{2.51}{Re \times \sqrt{\lambda_0}} \right] \quad (III.9)$$

Où :

- R_e : Nombre de Reynolds.
- k : Rugosité absolue en (m) équivalent de la paroi qui varie comme suit :

❖ Pour le PEHD

- $K=0.01\text{mm}$ si $D \leq 200$ mm
- $K=0.02\text{mm}$ si $D \geq 200$ mm

Nombre de Reynolds, qui est donné par la formule suivante :

$$Re = \frac{V \times D}{\nu} \quad (III.10)$$

- ν : Viscosité cinématique de l'eau, calculée par la formule suivante [7] :

$$\nu = \frac{0.00178}{1 + 0.00337t + 0.0002t^2} \quad (III.11)$$

Pour $t = 20^\circ\text{C}$, $\nu = 1.00 \times 10^{-6}$ m/s.

λ_0 ; Coefficient de frottement en premier approximation la valeur de λ_0 est déterminé par la formule d'HERMAN :

Estimation de la valeur initial λ_0 :

$$\lambda_0 = 0.0054 + 0.395 Re^{-0.3}$$

(III.12)

III.6. Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction

III.6.1. Tronçon P_P - P_A

- ❖ Les données du tronçon P_P - P_A :
- $Q = 0.02622 \text{ m}^3/\text{s} = 26.22 \text{ L/s}$
- $L = 416.23 \text{ m}$

III.6.2. Calcul la pression entre P_p et P_A

On applique Bernoulli entre le point de piquage et le point A

$$CTN_p + P_p = CTN_{P_A} + P_A + \sum DH_{P-A}$$

$$865 + 100 = P_{R2} + 800 + \sum DH(P_p - P_A)$$

Avec :

- 865 (m) : Altitude du point de piquage
- 100 (m) : Pression au point de piquage
- P_A : Pression au point (A)
- 800 (m) : Altitude du point (A)
- $\sum DH(P_p - P_A)$: La somme des pertes charge totales entre P_p et P_A

On a :

$$V = 1 \text{ m/s}$$

$$D = 0.182 \text{ m}$$

$$Re = 182000$$

$$\lambda_0 = 0.015837$$

$$H_1 = 1.846 \text{ m}$$

$$H_t = 1.1 \times 8.85 = 9.735 \text{ m}$$

Donc :

$$P_A = 965 - 800 - 9.735 = 155.26 \text{ m}$$

$$- H_g = 155.26 \text{ m}$$

D'après les résultats obtenus, la pression au point A est très importante, elle peut causer des dégâts au niveau de raccordement. Alors on opte pour l'installation d'un réducteur de pression de (5 bars).

On fixe la vitesse max et min [0.5 à 1.5] m/s, par suite on détermine les diamètres max et min, qui sont : 0.149 m et 0.258 m, les résultats sont représentés dans le tableau (III.1) suivant :

Tableau (III.1) : Calcul de H_T du tronçon $P_P - P_A$

D_{ext} (m)	D_{int} (m)	V (m/s)	L (m)	λ	J	H_L (m)	H_T (m)
0.125	0.1022	3,1978732	416,23	0,01522302	0,07763783	32,31519464	35,54671411
0.160	0.1308	1,95230444	416,23	0,01560122	0,02317111	9,644512456	10,6089637
0.200	0.1633	1,25253728	416,23	0,01605878	0,00786337	3,272970282	3,60026731
0.250	0.2046	0,79790608	416,23	0,01662329	0,00263643	1,097360369	1,207096406
0.315	0.2578	0.50257075	416.23	0.01729549	0.00086367	0.359483319	0395431651

- Il faut que $H_T < H_g$

Donc, on optera pour un \varnothing_{ext} de 200 mm. Ce diamètre génère une perte de charge ($H_T = 3.6 \text{ m}$) inférieure à la charge disponible (H_g). Ce qui donne une charge importante à l'arrivée du point P_A , et la vitesse 1.25 m/s est acceptable.

III.6.3. Tronçon $P_A - R_1$

❖ Les données du tronçon $P_A - R_1$

- $Q = 0.01516 \text{ m}^3/\text{s} = 15.16 \text{ L/s}$
- $L = 34.71 \text{ m}$

III.6.4. Calcul la pression entre P_A et R_1

On applique Bernoulli entre le point A et le réservoir (R_1).

$$CTN_A + P_A = CTN_{R_1} + P_{R_1} + \sum DH_{A-R_1}$$

$$800 + 105.26 = P_{R_1} + 806 + \sum DH(A - R_1)$$

Avec :

- 800 (m) : Altitude du point (A).
- 105.26 (m) : Pression au point (A).
- P_{R_1} : Pression au réservoir (R_1).
- 806 (m) : Altitude au réservoir (R_1).
- $\sum DH(A - R_1)$: La somme des pertes charges totales entre (A et R_1).

On a :

$$D = 0.138 \text{ m}$$

$$V = 1 \text{ m/s}$$

$$Re = 138000$$

$$\lambda_0 = 0.015837$$

$$Hl = 1.09 \text{ m}$$

$$Ht = 1.1 \times 1.09 = 1.2 \text{ m}$$

Donc :

$$P_{R1} = 0$$

$$- Hg = 98.06 \text{ m}$$

On prend :

$$V_{\min} = 0.5 \text{ m/s}$$

$$V_{\max} = 1.5 \text{ m/s}$$

On fixe la vitesse max et min [0.5 à 1.5] m/s, par suite on détermine les diamètres min et max, qui sont : 0.113 m et 0.196 m, les résultats sont représentés dans le tableau (III.2) ci - après :

Tableau (III.2) : calcul de H_T de tronçon P_A et $R1$

Dint (m)	Dext (m)	V (m/s)	L (m)	λ	J	H_L	H_T
0.09	0.11	2.3842101	34.71	0.025467	0.0819832	2.84563989	3.130203884
0.1022	0.125	1.8489610	34.71	0.016544	0.0282063	0.97904069	1.07694476
0.1308	0.16	1.1287923	34.71	0.016614	0.0082488	0.28631901	0.314950913
0.1633	0.2	0.7241977	34.71	0.017732	0.0029026	0.10074917	0.110824093

- Il faut que $H_T < Hg$

Donc, on optera pour un \varnothing_{ext} de 160 mm. Ce diamètre génère une perte de charge ($H_T = 0.31$ m) inférieur à la charge disponible (Hg). Ce qui donne une charge importante à l'arrivée du point P_A , et la vitesse 1.12 m/s est acceptable.

III.6.5. Tronçon P_A - R_2

❖ Les données du tronçon P_A - R_2

$$- Q = 0.01098 \text{ m}^3/\text{s} = 10.98 \text{ L/s}$$

$$- L = 1812.28 \text{ m}$$

III.6.6. Calcul la pression P_A - R_2

On applique Bernoulli entre le point A et R_2 :

$$CTN_A + P_A = CTN_{R2} + P_{R2} + \sum DH_{A-R2}$$
$$800 + 105.26 = P_{R2} + 806 + \sum DH(A - R2)$$

Avec :

- 800 (m) : Altitude du point (A)

- 105.26 (m) : Pression au point (A)

- P_{R2} : Pression au niveau du réservoir (R_2)

- 806 (m) : Altitude du Réservoir (R_2)

- $\sum DH(A - R2)$: La somme des pertes charges totales entre (A et R_2)

On a :

$$D = 0.118 \text{ m}$$

$$V = 1 \text{ m/s}$$

$$Re = 118257.75$$

$$\lambda_0 = 0.01727783$$

$$H_1 = 72.6602252 \text{ m}$$

$$H_t = 1.1 \times 72.6602252 = 79.926 \text{ m}$$

Donc :

$$P_{R2} = 905.26 - 806 - 79.926 = 19.334 \text{ m}$$

$$- H_g = 19.334 \text{ m}$$

On prend :

$$V_{\min} = 0.5 \text{ m/s}$$

$$V_{\max} = 1.5 \text{ m/s}$$

On fixe la vitesse max et min [0.5 à 1.5] m/s, par suite on détermine les diamètres min et max, qui sont : 0.096 m et 0.167 m, les résultats sont représentés dans le tableau (III.3) ci-dessous :

Tableau (III.3) : calcul de H_T Tronçon P_A-R_2

D_{int} (m)	D_{ext} (m)	V (m/s)	L (m)	λ	J	H_L	H_T
0.0736	0.09	2.582123	1812.28	0.0159	0.0734234	133.06	146.3701
0.09	0.11	1.726822	1812.28	0.0502	0.08493293	153.92	169.3144
0.1022	0.125	1.339155	1812.28	0.0168	0.01509722	27.360	30.09642
0.1308	0.160	0.817555	1812.28	0.0174	0.0045554	8.2556	9.081228

- Il faut que $H_T < H_g$

Donc, on optera pour un \varnothing_{ext} de 160 mm. Ce diamètre génère une perte de charge ($H_T = 9.08$ m) inférieur à la charge disponible (H_g). Ce qui donne une charge importante à l'arrivée du point R_2 , et la vitesse 0.81 m/s est acceptable.

III.6.7. Calcul la pression au point le plus bas

On applique Bernoulli entre le point A et le point le plus bas.

$$800 + 105.26 = P_{\text{pb}} + 730 + \sum DH(A - pb)$$

Avec :

- 800 (m) : Altitude du point (A)
- 105.26 (m) : Pression au point (A)
- P_{pb} : Pression au point le plus bas
- 730 (m) : Altitude du point le plus bas
- $\sum DH(A - pb)$: La somme des pertes charges totales entre (A et p_{pb})

On a :

$$D = 0.118$$

$$Re = 118257.75$$

$$\lambda_0 = 0.01727783$$

$$H_1 = 38.58 \text{ m}$$

$$H_t = 1.1 \times 38.58 = 42.43 \text{ m}$$

Donc :

$$P_{\text{pb}} = 905.26 - 730 - 42.43 = 132.83 \text{ m}$$

III.7. Equipement de l'adduction

III.7.1. Robinets vannes

Ils permettent d'isolement d'une partie de l'adduction en cas de travaux de réparation ou autres.

III.7.2. Vidange

Elles sont placées aux points les plus bas pour faciliter la vidange de la conduite en cas de besoins.

III.7.3. Ventouses

Elles sont placées aux points les plus hauts, elles permettent l'évacuation des bulles d'air qui s'accumulent dans la conduite.

III.7.4. Vanne de décharge

Elles seront placées aux points les plus bas pour faciliter la vidange de la conduite en cas de besoins

III.8. Conclusion

Dans l'aire d'étude, nous avons abouti à une conduite de diamètre $\varnothing=200$ mm qui permet de véhiculer le débit jusqu'au point (A), et une conduite de $\varnothing=160$ mm qui permet de véhiculer le débit jusqu'au réservoir de stockage (R_1) ayant un volume 500 m^3 et une conduite de $\varnothing=160$ mm jusqu'au réservoir de stockage (R_2) ayant un volume 400 m^3 .

CHAPITRE IV :

DISTRIBUTION

IV.1. Introduction

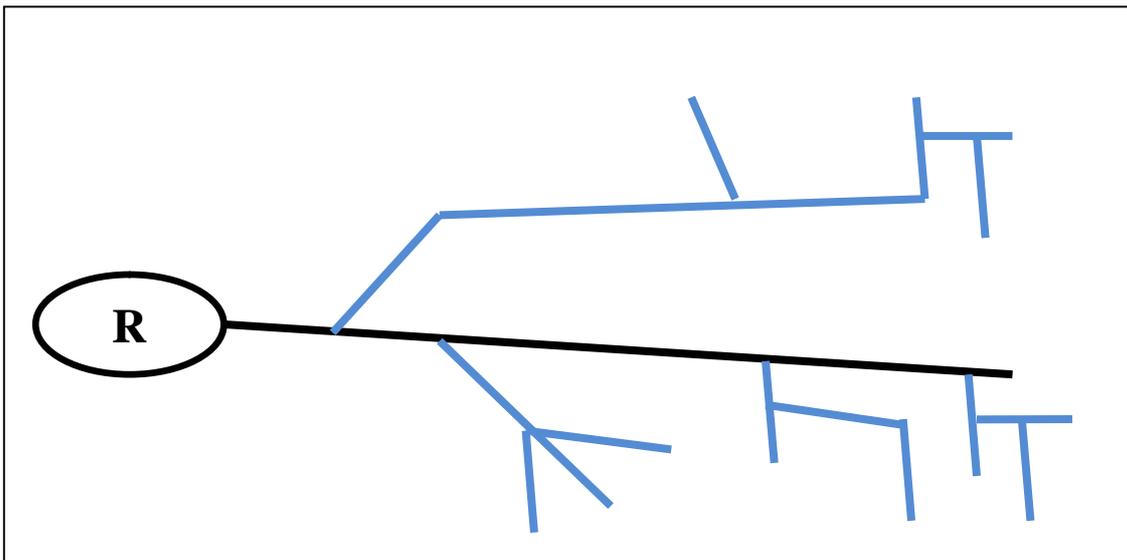
Les réseaux de distribution d'eau ont pour objectif de ramener l'eau, à partir du réseau jusqu'aux consommateurs (ou l'abonnés) : fournir le débit maximal avec une pression au sol compatible avec la hauteur des immeubles [4].

IV.2. Type des réseaux de distribution

Les principaux éléments d'un réseau de distribution sont les conduites, les branchements, les pièces coudes, raccordement, vannes, compteur, bouches d'incendies,...etc.

IV.2.1. Réseau ramifié

Les caractéristiques d'un réseau ramifié est que l'eau circule dans toute la canalisation dans un seul sens (des conduites principales, vers des conduites secondaires, vers des conduites tertiaires,...etc.) ; ce type de réseau présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité (en cas de rupture d'une conduite principale, tous les abonnés à l'aval seront privés d'eau). La figure (IV.1) ci-dessous représente le schéma général d'un réseau ramifié.

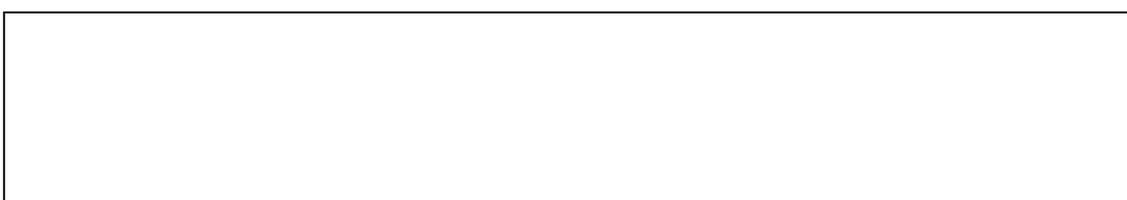


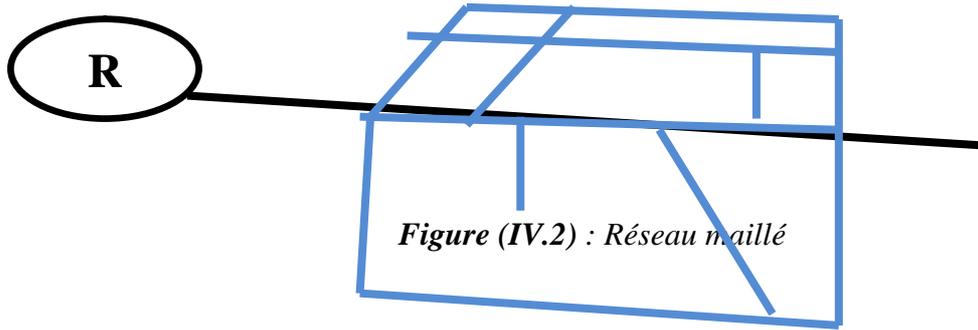
IV.2.1. Réseau maillé

Le réseau dérive du réseau ramifié par connexion des extrémités des conduites (généralement jusqu'au niveau des conduites tertiaires), permettant une alimentation de retour. Ainsi, chaque point du réseau peut être alimenté en eau de deux ou plusieurs cotés. Les petites rues sont toujours alimentées par des ramifications. Ce type de réseau présente les avantages suivants :

- Plus de sécurité dans l'alimentation (en cas de rupture des conduites, il suffit de l'isoler et tous les abonnés situés à l'aval sont alimentés par les autres conduites).
- Une répartition plus uniforme des pressions et des débits dans tout le réseau.

Le schéma général d'un réseau maillé est donné dans la figure (IV.2) ci-dessous.





IV.3. Conditions sur les vitesses et les pressions

Le calcul hydraulique des canalisations se fait avec le débit de pointe.

IV.3.1. Vitesse

La vitesse de l'eau dans les conduites de distribution sera de l'ordre de 0.5 à 1.5 m/s [4].

- Les vitesses inférieures à 0.5 m/s favorisent le dépôt des solides dans les canalisations qu'il sera parfois difficile de les évacuer.
- Les vitesses supérieures à 1.5 m/s permettent d'envisager des augmentations de consommation sans que l'utilisateur n'en souffre trop.

IV.3.2. Pression

Le réseau de distribution doit satisfaire les conditions de pressions suivantes :

- Une charge de 10 m doit être prévue sur les orifices de puisage les plus élevés.
- En vue de la bonne tenue des canalisations et des joints, il faut éviter des pressions supérieures à 60 m qui risquent d'apporter des désordres (fuites) et certains bruits désagréables dans les installations intérieures d'abonnés. Si néanmoins, de telles pressions devaient se manifester, il y aurait lieu, en vue de les diminuer, soit d'envisager une distribution étagée, soit de prévoir l'installation sur le réseau d'appareils réducteurs de pression.

IV.4. Conception du réseau de distribution

Plusieurs facteurs ont une influence sur la conception du réseau :

- L'emplacement des quartiers.
- L'emplacement des consommateurs principaux.
- Le relief.

Notre choix est porté sur un réseau ramifié pour les deux zones.

IV.5. Choix du tracé

Pour tracer le réseau, il y a un certain nombre de conditions qu'il faut respecter:

- Choisir le lien de consommation principale.
- Etre situé sur les cotes géodésiques les plus élevées pour bien répartir l'eau.
- Déterminer le sens principal de masse ou des quantités totales d'eau.
- Eviter les zones rocheuses : une tranchée devra être creusée.

IV.6. Choix des conduites de distribution

Il se fait généralement en respectant la résistance des matériaux à la pression interne (de l'eau) et externe (surcharge, remblais..., etc.), notre choix est porté sur des conduites en **PEHD** PN16 (Annexe (3)), pour les multiples avantages qu'elles présentent, à savoir :

- ✓ Leur disponibilité sur le marché.
- ✓ Utilisable dans les terrains accidentés et montagneux.
- ✓ Facilité de la pose.
- ✓ Bonnes caractéristique hydraulique.

IV.7. Calcul hydraulique

Pour tous les calculs hydrauliques, nous avons choisi de travailler avec le logiciel (EPANET).

IV.7.1. Répartition des débits de pointe

Les débits de pointe des deux réseaux de distribution (A) et (B) sont représentés dans le tableau (IV.1) ci-dessous :

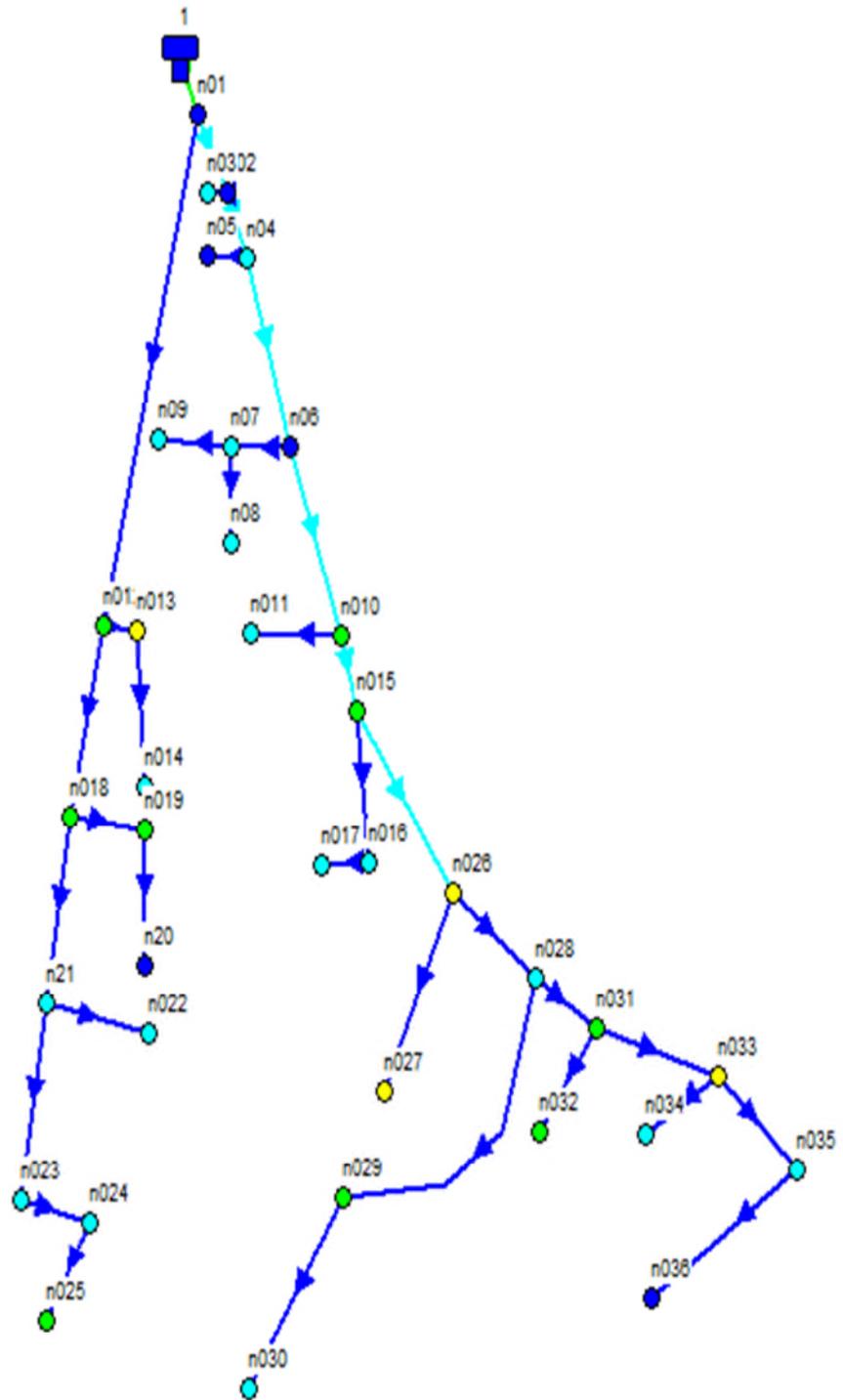
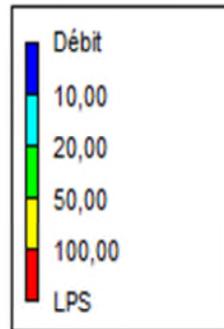
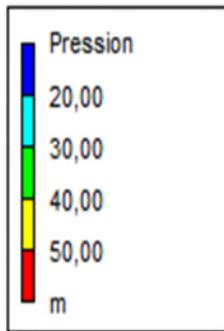
Tableau(IV.1) : Répartition des débits de pointe des deux réseaux

Réseau	Type de réseau	L(m)	Nombre d'habitants	$Q_{\max,j(m^3/j)}$	K_{\max}	$Q_p(l/s)$	Réservoir
A	Ramifié	3199.6	7152	1316.028	1,75	26.73	400 m ³
B	Ramifié	3335.7	5232	972.678	1.88	25.46	500 m ³

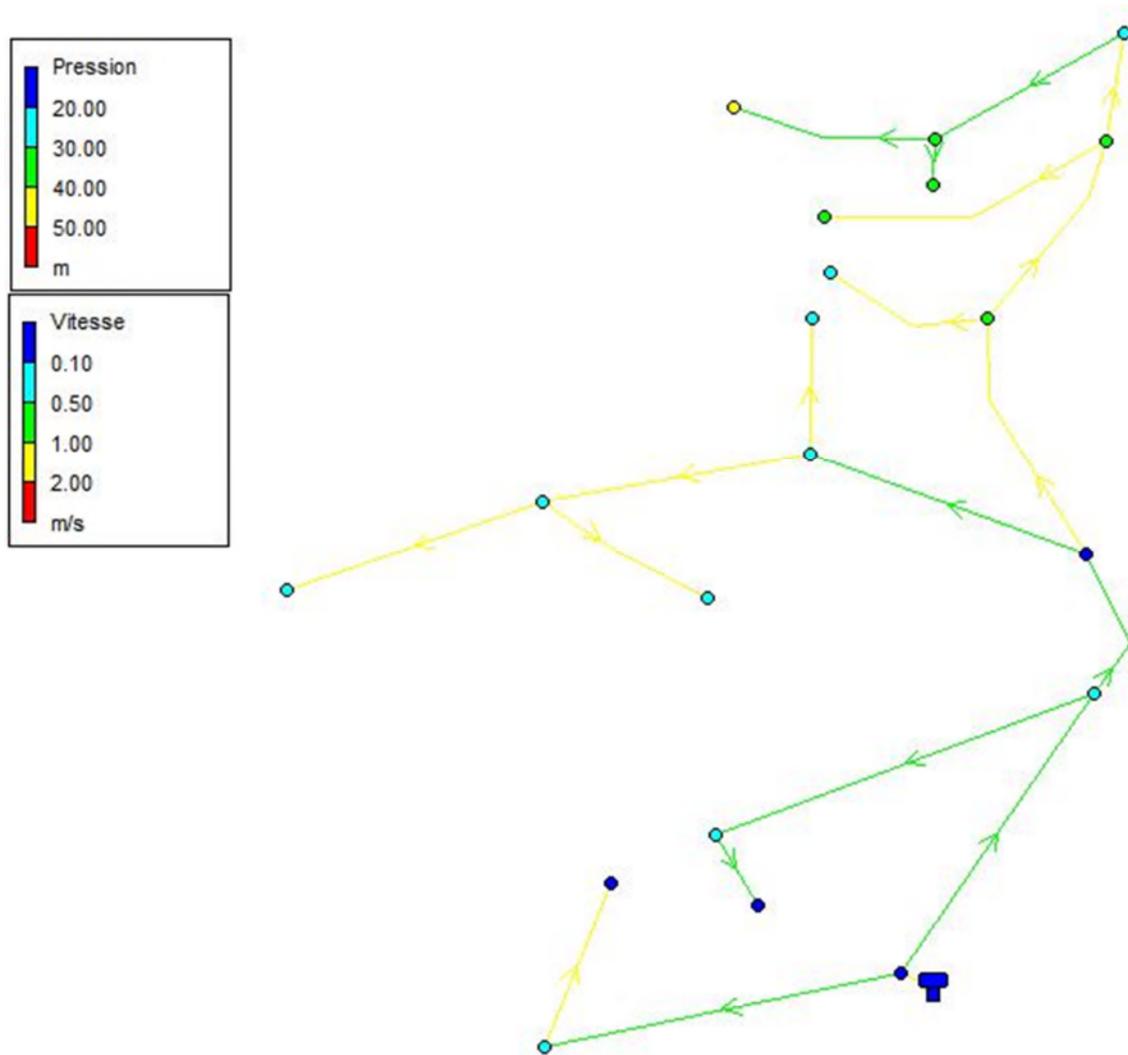
Remarque :

- Le réseau de distribution (A) sera dimensionné avec un débit de 26.73 l/s.
- Le réseau de distribution (B) sera dimensionné avec un débit de 25.46 l/s.

Les deux réseaux (A) et (B) sont représentés dans les figures (IV.3) et (IV.4) ci-dessous :



Figure(IV.3) : Réseau de distribution (A)



Figure(IV.4) : Réseau de distribution (B)

IV.7.2. Débit spécifique

Le débit spécifique se calcul par les deux méthodes suivantes :

A. Première méthode

Il représente le débit de pointe sur la somme des longueurs de chaque tronçon

$$q_s = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad (IV.1)$$

Avec :

- q_s : Débit spécifique en (l/s/m)
- Q_p : Débit de pointe en (l/s)
- L_i : La longueur des tronçons i

B. Deuxième méthode

Il représente le débit de pointe sur la somme des habitants de chaque tronçon.

$$q_s = \frac{Q^P}{\sum \text{hab}} \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

- hab : Nombre des habitants de chaque tronçon i.

IV.7.3. Débit de route

C'est le débit consommé en long du tronçon, il se calcul comme suit :

$$Q_R = q_s \cdot L_i \quad (\text{IV.3})$$

$$Q_R = q_s \cdot \text{hab} \quad (\text{IV.4})$$

Avec :

- Q_R : Débit de route.

IV.7.4. Débit au tronçon

Il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_T = P + 0.55 \cdot Q_R \quad (\text{IV.5})$$

Avec :

- P : Débit à l'aval de chaque tronçon.
- Q_R : Débit transité par le tronçon (l/s).

IV.7.5. Débit au nœud

Le débit au nœud est celui qu'il faut assurer à chaque jonction des conduites du réseau, il est comme suit :

- Pour le réseau ramifié :

$$Q_N = Q_T = P + Q_R \quad (\text{IV.6})$$

- Pour le réseau maillé :

$$Q_N = \frac{1}{2} \sum P + Q_R \quad (\text{IV.7})$$

IV.8. Dimensionnement des réseaux de distribution

Le dimensionnement du réseau de distribution doit vérifier une conduite primordiale dans le fonctionnement du réseau, à savoir une pression admissible (10 à 60 m), et une vitesse acceptable (0.5 à 1.5 m/s).

IV.8.1. Dimensionnement du réseau de distribution (A)

Le réseau de distribution assure une distribution de la zone 1 à partir du réservoir 400 m³ avec un débit de pointe de 26.73 l/s.

V.8.1.1. Détermination des débits aux tronçons et des débits nodaux

Les résultats des différents calculs sont donnés dans le tableau (IV.2) ci-dessous :

Tableau (IV.2) : Les débits de routes et aux nœuds du réseau (A)

N Nœud	Tronçon	longueur (m)	Qp (l/s)	Q s (l/s)	QR (l/s)	longueur total (m)	Débit au nœud (l/s)	D _{calculer} (mm)	D _{interieur} (mm)
1	N1-R	16,24	26,73	0,008354	0,1357	3199,65	26,73	150,6	176,2
	N1-N2	74,36	26,73	0,008354	0,6212	3199,65			
	N1-N12	338,54	26,73	0,008354	2,8282	3199,65			
2	N2-N1	74,36	26,73	0,008354	0,6212	3199,65	16,98	120,1	141
	N2-N3	22,03	26,73	0,008354	0,184	3199,65			
	N2-N4	42,02	26,73	0,008354	0,351	3199,65			
3	N3-N2	22,03	26,73	0,008354	0,184	3199,65	0,18	12,5	16
4	N4-N2	42,02	26,73	0,008354	0,351	3199,65	16,18	117,23	141
	N4-N5	31,26	26,73	0,008354	0,2611	3199,65			
	N4-N6	120,25	26,73	0,008354	1,0046	3199,65			
5	N5-N4	31,26	26,73	0,008354	0,2611	3199,65	0,26	14,89	16
6	N6-N4	120,25	26,73	0,008354	1,0046	3199,65	15,57	114,99	141
	N6-N7	40,88	26,73	0,008354	0,3415	3199,65			
	N6-N10	121,26	26,73	0,008354	1,013	3199,65			
7	N7-N6	40,88	26,73	0,008354	0,3415	3199,65	1,04	29,77	42,6
	N7-N8	20,44	26,73	0,008354	0,1708	3199,65			
	N7-N9	63,66	26,73	0,008354	0,5318	3199,65			
8	N8-N7	20,44	26,73	0,008354	0,1708	3199,65	0,17	12,04	16
9	N9-N7	63,66	26,73	0,008354	0,5318	3199,65	0,53	21,25	27,2
10	N10-N6	121,26	26,73	0,008354	1,013	3199,65	13,52	107,16	110,2
	N10-N11	71,21	26,73	0,008354	0,5949	3199,65			
	N10-N15	46,87	26,73	0,008354	0,3916	3199,65			
11	N11-N10	71,21	26,73	0,008354	0,5949	3199,65	0,59	22,47	27,2
12	N12-N1	338,54	26,73	0,008354	2,8282	3199,65	9,59	90,28	96,8
	N12-N13	16,43	26,73	0,008354	0,1373	3199,65			
	N12-N18	119,65	26,73	0,008354	0,9996	3199,65			
13	N13-N12	16,43	26,73	0,008354	0,1373	3199,65	0,88	27,39	34
	N13-N14	89,33	26,73	0,008354	0,7463	3199,65			

14	N14-N13	89,33	26,73	0,008354	0,7463	3199,65	0,74	25,17	27,2
15	N15-N10	46,87	26,73	0,008354	0,3916	3199,65	11,91	100,59	110,2
	N15-N16	81,24	26,73	0,008354	0,6787	3199,65			
	N15-N26	138,82	26,73	0,008354	1,1597	3199,65			
16	N16-N15	81,24	26,73	0,008354	0,6787	3199,65	0,97	28,84	34
	N16-N17	36,03	26,73	0,008354	0,301	3199,65			
17	N17-N16	36,03	26,73	0,008354	0,301	3199,65	0,3	15,98	16
18	N18-N12	119,65	26,73	0,008354	0,9996	3199,65	5,88	70,71	79,2
	N18-N19	61,82	26,73	0,008354	0,5164	3199,65			
	N18-N21	114,67	26,73	0,008354	0,958	3199,65			
19	N19-N18	61,82	26,73	0,008354	0,5164	3199,65	1,25	32,70	34
	N19-N20	88,92	26,73	0,008354	0,7428	3199,65			
20	N20-N19	88,92	26,73	0,008354	0,7428	3199,65	0,74	25,11	27,2
21	N21-N18	114,67	26,73	0,008354	0,958	3199,65	3,62	55,51	63,8
	N21-N22	80,98	26,73	0,008354	0,6765	3199,65			
	N21-N23	120,42	26,73	0,008354	1,006	3199,65			
22	N22-N21	80,98	26,73	0,008354	0,6765	3199,65	0,67	23,96	27,2
23	N23-N21	120,42	26,73	0,008354	1,006	3199,65	1,99	41,15	42,6
	N23-N24	53,43	26,73	0,008354	0,4464	3199,65			
24	N24-N23	53,43	26,73	0,008354	0,4464	3199,65	0,98	28,96	34
	N24-N25	64,86	26,73	0,008354	0,5418	3199,65			
25	N25-N24	64,86	26,73	0,008354	0,5418	3199,65	0,54	21,45	27,2
26	N26-N15	138,82	26,73	0,008354	1,1597	3199,65	10,54	94,92	110,2
	N26-N27	103,08	26,73	0,008354	0,8611	3199,65			
	N26-N28	97,45	26,73	0,008354	0,8141	3199,65			
27	N27-N26	103,08	26,73	0,008354	0,8611	3199,65	0,86	27,04	34
28	N28-N26	97,45	26,73	0,008354	0,8141	3199,65	8,52	85,07	96,8
	N28-N29	236,68	26,73	0,008354	1,9772	3199,65			
	N28-N31	54,73	26,73	0,008354	0,4572	3199,65			
29	N29-N28	236,68	26,73	0,008354	1,9772	3199,65	3,27	52,71	63,8
	N29-N30	155,03	26,73	0,008354	1,2951	3199,65			
30	N30-N29	155,03	26,73	0,008354	1,2951	3199,65	1,29	33,16	42,6
31	N31-N28	54,73	26,73	0,008354	0,4572	3199,65	4,43	61,38	63,8
	N31-N32	81,02	26,73	0,008354	0,6768	3199,65			
	N31-N33	99,85	26,73	0,008354	0,8342	3199,65			
32	N32-N31	81,02	26,73	0,008354	0,6768	3199,65	0,67	23,79	27,2
33	N33-N31	99,85	26,73	0,008354	0,8342	3199,65	3,3	52,95	63,8
	N33-N34	64,96	26,73	0,008354	0,5427	3199,65			
	N33-N35	95,04	26,73	0,008354	0,794	3199,65			
34	N34-N33	64,94	26,73	0,008354	0,5425	3199,65	0,54	21,46	27,2
35	N35-N33	95,04	26,73	0,008354	0,794	3199,65	1,92	40,44	42,6
	N35-N36	135,47	26,73	0,008354	1,1317	3199,65			
36	N36-N35	135,47	26,73	0,008354	1,1317	3199,65	1,13	31,00	34

IV.8.2. Dimensionnement du réseau de distribution (B)

Le réseau de distribution assure une distribution de la zone 2 à partir du réservoir 400 m³ avec un débit de pointe de 20.71 l/s.

IV.8.2.1. Détermination des débits aux tronçons et des débits nodaux

Les résultats du calcul des débits tronçons et nodaux sont représentés dans le tableau (IV.3) ci-dessous :

Tableau (IV.3) : Détermination des débits aux tronçons et les débits nodaux du réseau (B)

tronçons	longueur (m)	Qp (l/s)	Qr (l/s)	qs (l/s/ml)	Nœud	Qtronç (l/s/ml)	Dc (mm)	DN (mm)
R2-38	16.98	25.46	0.105	0.006	38	0.135	150.13	176.2
38- 41	174.95	25.46	1.086	0.0062				
38- 39	310.16	25.46	1.926	0.0062				
39- 38	310.16	25.46	1.926	0.0062	39	2.46	74.105	79.2
39- 40	192.34	25.46	1.194	0.0062				
39- 40	192.34	25.46	1.194	0.0062	40	1.53	36.052	42.6
41- 38	174.95	25.46	1.086	0.0062	41	1.39	137.952	141
41- 42	224.14	25.46	1.392	0.0062				
41- 44	225.71	25.46	1.401	0.0062				
42- 41	224.14	25.46	1.392	0.0062	42	1.783	44.036	53.6
42- 43	62.83	25.46	0.39	0.0062				
43- 42	62.83	25.46	0.39	0.0062	43	1.53	20.605	27.2
44- 41	225.71	25.46	1.401	0.0062	44	1.79	126.132	141
44- 50	211.14	25.46	1.311	0.0062				
44- 45	288.05	25.46	1.788	0.0062				
45- 44	288.05	25.46	1.788	0.0062	45	2.29	78.33	79.2
45- 46	114.79	25.46	0.713	0.0062				
45- 47	154.16	25.46	0.957	0.0062				
46- 45	114.79	25.46	0.713	0.0062	46	0.91	27.58	34
47- 45	154.16	25.46	0.957	0.0062	47	1.22	58.43	63.8
47- 48	145.79	25.46	0.905	0.0062				
47- 49	205.29	25.46	1.275	0.0062				
48- 47	145.79	25.46	0.905	0.0062	48	1.16	31.38	34
49- 47	205.29	25.46	1.275	0.0062	49	1.63	37.24	42.6
50- 44	211.14	25.46	1.311	0.0062	50	1.68	90.81	110.2
50- 51	131.83	25.46	0.818	0.007957				
50- 52	167.24	25.46	1.038	0.007957				
51- 50	131.83	25.46	0.818	0.007957	51	1.048	29.84	34
52- 50	167.24	25.46	1.038	0.007957	52	1.33	77.007	79.2
52- 53	230.11	25.46	1.429	0.007957				
52- 54	102.86	25.46	0.639	0.007957				
53- 52	230.11	25.46	1.429	0.007957	53	1.83	39.433	42.6
54- 52	102.86	25.46	0.639	0.007957	54	0.818	56.96	63.8

55- 54	34.94	25.46	0.217	0.007957 12	55	1.47	35.97	42.6
56- 55	34.94	25.46	0.217	0.007957	56	0.278	15.365	16
57- 55	156.53	25.46	0.972	0.007957	57	1.24	32.523	34

IV.8.3. Détermination des diamètres des conduites

Après avoir déterminé les débits de dimensionnement de chaque conduite, on peut déterminer le diamètre correspondant. Ces diamètres doivent vérifier les deux conditions suivantes :

- La vitesse doit être comprise dans l'intervalle de 0.5 à 1.5 m/s.
- La pression de service aux points critiques du réseau doit être au minimum 10 m.

IV.8.4. Modélisation et simulation du réseau

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 fastidieux en temps record, nous en citons les plus connus : WATERCAD, PICCOLO, PORTEAU, et celui que nous allons utiliser, à savoir l'EPANET.

IV.8.5. Présentation du logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de simulation de comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyaux), pompes, vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcul le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration des substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau [7].

IV.8.6. Utilisation du logiciel EPANET

Les étapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes [7] :

- 1- Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistrée dans un fichier au format texte.
- 2- Saisir les propriétés des éléments du réseau.
- 3- Décrire le fonctionnement système.
- 4- Sélectionner un ensemble d'options de simulation.
- 5- Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de qualité.
- 6- Visualiser les résultats d'une simulation.

IV.8.7. Modélisation du réseau

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs reliés à des nœuds [7]. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande, de réservoirs et des bâches.

Dans l'aire d'étude, la modélisation concerne l'introduction des différentes données du réseau au niveau des nœuds :

- L'altitude du nœud par rapport à un plan de référence.
- La demande en eau (débit prélevé sur le réseau).

Au niveau des arcs :

- Les nœuds initial et final.
- Le diamètre.
- La longueur.

- Le coefficient de rugosité (pour déterminer les pertes de charge).
- L'état (ouvert, fermé, ou clapet anti-retour).

Au niveau des réservoirs :

- L'altitude du radier (où le niveau de l'eau est nul).
- Le diamètre.
- Les niveaux initial, minimal et maximal de l'eau.

IV.8.8. Simulation du réseau

Après la saisie des informations du réseau, la simulation peut être lancée. 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, débits, pression, charges...etc.) à un instant donné qui implique de résoudre simultanément les équilibres de masse dans les nœuds et les pertes de charge dans chaque arc du réseau

IV.8.8.1. Première simulation du réseau de distribution (A), cas de pointe

➤ Etat des nœuds du réseau (A)

Après la première simulation du réseau de distribution (A), l'état des nœuds est représenté dans le tableau (V.4) ci-dessous :

Tableau (IV.4) : Etat des nœuds du réseau (A), cas de pointe

ID Nœud	Altitude(m)	Demande de base (LPS)	Charge (m)	Pression (m)
Réservoir 1	806	-26,67	808	2,00
Nœud 1	799	-26,68	807,91	8,91
Nœud 2	787.6	0,14	807,37	19,77
Nœud 3	786	0,62	804,08	21,45
Nœud 4	785.9	0,18	807,16	21,26
Nœud 5	783	0,35	802,60	19,60
Nœud 6	788.3	0,26	806,42	18,12
Nœud 7	783	1,00	804,55	21,55
Nœud 8	781.7	0,34	803,15	21,45
Nœud 9	775.3	0,17	802,00	26,76
Nœud 10	772	0,53	804,51	32,51
Nœud 11	779	1,01	801,07	22,07
Nœud 12	773.5	0,59	807,04	33,54
Nœud 13	765	2,83	806,85	41,85
Nœud 14	775.5	0,14	804,61	29,11
Nœud 15	771.8	0,75	803,92	32,11
Nœud 16	773	0,39	800,62	27,62
Nœud 17	772.8	0,68	793,86	21,06
Nœud 18	771.1	0,30	804,97	33,87
Nœud 19	766.4	1,00	803,64	37,24
Nœud 20	782.3	0,52	802,89	20,59
Nœud 21	773	0,74	802,62	29,62
Nœud 22	771	0,96	797,71	26,72
Nœud 23	769.9	0,67	800,67	30,77
Nœud 24	766.3	1,01	798,46	32,16
Nœud 25	759.6	0,45	795,77	36,17
Nœud 26	758	0,54	802,53	44,53
Nœud 27	752.3	1,16	799,20	46,90
Nœud 28	775	0,86	801,29	26,90
Nœud 29	763.9	0,81	797,28	33,38
Nœud 30	769.2	1,97	793,80	24,60
Nœud 31	759.5	1,29	799,67	40,17
Nœud 32	759.2	0,46	794,76	35,56
Nœud 33	749.8	0,67	797,95	48,15
Nœud 34	770	0,83	795,27	25,27
Nœud 35	763	0,54	797,32	34,32
Nœud 36	775.3	0,79	796,53	21,23

➤ **Etat des conduites du réseau (A)**

Après la première simulation du réseau de distribution (A), l'état des conduites est représenté dans le tableau (IV.5) ci-dessous :

Tableau (IV. 5) : Etat des conduites du réseau (A), cas de pointe

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Perte. Charge Unit. (m/km)	Perte de charge (m)
Tuyau 1	16,24	176,2	0.01	26,7	1,09	5,61	0,0911064
Tuyau 2	74,36	141	0.01	16,95	1,09	7,23	0,5376228
Tuyau 3	42,02	16	0.01	0,18	0,92	78,37	3,2931074
Tuyau 4	31,26	141	0.01	16,15	1,03	6,62	0,2069412
Tuyau 5	31,26	16	0.01	0,26	1,30	146,08	4,5664608
Tuyau 6	120,25	141	0.01	15,54	1,00	6,17	0,7419425
Tuyau 7	40,88	34	0.01	1,04	1,15	45,71	1,8686248
Tuyau 8	20,44	16	0.01	0,17	0,85	68,71	1,4044324
Tuyau 9	63,66	27,2	0.01	0,53	0,92	40,11	2,5534026
Tuyau 10	121,26	110,2	0.01	13,49	1,41	15,78	1,9134828
Tuyau 1	71,21	27,2	0.01	0,59	1,02	48,28	3,4380188
Tuyau 12	46,87	110,2	0.01	11,89	1,25	12,53	0,5872811
Tuyau 13	81,24	34	0.01	0,98	1,08	40,69	3,3056556
Tuyau 14	36,03	16	0.01	0,30	1,49	187,38	6,7513014
Tuyau 15	138,82	110,2	0.01	10,52	1,10	10,02	1,3909764
Tuyau 16	103,08	34	0.01	0,86	0,95	32,27	3,3263916
Tuyau 17	97,45	96,8	0.01	8,50	1,15	12,76	1,243462
Tuyau 18	236,68	63,8	0.01	3,26	1,02	16,93	4,0069924
Tuyau 19	155,03	42,6	0.01	1,29	0,91	22,47	3,4835241
Tuyau 20	54,73	63,8	0.01	4,43	1,38	29,46	1,6123458
Tuyau 21	81,02	27,2	0.01	0,67	1,15	60,64	4,9130528
Tuyau 22	99,85	63,8	0.01	3,30	1,03	17,29	1,7264065
Tuyau 23	64,96	27,2	0.01	0,54	0,93	41,22	2,6776512
Tuyau 24	95,04	63,8	0.01	1,92	0,60	6,57	0,6244128
Tuyau 25	135,47	53,6	0.01	1,13	0,50	5,88	0,7965636
Tuyau 26	338,54	141	0.01	9,59	0,61	2,57	0,8700478
Tuyau 27	16,43	42,6	0.01	0,88	0,62	11,44	0,1879592
Tuyau 28	89,33	34	0.01	0,75	0,82	25,05	2,2377165
Tuyau 29	119,65	79,2	0.01	5,88	1,19	17,29	2,0687485
Tuyau 30	61,82	42,6	0.01	1,26	0,88	21,52	1,3303664
Tuyau 31	88,92	42,6	0.01	0,74	0,52	8,41	0,7478172
Tuyau 32	114,67	63,8	0.01	3,62	1,13	20,48	2,3484416
Tuyau 33	80,98	27,2	0.01	0,67	1,15	60,64	4,9106272
Tuyau 34	120,42	53,6	0.01	1,99	0,88	16,21	1,9520082
Tuyau 35	53,43	34	0.01	0,99	1,09	41,40	2,212002
Tuyau 36	64,86	27,2	0.01	0,54	0,93	41,46	2,6890956

IV.8.8.2. Première simulation du réseau de distribution (B), cas de pointe

➤ **Etat des nœuds du réseau (B)**

Après la première simulation du réseau de distribution (B), l'état des nœuds est représenté dans le tableau (IV.6) ci-dessous :

Tableau (IV. 6) : Etat des nœuds du réseau (B), cas de pointe

ID Nœud	Altitude (m)	Demande Base (LPS)	Charge (m)	Pression(m)
Réservoir 2	806	Sans Valeur	808.00	2.00
Nœud N38	799.6	0.105	807.77	8.17
Nœud N50	767.5	1.68	801.75	34.25
Nœud N51	769	1.048	795.68	26.68
Nœud N53	763	1.831	793.45	30.45
Nœud N52	765.8	1.33	797.80	32.00
Nœud N55	759.1	1.478	789.90	30.80
Nœud N56	759	0.278	788.36	29.36
Nœud N044	793.2	18.796	803.58	10.38
Nœud N49	768.1	1.633	789.98	21.88
Nœud N46	774.2	0.913	796.72	22.52
Nœud N47	773.7	1.226	797.03	23.33
Nœud N48	762.9	1.160	788.97	26.07
Nœud N57	748	1.245	786.61	38.61
Nœud N42	780.3	1.783	803.77	23.47
Nœud N43	788.4	0.49	803.02	14.62
Nœud N40	781	1.530	799.23	18.23
Nœud N41	780.3	1.39	805.75	25.45
Nœud N54	769	0.818	792.61	23.61
Nœud N45	780.2	2.292	800.84	20.64
Nœud N39	780.8	2.46	805.11	24.31

➤ **Etat des conduites du réseau (B)**

Après la première simulation du réseau de distribution (B), l'état des conduites est représenté dans le tableau (IV.7) ci-dessous :

Tableau (IV.7) : Etat des conduites du réseau (B), cas de pointe

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit.m/km	perte de charg (m)
Tuyau 51	131.8	34	0.01	1.05	1.15	46.02	6.065436
Tuyau 56	34.94	21	0.01	0.28	0.80	44.00	1.53736
Tuyau 48	145.8	34	0.01	1.16	1.28	55.26	8.056908
Tuyau 43	62.83	34	0.01	0.49	0.54	11.88	0.7464204
Tuyau 41	174.9	176	0.01	22.39	0.92	4.10	0.717295
Tuyau 42	224.1	63.8	0.01	2.27	0.71	8.85	1.983639
Tuyau 52	167.2	79.2	0.01	6.98	1.42	23.62	3.9502088
Tuyau 57	156.3	42.6	0.01	1.25	0.87	21.09	3.296367
Tuyau 13	102.8	42.6	0.01	1.83	1.28	42.23	4.3437778
Tuyau 54	230.1	63.8	0.01	3.82	1.19	22.54	5.1866794
Tuyau 55	185.8	63.8	0.01	3.00	0.94	14.58	2.7098388
Tuyau 50	211.1	110.2	0.01	9.71	1.02	8.66	1.8284724
Tuyau 38	16.98	176	0.01	26.49	1.09	5.56	0.0944088
Tuyau 49	205.2	42.6	0.01	1.63	1.15	34.34	7.0496586
Tuyau 45	288.0	96.8	0.01	7.22	0.98	9.49	2.7335945
Tuyau 47	154.1	63.8	0.01	4.02	1.26	24.73	3.8123768
Tuyau 46	114.7	34	0.01	0.91	1.01	35.92	4.1232568
Tuyau 39	310.1	79.2	0.01	3.99	0.81	8.57	2.6580712
Tuyau 40	192.3	42.6	0.01	1.53	1.07	30.54	5.8740636
Tuyau 44	225.7	176	0.01	18.73	0.77	2.96	0.6681016

IV.8.8.3. Deuxième simulation du réseau de distribution (A), cas d'incendie

➤ Etat des nœuds du réseau (A)

Après la deuxième simulation du réseau de distribution (A) qui représenté par figure (IV.5).

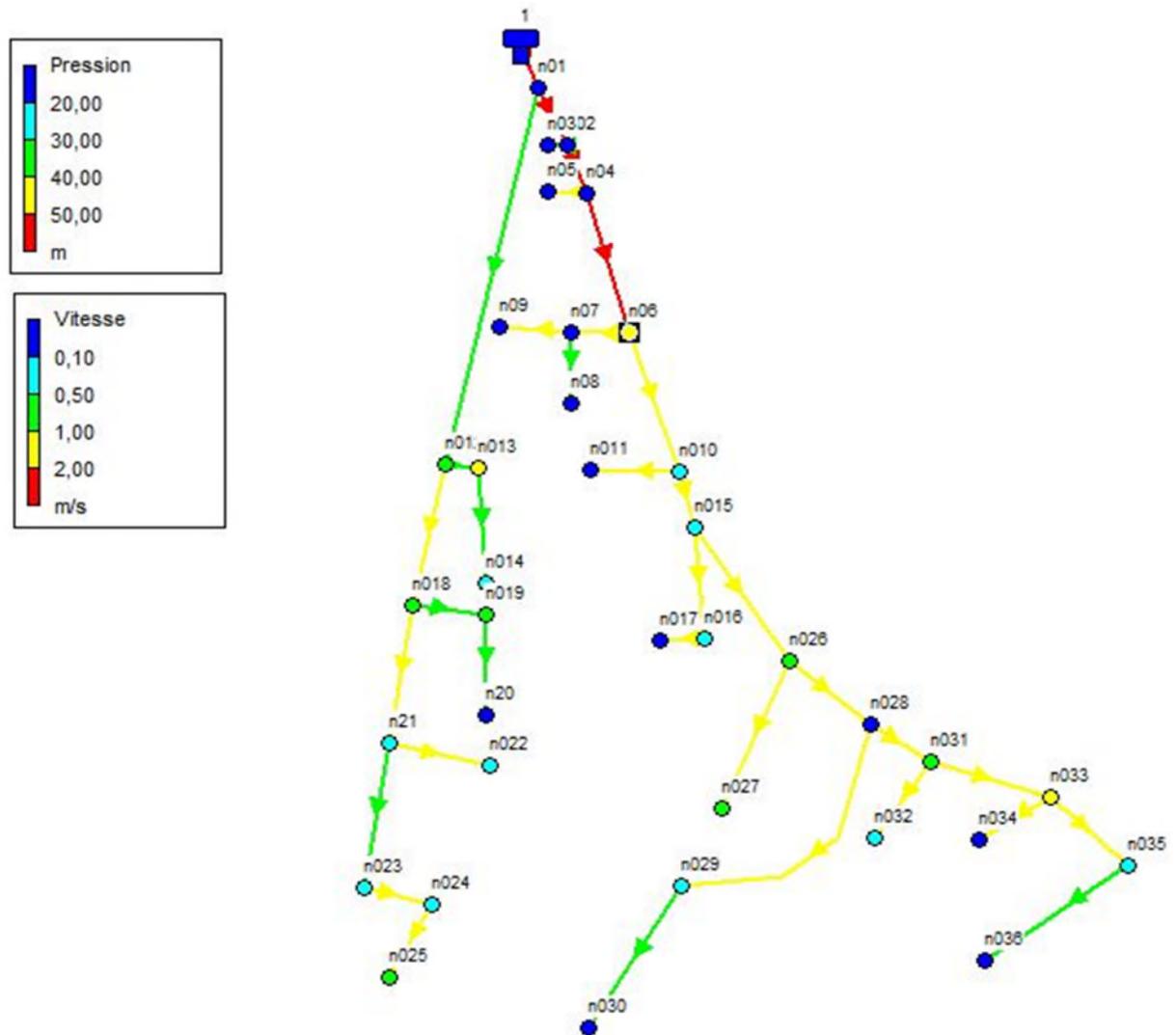


Figure (IV.5) : Réseau de distribution (A), cas d'incendie

L'état des nœuds est représenté dans le tableau (IV.8) ci-dessous :

Tableau (IV. 8) : Etat des nœuds du réseau (A), cas d'incendie

ID Nœuds	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Réservoir 1	806	-43,68	808,00	2,00
Nœud 01	799	0,14	807,77	8,77
Nœud 02	787,6	0,62	805,85	18,25
Nœud 03	786	0,18	802,56	16,56
Nœud 04	785,9	0,35	805,08	19,18
Nœud 05	783	0,26	800,51	17,51
Nœud 06	788,3	18,00	802,20	13,90
Nœud 07	783	0,34	800,33	17,33
Nœud 08	781,7	0,17	798,93	17,23
Nœud 09	775,3	0,53	797,78	22,48
Nœud 10	772	1,01	800,29	28,29
Nœud 11	779	0,59	796,85	17,85
Nœud 12	773,5	2,83	806,90	33,40
Nœud 13	765	0,14	806,72	41,72
Nœud 14	775,5	0,75	804,48	28,98
Nœud 15	771,8	0,39	799,70	27,90
Nœud 16	773	0,68	796,39	23,39
Nœud 17	772,8	0,30	789,64	16,84
Nœud 18	771,1	1,00	804,83	33,73
Nœud 19	766,4	0,52	803,50	37,10
Nœud 20	782,3	0,74	802,76	20,46
Nœud 21	773	0,96	802,49	29,49
Nœud 22	771	0,67	797,58	26,58
Nœud 23	769,9	1,01	800,53	30,63
Nœud 24	766,3	0,45	798,32	32,02
Nœud 25	759,6	0,54	795,63	36,03
Nœud 26	758	1,16	798,31	40,31
Nœud 27	752,3	0,86	794,98	42,68
Nœud 28	775	0,81	797,06	22,06
Nœud 29	763,9	1,97	793,06	29,16
Nœud 30	769,2	1,29	789,57	20,37
Nœud 31	759,5	0,46	795,45	35,95
Nœud 32	759,2	0,67	790,54	31,34
Nœud 33	749,8	0,83	793,73	43,93
Nœud 34	770	0,54	791,05	21,05
Nœud 35	763	0,79	793,10	30,10
Nœud 36	775,3	1,13	792,30	17,00

➤ **Etat des conduites du réseau (A)**

Après la première simulation du réseau de distribution (A), l'état des conduites est représenté dans le tableau (IV.9) ci-dessous :

Tableau (IV. 9) : Etat des conduites du réseau (A), cas d'incendie

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité (mm)	Débit l/s)	Vitesse (m/s)	Perte.Charge Unit. (m/km)	Perte charge (m)
Tuyau 01	16,24	176,2	0,01	43,68	1,79	13,86	0,2250864
Tuyau 02	74,36	141	0,01	33,95	2,17	25,89	1,9251804
Tuyau 03	42,02	16	0,01	0,18	0,92	78,37	3,2931074
Tuyau 04	31,26	141	0,01	33,15	2,12	24,76	0,7739976
Tuyau 05	31,26	16	0,01	0,26	1,30	146,07	4,5661482
Tuyau 06	120,25	141	0,01	32,54	2,08	23,92	2,87638
Tuyau 07	40,88	34	0,01	1,04	1,15	45,71	1,8686248
Tuyau 08	20,44	16	0,01	0,17	0,85	68,71	1,4044324
Tuyau 09	63,66	27,2	0,01	0,53	0,92	40,11	2,5534026
Tuyau 10	121,26	110,2	0,01	13,49	1,41	15,78	1,9134828
Tuyau 11	71,21	27,2	0,01	0,59	1,02	48,28	3,4380188
Tuyau 12	46,87	110,2	0,01	11,89	1,25	12,53	0,5872811
Tuyau 13	81,24	34	0,01	0,98	1,08	40,69	3,3056556
Tuyau 14	36,03	16	0,01	0,30	1,49	187,38	6,7513014
Tuyau 15	138,82	110,2	0,01	10,52	1,10	10,02	1,3909764
Tuyau 16	103,08	34	0,01	0,86	0,95	32,27	3,3263916
Tuyau 17	97,45	96,8	0,01	8,50	1,15	12,76	1,243462
Tuyau 18	236,68	63,8	0,01	3,26	1,02	16,93	4,0069924
Tuyau 19	155,03	42,6	0,01	1,29	0,91	22,47	3,4835241
Tuyau 20	54,73	63,8	0,01	4,43	1,38	29,46	1,6123458
Tuyau 21	81,02	27,2	0,01	0,67	1,15	60,64	4,9130528
Tuyau 22	99,85	63,8	0,01	3,30	1,03	17,29	1,7264065
Tuyau 23	64,96	27,2	0,01	0,54	0,93	41,22	2,6776512
Tuyau 24	95,04	63,8	0,01	1,92	0,60	6,57	0,6244128
Tuyau 25	135,47	53,6	0,01	1,13	0,50	5,88	0,7965636
Tuyau 26	338,54	141	0,01	9,59	0,61	2,58	0,8734332
Tuyau 27	16,43	42,6	0,01	0,88	0,62	11,44	0,1879592
Tuyau 28	89,33	34	0,01	0,75	0,82	25,05	2,2377165
Tuyau 29	119,65	79,2	0,01	5,88	1,19	17,29	2,0687485
Tuyau 30	61,82	42,6	0,01	1,26	0,88	21,52	1,3303664
Tuyau 31	88,92	42,6	0,01	0,74	0,52	8,41	0,7478172
Tuyau 32	114,67	63,8	0,01	3,62	1,13	20,48	2,3484416
Tuyau 33	80,98	27,2	0,01	0,67	1,15	60,64	4,9106272
Tuyau 34	120,42	53,6	0,01	1,99	0,88	16,21	1,9520082
Tuyau 35	53,43	34	0,01	0,99	1,09	41,40	2,212002
Tuyau 36	64,86	27,2	0,01	0,54	0,93	41,46	2,6890956

Les résultats obtenus dans la première simulation (cas de pointe), du réseau (A), montrent clairement que les pressions aux nœuds sont dans les normes entre 10 et 60 m, et les vitesses sont acceptables et sont comprises entre 0.5 et 1.5 m/s.

Les résultats obtenus dans la deuxième simulation (cas de pointe + incendie), on trouve des vitesses supérieures à 1.5 m/s et des pressions inférieures à 10 bars.

On doit dimensionner un autre réseau pour l'incendie pour le réseau de distribution (A).

IV.8.8.4. Deuxième simulation du réseau de distribution (B), cas d'incendie

➤ **Etat des nœuds du réseau (B)**

La deuxième simulation du réseau de distribution (B) est représentée dans la figure (IV.6).

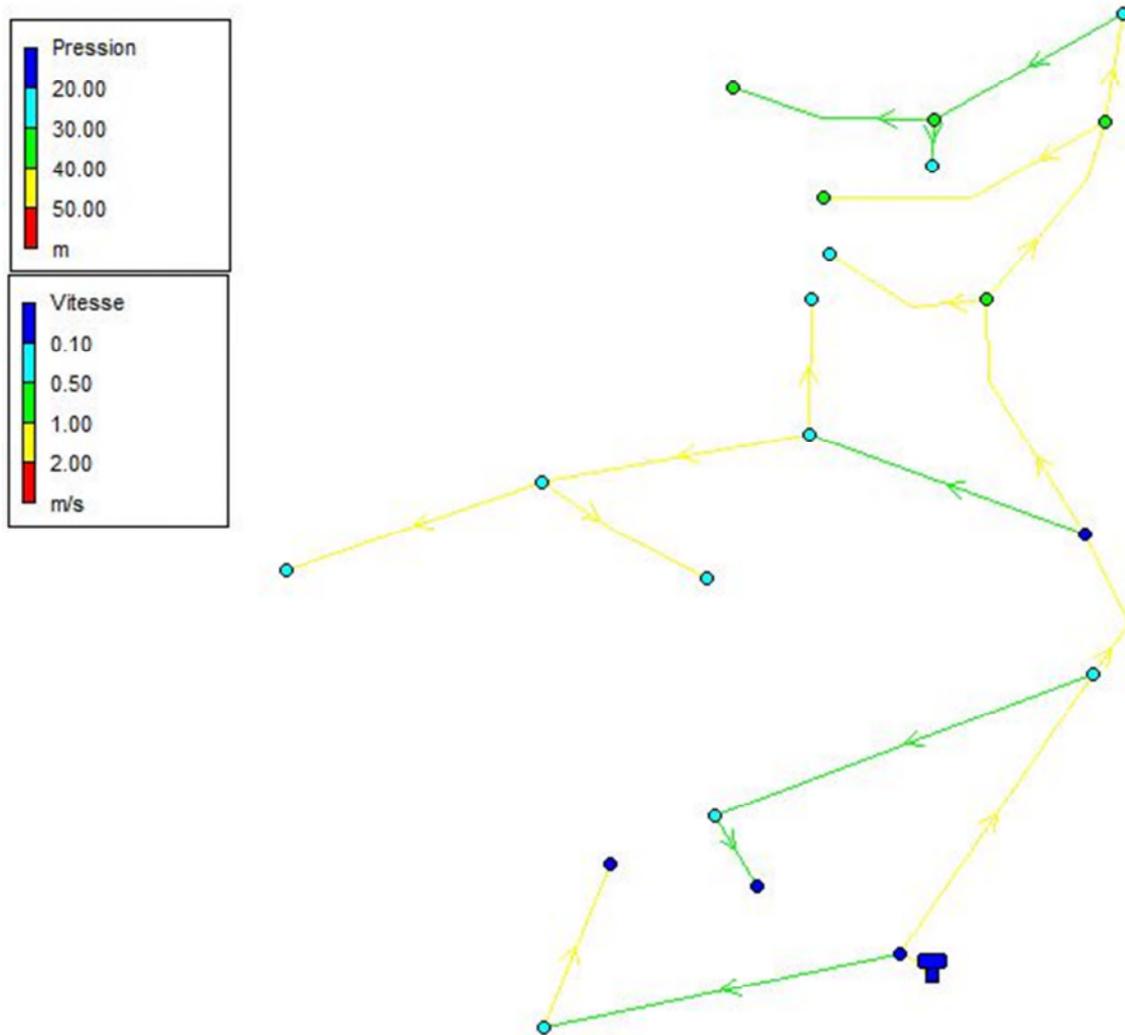


Figure (IV.6) : Réseau de distribution (B), cas d'incendie

L'état des nœuds est représenté dans le tableau (IV.10) ci-dessous :

Tableau (IV. 10) : Etat des nœuds du réseau (B), cas d'incendie

ID Nœud	Altitude (m)	Demande Base (LPS)	Charge (m)	Pression(m)
Réservoir 2	806	Sans Valeur	808.00	2.00
Nœud N38	799.6	0.105	807.77	8.17
Nœud N50	767.5	1.68	801.75	34.25
Nœud N51	769	1.048	795.68	26.68
Nœud N53	763	1.831	793.45	30.45
Nœud N52	765.8	1.33	797.80	32.00
Nœud N55	759.1	1.478	789.90	30.80
Nœud N56	759	0.278	788.36	29.36
Nœud N44	793.2	18.796	803.58	10.38
Nœud N49	768.1	1.633	789.98	21.88
Nœud N46	774.2	0.913	796.72	22.52
Nœud N47	773.7	1.226	797.03	23.33
Nœud N48	762.9	1.160	788.97	26.07
Nœud N57	748	1.245	786.61	38.61
Nœud N42	780.3	1.783	803.77	23.47
Nœud N43	788.4	0.49	803.02	14.62
Nœud N40	781	1.530	799.23	18.23
Nœud N41	780.3	1.39	805.75	25.45
Nœud N54	769	0.818	792.61	23.61
Nœud N45	780.2	2.292	800.84	20.64
Nœud N39	780.8	2.46	805.11	24.31

➤ **Etat des conduites du réseau (B)**

Après la première simulation du réseau de distribution (B), l'état des conduites est représenté dans le tableau (IV.11) ci-dessous :

Tableau (IV. 11) : Etat des conduites du réseau (B), cas d'incendie

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit.m/km	perte de charge (m)
Tuyau 51	131.8	34	0.01	1.05	1.15	46.02	6.065436
Tuyau 56	34.94	21	0.01	0.28	0.80	44.01	1.5377094
Tuyau 48	145.8	34	0.01	1.16	1.28	55.26	8.056908
Tuyau 43	62.83	34	0.01	0.49	0.54	11.88	0.7464204
Tuyau 41	174.95	176	0.01	39.39	1.62	11.52	2.015424
Tuyau 42	224.14	63.8	0.01	2.27	0.71	8.85	1.983639
Tuyau 52	167.24	79.2	0.01	6.98	1.42	23.62	3.9502088
Tuyau 57	156.3	42.6	0.01	1.25	0.87	21.09	3.296367
Tuyau 13	102.86	42.6	0.01	1.83	1.28	42.23	4.3437778
Tuyau 54	230.11	63.8	0.01	3.82	1.19	22.54	5.1866794
Tuyau 55	185.86	63.8	0.01	3.00	0.94	14.58	2.7098388
Tuyau 50	211.14	110.2	0.01	9.71	1.02	8.66	1.8284724
Tuyau 38	16.98	176	0.01	43.49	1.79	13.82	0.2346636
Tuyau 49	205.29	42.6	0.01	1.63	1.15	34.34	7.0496586
Tuyau 45	288.05	96.8	0.01	7.22	0.98	9.49	2.7335945
Tuyau 47	154.16	63.8	0.01	4.02	1.26	24.73	3.8123768
Tuyau 46	114.79	34	0.01	0.91	1.01	35.92	4.1232568
Tuyau 39	310.16	79.2	0.01	3.99	0.81	8.57	2.6580712
Tuyau 40	192.34	42.6	0.01	1.53	1.07	30.54	5.8740636
Tuyau 44	225.71	176	0.01	35.73	1.47	9.63	2.1735873

Après les deux simulations (cas de pointe et cas d'incendie) du réseau de distribution (B), on constate que :

- Toutes les pressions aux nœuds sont dans les normes entre 10 et 60 m.
- Toutes les vitesses sont acceptables et sont comprises entre 0.5 et 1.5 m/s.

IV.8.8.5. Troisième simulation cas de collecte de deux réseaux (A) et (B)

La troisième simulation des deux réseaux de distribution A et B à l'état la vanne est ouverte est représentée dans les figure (IV.7) et (IV.8) suivant :

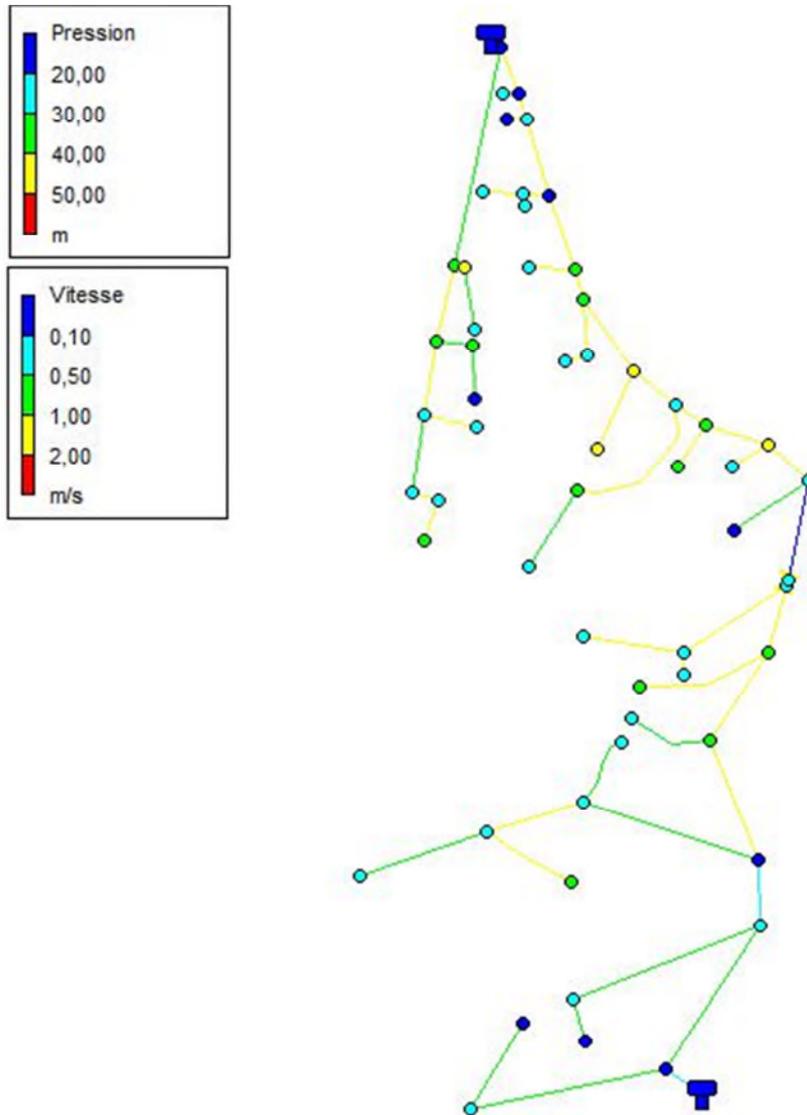


Figure (IV.7) : Réseau de distribution (A) et (B), cas de collecte

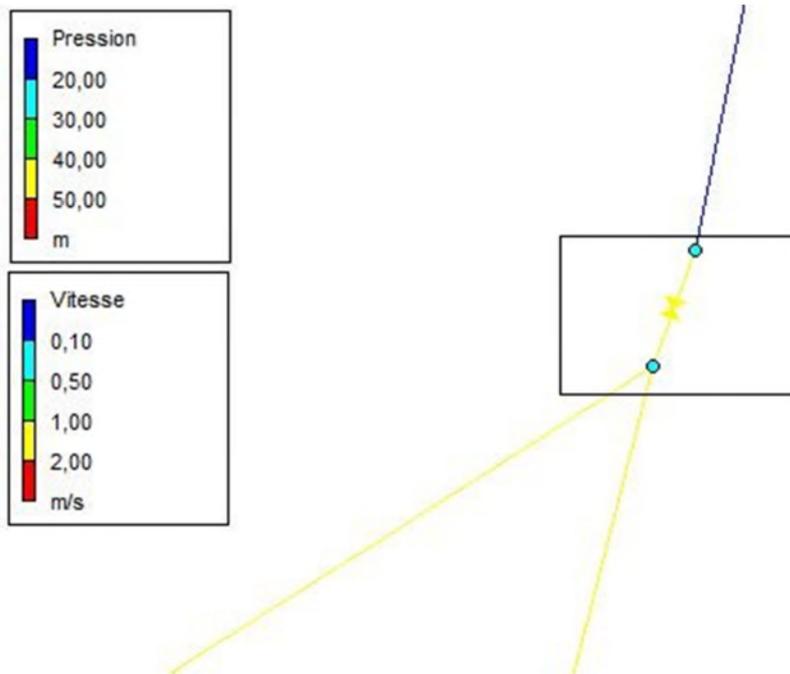


Figure (IV.8) : schéma d'agrandissement de la vanne

Remarque : D'après la simulation de toute le réseau (le cas de collecte de deux réseaux (A) et (B)) on trouve que les résultats sont les même, le réseau a équilibre.

IV.9. Conclusion

Le réseau de distribution doit fournir l'eau en quantité suffisante avec des pressions appropriées au consommateur, pour assurer le bon fonctionnement du réseau de distribution et sa durabilité dans le temps. Il nécessaire de prendre soin d'une bonne gestion et d'un entretien périodique des installations.

CHAPITRE V :

**ELABORATION D'UN SYSTEME
D'INFORMATION
GEOGRAPHIQUE**

V.1. Introduction

La mise en place d'un système d'information géographique (SIG) pour le gestionnaire du réseau d'eau potable avec la constitution des bases de données descriptives du réseau et de son environnement, nous a semblé indispensable et un pré-requis à toute tentative d'analyse. Ce chapitre décrit précisément les travaux et réflexions qui ont permis de concevoir ce SIG « Eau potable ». Nous illustrons dans les paragraphes suivants quelles types de données ont été utilisées pour la mise en place du SIG « Eau potable », les étapes d'acquisition de ces données, ainsi que les possibilités offertes par les SIG pour faciliter le traitement des différents types de données.

V.2. Système d'information

C'est un ensemble de procédés opérés sur des données brutes pour produire une information qui sera utilisée pour la prise de décision. Il s'agit donc d'un ensemble d'étapes qui mèneront de l'observation et la collection des données à leur analyse.

Un système d'informations doit comporter une gamme complète de fonctions qui permettront à l'utilisateur d'atteindre ses objectifs, entendu l'observation, l'estimation, la description, l'explication, la prévision, la prise de décision,...etc.

V.3. Système d'information géographique pour le réseau D'AEP

Le SIG englobent en général quatre sous-systèmes:

- Un sous-système pour l'acquisition des données géographiques qui peuvent être d'origines diverses (envenement de la conduite, la géologie,...etc.).
- Un sous-système de gestion de données pour le stockage, l'organisation et la recherche de données.
- Un sous-système d'analyse spatiale pour le traitement et l'exploitation des données géographiques.
- Et enfin, un système de présentation des résultats soit sous forme de carte par l'affichage graphique à l'écran ou par sorties cartographiques sur papier, soit sous forme de listes ou de tableaux.

V.4. AVANTAGES LIES A LA MISE EN PLACE DE SIG POUR LE RESEAU D'AEP

L'application de SIG à la gestion des réseaux offre des possibilités suivantes [8] :

- *Fournir les cartes* : qui peuvent être employées pour faciliter la localisation des problèmes, des équipements et des clients. Les cartes peuvent également permettre d'avoir des informations relatives à l'état d'entretien passé et actuel des éléments du réseau dans n'importe quel secteur, pour peu que ces informations soient disponibles. Ces cartes peuvent être imprimées et mises à la disposition des équipes d'intervention pour faciliter leur travail.
- *Fournir l'analyse de réseau et la possibilité d'effectuer des tracés qui peut être employée pour trouver d'autres équipements reliés*. On peut par exemple exécuter un tracé de l'eau au niveau d'une portion du réseau pour identifier la (ou les) valves qui doit être fermée pour isoler un problème (une fuite, par exemple).

- Les SIG peuvent être utilisés pour identifier les équipements hydrauliques qui desservent un endroit choisi.

- Les SIG peuvent être employés pour conduire des équipages aux endroits de travail et pour réduire le temps de déplacement. Des SIG peuvent être utilisés pour faciliter en programmant et en assignant le travail d'entretien aux équipages qui sont dans un secteur spécifique.

V.5. DONNEES ET METHODOLOGIE

La mise en place d'un Système d'Information Géographique requiert une méthodologie particulière, du fait des nombreuses aptitudes requises pour l'accomplissement du travail. Il s'agit dans un premier temps d'identifier les données nécessaires, de les collecter avant de les intégrer au système.

V.5.1. Les données requises et leur mode d'acquisition

Pour atteindre les objectifs visés par cette étude, une gamme variée de données a été utilisée. Il s'agit entre autres de cartes, des documents divers, des plans, des photos, de données numériques,...etc.

Pour l'élaboration d'un Système d'Information Géographique; on a utilisé le logiciel MapInfo professionnel 8 (version française). Le réseau d'AEP de l'exemple étudié et celui de la ville de DRAA BENGUENIF de la commune de MEDEA, wilaya de MEDEA.

Les informations qui font l'objet de l'ossature plan d'occupation du sol et du réseau dans MapInfo sont également représenté comme suit:

V.5.2. Plan du masse

Premièrement convertir le plan de masse format DXF au format TAB ainsi que créer un table nommé (NON_BATI) de type caractère, qui englobe tout les objets du plan comme (les bâtiments, les routes, les bords, espace vert et limites du plan).

V.5.3. Réseau D'AEP projté

Le réseau de distribution est représenté par un ensemble de segments le long desquels les diameters des canalisations sont indiqués, ainsi que, tous les éléments du réseau.

La structure du réseau d'AEP se fait par :

- Créer un tableau nommé (conduites distribution) qui comporte les champs suivants :
 - Numéro (Num_ entier court)
 - Longueur (flottant)
 - Diamètre de tuyaux (flottant)
 - Vitesse d'écoulement (flottant)

Enregistrer le tableau et commencer le traçage du réseau D'AEP d'après active la carte par l'item « carte /contrôle des couche » et sélectionner sont tableau

V.5.4. Réseau d'adduction

Le tracé du réseau d'adduction se fait par l'ensemble des segments et indique les résultats dans la table Réseaux adduction.

La structure de ce réseau est comme suit :

- Crée un tableau nommé (Réseaux _ adduction) accompagnant les champs suivants :
 - Type d'adduction (ID adduction, caractère).
 - Diamètre de conduite (Diamètre, flottant).
 - Matériaux de la conduite (Matériaux, caractère).

Après l'enregistrement des données, activer la carte par « Contrôle des couches » et sélectionner son tableau.

V.5.5. Les Réservoirs

Les principales caractéristiques des réservoirs sont:

- Identifier de réservoir (ID_Réservoirs, caractère).
- Type de réservoir (Type, caractère).
- Capacité du stockage (capacité_du_stockage, flottant).
- La cote de radier (Altitude_du_radier, flottant).représenté dans (figure V.1)

Le schéma du plan de masse représenté dans la figure (V.2) ci-dessous :

V.6. Conclusion

Ce chapitre avait pour but de décrire le développement de la base des données géographiques indispensable pour la zone d'étude. A partir des différentes données concernant le réseau (diamètre, matériaux, ..., etc.) et les ouvrages (réservoirs,...etc.), les constructions (bâtiment,...etc.) à l'aide de SIG.

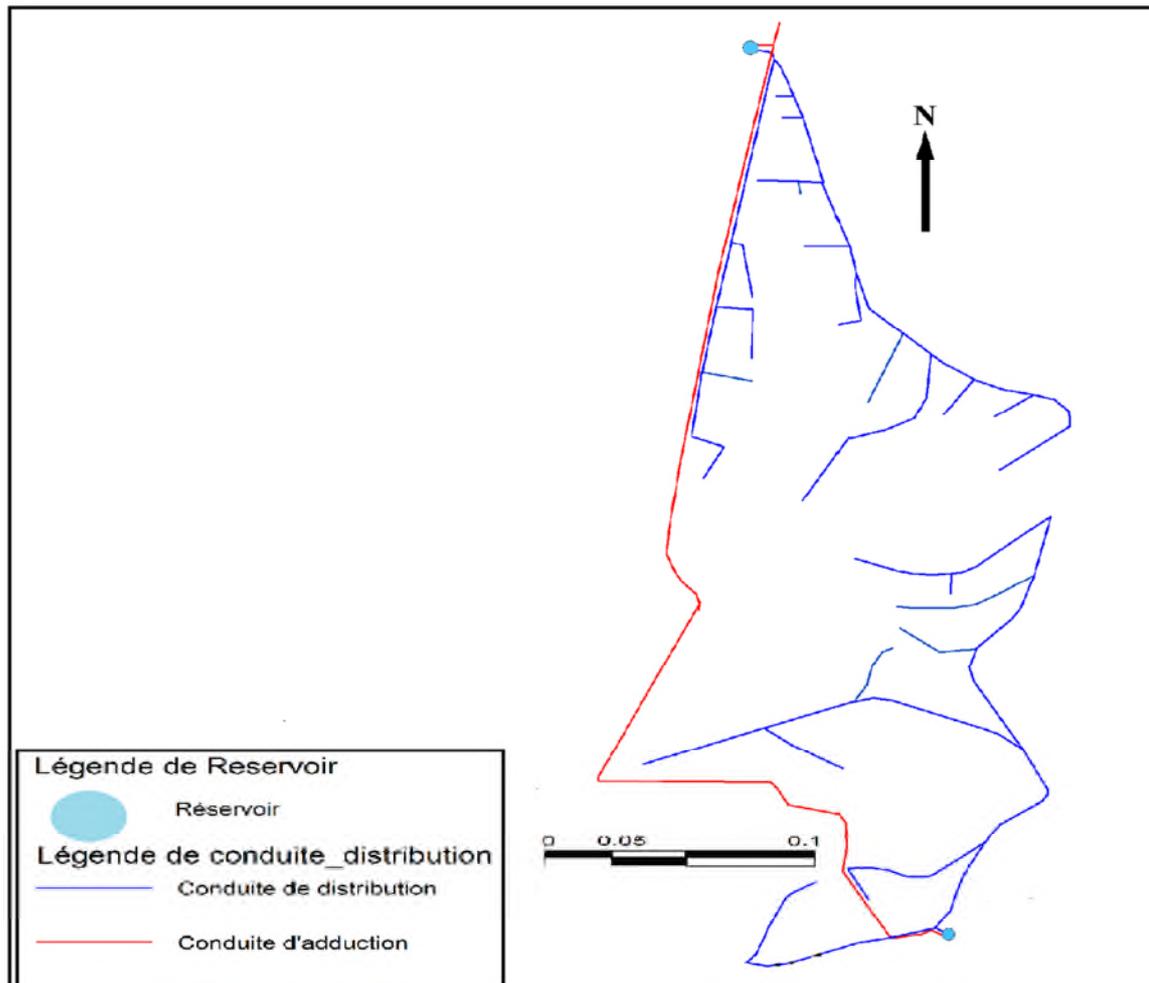


Figure (V.1) : Schéma du réseau de distribution, Réseau d'adduction et les ouvrages de stockage

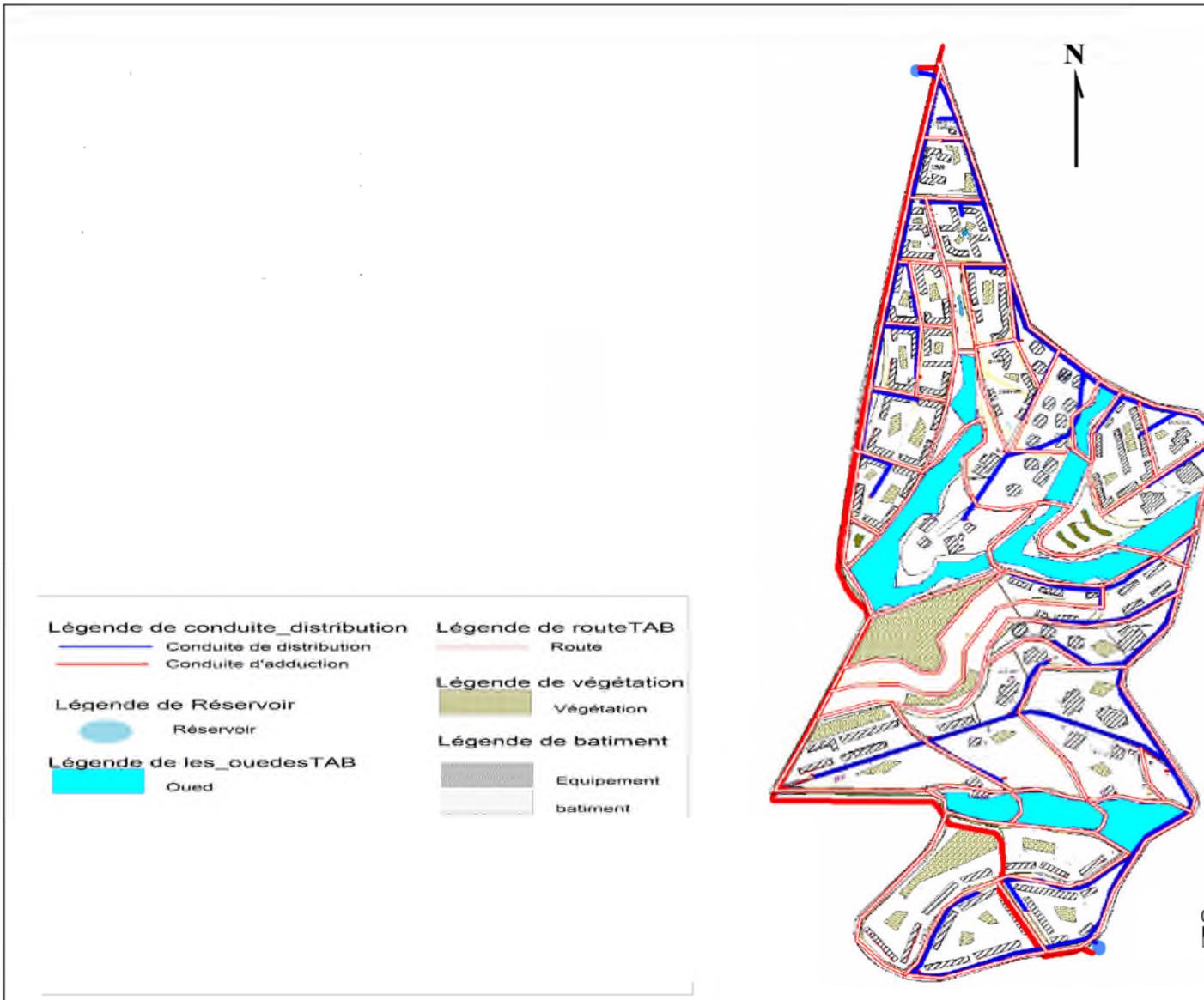


Figure (V.2) : Schéma du plan de masse

CONCLUSION GENERALE

La présente étude a englobé tous les points qui touchent le plan spécifique à la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable.

Nous signalons que durant cette étude, une priorité a été donnée surtout au côté technique pour assurer une pression convenable et un débit suffisant aux abonnés.

Dans un premier temps, un important travail de collecte des données sur les caractéristiques du POS.

Deux réservoirs semi-enterrés ont été dimensionnés :

- Réservoir (1) placé à la cote 806 m de volume de 500 m^3 et 11 m de diamètre pour la zone 1.
- Réservoir (2) placé à la cote 806 m de volume de 400 m^3 et 10 m de diamètre pour la zone 2.

Pour le dimensionnement de, la conduite d'adduction gravitaire, nous avons choisi les conduites en PEHD (PN 10) comme suite :

- La conduite ($P_p - P_A$) avec un diamètre de 200 mm et une vitesse de 1.25 m/s.
- La conduite ($P_A - R_1$) avec un diamètre de 160 mm et une vitesse de 1.12 m/s.
- La conduite ($P_A - R_2$) avec un diamètre de 160 mm et une vitesse de 0.81 m/s.

Par ailleurs et à l'aide du logiciel EPANET, nous avons dimensionné un réseau de distribution avec la fourchette de diamètre qui varie entre 20 et 200 mm en PEHD (PN10), la longueur totale du réseau est 6535.35 m.

Afin de bien exploiter le réseau et notamment de prendre la discision dans le temps qu'i faut, nous avons élaboré un SIG sous le logiciel MapInfo regroupant toutes les cartes et les plans (référenciés) du réseau dans plusieurs couches superposables et avec l'ensemble des données nécessaires.

Cette étude nous a permis de mettre en pratique, toutes les connaissances que nous avons acquises dans tous le domaine de l'hydraulique durant notre cycle de formation, et j'espère que, ce modeste travail servira, aux autorités civiles ainsi qu'aux entreprises d'exécutions des travaux, comme référence, pour la réalisation de ce projet.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Données démographique et climatiques, Service d'APC de la commune de MEDEA, Wilaya de MEDEA.
- [2] Données pluviométriques, Service d'APC wilaya de MEDEA.
- [3] **Bonvin, J.**: Hydraulique urbaine I . Version ,2005.
- [4] **BOUHIRED, B., et BOURARECH, S. ,** : Diagnostique et étude du réseau d'AEP de la partie Nord du chef lieu de BORDJ MIRA (Wilaya de BEJAIA) . Mémoire de fin d'étude Master Université de Bejaia, 2011, 102 pages.
- [5] **DUPONT, A,** Hydraulique urbaine : Ouvrage de transport, élévation et distribution des eaux , Tom II, Edition EYROLLES, 1979.
- [6] Formulaire EPANET.
- [7] **KSOURI, S. et IBRAHIM, N.,** : Renforcement du réseau d'alimentation en eau potable de chef lieu de la commune d'Akbou (Wilaya de Bejaia) à partir de barrage de Tichy-haf .Mémoire de fin d'études, Ingéniorat, Université de Bejaia, 2010.
- [8] **Doumi, W.,** *Conception d'un schéma directeur D'AEP de la ville RAS EL MA (W.Sétif) Elaboration d'un SIG d'aide à la Décision. Mémoire de fin d'étude Master Université de M'SILA.*2012, 97 pages.

LOGICIELS UTILISES

- **AUTOCAD 2010** : pour le tracé du levé topographique, et le tracé des réseaux (d'adduction et distribution).
- **EPACAD** : pour convertir les fichiers AUTOCAD vers l'EPANET.

EPANET : pour le dimensionnement des réseaux de distribution.

Annexe (2) : Réparation des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

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

**Annexe (3) : Conduite PEHD PN10 TUBE PE
TUBE PEHD EAU POTABLE PN 10**

Diamètre Extérieure (mm)	Epaisseur (mm)	Diamètre Intérieur (mm)
20	2.0	16
25	2.0	21
32	2.4	27.2
40	3	34
50	3.7	42.6
63	4.7	53.6
75	5.6	63.8
90	5.4	79.2
110	6.6	96.8
125	7.4	110.2
160	9.5	141
200	11.9	176.2
250	14.8	220.4
315	18.7	277.6
400	23.7	352.6
500	29.7	440.6
630	37.4	555.2

ملخص:

في أغلب الحالات تكون المصادر المائية الصالحة للشرب بعيدة عن السكان و من أجل هذا السبب يتوجب علينا أن نخطط لوضع قنوات لجر هذه المياه إلى الخزانات. هذه الأطروحة تشمل كل الجوانب التي لها علاقة مع المخطط النوعي لدراسة شبكة التوزيع للمياه الصالحة للشرب لبلدية ذراع بن غنيف، ولاية المدية ، من أجل تحقيق الاستجابة النوعية والكمية لطلبات السكان. هذه الدراسة تهدف إلى التعرف على جميع الهياكل والمعدات اللازمة لضمان وجود الإمدادات الكافية من الماء الشروب وتحسين قدرات الإنتاج والتوزيع ومن أجل تزويد المدينة تحت ظروف هيدروليكية جيدة للتوزيع في الأوقات العادية و في أوقات النقص.

كلمات المفاتيح: ربط، خزان، نظام المعلومات الجغرافية، التوزيع.

Résumé:

Dans la plupart des cas, les sources d'eau potables sont loin de la population et pour cette raison, nous devons planifier pour la pose de conduites pour puiser de l'eau dans les réservoirs. Le présent mémoire comprend tous les aspects nécessaires à l'étude du réseau de distribution d'eau potable de la municipalité de Draa Ben Guenif, Wilaya de MEDEA afin d'obtenir une réponse sur la qualité et la quantité des demandes de la population. Cette étude vise à identifier toutes les structures et les équipements nécessaires pour assurer un approvisionnement suffisant en eau potable et d'améliorer les capacités de production et de distribution, et en vue de doter la ville dans de bonnes conditions pour la distribution en temps normal et en temps de pénurie.

Mots clés : Adduction, Réservoir, SIG, Distribution.

Abstract:

In Most cases, the source of drinking water are far from people and for this reason we have to plan the installation of water pipes to the tanks. The present memory includes all necessary aspects for the study of the drinking water distribution network in the Draa Ben Guenif, (MEDEA), to obtain a reponse for the quality and quantity of the popolation needs. This study aims to identify all structures and equipment needed to ensure en adequate supply of drinking water and to improve the capacities of production and distribution, and to provide the city in good condition for the normal distribution and in times of shortage.

Key words : Adduction, Tank, GIS, Distribution.

REMERCIEMENTS

*JE remercie DIEU de m'avoir donné le courage et la volonté
d'accomplir ce travail.*

*Mes remerciements vont particulièrement à mes parents pour
leur soutien et leurs encouragements.*

*Je tiens à remercier mon promoteur Mr. AMMARI Abdelhadi
pour avoir encadré mon travail et m'avoir beaucoup aidé par ses
orientations et ses précieux conseils pour l'élaboration de cette
étude.*

*J'adresse mes remerciements tous les enseignants de département
de l'hydraulique qui ont contribué à ma formation.*

*Enfin, je remercie toutes les personnes qui m'ont conseillé, qui se
sont simplement intéressées à ce travail, et aussi celles qui, je
l'espère me pardonneront de les avoir oubliées.*



DEDICACE
Je Dédie ce modeste travail

Spécialement à ma très chère mère pour ces Sacrifices, son amour, son

Aide et son soutien et me voir ainsi arriver à ce

Que je suis devenu aujourd'hui.

à ma très chère père

A Tous mes frères et sœurs (Chourouk, Amira)

Toute la famille Mokdad

A tout mes amis : Abdelhalim (Khouya w machi sahibi), Abdenour, Youcef, Zedam

(Maghra), Amine (Beziwech).

A mes chers oncles et tantes ainsi qu'à tout le reste de ma famille de MEDEA et d'ALGER,

A ma meilleure amie (houda).

A la mémoire de ma grande mère.

Toute personne qui a contribué de près ou de loin à ma réussite

Mokdad mohamed ismal





DÉDICACE

Je Dédie ce modeste travail

Spécialement à ma très chère mère Zohra pour ces Sacrifices, son amour, son aide et son soutien et me voir ainsi arriver à ce

Que je suis devenu aujourd'hui.

À mon très cher père Abdelkrim;

À mes très chères sœurs (Ahlem, Sara);

À mes frères (Abdelkader, Abderrahmane, Youcef)

À tout la famille HAMDOUNI

À mes oncles maternels ;

À mes tantes maternelles ;

À mes oncles paternels ;

À mes tantes paternelles ;

À mes Amis : Zizou, Abdelhalim, Youcef, Zedam, Ayoub, Nabil, Merzak,

Hachmi, Feteh, Rahim, Amir, Mouh, Bilal, Souhib,

À mes Amies : Nora, Rima, Fadhila, Selma,

À tout mes Amis de restaurant COQ

Et tous le groupe de Master II H.U

mouhamed el amine



SOMMAIRE

Introduction générale.....	01
Chapitre I : Présentation du site et estimation des besoins	
I.1. Présentation du site.....	02
I.1.1. Situation de la commune et de la ville par rapport au contexte régional.....	02
I.1.2. Situation de l'aire d'étude.....	02
I.1.2.1. Situation géologique.....	02
I.1.2.2. Situation climatique.....	03
I.1.2.3. Localisation du site.....	03
I.2. Besoin en eau de l'agglomération.....	04
I.2.1. Zone 1.....	04
I.2.1.1. Equipements.....	05
I.2.1.2. Base d'évolution de la population.....	05
I.2.1.3. Récapitulatif de la consommation moyenne en eau.....	06
I.2.1.4. Majoration de la consommation moyenne journalière.....	07
I.2.1.5. Variation de la consommation journalière	08
I.2.1.6. Détermination des débits horaires.....	09
I.2.2. Détermination du débit de pointe.....	10
I.2.3. La zone 2.....	11
I.2.3.1 Les équipements.....	12
I.2.3.1. Besoins en eau de l'agglomération.....	13
I.2.3.2. Variation de la consommation journalière.....	13
I.2.4. Détermination des débits horaires.....	14
I.2.5. Détermination du débit de pointe.....	14
I.3. Conclusion.....	14
Chapitre II : Réservoirs	
II.1. Introduction.....	15
II.2. Rôle et fonctions des réservoirs.....	15
II.3. Emplacement des réservoirs.....	15
II.4. Classification des réservoirs.....	16
II.5. Principe de fonctionnement.....	16
II.6. Choix du type de réservoir.....	16
II.7. Equipement du réservoir.....	17
II.7.1. Conduite d'arrivée.....	17
II.7.2. Conduite de départ ou de distribution	17
II.7.3. Conduite de vidange.....	17
II.7.4. Conduite de trop-plein.....	17
II.7.5. Système de matérialisation d'incendie.....	17
II.7.6. Conduite by-pass.....	18
II.8. Capacité du réservoir.....	18
II.8.1. Méthode analytique.....	18
II.8.2. Méthode graphique.....	18
II.9. Détermination du volume total d'un réservoir.....	18
II.10. Dimensionnement des réservoirs projetés.....	20
II.10.1. Dimensionnement du réservoir de la zone 1.....	20

II.10.2. Calcul de la capacité du réservoir de la zone 1.....	20
II.10.3. Dimensionnement du réservoir de la zone 2.....	21
II.10.4. Calculer de la capacité du réservoir de la zone 2.....	22
II.11. Conclusion.....	23

Chapitre III : Adduction

III.1. Introduction.....	24
III.2. Types d'adduction.....	24
III.3. Choix du type de conduites.....	24
III.4. Description du schéma d'adduction projeté.....	25
III.5. Dimensionnement des conduites.....	25
III.5.1. Cas gravitaire.....	25
III.5.1.1. Calcul de la vitesse.....	26
III.5.1.2. Calcul des diamètres.....	26
III.5.1.3. Calcul des pertes de charge.....	27
III.6. Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction.....	28
III.6.1. Tronçon P_p - P_A	28
III.6.2. Calcul la pression entre P_p et P_A	28
III.6.3. Tronçon P_A - R_1	29
III.6.4. Calcul la pression entre P_A et R_1	29
III.6.5. Tronçon P_A - R_2	30
III.6.6. Calcul la pression P_A - R_2	31
III.6.7. Calcul la pression au point le plus bas.....	32
III.7. Equipement de l'adduction.....	32
III.7.1. Robinets vannes.....	32
III.7.2. Vidange.....	32
III.7.3. Ventouses.....	33
III.7.4. Vanne de décharge.....	33
III.8. Conclusion.....	33

Chapitre IV : Distribution

IV.1. Introduction.....	34
IV.2. Type des réseaux de distribution.....	34
IV.2.1. Réseau ramifié.....	34
IV.2.2. Réseau maillé.....	34
IV.3. Conditions sur les vitesses est les pressions.....	35
IV.3.1. Vitesse.....	35
IV.3.2. Pression.....	35
IV.4. Conception du réseau de distribution.....	35
IV.5. Choix du tracé.....	36
IV.6. Choix des conduites de distribution.....	36
IV.7 Calcul hydraulique.....	36
IV.7.1 Répartition des débits de pointe.....	36
IV.7.2. Débit spécifique.....	38
IV.7.3. Débit de route.....	39
IV.7.4. Débit au tronçon.....	39
IV.7.5. Débit au nœud.....	39
IV.8. Dimensionnement des réseaux de distribution.....	40
IV.8.1. Dimensionnement de réseau de distribution (A).....	40
IV.8.1.1. Détermination des débits aux tronçons et des débits nodaux.....	40

IV.8.2. Dimensionnement de réseau de distribution (B).....	41
IV.8.2.1. Détermination des débits aux tronçons et des débits nodaux.....	42
IV.8.3. Détermination des diamètres des conduites.....	43
IV.8.4. Modélisation et simulation du réseau.....	43
IV.8.5. Présentation du logiciel EPANET.....	44
IV.8.6. Utilisation du logiciel EPANET.....	44
IV.8.7. Modélisation du réseau.....	44
IV.8.8. Simulation du réseau.....	45
IV.8.8.1. Première simulation du réseau de distribution (A), cas de pointe.....	45
IV.8.8.2. Première simulation du réseau de distribution (B), cas de pointe.....	47
IV.8.8.3. Deuxième simulation du réseau de distribution (A), cas d'incendie.....	48
IV.8.8.4. Deuxième simulation du réseau de distribution (B), cas d'incendie.....	50
IV.8.8.4. Deuxième simulation du réseau de distribution (B), cas d'incendie.....	51
IV.8.8.5. Troisième simulation cas de collecte de deux réseaux (A) et (B).....	56
IV.9. Conclusion.....	57
Chapitre V : Elaboration d'un système d'information géographique	
V.1. Introduction.....	58
V.2. Système d'information.....	58
V.3. Système d'information géographique pour le réseau D'AEP.....	58
V.4. Avantages liés à la mise en place de SIG pour le réseau D'AEP.....	58
V.5. Données et méthodologie.....	59
V.5.1. Les données requises et leur mode d'acquisition.....	59
V.5.2. Plan du masse.....	59
V.5.3. Réseau D'AEP projeté.....	59
V.5.4. Réseau d'adduction	60
V.5.5. Les Réservoirs.....	60
V.6. Conclusion.....	60
Conclusion générale.....	63
Références Bibliographiques.....	64

LISTE DES SYMBOLES

D_{ext} : Diamètre extérieur

D_{int} : Diamètre intérieur

D_n : Diamètre nominal

D_{min} : Diamètre minimum

D_{max} : Diamètre maximum

D_r : Diamètre du réservoir

D_1 : Diamètre du réservoir de la zone 1

D_2 : Diamètre du réservoir de la zone 2

H_g : Hauteur géométrique

H_{inc} : Hauteur d'incendie

H_l : Pertes de charge linéaires

H_r : Hauteur d'eau dans réservoir

H_t : Pertes de charges totales

H_s : pertes de charges singulières

K : Rugosité

$K_{\text{max,h}}$: Coefficient de consommation maximale horaire

$K_{\text{max,j}}$: Coefficient d'irrégularité maximale

$K_{\text{min,h}}$: Coefficient de consommation minimale horaire

$K_{\text{min,j}}$: Coefficient d'irrégularité minimale

K_p : coefficient de pointe

L : Longueur

N : Nombre d'habitants

P : Pression

P_A : Pression au point A

P_p : Pression au point de piquage

P_{pb} : Pression au point plus bas

P_{R1} : Pression au réservoir 1

P_{R2} : Pression au réservoir 2

Q : Débit transitant

$Q_{\max,h}$: Débit maximum horaire

$Q_{\max,j}$: Débit maximum journalier

$Q_{\min,h}$: Débit minimum horaire

$Q_{\min,j}$: Débit minimum journalier

$Q_{\text{moy},h}$: Débit moyen horaire

$Q_{\text{moy},j}$: Débit moyen journalier

Q_N : Débit au nœud

Q_P : Débit de pointe

Q_R : Débit en route

Q_t : Débit total

R : Résidu

R_e : Nombre de REYNOLDS

S : Surface de la conduite

S_R : surface de réservoir

V : Vitesse d'écoulement

V_{inc} : Volume d'incendie

V_{\max} : Vitesse maximum d'écoulement

V_{\min} : Vitesse minimum d'écoulement

V_T : Capacité totale du réservoir

V_u : Volume utile du réservoir

a : Fraction horaire du débit maximum journalier

e : épaisseur

g : Accélération de la pesanteur

J : Perte de charge unitaire

q_s : Débit spécifique

α_{\max} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération

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

λ : Coefficient de frottement linéaire exprimé par la formule de COLEBROOK

λ_0 : Coefficient de frottement en premier approximation

LISTE DES ABREVIATIONS

AEP : Alimentation en eau potable

APC : Assemblé Populaire Commune

CTP : Cote trop plein

DOT : Dotation

ha : hectare

hab : habitant

LPS : litre par seconde

PTT : Poste de Transmission et de Télécommunication

POS : Plan d'Occupation du Sol

TOL : Taux d'occupation par logement

LISTES DES FIGURES

Figure (I.1) : Plan de situation.....	2
Figure (I.2) : localisation du site.....	3
Figure (I.3) : localisation du site avec agrandissement.....	4
Figure (I.4) : Aire d'étude pour la zone 1.....	5
Figure (I.5) : Aire d'étude pour la zone 2.....	12
Figure (II.1) : Coupe transversale d'un réservoir de stockage d'un type semi-enterré.....	19
Figure(III.1) : Schéma du l'adduction.....	26
Figure(IV.1) : Réseau ramifié.....	35
Figure(IV.2) : Réseau maillé.....	36
Figure(IV.3) : Réseau de distribution (A).....	38
Figure(IV.4) : Réseau de distribution (B).....	39
Figure (IV.5) : Réseau de distribution (A), cas d'incendie.....	49
Figure (IV.6) : Réseau de distribution (B), cas d'incendie.....	52
Figure (IV.7) : Réseau de distribution (A) et (B), cas de collecte.....	54
Figure(V.1) : schéma du réseau de distribution, réseau d'adduction et les ouvrages de stockage...	59
Figure(V.2) : schéma du plan de masse.....	60

LISTE DE TABLEAUX

Tableau (I.1) : Tableau récapitulatif des besoins domestiques de la zone 1.....	05
Tableau (I.2) : Les équipements de la zone 1.....	05
Tableau (I.3) : Détermination de la consommation moyenne en eau de la zone 1.....	06
Tableau (I.4) : Variation de la consommation journalière de la zone 1.....	07
Tableau (I.5) : Variation du coefficient β_{max}	08
Tableau (I.6) : Variation du coefficient β_{min}	08
Tableau (I.7) : Variation des débits horaires de la zone 1.....	10
Tableau (I.8) : Tableau récapitulatif des besoins domestiques de la zone 2.....	12
Tableau (I.9) : Les équipements de la zone 2.....	12
Tableau (I.11) : Variation de la consommation journalière de la zone 2.....	12
Tableau (I.10) : Détermination de la consommation moyenne en eau de la zone 2.....	13
Tableau (I.12) : Variation des débits horaires de la zone 2.....	14
Tableau (II.1) : Dimensionnement du réservoir dans la zone1.....	20
Tableau (II.4) : Les caractéristiques du réservoir 2.....	21
Tableau (II.2) : Les caractéristiques du réservoir 1.....	22
Tableau (II.3) : Dimensionnement du réservoir dans la zone 2.....	23
Tableau (III.1) : Calcul de H_T de tronçon PP-PA.....	29
Tableau (III.2) : Calcul de H_T de tronçon PA-R.....	30
Tableau (III.3) : Calcul de H_T de tronçon PA-R2.....	31
Tableau (IV.1) : Répartition des débits de pointe des deux réseaux.....	36
Tableau (IV.2) : Les débits de routes et aux nœuds du réseau (A).....	40
Tableau (IV.3) : Détermination des débits aux tronçons et les débits nodaux du réseau(B)...	41
Tableau (IV.4) : Etat des nœuds du réseau (A), cas de pointe.....	44
Tableau (IV.5) : Etat des conduites du réseau (A), cas de pointe.....	45
Tableau (IV.6) : Etat des nœuds du réseau (B), cas de pointe.....	46
Tableau (IV.7) : Etat des conduites du réseau (B), cas de pointe.....	47
Tableau (IV.8) : Etat des nœuds du réseau (A), cas d'incendie.....	48
Tableau (IV.9) : Etat des conduites du réseau (A), cas d'incendie.....	49
Tableau (IV.10) : Etat des nœuds du réseau (B), cas d'incendie.....	51
Tableau (IV.11) : Etat des conduites du réseau (B), cas d'incendie.....	52

INTRODUCTION GENERALE

Le développement d'une région dans tous les domaines dépend essentiellement du développement du secteur hydraulique, puisque celui-ci est lié à toutes les branches de l'économie.

Pour qu'on puisse atteindre l'évolution dans notre vie journalière, ainsi que dans l'industrie et l'agriculture, il faut qu'il y'ait de l'eau en quantité suffisante. Celle-ci est considérée comme élément de base pour le fonctionnement des machines et aussi pour transformer certaines matières premières en produits consommables. Dans la vie courante l'homme ne peut pas vivre sans eau.

Vu que la quantité d'eau disponible décroît chaque année et chaque mois, donc il faut trouver des solutions et des stratégies rigoureuses pour assurer la consommation d'eau journalière nécessaire. Mais ce n'est pas seulement lorsqu'on assure la demande qu'on dit qu'on n'a pas de problème d'eau.

C'est ce qui s'est passé dans notre pays. Actuellement on recherche des solutions qui peuvent nous coûter beaucoup plus chères par rapport à des préventions qu'on aurait dû prendre en considération.

En se basant sur ces considérations, l'objectif du présent mémoire est l'étude du réseau d'alimentation en eau potable et de distribution du pos N°76, Draa Ben Guenif, Commune de MEDEA, Wilaya de MEDEA. A cet effet, on vise à élaborer une étude détaillée du réseau où les grands axes seront la chaîne d'adduction et la distribution ; pour cela, le plan de travail s'articule autour des points suivants :

Dans un premier temps (chapitre I), il est nécessaire de connaître la situation de la zone d'étude telle que la situation géographique, climatique et les besoins en eau de l'agglomération ainsi que la consommation moyenne journalière de l'agglomération.

Le chapitre II décrira précisément le calcul de la capacité des réservoirs projetés.

Le chapitre III sera consacré à déterminer le diamètre optimal de l'adduction.

Le chapitre IV une étude préliminaire doit être faite afin d'attribuer des diamètres adéquats pour le dimensionnement de réseau de distribution.

Enfin, on passe à l'élaboration d'un système d'information géographique. Dans le chapitre V on terminera par une conclusion générale.

I.1. Présentation du site

I.1.1. Situation de la commune et de la ville par rapport au contexte régional

La wilaya de MEDEA issue de l'ancienne WILAYA de TITTERI, est Composée de 19 Daïras et de soixante-quatre (64) communes. Elle est limitée par les wilayas suivantes :

- Au Nord : BLIDA
- A l'Ouest : AIN DEFLA et TESSEMSILT
- Au Sud : EL DJELFA
- Au Sud-est : M'SILA
- A l'Est : BOUIRA

La commune de MEDEA est située dans une région montagneuse sur un plateau inséré entre l'ATLAS BLIDEEN et le massif de BERROUAGHIA, sur une altitude qui varie entre 900 et 1000 m. C'est une commune à caractère urbain, avec une densité très élevée de **2077** habitants au km² [1]. Malgré sa position excentrée (au Nord de la WILAYA) et vu sa vocation en tant que ville administrative et de service, elle présente des équipements et des activités d'intérêt régional et national. La commune de MEDEA constitue un pôle d'attraction qui rayonne sur une grande partie de la WILAYA et qui s'étend même sur certaines wilayas du Nord.

I.1.2. Situation de l'aire d'étude

I.1.2.1. Situation géologique

L'aire d'étude située au périphérique du périmètre urbain de la commune de MEDEA au côté Sud sous une surface de 46 ha, elle est délimitée par :

- Au Nord : par le POS N°47.
- Au Sud : par les POS N°35. N°33.
- A l'Est : par le POS N° 33.47.
- A l'Ouest : par le POS N° 75.35

Elle est représentée dans la figure (I.1) ci-dessous.

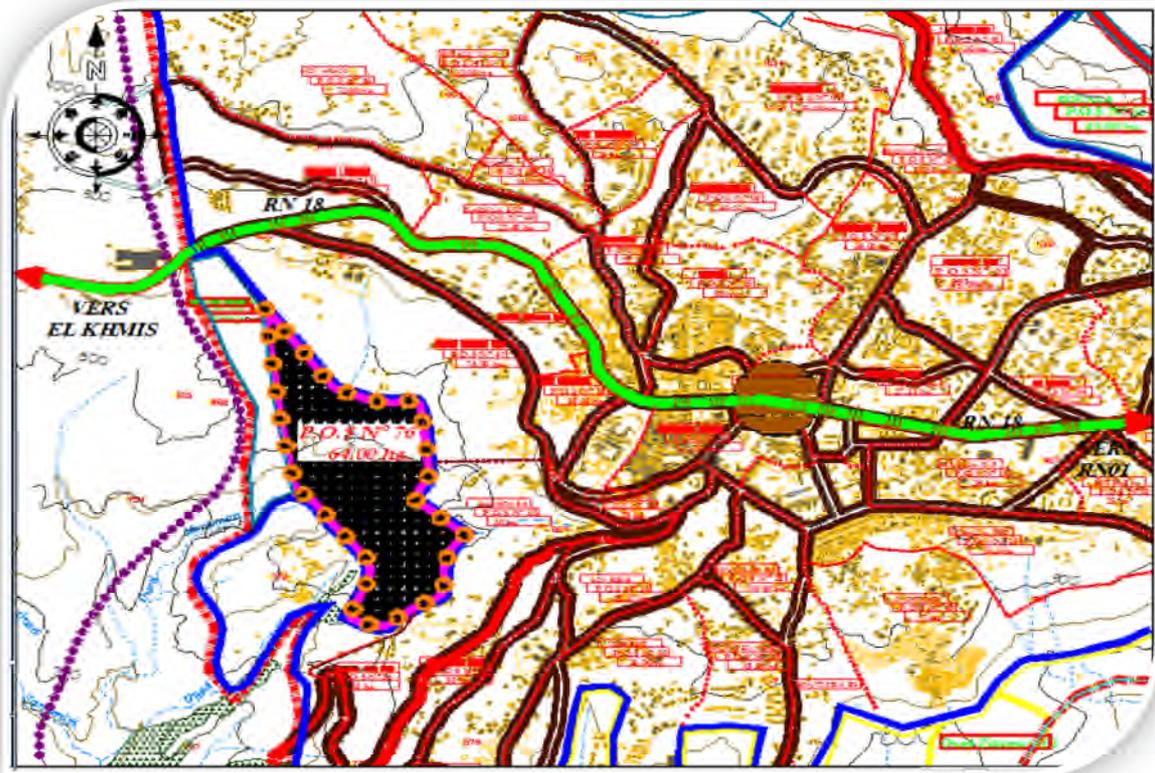


Figure (I.1) : Plan de situation

I.1.2.2. Situation climatique

A. Climat

La commune de Médéa appartient à l'étage bioclimatique sub-humide, hiver froid, été chaud malgré la proximité de la mer, l'effet de continentalité se fait ressentir dans la région [1].

B. la pluviométrie

La pluviométrie est caractérisée par son intensité et son irrégularité avec une moyenne annuelle des précipitations de 800 mm [2].

D. Température

Les températures sont observées à la station climatologique de la commune de MEDEA. Elles varient est de 5°C en janvier est de 30°C en juillet [2].

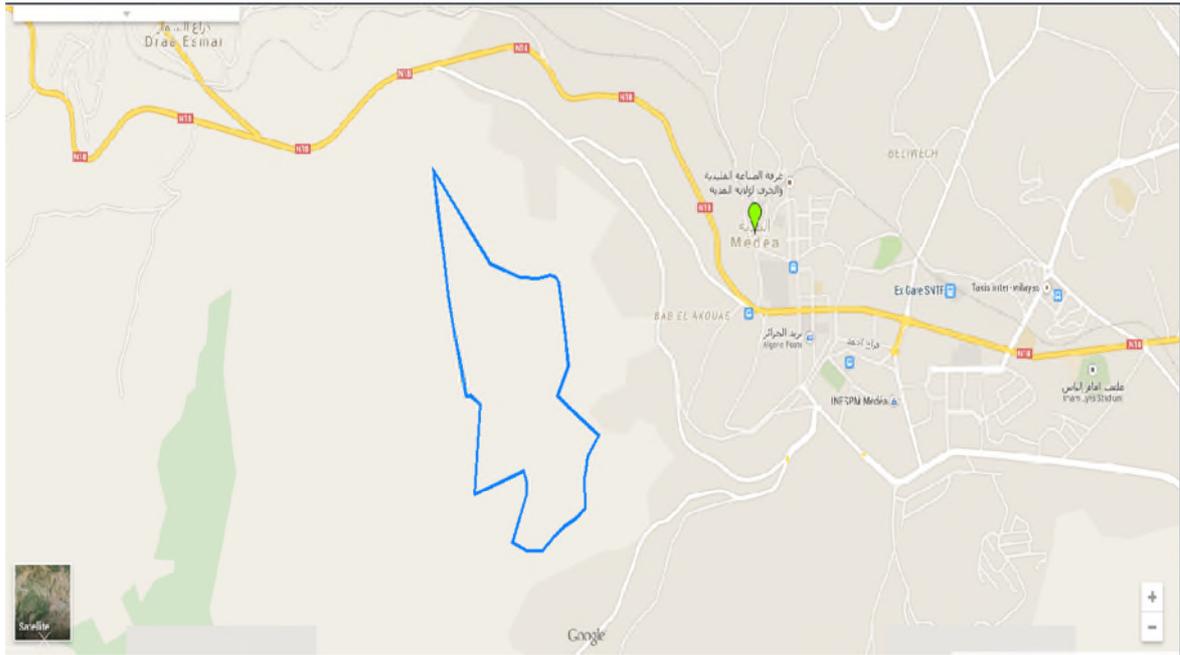
I.1.2.3. Localisation du site

La localisation de l'aire d'étude est donnée dans la figure (I.2) avec un agrandissement dans la figure (I.3).



Figure (I.2)

: Localisation du site



Figure(I.3) : Localisation du site avec agrandissement

I.2. Besoin en eau de l'agglomération

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur.

Cette estimation en besoins en eau dépend de plusieurs facteurs (de l'évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...etc.). Elle diffère d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre.

L'aire d'étude se décompose en deux zones :

I.2.1. Zone 1

Elle est représentée dans la figure (I.4) ci-après :

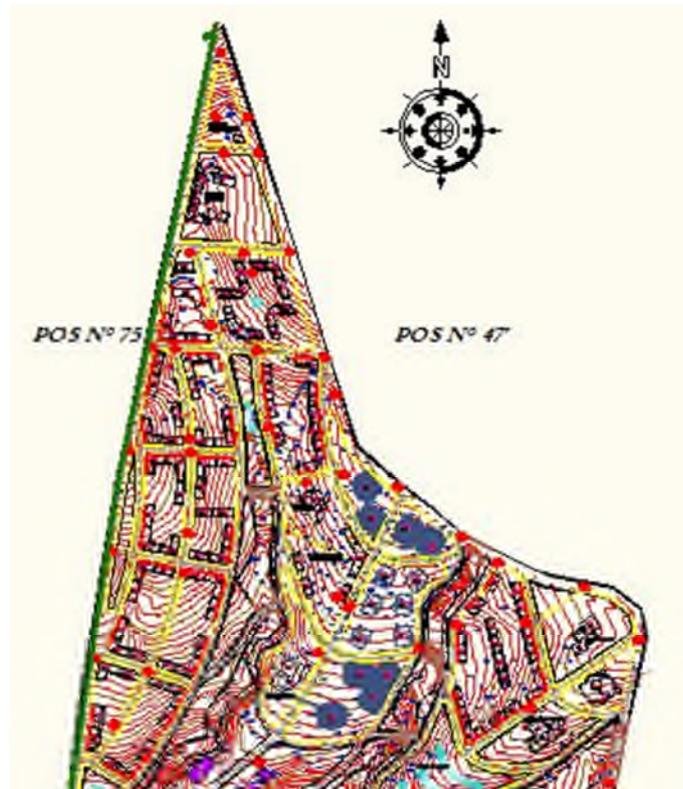


Figure (I.4) : Aire d'étude pour la zone 1

Les besoins domestiques :

- 1187 logements + 5 individuels

1.2.1.1. Equipements

Les équipements proposés sont :

- (01) CEM
- (01) Mosquée
- (01) Commerce + services
- (01) Conservatoire
- (02) Centre commercial
- (01) Bibliothèque
- (01) Station de transport

1.2.1.2. Base d'évolution de la population

La population se calcule sur la base du programme projeté pour le P.O.S avec un TOL égal à 6 personnes par logement [1].

A- Les besoins domestiques

On peut prendre comme base de calcul [3] :

- Villes de moins de 20 000 habitants : 150 à 200 litres / jour / habitant.

- Villes de 20 000 à 100 000 habitants : 200 à 300 litres / jour / habitant.
 - Villes de plus de 100 000 habitants : 300 à 400 litres / jour / habitant.
- Pour la première zone, la Population = 7152hab.

D'où, on prend : **Dotation= 150 l/j/ha**

Les besoins domestiques journaliers ; de la zone concernée par l'étude, sont donnés par la relation suivante:

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

Avec :

- Dot : Dotation moyenne en (l/j/hab)
- N : Nombre d'habitants

L'évaluation du débit moyen journalier est représentée dans le tableau (I.1) ci-dessous :

Tableau (I.1) : Tableau récapitulatif des besoins domestiques de la zone 1

Nombre d'habitants	Dotation (l/j/hab)	Débit (m ³ /j)	Débit (l/s)
7152	150	1072.8	12.41

B- Besoins des équipements

Les besoins des équipements sont représentés dans le tableau (I.2) ci-dessous :

Tableau (I.2) : Les équipements de la zone 1

Nature de consommateurs	Nombre consommateurs	Type de consommateurs	Dotation (l/j. cons)	Qmoy. j (m ³ /j)
(01) CEM (existant)	450	élèves	15	6,75
(01) Mosquée	350	fidèles	15	5,25
(1) Commerce + services	500	visiteurs	15	7,5
(1) Conservatoire	40	visiteurs	40	1,6
(2) Centre commercial	30	visiteurs	40	2,4
(1) Bibliothèque	6	visiteurs	15	0,09
(1) Station de transport	20	voyageurs	15	0,3
Total :	-		-	23,89

I.2.1.3. Récapitulatif de la consommation moyenne en eau

La récapitulation de la consommation moyenne en eau sont données dans le tableau (I.3) ci-après :

Tableau (I.3) : Détermination de la consommation moyenne en eau de la zone 1

Type de besoins	Consommation journalière m ³ /j
Domestique	1072.8 (m ³ /j)
Equipements	23.89 (m ³ /j)
Total	1096.69 (m ³ /j)

1.2.1.4. Majoration de la consommation moyenne journalière

On effectue une majoration de 20% afin de compenser les fuites au niveau du réseau d'alimentation en eau potable, qui sont en fonction du type des conduites, de la nature du terrain et de la qualité de l'entretien, et cela, afin d'éviter tout risque d'insuffisance dans la consommation journalière.

La majoration des consommations moyennes journalières sont numérisés dans le tableau (I.4) ci-dessous :

Tableau (I.4) : Majoration de la consommation moyenne journalière

Zone	Q (m ³ /j)
Zone1	219.338

1.2.1.5. Variation de la consommation journalière

Cette consommation journalière est caractérisée par deux coefficients, à savoir :

- $K_{\max-j}$: Coefficient de variation maximal.
- $K_{\min-j}$: Coefficient de variation minimal.

A. Débit journalier

A.1. Consommation maximale journalière et minimale journalière

Durant la journée, la consommation d'eau n'est pas régulière, elle varie en présentant des maximums et des minimums. Ces variations sont caractérisées par des coefficients d'irrégularité, à savoir $k_{\max,j}$ et $k_{\min,j}$.

A.2. Débit maximal journalier

Il donné par la formule (I.2) suivante :

$$Q_{\max j} = K_{\max j} \cdot Q_{\text{moy}} \quad (\text{I.2})$$

- $K_{\max-j}$: Coefficient de variation journalière maximale qui montre combien de fois le débit maximal journalier excède le débit moyen journalier [7].

On a :

$$K_{\max-j} = 1,1 \div 1,3.$$

$$\text{Prenons : } K_{\max-j} = 1,2$$

Donc :

$$Q_{\max-j} = 1096.69 * 1.2 = 1316.028 \text{ m}^3/\text{j}$$

A.3. Débit minimal journalier ($Q_{\min-j}$)

C'est le rapport de la consommation minimal journalière à la consommation moyenne journalière.

$$K_{\min-j} = Q_{\min-j} / Q_{\text{moy-j}} \quad (\text{I.3})$$

Donc :

$$Q_{\min-j} = K_{\min-j} * Q_{\text{moy-j}} \quad (\text{I.4})$$

Avec :

- $K_{\min-j}$: Coefficient de majoration minimal ($K_{\min-j}$).

En général, il varie entre 0.7 et 0.9. Pour l'aire d'étude nous avons pris les deux valeurs suivantes :

$$K_{\max-j} = 1.2 \text{ et } K_{\min-j} = 0.8$$

$$Q_{\min-j} = 1096.69 * 0.8 = 877.352 \text{ m}^3/\text{j}$$

La variation de la consommation journalière est donnée dans le tableau (I.4) ci-dessous :

Tableau(I.4) : Variation de la consommation journalière de la zone 1

Besoins	2015(m ³ /j)	2015(l/s)
$Q_{\text{moy-j}}$	1096.69	12.69
$Q_{\max-j}$	1316.028	15.23
$Q_{\min-j}$	877.352	10.15

I.2.1.6. Détermination des débits horaires

A. 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 (*Annexe (2)*) :

$$k_{\max,h} = \frac{\text{Consommation maximale horaire}}{\text{Consommation moyenne horaire}} = \frac{Q_{\max,h}}{Q_{\text{moy,h}}} \quad (\text{I.5})$$

$$k_{\min,h} = \frac{\text{Consommation minimale horaire}}{\text{Consommation moyenne horaire}} = \frac{Q_{\min,h}}{Q_{\text{moy,h}}} \quad (\text{I.6})$$

Avec :

- ✓ La consommation moyenne horaire :

$$Q_{\text{moy.h}} = \frac{Q_{\text{maxj}}}{24} \quad (\text{I.7})$$

- ✓ La consommation maximale horaire :

$$Q_{\text{max.h}} = k_{\text{max.h}} \times Q_{\text{moy.h}} \quad (\text{I.8})$$

- ✓ La consommation minimale horaire :

$$Q_{\text{min.h}} = k_{\text{min.h}} \times Q_{\text{moy.h}} \quad (\text{I.9})$$

Par ailleurs, le coefficient $k_{\text{max.h}}$ est défini comme suit :

$$k_{\text{max.h}} = \alpha_{\text{max}} \times \beta_{\text{max}} \quad (\text{I.10})$$

Avec :

- α_{max} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de **1,2** à **1,5** et dépend du niveau de développement local. On prend $\alpha_{\text{max}} = 1,3$.
- β_{max} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Le tableau (I.5) nous donne la variation *du coefficient* β_{max}

Tableau(I.5) : Variation du coefficient β_{max}

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

On a un nombre d'habitants de 7152, alors : $\beta_{\text{max}} = (1,4+1,3)/2 = 1,35$

Les résultats des coefficients $k_{\text{max.h}}$ sont portés dans le tableau (I.6) suivant :

Tableau (I.6) : Valeurs de coefficient $K_{\text{max.h}}$

Zone	Nombre d'habitants	β_{max}	α_{max}	$k_{\text{max.h}}$
Zone 1	7152	1.35	1.3	1.755
Zone 2	5232	1.45	1.3	1.885

➤ Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante:

$$Q_{\text{moy, h}} = Q_{\text{max, j}}/24 \quad (\text{m}^3/\text{h}) \quad (\text{I.7})$$

Avec :

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

$$\text{Donc : } Q_{\text{moy, h}} = \frac{1316.028}{24} = 54.83 \text{ m}^3/\text{h}.$$

1.2.2. Détermination du débit de pointe

La détermination du débit de pointe s'effectue en fonction du nombre d'habitants, du degré de développement des installations sanitaires et du régime de consommation. La connaissance de ce débit est fondamentale dans un projet d'Alimentation en Eau Potable. Ceci nous permet de connaître les heures pendant lesquelles la consommation est maximale (heures de pointe), afin de dimensionner le réseau des distributions à l'intérieur de l'agglomération. Pour déterminer ce débit nous devons prendre en compte le coefficient d'irrégularité horaire.

Le débit de pointe est donné par la relation suivante :

$$Q_p = K_p * Q_{\text{moy}} \quad (\text{I.11})$$

Avec :

- Q_p : Débit de point
- Q_{moy} : Débit moyen journalier
- K_p : Coefficient de pointe

Or :

$$K_p = K_{\text{max j}} * K_{\text{max, h}} \quad (\text{I.12})$$

$$\text{alors } K_{\text{max j}} = 1,2 \quad , \quad K_{\text{max, h}} = 1,755$$

Donc le coefficient de pointe est :

$$K_p = 1.2 * 1,755 = 2.106$$

Partant de ce coefficient de pointe, nous déterminons le débit de pointe qui est :

$$Q_p = K_p * Q_{\text{moy}} \quad (\text{I.11})$$

$$Q_p = 1.106 * 1096.69 = 2309.63 \text{ (m}^3/\text{j)} = 26.73 \text{ l/s}$$

1.2.3. La zone 2

Elle est représentée dans la figure (I.5).

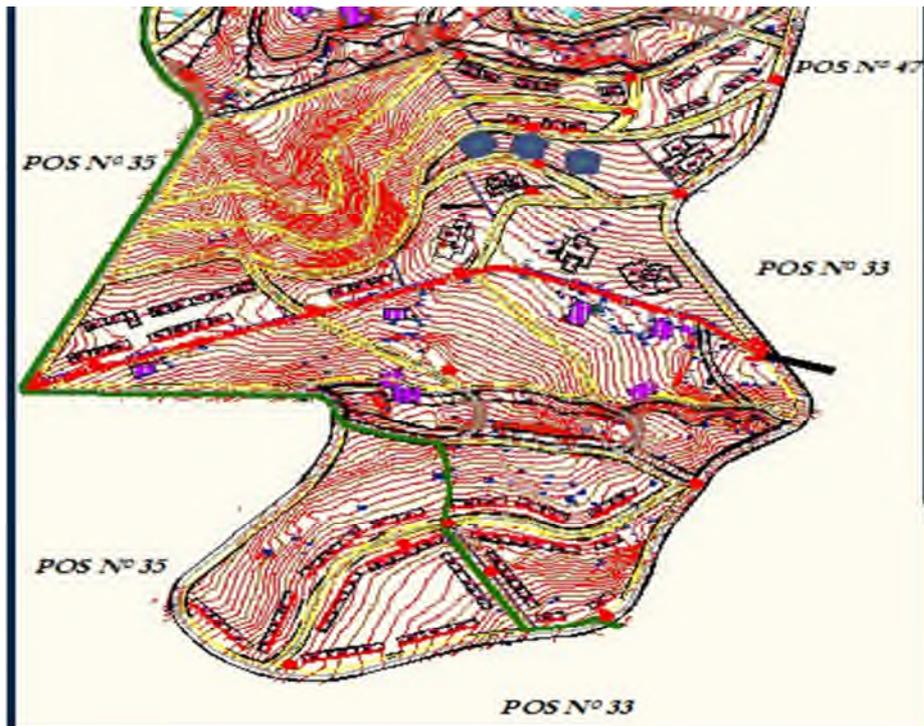


Figure (I.5) : Aire d'étude pour la zone 2

- 864 logements + 8 individuels

I.2.3.1. Les équipements :

- (1) Sureté urbaine
- (1) Centre d'affaire
- (1) PTT
- (1) Centre de santé
- (1) Annexe APC

I.2.3.2. Besoins en eau de l'agglomération

Nombre d'habitant : $872 \times 6 = 5232$ hab.

L'évaluation du débit moyen journalier est représentée dans le tableau (I.8) ci-dessous :

Tableau (I.8) : Tableau récapitulatif des besoins domestiques de la zone 2

Nombre d'habitants	Dotation (l/j.con)	$Q_{\text{moy.j}} \text{ (m}^3\text{/j)}$
5232	150	784.8

A. Besoins des équipements

Les besoins des équipements sont représentées dans le tableau (I.9) suivant :

Tableau (I.9) : Les équipements de la zone 2

Nature de consommateurs	Nombre consommateurs	Dotation (l/j.cons)	Q _{moy.j} (m ³ /j)
(1) Sureté urbaine	450	15	6.75
(1) Centre d'affaire	350	15	5.25
(1) PTT	250	15	3.75
(1) Centre de santé	500	20	10
(1) Annexe APC	10	15	0.015
Total	-	-	25.765

B. Récapitulatif de la consommation moyenne en eau

La récapitulation de la consommation moyenne en eau de la zone 2 est donnée dans le tableau (I.10) ci-après :

Tableau (I.10): Détermination de la consommation moyenne en eau de la zone 2

Type de besoins	Consommation journalière
Domestique	784.8 (M³/J)
Equipements	25.765 (M³/J)
Total	810.565 (M³/J)

I.2.3.3. Variation de la consommation journalière**A. Débit journalier****A.1. Débit maximal journalier (Q_{max-j}).**

$$K_{maxj} = 1,1 \div 1,3. \text{ Prenons : } K_{maxj} = 1,2$$

$$\text{Donc : } Q_{max-j} = 810.565 * 1.2 = 972.678 \text{ m}^3/\text{j}$$

A.2. Débit minimal journalier (Q_{min-j})

$$K_{maxj} = 1.2 \text{ et } K_{min-j} = 0.8$$

$$Q_{min-j} = 810.565 * 0.8 = 648.452 \text{ m}^3/\text{j}$$

La variation de la consommation journalière est donnée dans le tableau (I.11) ci-dessous (Annexe (2)):

Tableau (I.11) : Variation de la consommation journalière de la zone 2

Besoins	Q (m ³ /j)	Q (l/s)
Q _{moy-j}	810.565	9.382
Q _{max-j}	972.678	11.25
Q _{min-j}	648.452	7.50

I.2.4. Détermination des débits horaires

➤ **Débit moyen horaire**

$$Q_{\text{moy, h}} = \frac{972.678}{24} = 40.52 \text{ m}^3/\text{h}.$$

I.2.5. Détermination du débit de pointe

La détermination de débit de pointe s'effectue en fonction du nombre d'habitants, du degré de développement des installations sanitaires et du régime de consommation.

La connaissance de ce débit est fondamentale dans un projet d'Alimentation en Eau potable. Ceci nous permet de connaître les heures pendant lesquelles la consommation est maximale (heures de pointe), afin de dimensionner le réseau des distributions à l'intérieur de l'agglomération. Pour déterminer ce débit nous devons prendre en compte le coefficient d'irrégularité horaire.

Le débit de pointe est donné par la relation suivante:

$$K_{\text{maxj}} = 1,2 \qquad K_{\text{max,h}} = 1,885$$

Donc, le coefficient de pointe est :

$$K_p = 1.2 * 1,885 = 2.262$$

Partant de ce coefficient de pointe, nous déterminons le débit de pointe qui est :

$$Q_p = 2.262 * 972.678 = 2200.197 \text{ (m}^3/\text{j)}$$

$$Q_p = 2200.197 \text{ (m}^3/\text{j)} = 25.46 \text{ l/s}$$

I.3. Conclusion

L'alimentation en eau potable de POS N°76 de DRAA BEN GUENIF de la commune de MEDEA est assurée par la conduite qui passe à coté de l'aire d'étude.

Après avoir estimé les différents besoins en eau, nous avons trouvé le débit maximal journalier nécessaire pour alimenter la zone 1 qui est de 1316.028 (m³/j) et celui de la zone 2 qui est de 972.678 (m³/j).

Le débit de pointe de la zone 1 est de 2309.63 (m³/j) et celui de la zone 2 est de 2200.197 (m³/j).

I.1. Introduction

La demande en eau varie au cours de la journée (ex : elle est plus importante le matin ou le soir), l'eau est donc stockée dans des réservoirs ou châteaux d'eau. Le réservoir est un ouvrage intermédiaire entre les réseaux d'adductions et les réseaux de distributions. C'est un ouvrage aménagé pour contenir de l'eau, soit destinée à la consommation publique, soit de l'eau à usage industrielle. Les réservoirs possèdent des débits non uniformes durant la journée ; d'où le rôle du réservoir qui permet de gérer les débits selon la demande [5].

II.2. Rôle et fonctions des réservoirs

Les réservoirs sont des ouvrages de stockages qui présentent les fonctions suivants [5] :

- Régulateur et accumulateur

Dans une agglomération le débit refoulé par la station de pompage n'est pas dans tout les cas égal au débit consommé. Donc un réservoir s'avère indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé.

- Augmentation des pressions

Il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre. Le réservoir est placé à un point et à une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans des points très éloignés.

- Gain d'énergie au niveau de la station de pompage

Ce réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointe).

- Briser la charge

Si le terrain présente un relief accidenté, en certains points du réseau, on peut avoir des pressions non admissibles, ce type de réservoir nous permet de briser la charge.

- Stockage de la réserve d'incendie

On peut avoir deux cas :

- Un réservoir à part qui emmagasine la réserve d'incendie ; ceci est rare dans la pratique du fait du coût de réalisation de cette variante.
- La réserve d'incendie est accumulée dans le réservoir d'accumulation.

II.3. Emplacement des réservoirs

Malgré l'existence du réservoir, son site doit respecter les aspects suivants [3,5]:

- Soit au centre de l'agglomération (château d'eau) pour réduire les pertes de charge .
- Soit en altitude en réduisant le diamètre. La perte de charge est compensée alors par une pression plus grande.
- 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.

II.4. Classification des réservoirs

Les réservoirs peuvent être classés selon [5] :

a) Leurs positions par rapport au sol

- ✓ Enterrés.

- ✓ Semi-enterrés.
- ✓ Surélevés, appelés aussi château d'eau.

b) Leurs formes

- ✓ Circulaires.
- ✓ Carrés et rectangulaires.
- ✓ De forme quelconque.

c) La nature du matériau de construction

- ✓ Les réservoirs métalliques.
- ✓ Les réservoirs en maçonnerie.
- ✓ Les réservoirs en béton armé ordinaire ou précontraint.

II.5. Principe de fonctionnement

La régularisation des débits (demande et apport), est basée sur les points suivants :

- Les installations et accessoires d'adduction permettant d'amener l'eau avec une régularisation importante.
- Le réservoir permet de stocker pendant les heures de faible consommation les différences entre les débits (adduction- distribution) et pendant lors des heures de consommation maximum (heure de pointe) le déficit transitera du réservoir vers le réseau de distribution.

II.6. Choix du type de réservoir

Nous savons qu'il existe des réservoirs enterrés, semi-enterrés ou sur-élevés dit (châteaux d'eau). Le choix du type de réservoir dépend surtout des facteurs économiques. On opte pour les réservoirs semi-enterrés qui présentent, les avantages suivants :

- Economie sur les frais de construction.
- Etanchéité plus facile à réaliser.
- Construction à une température constante de l'eau ainsi emmagasinée.

Une coupe transversale d'un réservoir de stockage d'un type semi-enterré est donnée dans la figure (II.1).

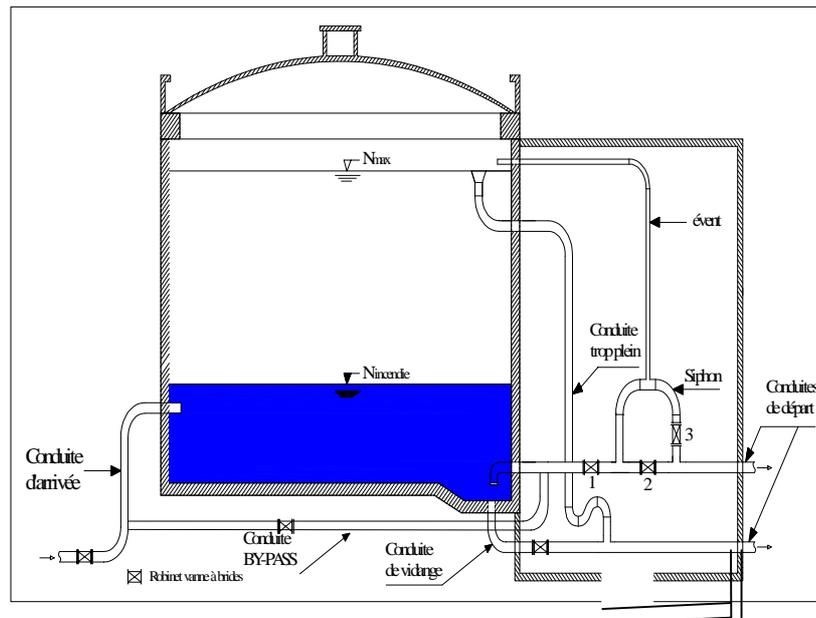


Figure (II.1) : Coupe transversale d'un réservoir de stockage d'un type semi-enterré

II.7. Equipement du réservoir

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé de :

II.7.1. Conduite d'arrivée

C'est la conduite provenant de la source gravitaire ou par refoulement qui tend à remplir le réservoir. Selon la qualité de l'eau, cette arrivée peut avoir différents endroits au niveau de la cuve [5].

II.7.2. Conduite de départ ou de distribution

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelques centimètres au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension [5].

II.7.3. Conduite de vidange

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier, elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de répartition [5].

II.7.4. Conduite de trop-plein

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau au réservoir en cas où la pompe ne s'arrête pas [5].

II.7.5. Système de matérialisation d'incendie

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint, pour cela nous avons intérêt à équiper l'ouvrage d'un système à siphon permettant de transiter l'eau du réservoir tout en préservant la quantité destinée pour l'incendie. Cette interdiction sera bien entendu, levée par une manœuvre manuelle effectuée sur place ou distance en cas d'incendie [5].

II.7.6. Conduite by-pass

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre. La traversée des parois des réservoirs par les diverses canalisations peut s'effectuer, soit à l'aide des gaines étanches comprenant un corps en fonte muni de cannelures extérieures et de deux brides de raccordement, soit au moyen de manchons et viroles à double bride [5].

II.8. Capacité du réservoir

La capacité du réservoir est déterminée en fonction des variations du débit entrant et sortant ; au d'autre 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

II.8.1. Méthode analytique

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

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

- V_r : Capacité résiduelle (m^3),
- a : Fraction horaire du débit maximum journalier (%).
- $Q_{\max,j}$: La consommation maximale journalière (m^3/j).

II.8.2. Méthode graphique

La méthode graphique se détermine en traçant sur le même graphe la courbe de consommation totale et la courbe cumulée des débits d'apport en fonction du temps. Le volume de stockage du réservoir s'obtient en additionnant la valeur absolue des écarts des deux entre les deux courbes.

II.9. Détermination du volume total d'un réservoir

La distribution du débit journalier sur les heures est déterminée par la connaissance du coefficient de variation horaire ($K_{\max,h}$). Le débit de pompage est reparti sur 20h le long de la journée, on détermine alors la différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, par suite on aura un déficit ou bien un surplus ; ainsi, la somme de la valeur maximale positive et la valeur minimale négative trouvées sera le volume maximal de stockage [5].

Le volume total du réservoir est déterminé par la formule suivante :

$$V_T = V_u + V_{inc} \quad (II.2)$$

Avec :

- V_T : Capacité totale du réservoir (m^3).
- V_u : Volume utile du réservoir (m^3).
- V_{inc} : Volume d'incendie estimé à 120 (m^3).

II.10. Dimensionnement des réservoirs projetés

Les réservoirs des deux zones seront dimensionnés par la méthode analytique.

II.10.1. Dimensionnement du réservoir de la zone 1

Le volume du 1^{er} réservoir est représenté dans le tableau (II.1).

Le régime de consommation de répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants (Annexe (2)).

Tableau (II.1) : Dimensionnement du réservoir dans la zone 1

Heures	Gravitaire	Consommation	Surplus	Déficit	Résidu
H	En %	En %	En %	En %	En %
0--1	4.17	1	3.17	-	3.17
1--2	4.17	1	3.17	-	6.34
2--3	4.17	1	3.17	-	9.51
3--4	4.17	1	3.17	-	12.68
4--5	4.17	2	2.17	-	14.85
5--6	4.17	3	1.17	-	16.02
6--7	4.17	5	-	0.83	15.19
7--8	4.17	6.5	-	2.33	12.86
8--9	4.17	6.5	-	2.33	10.53
9--10	4.17	5.5	-	1.33	9.2
10--11	4.17	4.5	-	0.33	8.87
11--12	4.17	5.5	-	1.33	7.54
12--13	4.17	7	-	2.83	4.71
13--14	4.17	7	-	2.83	1.88
14--15	4.17	5.5	-	1.33	0.55
15--16	4.17	4.5	-	0.33	0.22
16--17	4.17	5	-	0.83	-0.61
17--18	4.17	6.5	-	2.33	-2.94
18--19	4.17	6.5	-	2.33	-5.27
19--20	4.17	5	-	0.83	-6.1
20--21	4.17	4.5	-	0.33	-6.43
21--22	4.17	3	1.17	-	-5.26
22--23	4.17	2	2.17	-	-3.09
23--24	4.17	1	3.17	-	0.08
Total	100	100			

II.10.2. Calcul de la capacité du réservoir de la zone 1

$$\Delta R = |R_{\% \max}| + |R_{\% \min}| = 16.02 + 6.43 = 22.45$$

$$V_u = \frac{22.45 * 1316.028}{100} = 295.448 \text{m}^3$$

$$V_u = 294.235 \text{ m}^3$$

$$V_T = V_{inc} + V_u$$

$$\text{Avec : } V_{inc} = 120 \text{ m}^3$$

$$V_T = 295.448 + 120 = 415.448 \text{ m}^3$$

$$\text{Donc : } V_T = 415.448 \text{ m}^3$$

On prend un réservoir de volume $V = 500 \text{ m}^3$

➤ Diamètre du réservoir de la zone 1

On prendra un réservoir circulaire, les dimensions principales seront déterminées à partir de la relation suivante :

$$D_r = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} \quad (\text{II.3})$$

- V : Volume du réservoir (m^3)
- D_r : Diamètre du réservoir (m)
- H : Hauteur d'eau dans le réservoir (hauteur de la cuve en m)

La hauteur « H » varie entre 3 et 6 m, cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans les grands ouvrages.

On prend $H = 6 \text{ m}$

$$\text{Donc : } D_1 = \sqrt{\frac{4 \cdot 500}{\pi \cdot 6}} = 10.30 \text{ m}$$

Pour un diamètre normalisé, on prend :

$$D_1 = 11 \text{ m}$$

➤ La hauteur de la réserve d'incendie

$$V_{R1} = S \cdot H \Rightarrow S = \frac{V_{R1}}{H} \Rightarrow S = \frac{500}{6} = 83.33 \text{ m}^2$$

$$H_{inc} = \frac{V_{inc}}{s} = 1.44 \text{ m}$$

Les caractéristiques du réservoir de la zone 1 sont illustrées dans le tableau (II.2) suivant :

Tableau (II.2) : Caractéristiques du réservoir de la zone 1

CTP (m)	Le Volume (m^3)	Le Diamètre (m)
806	500	11

II.10.3. Dimensionnement du réservoir de la zone 2

Le tableau (II.3) ci-après donne le calcul de la capacité du réservoir de la zone 2.

Tableau (II.3) : Dimensionnement du réservoir dans la zone 2

Heures	Gravitaire	Consommation	Surplus	Déficit	Résidu
H	En %	En %	En %	En %	En %
0--1	4.17	1	3.17	-	3.17
1--2	4.17	1	3.17	-	6.34
2--3	4.17	1	3.17	-	9.51
3--4	4.17	1	3.17	-	12.68
4--5	4.17	2	2.17	-	14.85
5--6	4.17	3	1.17	-	16.02
6--7	4.17	5	-	0.83	15.19
7--8	4.17	6.5	-	2.33	12.86
8--9	4.17	6.5	-	2.33	10.53
9--10	4.17	5.5	-	1.33	9.2
10--11	4.17	4.5	-	0.33	8.87
11--12	4.17	5.5	-	1.33	7.54
12--13	4.17	7	-	2.83	4.71
13--14	4.17	7	-	2.83	1.88
14--15	4.17	5.5	-	1.33	0.55
15--16	4.17	4.5	-	0.33	0.22
16--17	4.17	5	-	0.83	-0.61
17--18	4.17	6.5	-	2.33	-2.94
18--19	4.17	6.5	-	2.33	-5.27
19--20	4.17	5	-	0.83	-6.1
20--21	4.17	4.5	-	0.33	-6.43
21--22	4.17	3	1.17	-	-5.26
22--23	4.17	2	2.17	-	-3.09
23--24	4.17	1	3.17	-	0.08
total	100	100			

II.10.4. Calcul de la capacité du réservoir de la zone 2

$$\Delta R = |R_{\% \max}| + |R_{\% \min}| = 16.02 + 6.43 = 22.45\%$$

$$V_u = \frac{22.45 * 972.678}{100} = 218.36$$

$$V_u = 218.36 \text{ m}^3$$

$$V_T = V_{inc} + V_u$$

Avec :

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

$$V_T = 218.36 + 120 = 338.36 \text{ m}^3$$

On prend un réservoir avec volume $V = 400 \text{ m}^3$

➤ **Diamètre du réservoir de la zone 2**

$$D_2 = \sqrt{\frac{4.400}{\pi \cdot 6}} = 9.21 \text{ m}$$

Pour un diamètre normalisé, on prend :

$$D_2 = 10 \text{ m}$$

➤ **La hauteur de la réserve d'incendie**

$$V_{R2} = S \times H \Rightarrow S = \frac{V_{R2}}{H} = \frac{400}{5} = 80 \text{ m}^2$$

$$H_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{Rinc}}}{S} = 1.50 \text{ m}$$

Les caractéristiques du réservoir de la zone 2 sont illustrées dans le tableau (II.4) ci-après :

Tableau (II.4) : Caractéristiques du réservoir de la zone 2

CTP (m)	Le Volume (m ³)	Le Diamètre (m)
806	400	10

II.11. Conclusion

Etant donné que l'étude concerne deux zones et chaque zone contient un seul réservoir (zone 1 avec un réservoir de 500 m^3 et pour deuxième zone un réservoir d'un volume de 400 m^3). Les réservoirs projetés seront de type semi-enterré ; leur emplacement est dicté par la topographie et par la configuration du réseau de distribution de la présente zone d'étude.

Après avoir fait le dimensionnement final des réservoirs, il nous paraît nécessaire de dimensionner les conduites véhiculant l'eau entre la source et les réservoirs, où cette partie sera détaillée dans le prochain chapitre.

III.1. Introduction

L'adduction est le transport d'eau à partir d'une source d'alimentation (puits, forage, barrage, conduites,...etc.) vers les réservoirs de stockage ou directement vers le réseau de distribution. Elle se fait à l'aide de canalisations soit par refoulement, soit par gravité, suivant la nature du relief de la région à alimenter [3].

III.2. Types d'adduction

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

- *Adduction gravitaire*

L'écoulement peut être à surface libre ou en charge. La cote de la source ou point d'eau est supérieure à celle de réservoir.

- *Adduction par refoulement*

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

- *Adduction mixte*

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

Dans l'air d'étude, on est appelé à choisir une adduction gravitaire et cela est dû à la topographie de la zone du projet.

III.3. Choix du type de conduites

Le choix du type des conduites dépendra des critères d'ordre technique et économique suivants [5] :

- Prix d'achat.
- Disponibilité sur le marché.
- Pression à supporter.
- La durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement.
- La nature du terrain.
- La longueur des conduites.

Le type de canalisation choisie dans la zone d'étude est le PEHD (Annexe (3)).

III.4. Description du schéma d'adduction projeté

Le schéma d'adduction est devisé comme suit : à partir du point de piquage qui est situé à la cote 865 m dans le champ de captage, vers le premier point (A), et de cette dernière vers le réservoir qui se situe à la cote 806 m avec une capacité de 500 m^3 et en plus vers le deuxième réservoir qui se situe à la cote 806 m de capacité de 400 m^3 .

A partir du point de piquage, l'eau sera refoulée vers les deux réservoirs (R1) et (R2) par gravité.

Le schéma de l'adduction projeté est illustré dans la figure (III.1) ci-après :

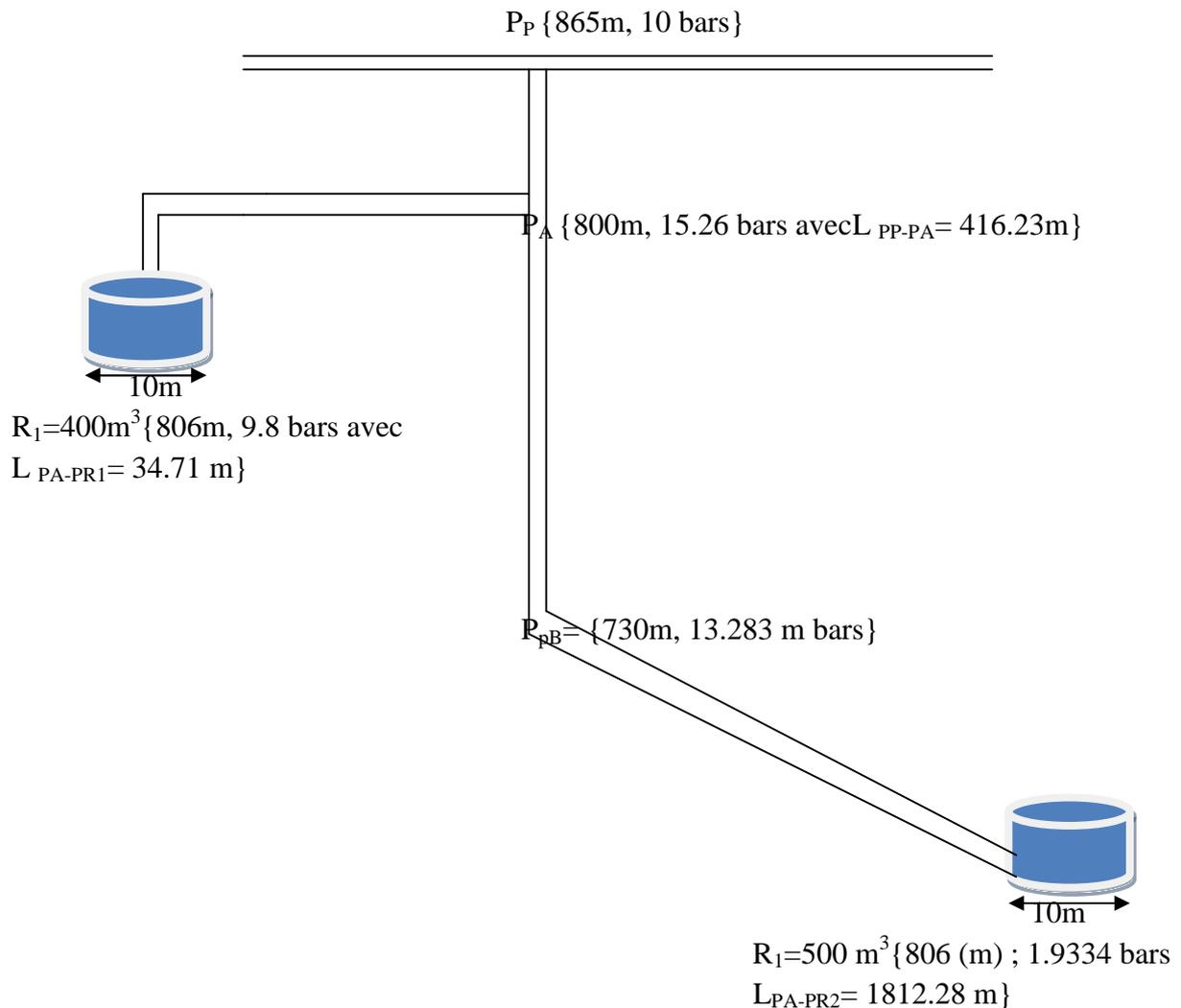


Figure (III.1) : Schéma de l'adduction

III.5. Dimensionnement des conduites

III.5.1. Cas gravitaire

L'écoulement s'effectue à partir d'un réservoir situé à une altitude suffisante pour vaincre les pertes de charge causées par le débit transitant.

On fait le choix gravitaire pour dimensionner les conduites d'adduction selon la topographie de l'aire d'étude.

Les paramètres hydrauliques intervenant dans le dimensionnement sont [5] :

- Le débit (Q).
- La vitesse (V).
- Les pertes de charge (J).
- Le diamètre (D).

III.5.1.1 Calcul de la vitesse

$$Q = V.S \quad (III.1)$$

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D_{int}^2} \quad (III.2)$$

Avec :

- Q : Débit transitant (m³/s).
- V : Vitesse d'écoulement (m/s).
- S : Surface de la conduite (m²).
- D_{int} : Diamètre intérieur de la conduite.

III.5.1.2 Calcul des diamètres

A. Diamètre de la conduite

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q}{V \times \pi}} \quad (III.3)$$

- D : Diamètre de la conduite (m)
- V : Vitesse d'écoulement (m/s)

Remarque : Le diamètre intérieur pour le cas des conduites utilisées (conduites PEHD) est donné par la formule suivante :

$$D_{int} = D_{ext} - 2e \quad (III.5)$$

Avec :

- D_{int} : Diamètre intérieur en mm.
- D_{ext} : Diamètre extérieur (normalisé) en mm.
- e : Epaisseur de la conduite en mm.

III.5.1.3. Calcul des pertes de charge

A. Pertes de charge linéaires (H_l)

Elles ont déterminées par la formule de Darcy-Weisbach [7] :

$$H_l = J \times L \quad (\text{III.6})$$

La formule de calcul des pertes de la charge linéaires, est donnée par l'équation suivante :

$$J = \frac{\lambda}{D} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} \quad (\text{III.7})$$

Avec :

- J : Perte de charge par frottement en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau (m/m)
- V : Vitesse moyenne de l'eau dans la section (m/s).
- g : Accélération de la pesanteur (g= 9,81 m/s²)
- D : Diamètre intérieur de la conduite en (m).

B. Pertes de charge singulières (H_s)

Les pertes de charges singulières sont celle qui apparaissent dans les singularités (coudes, vannes, branchement,... etc.). Elles sont estimées à 10 % des pertes de charges linéaires pour les conduites en PEHD [7].

$$H_s = 0.1 \times H_l \quad (\text{III.8})$$

C. Calcul du coefficient des pertes de charge λ

Coefficient de frottement linéaire [exprimé par la formule de COLEBROOK].

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \times \log \left[\frac{k}{3.71 \times D} + \frac{2.51}{\text{Re} \times \sqrt{\lambda_0}} \right] \quad (\text{III.9})$$

Où :

- R_e : Nombre de Reynolds.
- k : Rugosité absolue en (m) équivalent de la paroi qui varie comme suit :

❖ Pour le PEHD

- K=0.01mm si D ≤ 200 mm
- K=0.02mm si D ≥ 200 mm

Nombre de Reynolds, qui est donné par la formule suivante :

$$\text{Re} = \frac{v \times D}{\nu} \quad (\text{III.10})$$

- ν : Viscosité cinématique de l'eau, calculée par la formule suivante [7] :

$$\nu = \frac{0.00178}{1 + 0.00337t + 0.0002t^2} \quad (\text{III.11})$$

Pour t = 20°C, ν = 1.00×10⁻⁶ m/s.

λ_0 ; Coefficient de frottement en premier approximation la valeur de λ_0 est déterminé par la formule d'HERMAN :

Estimation de la valeur initial λ_0 :

$$\lambda_0 = 0.0054 + 0.395 \text{Re}^{-0.3} \quad (\text{III.12})$$

III.6. Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction

III.6.1. Tronçon P_P-P_A

❖ Les données du tronçon P_P-P_A :

- $Q = 0.02622 \text{ m}^3/\text{s} = 26.22 \text{ L/s}$
- $L = 416.23 \text{ m}$

III.6.2. Calcul la pression entre P_p et P_A

On applique Bernoulli entre le point de piquage et le point A

$$\text{CTN}_p + P_p = \text{CTN}_A + P_A + \sum DH_{P-A}$$

$$865 + 100 = P_{R2} + 800 + \sum DH(P_p - P_A)$$

Avec :

- 865 (m) : Altitude du point de piquage
- 100 (m) : Pression au point de piquage
- P_A : Pression au point (A)
- 800 (m) : Altitude du point (A)
- $\sum DH(P_p - P_A)$: La somme des pertes charge totales entre P_p et P_A

On a :

$$V = 1 \text{ m/s}$$

$$D = 0.182 \text{ m}$$

$$\text{Re} = 182000$$

$$\lambda_0 = 0.015837$$

$$H_1 = 1.846 \text{ m}$$

$$H_t = 1.1 \times 8.85 = 9.735 \text{ m}$$

Donc :

$$P_A = 965 - 800 - 9.735 = 155.26 \text{ m}$$

- $H_g = 155.26$ m

D'après les résultats obtenus, la pression au point A est très importante, elle peut causer des dégâts au niveau de raccordement. Alors on opte pour l'installation d'un réducteur de pression de (5 bars).

On fixe la vitesse max et min [0.5 à 1.5] m/s, par suite on détermine les diamètres max et min, qui sont : 0.149 m et 0.258 m, les résultats sont représentés dans le tableau (III.1) suivant :

Tableau (III.1) : Calcul de H_T du tronçon $P_P - P_A$

D_{ext} (m)	D_{int} (m)	V (m/s)	L (m)	λ	J	H_L (m)	H_T (m)
0.125	0.1022	3,1978732	416,23	0,01522302	0,07763783	32,31519464	35,54671411
0.160	0.1308	1,95230444	416,23	0,01560122	0,02317111	9,644512456	10,6089637
0.200	0.1633	1,25253728	416,23	0,01605878	0,00786337	3,272970282	3,60026731
0.250	0.2046	0,79790608	416,23	0,01662329	0,00263643	1,097360369	1,207096406
0.315	0.2578	0.50257075	416.23	0.01729549	0.00086367	0.359483319	0395431651

- Il faut que $H_T < H_g$

Donc, on optera pour un \varnothing_{ext} de 200 mm. Ce diamètre génère une perte de charge ($H_T = 3.6$ m) inférieure à la charge disponible (H_g). Ce qui donne une charge importante à l'arrivée du point P_A , et la vitesse 1.25 m/s est acceptable.

III.6.3. Tronçon P_A-R_1

❖ Les données du tronçon P_A-R_1

- $Q = 0.01516$ m³/s = 15.16 L/s
- $L = 34.71$ m

III.6.4. Calcul la pression entre P_A et R1

On applique Bernoulli entre le point A et le réservoir (R1).

$$CTN_A + P_A = CTN_{R1} + P_{R1} + \sum DH_{A-R1}$$

$$800 + 105.26 = P_{R1} + 806 + \sum DH(A - R1)$$

Avec :

- 800 (m) : Altitude du point (A).
- 105.26 (m) : Pression au point (A).
- P_{R1} : Pression au réservoir (R1).
- 806 (m) : Altitude au réservoir (R1).
- $\sum DH(A - R1)$: La somme des pertes charges totales entre (A et R1).

On a :

$$D = 0.138 \text{ m}$$

$$V = 1 \text{ m/s}$$

$$Re = 138000$$

$$\lambda_0 = 0.015837$$

$$Hl = 1.09 \text{ m}$$

$$Ht = 1.1 \times 1.09 = 1.2 \text{ m}$$

Donc :

$$P_{R1} = 0$$

$$- Hg = 98.06 \text{ m}$$

On prend :

$$V_{\min} = 0.5 \text{ m/s}$$

$$V_{\max} = 1.5 \text{ m/s}$$

On fixe la vitesse max et min [0.5 à 1.5] m/s, par suite on détermine les diamètres min et max, qui sont : 0.113 m et 0.196 m, les résultats sont représentés dans le tableau (III.2) ci - après :

Tableau (III.2) : calcul de H_T de tronçon P_A et $R1$

Dint (m)	Dext (m)	V (m/s)	L (m)	λ	J	H_L	H_T
0.09	0.11	2.3842101	34.71	0.025467	0.0819832	2.84563989	3.130203884
0.1022	0.125	1.8489610	34.71	0.016544	0.0282063	0.97904069	1.07694476
0.1308	0.16	1.1287923	34.71	0.016614	0.0082488	0.28631901	0.314950913
0.1633	0.2	0.7241977	34.71	0.017732	0.0029026	0.10074917	0.110824093

- Il faut que $H_T < Hg$

Donc, on optera pour un \varnothing_{ext} de 160 mm. Ce diamètre génère une perte de charge ($H_T = 0.31$ m) inférieur à la charge disponible (Hg). Ce qui donne une charge importante à l'arrivée du point P_A , et la vitesse 1.12 m/s est acceptable.

III.6.5. Tronçon P_A - R_2

❖ Les données du tronçon P_A - R_2

- $Q = 0.01098 \text{ m}^3/\text{s} = 10.98 \text{ L/s}$
- $L = 1812.28 \text{ m}$

III.6.6. Calcul la pression P_A-R_2

On applique Bernoulli entre le point A et R_2 :

$$CTN_A + P_A = CTN_{R_2} + P_{R_2} + \sum DH_{A-R_2}$$

$$800 + 105.26 = P_{R_2} + 806 + \sum DH(A - R_2)$$

Avec :

- 800 (m) : Altitude du point (A)
- 105.26 (m) : Pression au point (A)
- P_{R_2} : Pression au niveau du réservoir (R2)
- 806 (m) : Altitude du Réservoir (R2)
- $\sum DH(A - R_2)$: La somme des pertes charges totales entre (A et R2)

On a :

$$D = 0.118 \text{ m}$$

$$V = 1 \text{ m/s}$$

$$Re = 118257.75$$

$$\lambda_0 = 0.01727783$$

$$H_1 = 72.6602252 \text{ m}$$

$$H_t = 1.1 \times 72.6602252 = 79.926 \text{ m}$$

Donc :

$$P_{R_2} = 905.26 - 806 - 79.926 = 19.334 \text{ m}$$

$$- H_g = 19.334 \text{ m}$$

On prend :

$$V_{\min} = 0.5 \text{ m/s}$$

$$V_{\max} = 1.5 \text{ m/s}$$

On fixe la vitesse max et min [0.5 à 1.5] m/s, par suite on détermine les diamètres min et max, qui sont : 0.096 m et 0.167 m, les résultats sont représentés dans le tableau (III.3) ci-dessous :

Tableau (III.3) : calcul de H_T Tronçon P_A-R_2

D_{int} (m)	D_{ext} (m)	V (m/s)	L (m)	λ	J	H_L	H_T
0.0736	0.09	2.582123	1812.28	0.0159	0.0734234	133.06	146.3701

0.09	0.11	1.726822	1812.28	0.0502	0.08493293	153.92	169.3144
0.1022	0.125	1.339155	1812.28	0.0168	0.01509722	27.360	30.09642
0.1308	0.160	0.817555	1812.28	0.0174	0.0045554	8.2556	9.081228

- Il faut que $H_T < H_g$

Donc, on optera pour un \varnothing_{ext} de 160 mm. Ce diamètre génère une perte de charge ($H_T = 9.08$ m) inférieure à la charge disponible (H_g). Ce qui donne une charge importante à l'arrivée du point R_2 , et la vitesse 0.81 m/s est acceptable.

III.6.7. Calcul la pression au point le plus bas

On applique Bernoulli entre le point A et le point le plus bas.

$$800 + 105.26 = P_{\text{pb}} + 730 + \sum DH(A - pb)$$

Avec :

- 800 (m) : Altitude du point (A)
- 105.26 (m) : Pression au point (A)
- P_{pb} : Pression au point le plus bas
- 730 (m) : Altitude du point le plus bas
- $\sum DH(A - pb)$: La somme des pertes charges totales entre (A et p_{pb})

On a :

$$D = 0.118$$

$$Re = 118257.75$$

$$\lambda_0 = 0.01727783$$

$$Hl = 38.58 \text{ m}$$

$$Ht = 1.1 \times 38.58 = 42.43 \text{ m}$$

Donc :

$$P_{\text{pb}} = 905.26 - 730 - 42.43 = 132.83 \text{ m}$$

III.7. Equipement de l'adduction

III.7.1. Robinets vannes

Ils permettent d'isolement d'une partie de l'adduction en cas de travaux de réparation ou autres.

III.7.2. Vidange

Elles sont placées aux points les plus bas pour faciliter la vidange de la conduite en cas de besoins.

III.7.3. Ventouses

Elles sont placées aux points les plus hauts, elles permettent l'évacuation des bulles d'air qui s'accumulent dans la conduite.

III.7.4. Vanne de décharge

Elles seront placées aux points les plus bas pour faciliter la vidange de la conduite en cas de besoins

III.8. Conclusion

Dans l'aire d'étude, nous avons abouti à une conduite de diamètre $\varnothing=200$ mm qui permet de véhiculer le débit jusqu'au point (A), et une conduite de $\varnothing=160$ mm qui permet de véhiculer le débit jusqu'au réservoir de stockage (R_1) ayant un volume 500 m^3 et une conduite de $\varnothing=160$ mm jusqu'au réservoir de stockage (R_2) ayant un volume 400 m^3 .

IV.1. Introduction

Les réseaux de distribution d'eau ont pour objectif de ramener l'eau, à partir du réseau jusqu'aux consommateurs (ou l'abonnés) : fournir le débit maximal avec une pression au sol compatible avec la hauteur des immeubles [4].

IV.2. Type des réseaux de distribution

Les principaux éléments d'un réseau de distribution sont les conduites, les branchements, les pièces coudées, raccordement, vannes, compteur, bouches d'incendies,...etc.

IV.2.1. Réseau ramifié

Les caractéristiques d'un réseau ramifié est que l'eau circule dans toute la canalisation dans un seul sens (des conduites principales, vers des conduites secondaires, vers des conduites tertiaires,...etc.) ; ce type de réseau présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité (en cas de rupture d'une conduite principale, tous les abonnés à l'aval seront privés d'eau). La figure (IV.1) ci-dessous représente le schéma général d'un réseau ramifié.

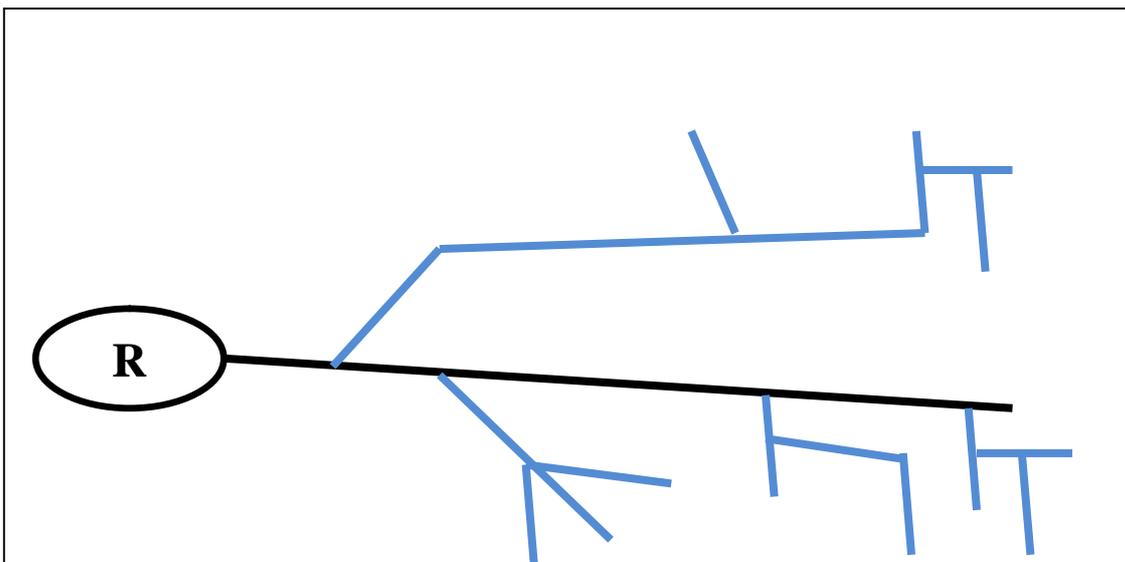


Figure (IV.1) : Réseau ramifié

IV.2.1. Réseau maillé

Le réseau dérive du réseau ramifié par connexion des extrémités des conduites (généralement jusqu'au niveau des conduites tertiaires), permettant une alimentation de retour. Ainsi, chaque point du réseau peut être alimenté en eau de deux ou plusieurs cotés. Les petites rues sont toujours alimentées par des ramifications. Ce type de réseau présente les avantages suivants :

- Plus de sécurité dans l'alimentation (en cas de rupture des conduites, il suffit de l'isoler et tous les abonnés situés à l'aval sont alimentés par les autres conduites).
- Une répartition plus uniforme des pressions et des débits dans tout le réseau.

Le schéma général d'un réseau maillé est donné dans la figure (IV.2) ci-dessous.

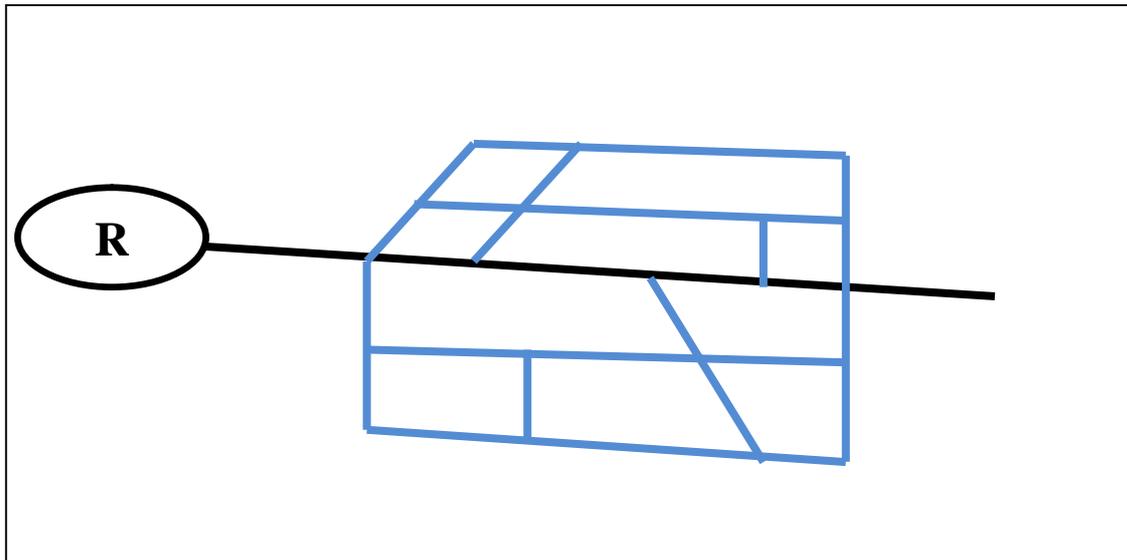


Figure (IV.2) : Réseau maillé

IV.3. Conditions sur les vitesses et les pressions

Le calcul hydraulique des canalisations se fait avec le débit de pointe.

IV.3.1. Vitesse

La vitesse de l'eau dans les conduites de distribution sera de l'ordre de 0.5 à 1.5 m/s [4].

- Les vitesses inférieures à 0.5 m/s favorisent le dépôt de solides dans les canalisations qu'il sera parfois difficile de les évacuer.
- Les vitesses supérieures à 1.5 m/s permettent d'envisager des augmentations de consommation sans que l'utilisateur n'en souffre trop.

IV.3.2. Pression

Le réseau de distribution doit satisfaire les conditions de pressions suivantes :

- Une charge de 10 m doit être prévue sur les orifices de puisage les plus élevés.
- En vue de la bonne tenue des canalisations et des joints, il faut éviter des pressions supérieures à 60 m qui risquent d'apporter des désordres (fuites) et certains bruits désagréables dans les installations intérieures d'abonnés. Si néanmoins, de telles pressions devaient se manifester, il y aurait lieu, en vue de les diminuer, soit d'envisager une distribution étagée, soit de prévoir l'installation sur le réseau d'appareils réducteurs de pression.

IV.4. Conception du réseau de distribution

Plusieurs facteurs ont une influence sur la conception du réseau :

- L'emplacement des quartiers.
- L'emplacement des consommateurs principaux.
- Le relief.

Notre choix est porté sur un réseau ramifié pour les deux zones.

IV.5. Choix du tracé

Pour tracer le réseau, il y a un certain nombre de conditions qu'il faut respecter:

- Choisir le lien de consommation principale.
- Etre situé sur les cotes géodésiques les plus élevées pour bien répartir l'eau.
- Déterminer le sens principal de masse ou des quantités totales d'eau.
- Eviter les zones rocheuses : une tranchée devra être creusée.

IV.6. Choix des conduites de distribution

Il se fait généralement en respectant la résistance des matériaux à la pression interne (de l'eau) et externe (surcharge, remblais..., etc.), notre choix est porté sur des conduites en **PEHD** PN16 (Annexe (3)), pour les multiples avantages qu'elles présentent, à savoir :

- ✓ Leur disponibilité sur le marché.
- ✓ Utilisable dans les terrains accidentés et montagneux.
- ✓ Facilité de la pose.
- ✓ Bonnes caractéristique hydraulique.

IV.7. Calcul hydraulique

Pour tous les calculs hydrauliques, nous avons choisi de travailler avec le logiciel (EPANET).

IV.7.1. Répartition des débits de pointe

Les débits de pointe des deux réseaux de distribution (A) et (B) sont représentés dans le tableau (IV.1) ci-dessous :

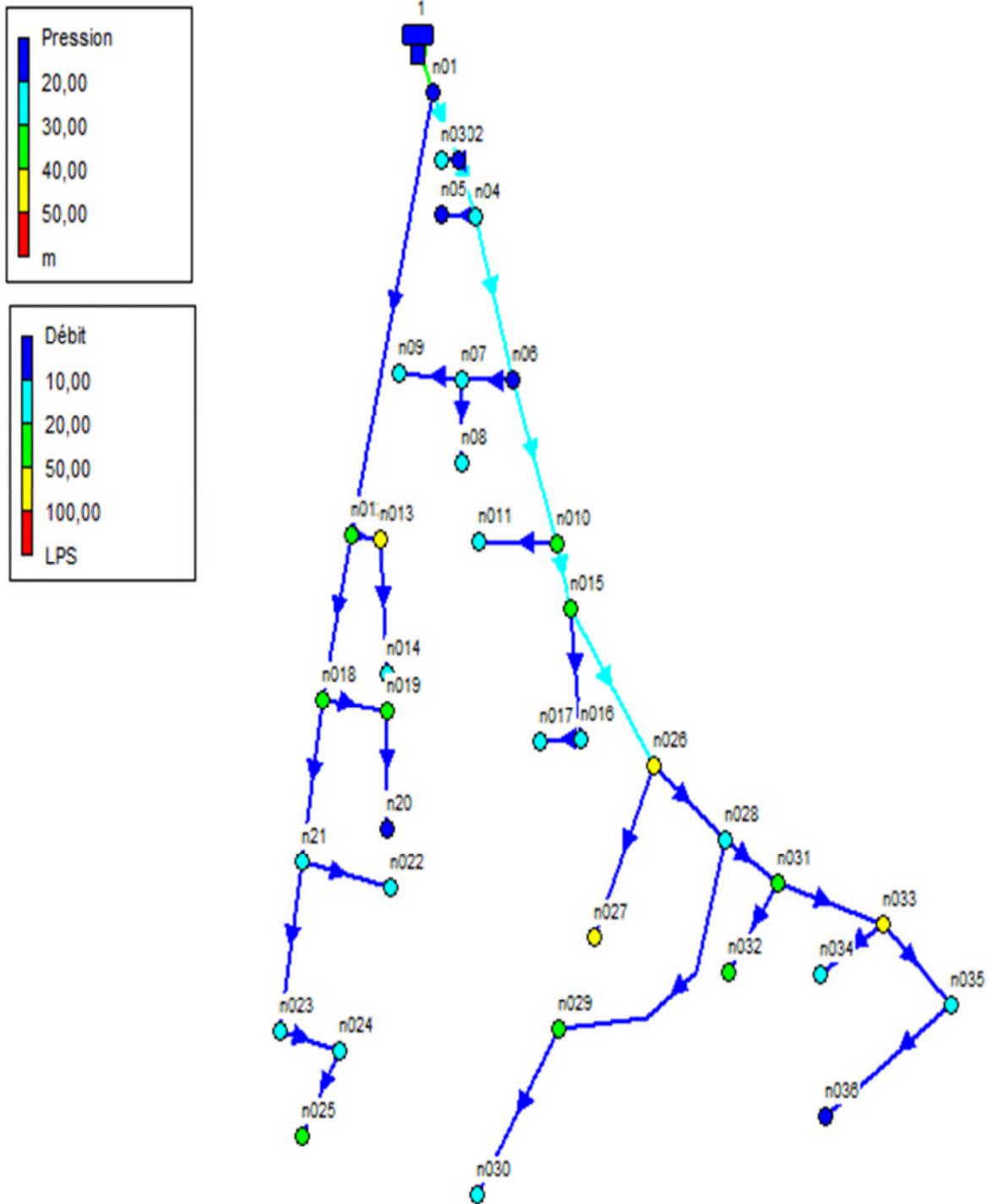
Tableau(IV.1) : Répartition des débits de pointe des deux réseaux

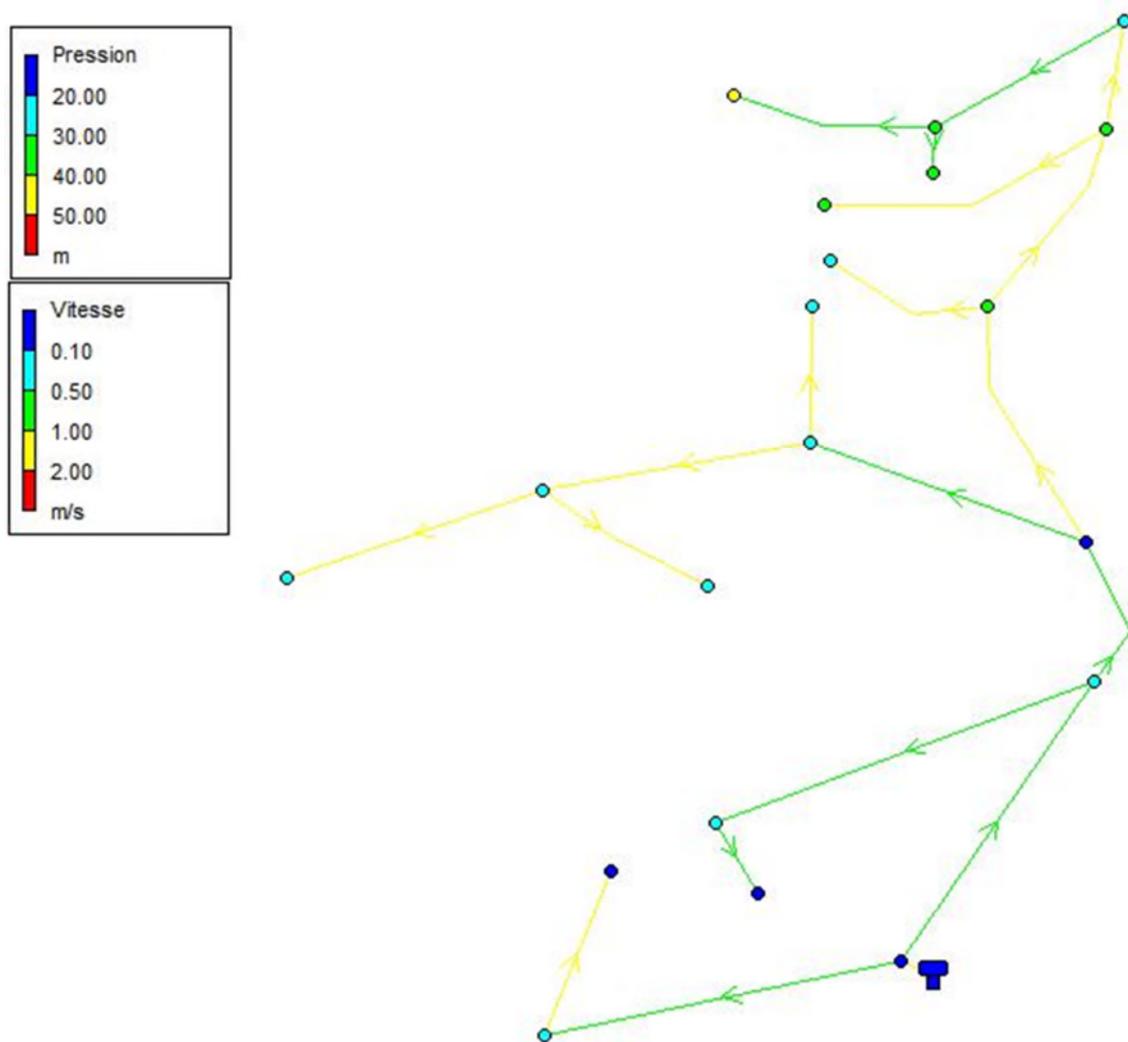
Réseau	Type de réseau	L(m)	Nombre d'habitants	$Q_{\max,j}(m^3/j)$	K_{\max}	$Q_p(l/s)$	Réservoir
A	Ramifié	3199.6	7152	1316.028	1,75	26.73	400 m ³
B	Ramifié	3335.7	5232	972.678	1.88	25.46	500 m ³

Remarque :

- Le réseau de distribution (A) sera dimensionné avec un débit de 26.73 l/s.
- Le réseau de distribution (B) sera dimensionné avec un débit de 25.46 l/s.

Les deux réseaux (A) et (B) sont représentés dans les figures (IV.3) et (IV.4) ci-dessous :



Figure(IV.3) : Réseau de distribution (A)**Figure(IV.4) : Réseau de distribution (B)**

IV.7.2. Débit spécifique

Le débit spécifique se calcul par les deux méthodes suivantes :

A. Première méthode

Il représente le débit de pointe sur la somme des longueurs de chaque tronçon

$$q_s = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad (IV.1)$$

Avec :

- q_s : Débit spécifique en (l/s/m)
- Q_p : Débit de pointe en (l/s)
- L_i : La longueur des tronçons i

B. Deuxième méthode

Il représente le débit de pointe sur la somme des habitants de chaque tronçon.

$$q_s = \frac{QP}{\sum \text{hab}} \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

- hab : Nombre des habitants de chaque tronçon i.

IV.7.3. Débit de route

C'est le débit consommé en long du tronçon, il se calcul comme suit :

$$Q_R = q_s \cdot L_i \quad (\text{IV.3})$$

$$Q_R = q_s \cdot \text{hab} \quad (\text{IV.4})$$

Avec :

- Q_R : Débit de route.

IV.7.4. Débit au tronçon

Il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_T = P + 0.55 \cdot Q_R \quad (\text{IV.5})$$

Avec :

- P : Débit à l'aval de chaque tronçon.
- Q_R : Débit transité par le tronçon (l/s).

IV.7.5. Débit au nœud

Le débit au nœud est celui qu'il faut assurer à chaque jonction des conduites du réseau, il est comme suit :

- Pour le réseau ramifié :

$$Q_N = Q_T = P + Q_R \quad (\text{IV.6})$$

- Pour le réseau maillé :

$$Q_N = \frac{1}{2} \sum P + Q_R \quad (\text{IV.7})$$

IV.8. Dimensionnement des réseaux de distribution

Le dimensionnement du réseau de distribution doit vérifier une conduite primordiale dans le fonctionnement du réseau, à savoir une pression admissible (10 à 60 m), et une vitesse acceptable (0.5 à 1.5 m/s).

IV.8.1. Dimensionnement du réseau de distribution (A)

Le réseau de distribution assure une distribution de la zone 1 à partir du réservoir 400 m³ avec un débit de pointe de 26.73 l/s.

V.8.1.1. Détermination des débits aux tronçons et des débits nodaux

Les résultats des différents calculs sont donnés dans le tableau (IV.2) ci-dessous :

Tableau (IV.2) : Les débits de routes et aux nœuds du réseau (A)

N Nœud	Tronçon	longueur (m)	Qp (l/s)	Qs (l/s)	QR (l/s)	longueur total (m)	Débit au nœud (l/s)	D _{calculer} (mm)	D _{interieur} (mm)
1	N1-R	16,24	26,73	0,0083540	0,1357	3199,65	26,73	150,6	176,2
	N1-N2	74,36	26,73	0,0083540	0,6212	3199,65			
	N1-N12	338,54	26,73	0,0083540	2,8282	3199,65			
2	N2-N1	74,36	26,73	0,0083540	0,6212	3199,65	16,98	120,1	141
	N2-N3	22,03	26,73	0,0083540	0,184	3199,65			
	N2-N4	42,02	26,73	0,0083540	0,351	3199,65			
3	N3-N2	22,03	26,73	0,0083540	0,184	3199,65	0,18	12,5	16
4	N4-N2	42,02	26,73	0,0083540	0,351	3199,65	16,18	117,23	141
	N4-N5	31,26	26,73	0,0083540	0,2611	3199,65			
	N4-N6	120,25	26,73	0,0083540	1,0046	3199,65			
5	N5-N4	31,26	26,73	0,0083540	0,2611	3199,65	0,26	14,89	16
6	N6-N4	120,25	26,73	0,0083540	1,0046	3199,65	15,57	114,99	141
	N6-N7	40,88	26,73	0,0083540	0,3415	3199,65			
	N6-N10	121,26	26,73	0,0083540	1,013	3199,65			
7	N7-N6	40,88	26,73	0,0083540	0,3415	3199,65	1,04	29,77	42,6
	N7-N8	20,44	26,73	0,0083540	0,1708	3199,65			
	N7-N9	63,66	26,73	0,0083540	0,5318	3199,65			
8	N8-N7	20,44	26,73	0,0083540	0,1708	3199,65	0,17	12,04	16
9	N9-N7	63,66	26,73	0,0083540	0,5318	3199,65	0,53	21,25	27,2
10	N10-N6	121,26	26,73	0,0083540	1,013	3199,65	13,52	107,16	110,2
	N10-N11	71,21	26,73	0,0083540	0,5949	3199,65			
	N10-N15	46,87	26,73	0,0083540	0,3916	3199,65			
11	N11-N10	71,21	26,73	0,0083540	0,5949	3199,65	0,59	22,47	27,2
12	N12-N1	338,54	26,73	0,0083540	2,8282	3199,65	9,59	90,28	96,8
	N12-N13	16,43	26,73	0,0083540	0,1373	3199,65			
	N12-N18	119,65	26,73	0,0083540	0,9996	3199,65			
13	N13-N12	16,43	26,73	0,0083540	0,1373	3199,65	0,88	27,39	34
	N13-N14	89,33	26,73	0,0083540	0,7463	3199,65			
14	N14-N13	89,33	26,73	0,0083540	0,7463	3199,65	0,74	25,17	27,2

15	N15-N10	46,87	26,73	0,0083540	0,3916	3199,65	11,91	100,59	110,2
	N15-N16	81,24	26,73	0,0083540	0,6787	3199,65			
	N15-N26	138,82	26,73	0,0083540	1,1597	3199,65			
16	N16-N15	81,24	26,73	0,0083540	0,6787	3199,65	0,97	28,84	34
	N16-N17	36,03	26,73	0,0083540	0,301	3199,65			
17	N17-N16	36,03	26,73	0,0083540	0,301	3199,65	0,3	15,98	16
18	N18-N12	119,65	26,73	0,0083540	0,9996	3199,65	5,88	70,71	79,2
	N18-N19	61,82	26,73	0,0083540	0,5164	3199,65			
	N18-N21	114,67	26,73	0,0083540	0,958	3199,65			
19	N19-N18	61,82	26,73	0,0083540	0,5164	3199,65	1,25	32,70	34
	N19-N20	88,92	26,73	0,0083540	0,7428	3199,65			
20	N20-N19	88,92	26,73	0,0083540	0,7428	3199,65	0,74	25,11	27,2
21	N21-N18	114,67	26,73	0,0083540	0,958	3199,65	3,62	55,51	63,8
	N21-N22	80,98	26,73	0,0083540	0,6765	3199,65			
	N21-N23	120,42	26,73	0,0083540	1,006	3199,65			
22	N22-N21	80,98	26,73	0,0083540	0,6765	3199,65	0,67	23,96	27,2
23	N23-N21	120,42	26,73	0,0083540	1,006	3199,65	1,99	41,15	42,6
	N23-N24	53,43	26,73	0,0083540	0,4464	3199,65			
24	N24-N23	53,43	26,73	0,0083540	0,4464	3199,65	0,98	28,96	34
	N24-N25	64,86	26,73	0,0083540	0,5418	3199,65			
25	N25-N24	64,86	26,73	0,0083540	0,5418	3199,65	0,54	21,45	27,2
26	N26-N15	138,82	26,73	0,0083540	1,1597	3199,65	10,54	94,92	110,2
	N26-N27	103,08	26,73	0,0083540	0,8611	3199,65			
	N26-N28	97,45	26,73	0,0083540	0,8141	3199,65			
27	N27-N26	103,08	26,73	0,0083540	0,8611	3199,65	0,86	27,04	34
28	N28-N26	97,45	26,73	0,0083540	0,8141	3199,65	8,52	85,07	96,8
	N28-N29	236,68	26,73	0,0083540	1,9772	3199,65			
	N28-N31	54,73	26,73	0,0083540	0,4572	3199,65			
29	N29-N28	236,68	26,73	0,0083540	1,9772	3199,65	3,27	52,71	63,8
	N29-N30	155,03	26,73	0,0083540	1,2951	3199,65			
30	N30-N29	155,03	26,73	0,0083540	1,2951	3199,65	1,29	33,16	42,6
31	N31-N28	54,73	26,73	0,0083540	0,4572	3199,65	4,43	61,38	63,8
	N31-N32	81,02	26,73	0,0083540	0,6768	3199,65			
	N31-N33	99,85	26,73	0,0083540	0,8342	3199,65			
32	N32-N31	81,02	26,73	0,0083540	0,6768	3199,65	0,67	23,79	27,2
33	N33-N31	99,85	26,73	0,0083540	0,8342	3199,65	3,3	52,95	63,8
	N33-N34	64,96	26,73	0,0083540	0,5427	3199,65			
	N33-N35	95,04	26,73	0,0083540	0,794	3199,65			
34	N34-N33	64,94	26,73	0,0083540	0,5425	3199,65	0,54	21,46	27,2
35	N35-N33	95,04	26,73	0,0083540	0,794	3199,65	1,92	40,44	42,6
	N35-N36	135,47	26,73	0,0083540	1,1317	3199,65			
36	N36-N35	135,47	26,73	0,0083540	1,1317	3199,65	1,13	31,00	34

IV.8.2. Dimensionnement du réseau de distribution (B)

Le réseau de distribution assure une distribution de la zone 2 à partir du réservoir 400 m³ avec un débit de pointe de 20.71 l/s.

IV.8.2.1. Détermination des débits aux tronçons et des débits nodaux

Les résultats du calcul des débits tronçons et nœuds sont représentés dans le tableau (IV.3) ci-dessous :

Tableau (IV.3) : Détermination des débits aux tronçons et les débits nœuds du réseau (B)

tronçons	longueur (m)	Qp (l/s)	Qr (l/s)	qs (l/s/ml)	Nœud	Qtronç (l/s/ml)	Dc (mm)	DN (mm)
R2-38	16.98	25.46	0.105	0.006	38	0.135	150.13	176.2
38- 41	174.95	25.46	1.086	0.0062				
38- 39	310.16	25.46	1.926	0.0062				
39- 38	310.16	25.46	1.926	0.0062	39	2.46	74.105	79.2
39- 40	192.34	25.46	1.194	0.0062				
39- 40	192.34	25.46	1.194	0.0062	40	1.53	36.052	42.6
41- 38	174.95	25.46	1.086	0.0062	41	1.39	137.952	141
41- 42	224.14	25.46	1.392	0.0062				
41- 44	225.71	25.46	1.401	0.0062				
42- 41	224.14	25.46	1.392	0.0062	42	1.783	44.036	53.6
42- 43	62.83	25.46	0.39	0.0062				
43- 42	62.83	25.46	0.39	0.0062	43	1.53	20.605	27.2
44- 41	225.71	25.46	1.401	0.0062	44	1.79	126.132	141
44- 50	211.14	25.46	1.311	0.0062				
44- 45	288.05	25.46	1.788	0.0062				
45- 44	288.05	25.46	1.788	0.0062	45	2.29	78.33	79.2
45- 46	114.79	25.46	0.713	0.0062				
45- 47	154.16	25.46	0.957	0.0062				
46- 45	114.79	25.46	0.713	0.0062	46	0.91	27.58	34
47- 45	154.16	25.46	0.957	0.0062	47	1.22	58.43	63.8
47- 48	145.79	25.46	0.905	0.0062				
47- 49	205.29	25.46	1.275	0.0062				

48- 47	145.79	25.46	0.905	0.0062	48	1.16	31.38	34
49- 47	205.29	25.46	1.275	0.0062	49	1.63	37.24	42.6
50- 44	211.14	25.46	1.311	0.0062	50	1.68	90.81	110.2
50- 51	131.83	25.46	0.818	0.007957				
50- 52	167.24	25.46	1.038	0.007957				
51- 50	131.83	25.46	0.818	0.007957	51	1.048	29.84	34
52- 50	167.24	25.46	1.038	0.007957	52	1.33	77.007	79.2
52- 53	230.11	25.46	1.429	0.007957				
52- 54	102.86	25.46	0.639	0.007957				
53- 52	230.11	25.46	1.429	0.007957	53	1.83	39.433	42.6
54- 52	102.86	25.46	0.639	0.007957	54	0.818	56.96	63.8
55- 54	34.94	25.46	0.217	0.007957 12	55	1.47	35.97	42.6
56- 55	34.94	25.46	0.217	0.007957	56	0.278	15.365	16
57- 55	156.53	25.46	0.972	0.007957	57	1.24	32.523	34

IV.8.3. Détermination des diamètres des conduites

Après avoir déterminé les débits de dimensionnement de chaque conduite, on peut déterminer le diamètre correspondant. Ces diamètres doivent vérifier les deux conditions suivantes :

- La vitesse doit être comprise dans l'intervalle de 0.5 à 1.5 m/s.
- La pression de service aux points critiques du réseau doit être au minimum 10 m.

IV.8.4. Modélisation et simulation du réseau

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 fastidieux en temps record, nous en citons les plus connus : WATERCAD, PICCOLO, PORTEAU, et celui que nous allons utiliser, à savoir l'EPANET.

IV.8.5. Présentation du logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de simulation de comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyaux), pompes, vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcul le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la

concentration des substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau [7].

IV.8.6. Utilisation du logiciel EPANET

Les étapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes [7] :

- 1- Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistrée dans un fichier au format texte.
- 2- Saisir les propriétés des éléments du réseau.
- 3- Décrire le fonctionnement système.
- 4- Sélectionner un ensemble d'options de simulation.
- 5- Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de qualité.
- 6- Visualiser les résultats d'une simulation.

IV.8.7. Modélisation du réseau

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs reliés à des nœuds [7]. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande, de réservoirs et des bâches.

Dans l'aire d'étude, la modélisation concerne l'introduction des différentes données du réseau au niveau des nœuds :

- L'altitude du nœud par rapport à un plan de référence.
- La demande en eau (débit prélevé sur le réseau).

Au niveau des arcs :

- Les nœuds initial et final.
- Le diamètre.
- La longueur.
- Le coefficient de rugosité (pour déterminer les pertes de charge).
- L'état (ouvert, fermé, ou clapet anti-retour).

Au niveau des réservoirs :

- L'altitude du radier (où le niveau de l'eau est nul).
- Le diamètre.
- Les niveaux initial, minimal et maximal de l'eau.

IV.8.8. Simulation du réseau

Après la saisie des informations du réseau, la simulation peut être lancée. 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, débits, pression,

charges...etc.) à un instant donné qui implique de résoudre simultanément les équilibres de masse dans les nœuds et les pertes de charge dans chaque arc du réseau

IV.8.8.1. Première simulation du réseau de distribution (A), cas de pointe

➤ **Etat des nœuds du réseau (A)**

Après la première simulation du réseau de distribution (A), l'état des nœuds est représenté dans le tableau (V.4) ci-dessous :

Tableau (IV.4) : Etat des nœuds du réseau (A), cas de pointe

ID Nœud	Altitude(m)	Demande de base (LPS)	Charge (m)	Pression (m)
Réservoir 1	806	-26,67	808	2,00
Nœud 1	799	-26,68	807,91	8,91
Nœud 2	787.6	0,14	807,37	19,77
Nœud 3	786	0,62	804,08	21,45
Nœud 4	785.9	0,18	807,16	21,26
Nœud 5	783	0,35	802,60	19,60
Nœud 6	788.3	0,26	806,42	18,12
Nœud 7	783	1,00	804,55	21,55
Nœud 8	781.7	0,34	803,15	21,45
Nœud 9	775.3	0,17	802,00	26,76
Nœud 10	772	0,53	804,51	32,51
Nœud 11	779	1,01	801,07	22,07
Nœud 12	773.5	0,59	807,04	33,54
Nœud 13	765	2,83	806,85	41,85
Nœud 14	775.5	0,14	804,61	29,11
Nœud 15	771.8	0,75	803,92	32,11
Nœud 16	773	0,39	800,62	27,62
Nœud 17	772.8	0,68	793,86	21,06
Nœud 18	771.1	0,30	804,97	33,87
Nœud 19	766.4	1,00	803,64	37,24
Nœud 20	782.3	0,52	802,89	20,59
Nœud 21	773	0,74	802,62	29,62
Nœud 22	771	0,96	797,71	26,72
Nœud 23	769.9	0,67	800,67	30,77
Nœud 24	766.3	1,01	798,46	32,16
Nœud 25	759.6	0,45	795,77	36,17
Nœud 26	758	0,54	802,53	44,53
Nœud 27	752.3	1,16	799,20	46,90
Nœud 28	775	0,86	801,29	26,90
Nœud 29	763.9	0,81	797,28	33,38
Nœud 30	769.2	1,97	793,80	24,60
Nœud 31	759.5	1,29	799,67	40,17
Nœud 32	759.2	0,46	794,76	35,56
Nœud 33	749.8	0,67	797,95	48,15
Nœud 34	770	0,83	795,27	25,27
Nœud 35	763	0,54	797,32	34,32
Nœud 36	775.3	0,79	796,53	21,23

➤ **Etat des conduites du réseau (A)**

Après la première simulation du réseau de distribution (A), l'état des conduites est représenté dans le tableau (IV.5) ci-dessous :

Tableau (IV. 5) : Etat des conduites du réseau (A), cas de pointe

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Perte. Charge Unit. (m/km)	Perte de charge (m)
Tuyau 1	16,24	176,2	0.01	26,7	1,09	5,61	0,0911064
Tuyau 2	74,36	141	0.01	16,95	1,09	7,23	0,5376228
Tuyau 3	42,02	16	0.01	0,18	0,92	78,37	3,2931074
Tuyau 4	31,26	141	0.01	16,15	1,03	6,62	0,2069412
Tuyau 5	31,26	16	0.01	0,26	1,30	146,08	4,5664608
Tuyau 6	120,25	141	0.01	15,54	1,00	6,17	0,7419425
Tuyau 7	40,88	34	0.01	1,04	1,15	45,71	1,8686248
Tuyau 8	20,44	16	0.01	0,17	0,85	68,71	1,4044324
Tuyau 9	63,66	27,2	0.01	0,53	0,92	40,11	2,5534026
Tuyau 10	121,26	110,2	0.01	13,49	1,41	15,78	1,9134828
Tuyau 1	71,21	27,2	0.01	0,59	1,02	48,28	3,4380188
Tuyau 12	46,87	110,2	0.01	11,89	1,25	12,53	0,5872811
Tuyau 13	81,24	34	0.01	0,98	1,08	40,69	3,3056556
Tuyau 14	36,03	16	0.01	0,30	1,49	187,38	6,7513014
Tuyau 15	138,82	110,2	0.01	10,52	1,10	10,02	1,3909764
Tuyau 16	103,08	34	0.01	0,86	0,95	32,27	3,3263916
Tuyau 17	97,45	96,8	0.01	8,50	1,15	12,76	1,243462
Tuyau 18	236,68	63,8	0.01	3,26	1,02	16,93	4,0069924
Tuyau 19	155,03	42,6	0.01	1,29	0,91	22,47	3,4835241
Tuyau 20	54,73	63,8	0.01	4,43	1,38	29,46	1,6123458
Tuyau 21	81,02	27,2	0.01	0,67	1,15	60,64	4,9130528
Tuyau 22	99,85	63,8	0.01	3,30	1,03	17,29	1,7264065
Tuyau 23	64,96	27,2	0.01	0,54	0,93	41,22	2,6776512
Tuyau 24	95,04	63,8	0.01	1,92	0,60	6,57	0,6244128
Tuyau 25	135,47	53,6	0.01	1,13	0,50	5,88	0,7965636
Tuyau 26	338,54	141	0.01	9,59	0,61	2,57	0,8700478
Tuyau 27	16,43	42,6	0.01	0,88	0,62	11,44	0,1879592
Tuyau 28	89,33	34	0.01	0,75	0,82	25,05	2,2377165
Tuyau 29	119,65	79,2	0.01	5,88	1,19	17,29	2,0687485
Tuyau 30	61,82	42,6	0.01	1,26	0,88	21,52	1,3303664
Tuyau 31	88,92	42,6	0.01	0,74	0,52	8,41	0,7478172
Tuyau 32	114,67	63,8	0.01	3,62	1,13	20,48	2,3484416
Tuyau 33	80,98	27,2	0.01	0,67	1,15	60,64	4,9106272
Tuyau 34	120,42	53,6	0.01	1,99	0,88	16,21	1,9520082
Tuyau 35	53,43	34	0.01	0,99	1,09	41,40	2,212002
Tuyau 36	64,86	27,2	0.01	0,54	0,93	41,46	2,6890956

IV.8.8.2. Première simulation du réseau de distribution (B), cas de pointe**➤ Etat des nœuds du réseau (B)**

Après la première simulation du réseau de distribution (B), l'état des nœuds est représenté dans le tableau (IV.6) ci-dessous :

Tableau (IV. 6) : Etat des nœuds du réseau (B), cas de pointe

ID Nœud	Altitude (m)	Demande Base (LPS)	Charge (m)	Pression(m)
Réservoir 8	806	Sans Valeur	808.00	2.00
Nœud N38	799.6	0.105	807.77	8.17
Nœud N50	767.5	1.68	801.75	34.25
Nœud N51	769	1.048	795.68	26.68
Nœud N53	763	1.831	793.45	30.45
Nœud N52	765.8	1.33	797.80	32.00
Nœud N55	759.1	1.478	789.90	30.80
Nœud N56	759	0.278	788.36	29.36
Nœud N044	793.2	18.796	803.58	10.38
Nœud N49	768.1	1.633	789.98	21.88
Nœud N46	774.2	0.913	796.72	22.52
Nœud N47	773.7	1.226	797.03	23.33
Nœud N48	762.9	1.160	788.97	26.07
Nœud N57	748	1.245	786.61	38.61
Nœud N42	780.3	1.783	803.77	23.47
Nœud N43	788.4	0.49	803.02	14.62
Nœud N40	781	1.530	799.23	18.23
Nœud N41	780.3	1.39	805.75	25.45
Nœud N54	769	0.818	792.61	23.61
Nœud N45	780.2	2.292	800.84	20.64
Nœud N39	780.8	2.46	805.11	24.31

➤ **Etat des conduites du réseau (B)**

Après la première simulation du réseau de distribution (B), l'état des conduites est représenté dans le tableau (IV.7) ci-dessous :

Tableau (IV.7) : Etat des conduites du réseau (B), cas de pointe

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit.m/km	perte de chareg (m)
Tuyau 51	131.8	34	0.01	1.05	1.15	46.02	6.065436
Tuyau 56	34.94	21	0.01	0.28	0.80	44.00	1.53736
Tuyau 48	145.8	34	0.01	1.16	1.28	55.26	8.056908
Tuyau 43	62.83	34	0.01	0.49	0.54	11.88	0.7464204
Tuyau 41	174.9	176	0.01	22.39	0.92	4.10	0.717295
Tuyau 42	224.1	63.8	0.01	2.27	0.71	8.85	1.983639
Tuyau 52	167.2	79.2	0.01	6.98	1.42	23.62	3.9502088
Tuyau 57	156.3	42.6	0.01	1.25	0.87	21.09	3.296367
Tuyau 13	102.8	42.6	0.01	1.83	1.28	42.23	4.3437778
Tuyau 54	230.1	63.8	0.01	3.82	1.19	22.54	5.1866794
Tuyau 55	185.8	63.8	0.01	3.00	0.94	14.58	2.7098388
Tuyau 50	211.1	110.2	0.01	9.71	1.02	8.66	1.8284724
Tuyau 38	16.98	176	0.01	26.49	1.09	5.56	0.0944088
Tuyau 49	205.2	42.6	0.01	1.63	1.15	34.34	7.0496586
Tuyau 45	288.0	96.8	0.01	7.22	0.98	9.49	2.7335945
Tuyau 47	154.1	63.8	0.01	4.02	1.26	24.73	3.8123768
Tuyau 46	114.7	34	0.01	0.91	1.01	35.92	4.1232568
Tuyau 39	310.1	79.2	0.01	3.99	0.81	8.57	2.6580712
Tuyau 40	192.3	42.6	0.01	1.53	1.07	30.54	5.8740636
Tuyau 44	225.7	176	0.01	18.73	0.77	2.96	0.6681016

IV.8.8.3. Deuxième simulation du réseau de distribution (A), cas d'incendie**➤ Etat des nœuds du réseau (A)**

Après la deuxième simulation du réseau de distribution (A) qui représenté par figure (IV.5).

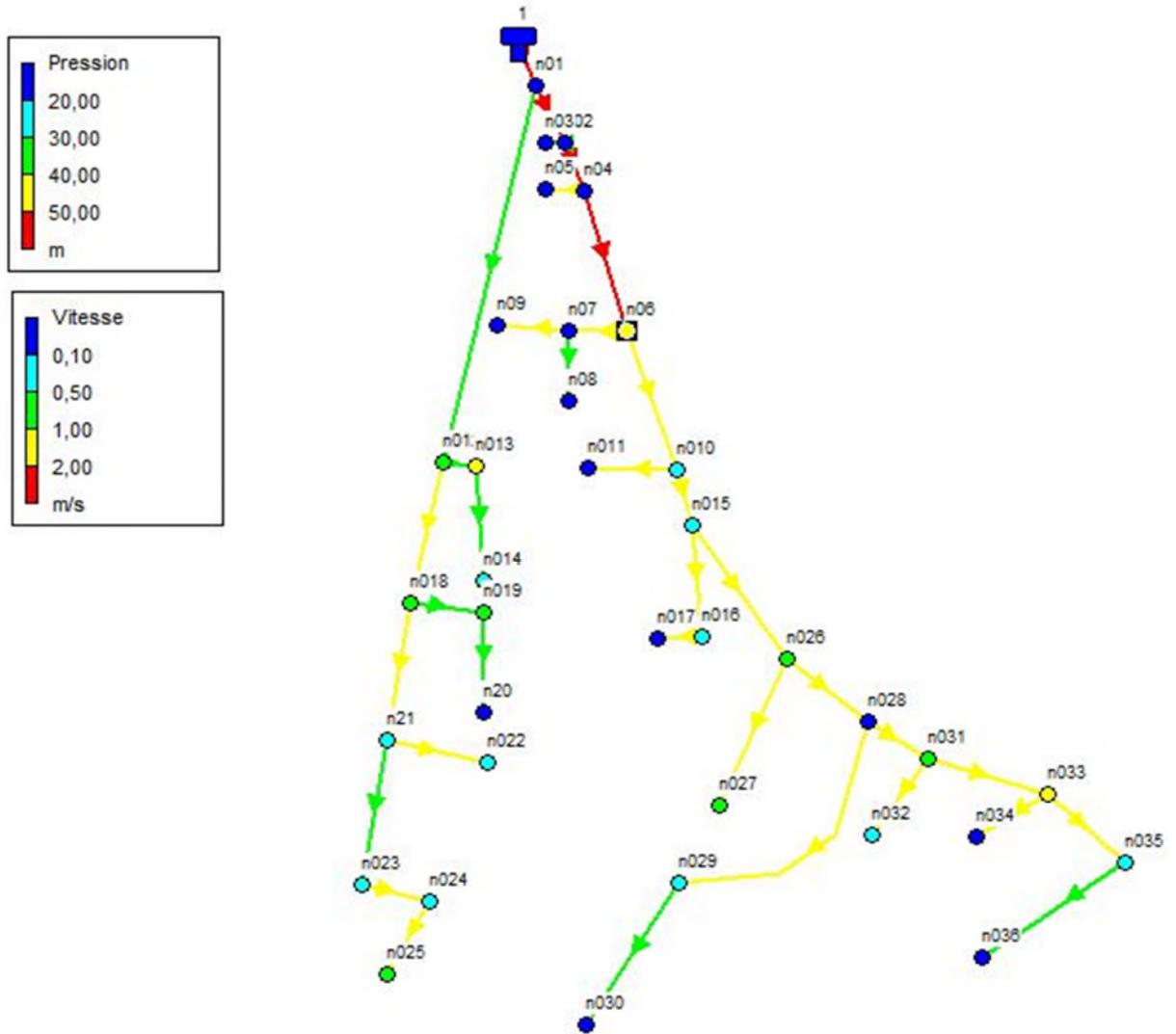


Figure (IV.5) : Réseau de distribution (A), cas d'incendie

L'état des nœuds est représenté dans le tableau (IV.8) ci-dessous :

Tableau (IV. 8) : Etat des nœuds du réseau (A), cas d'incendie

ID Nœuds	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Réservoir 1	806	-43,68	808,00	2,00
Nœud 01	799	0,14	807,77	8,77
Nœud 02	787,6	0,62	805,85	18,25
Nœud 03	786	0,18	802,56	16,56
Nœud 04	785,9	0,35	805,08	19,18
Nœud 05	783	0,26	800,51	17,51
Nœud 06	788,3	18,00	802,20	13,90
Nœud 07	783	0,34	800,33	17,33
Nœud 08	781,7	0,17	798,93	17,23
Nœud 09	775,3	0,53	797,78	22,48
Nœud 10	772	1,01	800,29	28,29
Nœud 11	779	0,59	796,85	17,85
Nœud 12	773,5	2,83	806,90	33,40
Nœud 13	765	0,14	806,72	41,72
Nœud 14	775,5	0,75	804,48	28,98
Nœud 15	771,8	0,39	799,70	27,90
Nœud 16	773	0,68	796,39	23,39
Nœud 17	772,8	0,30	789,64	16,84
Nœud 18	771,1	1,00	804,83	33,73
Nœud 19	766,4	0,52	803,50	37,10
Nœud 20	782,3	0,74	802,76	20,46
Nœud 21	773	0,96	802,49	29,49
Nœud 22	771	0,67	797,58	26,58
Nœud 23	769,9	1,01	800,53	30,63
Nœud 24	766,3	0,45	798,32	32,02
Nœud 25	759,6	0,54	795,63	36,03
Nœud 26	758	1,16	798,31	40,31
Nœud 27	752,3	0,86	794,98	42,68
Nœud 28	775	0,81	797,06	22,06
Nœud 29	763,9	1,97	793,06	29,16
Nœud 30	769,2	1,29	789,57	20,37
Nœud 31	759,5	0,46	795,45	35,95
Nœud 32	759,2	0,67	790,54	31,34
Nœud 33	749,8	0,83	793,73	43,93
Nœud 34	770	0,54	791,05	21,05
Nœud 35	763	0,79	793,10	30,10
Nœud 36	775,3	1,13	792,30	17,00

➤ **Etat des conduites du réseau (A)**

Après la première simulation du réseau de distribution (A), l'état des conduites est représenté dans le tableau (IV.9) ci-dessous :

Tableau (IV. 9) : Etat des conduites du réseau (A), cas d'incendie

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité (mm)	Débit l/s)	Vitesse (m/s)	Perte.Charge Unit. (m/km)	Perte charge (m)
Tuyau 01	16,24	176,2	0,01	43,68	1,79	13,86	0,2250864
Tuyau 02	74,36	141	0,01	33,95	2,17	25,89	1,9251804
Tuyau 03	42,02	16	0,01	0,18	0,92	78,37	3,2931074
Tuyau 04	31,26	141	0,01	33,15	2,12	24,76	0,7739976
Tuyau 05	31,26	16	0,01	0,26	1,30	146,07	4,5661482
Tuyau 06	120,25	141	0,01	32,54	2,08	23,92	2,87638
Tuyau 07	40,88	34	0,01	1,04	1,15	45,71	1,8686248
Tuyau 08	20,44	16	0,01	0,17	0,85	68,71	1,4044324
Tuyau 09	63,66	27,2	0,01	0,53	0,92	40,11	2,5534026
Tuyau 10	121,26	110,2	0,01	13,49	1,41	15,78	1,9134828
Tuyau 11	71,21	27,2	0,01	0,59	1,02	48,28	3,4380188
Tuyau 12	46,87	110,2	0,01	11,89	1,25	12,53	0,5872811
Tuyau 13	81,24	34	0,01	0,98	1,08	40,69	3,3056556
Tuyau 14	36,03	16	0,01	0,30	1,49	187,38	6,7513014
Tuyau 15	138,82	110,2	0,01	10,52	1,10	10,02	1,3909764
Tuyau 16	103,08	34	0,01	0,86	0,95	32,27	3,3263916
Tuyau 17	97,45	96,8	0,01	8,50	1,15	12,76	1,243462
Tuyau 18	236,68	63,8	0,01	3,26	1,02	16,93	4,0069924
Tuyau 19	155,03	42,6	0,01	1,29	0,91	22,47	3,4835241
Tuyau 20	54,73	63,8	0,01	4,43	1,38	29,46	1,6123458
Tuyau 21	81,02	27,2	0,01	0,67	1,15	60,64	4,9130528
Tuyau 22	99,85	63,8	0,01	3,30	1,03	17,29	1,7264065
Tuyau 23	64,96	27,2	0,01	0,54	0,93	41,22	2,6776512
Tuyau 24	95,04	63,8	0,01	1,92	0,60	6,57	0,6244128
Tuyau 25	135,47	53,6	0,01	1,13	0,50	5,88	0,7965636
Tuyau 26	338,54	141	0,01	9,59	0,61	2,58	0,8734332
Tuyau 27	16,43	42,6	0,01	0,88	0,62	11,44	0,1879592
Tuyau 28	89,33	34	0,01	0,75	0,82	25,05	2,2377165
Tuyau 29	119,65	79,2	0,01	5,88	1,19	17,29	2,0687485
Tuyau 30	61,82	42,6	0,01	1,26	0,88	21,52	1,3303664
Tuyau 31	88,92	42,6	0,01	0,74	0,52	8,41	0,7478172
Tuyau 32	114,67	63,8	0,01	3,62	1,13	20,48	2,3484416
Tuyau 33	80,98	27,2	0,01	0,67	1,15	60,64	4,9106272
Tuyau 34	120,42	53,6	0,01	1,99	0,88	16,21	1,9520082
Tuyau 35	53,43	34	0,01	0,99	1,09	41,40	2,212002
Tuyau 36	64,86	27,2	0,01	0,54	0,93	41,46	2,6890956

Les résultats obtenus dans la première simulation (cas de pointe), du réseau (A), montrent clairement que les pressions aux nœuds sont dans les normes entre 10 et 60 m, et les vitesses sont acceptables et sont comprises entre 0.5 et 1.5 m/s.

Les résultats obtenus dans la deuxième simulation (cas de pointe + incendie), on trouve des vitesses supérieures à 1.5 m/s et des pressions inférieures à 10 bars.

On doit dimensionner un autre réseau pour l'incendie pour le réseau de distribution (A).

IV.8.8.4. Deuxième simulation du réseau de distribution (B), cas d'incendie

➤ Etat des nœuds du réseau (B)

La deuxième simulation du réseau de distribution (B) est représentée dans la figure (IV.6).

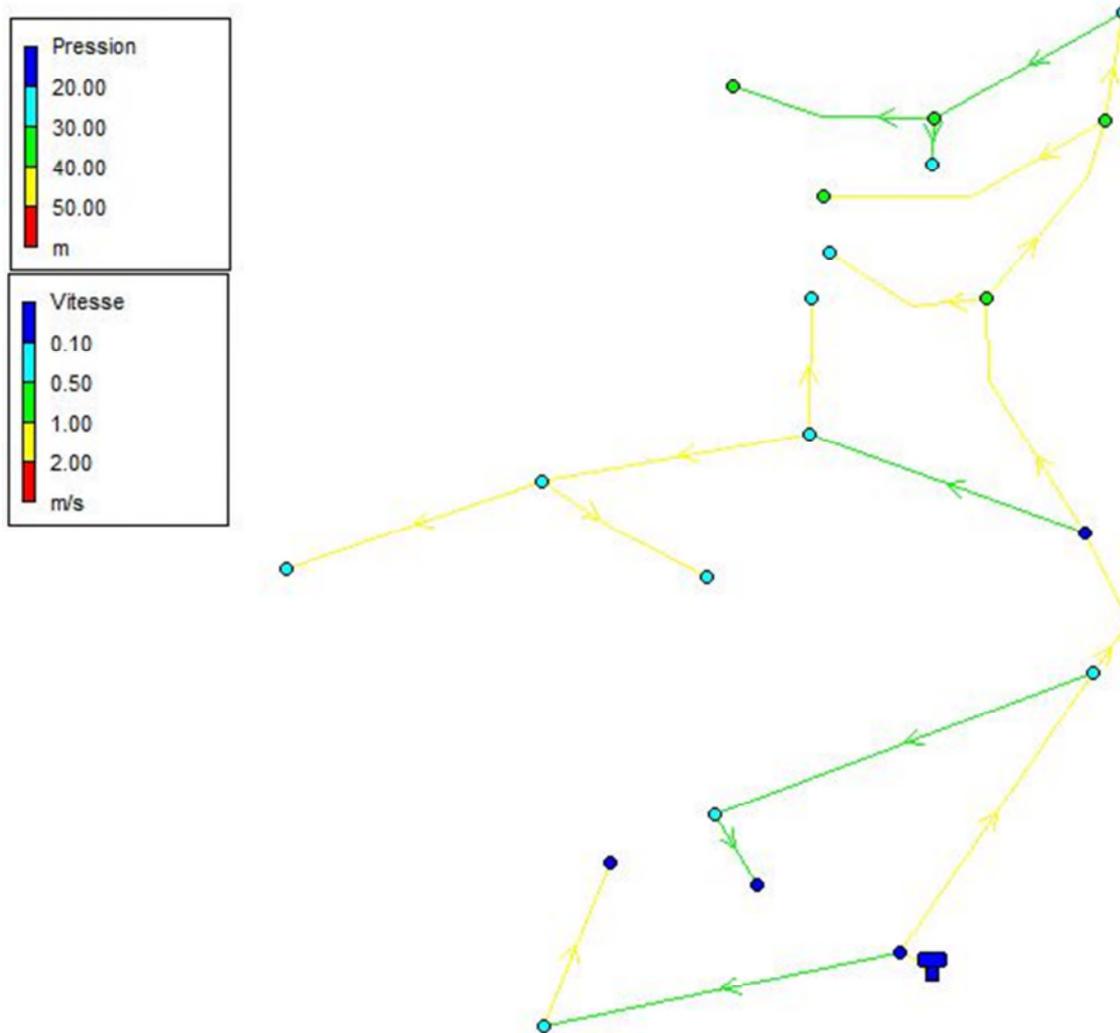


Figure (IV.6) : Réseau de distribution (B), cas d'incendie

L'état des nœuds est représenté dans le tableau (IV.10) ci-dessous :

Tableau (IV. 10) : Etat des nœuds du réseau (B), cas d'incendie

ID Nœud	Altitude (m)	Demande Base (LPS)	Charge (m)	Pression(m)
Réservoir 8	806	Sans Valeur	808.00	2.00
Nœud N38	799.6	0.105	807.77	8.17
Nœud N50	767.5	1.68	801.75	34.25
Nœud N51	769	1.048	795.68	26.68
Nœud N53	763	1.831	793.45	30.45
Nœud N52	765.8	1.33	797.80	32.00
Nœud N55	759.1	1.478	789.90	30.80
Nœud N56	759	0.278	788.36	29.36
Nœud N44	793.2	18.796	803.58	10.38
Nœud N49	768.1	1.633	789.98	21.88
Nœud N46	774.2	0.913	796.72	22.52
Nœud N47	773.7	1.226	797.03	23.33
Nœud N48	762.9	1.160	788.97	26.07
Nœud N57	748	1.245	786.61	38.61
Nœud N42	780.3	1.783	803.77	23.47
Nœud N43	788.4	0.49	803.02	14.62
Nœud N40	781	1.530	799.23	18.23
Nœud N41	780.3	1.39	805.75	25.45
Nœud N54	769	0.818	792.61	23.61
Nœud N45	780.2	2.292	800.84	20.64
Nœud N39	780.8	2.46	805.11	24.31

➤ **Etat des conduites du réseau (B)**

Après la première simulation du réseau de distribution (B), l'état des conduites est représenté dans le tableau (IV.11) ci-dessous :

Tableau (IV. 11) : Etat des conduites du réseau (B), cas d'incendie

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit.m/km	perte de charge (m)
Tuyau 51	131.8	34	0.01	1.05	1.15	46.02	6.065436
Tuyau 56	34.94	21	0.01	0.28	0.80	44.01	1.5377094
Tuyau 48	145.8	34	0.01	1.16	1.28	55.26	8.056908
Tuyau 43	62.83	34	0.01	0.49	0.54	11.88	0.7464204
Tuyau 41	174.95	176	0.01	39.39	1.62	11.52	2.015424
Tuyau 42	224.14	63.8	0.01	2.27	0.71	8.85	1.983639
Tuyau 52	167.24	79.2	0.01	6.98	1.42	23.62	3.9502088
Tuyau 57	156.3	42.6	0.01	1.25	0.87	21.09	3.296367
Tuyau 13	102.86	42.6	0.01	1.83	1.28	42.23	4.3437778
Tuyau 54	230.11	63.8	0.01	3.82	1.19	22.54	5.1866794
Tuyau 55	185.86	63.8	0.01	3.00	0.94	14.58	2.7098388
Tuyau 50	211.14	110.2	0.01	9.71	1.02	8.66	1.8284724
Tuyau 38	16.98	176	0.01	43.49	1.79	13.82	0.2346636
Tuyau 49	205.29	42.6	0.01	1.63	1.15	34.34	7.0496586
Tuyau 45	288.05	96.8	0.01	7.22	0.98	9.49	2.7335945
Tuyau 47	154.16	63.8	0.01	4.02	1.26	24.73	3.8123768
Tuyau 46	114.79	34	0.01	0.91	1.01	35.92	4.1232568
Tuyau 39	310.16	79.2	0.01	3.99	0.81	8.57	2.6580712
Tuyau 40	192.34	42.6	0.01	1.53	1.07	30.54	5.8740636
Tuyau 44	225.71	176	0.01	35.73	1.47	9.63	2.1735873

Après les deux simulations (cas de pointe et cas d'incendie) du réseau de distribution (B), on constate que :

- Toutes les pressions aux nœuds sont dans les normes entre 10 et 60 m.
- Toutes les vitesses sont acceptables et sont comprises entre 0.5 et 1.5 m/s.

IV.8.8.5. Troisième simulation cas de collecte de deux réseaux (A) et (B)

La troisième simulation des deux réseaux de distribution A et B à l'état la vanne est ouverte est représentée dans les figure (IV.7) et (IV.8) suivant :

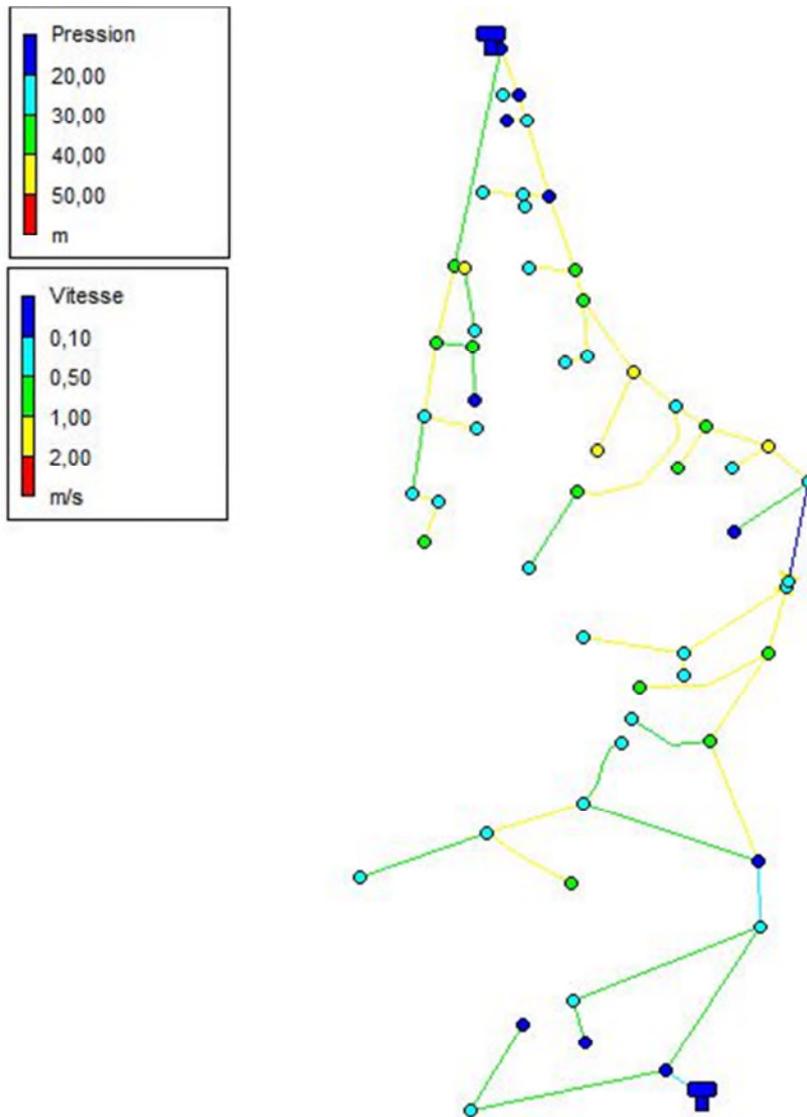


Figure (IV.7) : Réseau de distribution (A) et (B), cas de collecte

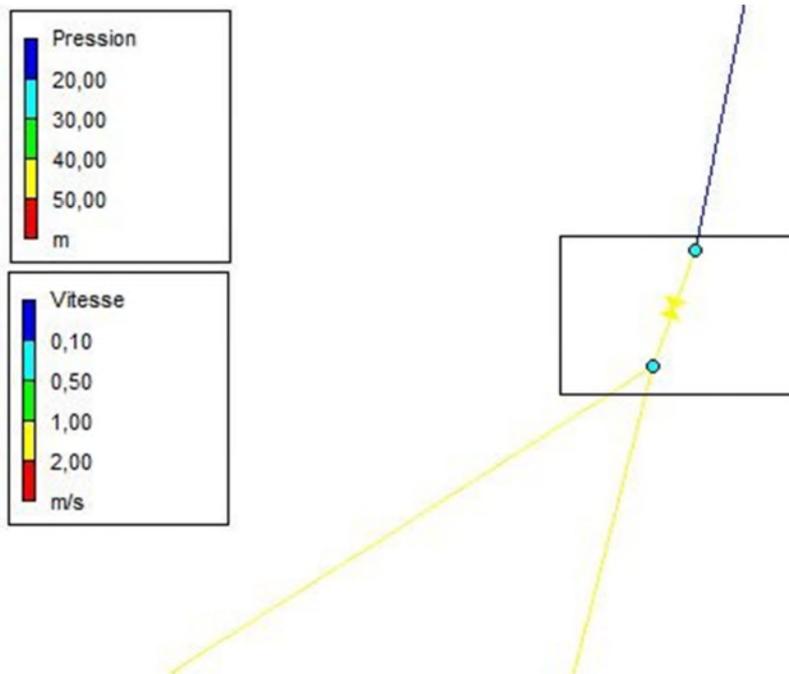


Figure (IV.8) : schéma d'agrandissement de la vanne

Remarque : D'après la simulation de toute le réseau (le cas de collecte de deux réseaux (A) et (B)) on trouve que les résultats sont les même, le réseau a équilibre.

IV.9. Conclusion

Le réseau de distribution doit fournir l'eau en quantité suffisante avec des pressions appropriées au consommateur, pour assurer le bon fonctionnement du réseau de distribution et sa durabilité dans le temps. Il nécessaire de prendre soin d'une bonne gestion et d'un entretien périodique des installations.

V.1. Introduction

La mise en place d'un système d'information géographique (SIG) pour le gestionnaire du réseau d'eau potable avec la constitution des bases de données descriptives du réseau et de son environnement, nous a semblé indispensable et un pré-requis à toute tentative d'analyse. Ce chapitre décrit précisément les travaux et réflexions qui ont permis de concevoir ce SIG « Eau potable ». Nous illustrons dans les paragraphes suivants quelles types de données ont été utilisées pour la mise en place du SIG « Eau potable », les étapes d'acquisition de ces données, ainsi que les possibilités offertes par les SIG pour faciliter le traitement des différents types de données.

V.2. Système d'information

C'est un ensemble de procédés opérés sur des données brutes pour produire une information qui sera utilisée pour la prise de décision. Il s'agit donc d'un ensemble d'étapes qui mèneront de l'observation et la collection des données à leur analyse.

Un système d'informations doit comporter une gamme complète de fonctions qui permettront à l'utilisateur d'atteindre ses objectifs, entendu l'observation, l'estimation, la description, l'explication, la prévision, la prise de décision,...etc.

V.3. Système d'information géographique pour le réseau D'AEP

Le SIG englobent en général quatre sous-systèmes:

- Un sous-système pour l'acquisition des données géographiques qui peuvent être d'origines diverses (événement de la conduite, la géologie,...etc.).
- Un sous-système de gestion de données pour le stockage, l'organisation et la recherche de données.
- Un sous-système d'analyse spatiale pour le traitement et l'exploitation des données géographiques.
- Et enfin, un système de présentation des résultats soit sous forme de carte par l'affichage graphique à l'écran ou par sorties cartographiques sur papier, soit sous forme de listes ou de tableaux.

V.4. Avantages liés à la mise en place de SIG pour le réseau D'AEP

L'application de SIG à la gestion des réseaux offre des possibilités suivantes [8] :

- Fournir les cartes : qui peuvent être employées pour faciliter la localisation des problèmes, des équipements et des clients. Les cartes peuvent également permettre d'avoir des informations relatives à l'état d'entretien passé et actuel des éléments du réseau dans n'importe quel secteur, pour peu que ces informations soient disponibles. Ces cartes peuvent être imprimées et mises à la disposition des équipes d'intervention pour faciliter leur travail.
- Fournir l'analyse de réseau et la possibilité d'effectuer des tracés qui peut être employée pour trouver d'autres équipements reliés. On peut par exemple exécuter un tracé de l'eau au niveau d'une portion du réseau pour identifier la (ou les) valves qui doit être fermée pour isoler un problème (une fuite, par exemple).

- Les SIG peuvent être utilisés pour identifier les équipements hydrauliques qui desservent un endroit choisi.

- Les SIG peuvent être employés pour conduire des équipages aux endroits de travail et pour réduire le temps de déplacement. Des SIG peuvent être utilisés pour faciliter en programmant et en assignant le travail d'entretien aux équipages qui sont dans un secteur spécifique.

V.5. Données et méthodologie

La mise en place d'un Système d'Information Géographique requiert une méthodologie particulière, du fait des nombreuses aptitudes requises pour l'accomplissement du travail. Il s'agit dans un premier temps d'identifier les données nécessaires, de les collecter avant de les intégrer au système.

V.5.1. Les données requises et leur mode d'acquisition

Pour atteindre les objectifs visés par cette étude, une gamme variée de données a été utilisée. Il s'agit entre autres de cartes, des documents divers, des plans, des photos, de données numériques,...etc.

Pour l'élaboration d'un Système d'Information Géographique; on a utilisé le logiciel MapInfo professionnel 8 (version française). Le réseau d'AEP de l'exemple étudié et celui de la ville de DRAA BENGUENIF de la commune de MEDEA, wilaya de MEDEA.

Les informations qui font l'objet de l'ossature plan d'occupation du sol et du réseau dans MapInfo sont également représenté comme suit:

V.5.2. Plan du masse

Premièrement convertir le plan de masse format DXF au format TAB ainsi que créer un table nommé (NON_BATI) de type caractère, qui englobe tout les objets du plan comme (les bâtiments, les routes, les bords, espace vert et limites du plan).

V.5.3. Réseau D'AEP projté

Le réseau de distribution est représenté par un ensemble de segments le long desquels les diameters des canalisations sont indiqués, ainsi que, tous les éléments du réseau.

La structure du réseau d'AEP se fait par :

- Créer un tableau nommé (conduites distribution) qui comporte les champs suivants :
 - Numéro (Num_ entier court)
 - Longueur (flottant)
 - Diamètre de tuyaux (flottant)
 - Vitesse d'écoulement (flottant)

Enregistrer le tableau et commencer le traçage du réseau D'AEP d'après active la carte par l'item « carte /contrôle des couche » et sélectionner sont tableau

V.5.4. Réseau d'adduction

Le tracé du réseau d'adduction se fait par l'ensemble des segments et indique les résultats dans la table Réseaux adduction.

La structure de ce réseau est comme suit :

- Crée un tableau nommé (Réseaux _ adduction) accompagnant les champs suivants :
 - Type d'adduction (ID adduction, caractère).
 - Diamètre de conduite (Diamètre, flottant).
 - Matériaux de la conduite (Matériaux, caractère).

Après l'enregistrement des données, activer la carte par « Contrôle des couches » et sélectionner son tableau.

V.5.5. Les Réservoirs

Les principales caractéristiques des réservoirs sont:

- Identifier de réservoir (ID_Réservoirs, caractère).
- Type de réservoir (Type, caractère).
- Capacité du stockage (capacité_du_stockage, flottant).
- La cote de radier (Altitude_du_radier, flottant).représenté dans (figure V.1)

Le schéma du plan de masse représenté dans la figure (V.2) ci-dessous :

V.6. Conclusion

Ce chapitre avait pour but de décrire le développement de la base des données géographiques indispensable pour la zone d'étude. A partir des différentes données concernant le réseau (diamètre, matériaux, ..., etc.) et les ouvrages (réservoirs,...etc.), les constructions (bâtiment,...etc.) à l'aide de SIG.

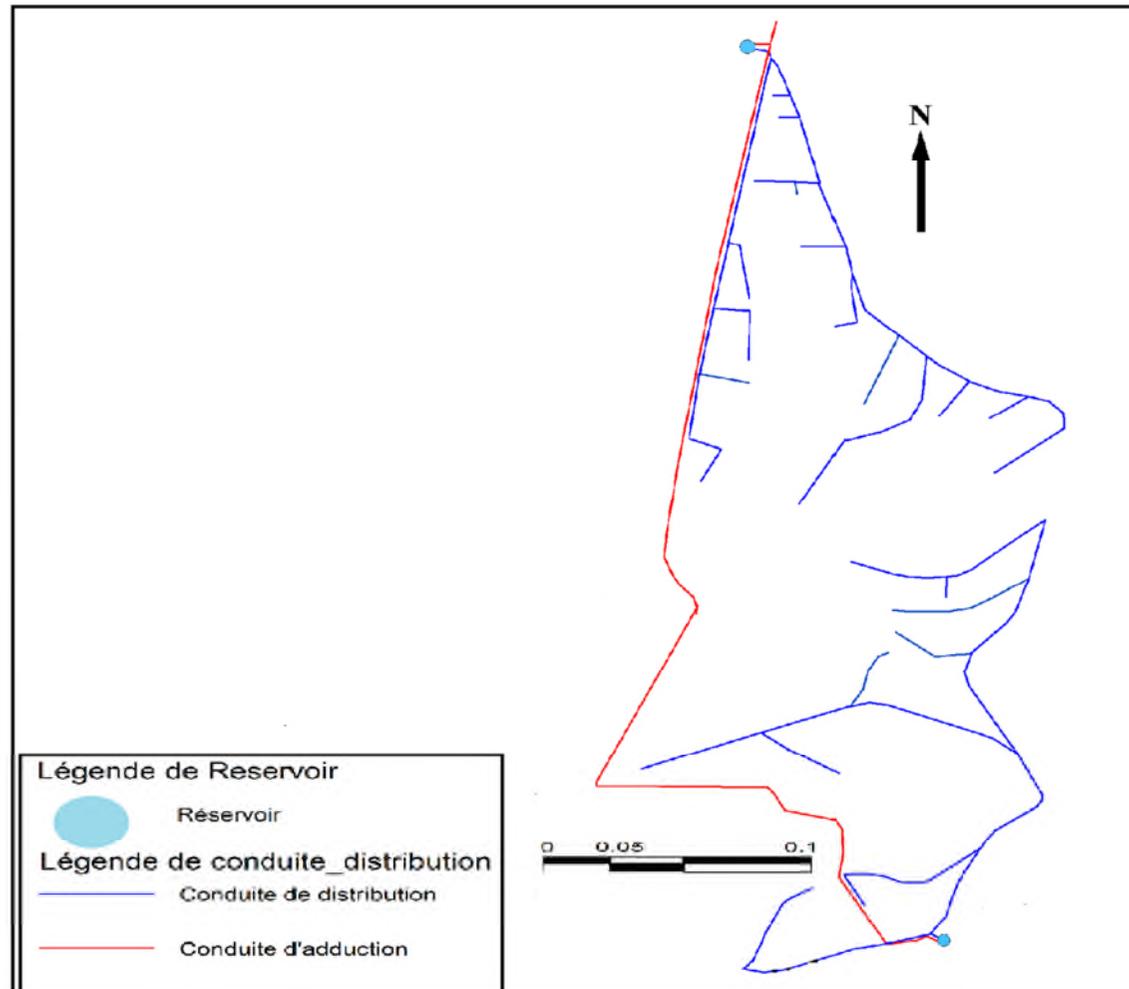


Figure (V.1) : Schéma du réseau de distribution, Réseau d'adduction et les ouvrages de stockage

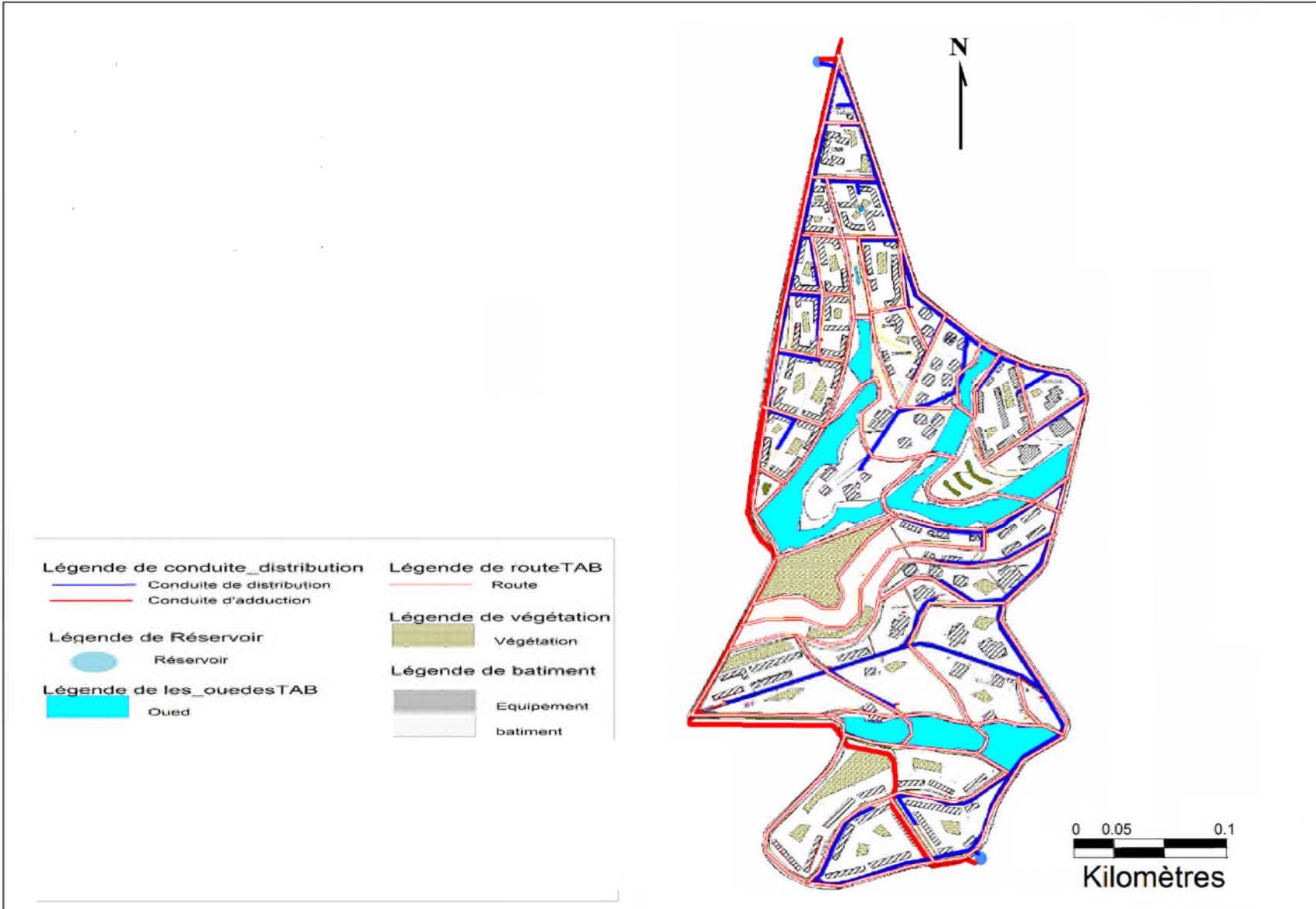


Figure (V.2) : Schéma du plan de masse

CONCLUSION GENERALE

La présente étude a englobé tous les points qui touchent le plan spécifique à la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable.

Nous signalons que durant cette étude, une priorité a été donnée surtout au côté technique pour assurer une pression convenable et un débit suffisant aux abonnés.

Dans un premier temps, un important travail de collecte des données sur les caractéristiques du POS.

Deux réservoirs semi-enterrés ont été dimensionnés :

- Réservoir (1) placé à la cote 806 m de volume de 500 m^3 et 11 m de diamètre pour la zone 1.
- Réservoir (2) placé à la cote 806 m de volume de 400 m^3 et 10 m de diamètre pour la zone 2.

Pour le dimensionnement de, la conduite d'adduction gravitaire, nous avons choisi les conduites en PEHD (PN 10) comme suite :

- La conduite ($P_p - P_A$) avec un diamètre de 200 mm et une vitesse de 1.25 m/s.
- La conduite ($P_A - R_1$) avec un diamètre de 160 mm et une vitesse de 1.12 m/s.
- La conduite ($P_A - R_2$) avec un diamètre de 160 mm et une vitesse de 0.81 m/s.

Par ailleurs et à l'aide du logiciel EPANET, nous avons dimensionné un réseau de distribution avec la fourchette de diamètre qui varie entre 20 et 200 mm en PEHD (PN10), la longueur totale du réseau est 6535.35 m.

Afin de bien exploiter le réseau et notamment de prendre la discision dans le temps qu'i faut, nous avons élaboré un SIG sous le logiciel MapInfo regroupant toutes les cartes et les plans (référenciés) du réseau dans plusieurs couches superposables et avec l'ensemble des données nécessaires.

Cette étude nous a permis de mettre en pratique, toutes les connaissances que nous avons acquises dans tous le domaine de l'hydraulique durant notre cycle de formation, et j'espère que, ce modeste travail servira, aux autorités civiles ainsi qu'aux entreprises d'exécutions des travaux, comme référence, pour la réalisation de ce projet.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Données démographique et climatiques, Service d'APC de la commune de MEDEA, Wilaya de MEDEA.
- [2] Données pluviométriques, Service d'APC wilaya de MEDEA.
- [3] **Bonvin, J.,**: Hydraulique urbaine I . Version ,2005.
- [4] **BOUHIRED, B., et BOURARECH, S. ,** : Diagnostique et étude du réseau d'AEP de la partie Nord du chef lieu de BORDJ MIRA (Wilaya de BEJAIA) . Mémoire de fin d'étude Master Université de Bejaia, 2011, 102 pages.
- [5] **DUPONT, A,** Hydraulique urbaine : Ouvrage de transport, élévation et distribution des eaux , Tom II, Edition EYROLLES, 1979.
- [6] Formulaire EPANET.
- [7] **KSOURI, S. et IBRAHIM, N.,** : Renforcement du réseau d'alimentation en eau potable de chef lieu de la commune d'Akbou (Wilaya de Bejaia) à partir de barrage de Tichy-haf .Mémoire de fin d'études, Ingéniorat, Université de Bejaia, 2010.
- [8] **Doumi, W.,** *Conception d'un schéma directeur D'AEP de la ville RAS EL MA (W.Sétif) Elaboration d'un SIG d'aide à la Décision. Mémoire de fin d'étude Master Université de M'SILA.*2012, 97 pages.

LOGICIELS UTILISES

- **AUTOCAD 2010** : pour le tracé du levé topographique, et le tracé des réseaux (d'adduction et distribution).
- **EPACAD** : pour convertir les fichiers AUTOCAD vers l'EPANET.
- **EPANET** : pour le dimensionnement des réseaux de distribution.

Annexe (2) : Réparation des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

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

*Annexe (3) : Conduite PEHD PN10**TUBE PE**TUBE PEHD EAU POTABLE PN 10*

Diamètre Extérieure (mm)	Epaisseur (mm)	Diamètre Intérieur (mm)
20	2.0	16
25	2.0	21
32	2.4	27.2
40	3	34
50	3.7	42.6
63	4.7	53.6
75	5.6	63.8
90	5.4	79.2
110	6.6	96.8
125	7.4	110.2
160	9.5	141
200	11.9	176.2
250	14.8	220.4
315	18.7	277.6
400	23.7	352.6
500	29.7	440.6
630	37.4	555.2

ملخص:

في أغلب الحالات تكون المصادر المائية الصالحة للشرب بعيدة عن السكان و من أجل هذا السبب يتوجب علينا أن نخطط لوضع قنوات لجر هذه المياه إلى الخزانات. هذه الأطروحة تشمل كل الجوانب التي لها علاقة مع المخطط النوعي لدراسة شبكة التوزيع للمياه الصالحة للشرب لبلدية ذراع بن غنيف، ولاية المدية ، من أجل تحقيق الاستجابة النوعية والكمية لطلبات السكان. هذه الدراسة تهدف إلى التعرف على جميع الهياكل والمعدات اللازمة لضمان وجود الإمدادات الكافية من الماء الشروب وتحسين قدرات الإنتاج والتوزيع ومن أجل تزويد المدينة تحت ظروف هيدروليكية جيدة للتوزيع في الأوقات العادية و في أوقات النقص.

كلمات المفاتيح: ربط، خزان، نظام المعلومات الجغرافية، التوزيع.

Résumé:

Dans la plupart des cas, les sources d'eau potables sont loin de la population et pour cette raison, nous devons planifier pour la pose de conduites pour puiser de l'eau dans les réservoirs. Le présent mémoire comprend tous les aspects nécessaires à l'étude du réseau de distribution d'eau potable de la municipalité de Draa Ben Guenif, Wilaya de MEDEA afin d'obtenir une réponse sur la qualité et la quantité des demandes de la population. Cette étude vise à identifier toutes les structures et les équipements nécessaires pour assurer un approvisionnement suffisant en eau potable et d'améliorer les capacités de production et de distribution, et en vue de doter la ville dans de bonnes conditions pour la distribution en temps normal et en temps de pénurie.

Mots clés : Adduction, Réservoir, SIG, Distribution.

Abstract:

In Most cases, the source of drinking water are far from people and for this reason we have to plan the installation of water pipes to the tanks. The present memory includes all necessary aspects for the study of the drinking water distribution network in the Draa Ben Guenif, (MEDEA), to obtain a reponse for the quality and quantity of the poplation needs. This study aims to identify all structures and equipement needed to ensure en adequate supply of drinking water and to improve the capacities of production and distribution, and to provide the city in good condition for the normal distribution and in times of shortage.

Key words : Adduction, Tank, GIS, Distribution.