



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

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

AYADI Sonia

BENHADDAD Massinissa

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

Option : **Hydraulique urbaine**

INTITULE :

**DIMENSIONNEMENT DES RESEAUX D'AEP DE LA COMMUNE DE
TIBANE, DAIRA DE CHEMINI
WILAYA DE BEJAIA**

Soutenu le /06 /2018 devant le jury composé de :

- Président : **M^r IKNI Tahar**
- Promoteurs : **M^r BERREKSI Ali**
M^r HAMANI Sofian
- Examineur : **M^r HAMMOUCHE Abderrahmane**

Remerciement

En premier lieu nous remercions le bon dieu pour nous avoir accordé la santé, la paix, le courage, et la patience d'accomplir ce travail.

*Au terme de cette modeste étude, Nous tenons à exprimer toute notre gratitude pour notre promoteur **Mr BERREKSI Ali** pour ces judicieux conseils ainsi que sa disponibilité tout au long de l'élaboration de ce travail.*

Nous tenons aussi à exprimer nos vifs remerciement à toute les personnes qui nous ont aidées toute au long de notre de travail.

*Notre respect s'adresse aux membres de jury « **Mr IKNI Tahar** et **Mr HAMOUCHE Abderrahmane** » qui nous feront l'honneur d'apprécier ce travail.*

Nos remerciements à nos enseignants qu'ont contribués à notre formation.

Nous remercions également toutes les personnes qu'ont attribuées pour atteindre ce qu'on est devenu aujourd'hui.

Dédicaces

Avec l'aide et la grâce de dieu est achevé ce modeste travail que je dédie à :

Mes parents LAZIZ et NDJIMA pour leurs sacrifices et amours durant toutes mes années d'études

Mon frère WALID

Mes sœurs SIHAME, LYSA et MELISSA

Toute la famille AYADI

Tous ceux qui m'ont encouragé pendant la durée de la réalisation de ce travail

Tout le personnel et tous mes collègues qui m'ont soutenus au long de mes études,

Au niveau de l'université de BEJAJA.

Merci pour tous

Liste des tableaux

Tableau (I.1) : Répartition des villages par zones	5
Tableau (I.2) : Liste des ouvrages existants du réseau étudié 3	6
Tableau (I.3) : Estimation de la population à l'horizon de 2050	7
Tableau (I.4) : Besoins domestiques	9
Tableau (I.5) : Besoins sanitaires	10
Tableau (I.6) : Besoins scolaires	10
Tableau (I.7) : Besoins sportifs	10
Tableau (I.8) : Besoins socio-culturels	11
Tableau (I.9) : Besoins administratifs	11
Tableau (I.10) : Besoins industriels	12
Tableau (I.11) : Estimation du débit d'équipement pour l'horizon 2050	13
Tableau (I.12) : Majoration de la consommation moyenne journalière totale	14
Tableau (I.13) : Débit maximum journalier	15
Tableau (I.14) : Variation des valeurs de β_{max}	16
Tableau (I.15) : Détermination des valeurs des coefficients K_{maxh} en fonction du nombre d'habitants..	17
Tableau (I.16) : Récapitulatif des résultats	17
Tableau (II.1) : Dimensionnement du réservoir R01(Tilmatine).....	23
Tableau(II.2) : Dimensionnement du réservoir R02 (Tizi Laraief).....	25
Tableau (II.3) : Dimensionnement du réservoir R03 (Maxène + Tighilt).....	26
Tableau (II.4) : Dimensionnement du réservoir R04 (Aith Chetla + Aith Oublaïd)	28
Tableau (II.5) : Dimensionnement du réservoir R05(Taourirth)	30
Tableau (II.6) : Dimensionnement du réservoir R06 (Tibane).....	32
Tableau (II.7) : Dimensionnement du réservoir R07 (Aguelmim)	33
Tableau (III.1) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon R07-R01.....	43
Tableau (III.2) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon R01-B.CH	45
Tableau (III.3) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon B.CH-R02	46
Tableau (III.4) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon R01-R06.....	47
Tableau (III.5) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon R06-R05.....	49

Liste des tableaux

Tableau (III.6) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon R05-R04.....	50
Tableau (III.7) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon R05-R03.....	51
Tableau (III.8) : Calcul de la Hmt du tronçon SR01- SR02.....	53
Tableau (III.9) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SR01- SR02.....	53
Tableau (III.10) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SR01- SR02.....	54
Tableau (III.11) : Calcul des frais totaux du tronçon SR01-SR02.....	54
Tableau (III.12) : Calcul de la Hmt du tronçon SR02-SR03.....	55
Tableau (III.13) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SR02-SR03.....	55
Tableau (III.14) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SR02-SR03.....	55
Tableau (III.15) : Calcul des frais totaux du tronçon SR02-SR03.....	56
Tableau (III.16) : Calcul de la Hmt du tronçon SR03-R01.....	57
Tableau (III.17) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SR03-R01.....	57
Tableau (III.18) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SR03-R01.....	57
Tableau (III.19) : Calcul des frais totaux du tronçon SR03-R01.....	57
Tableau (III.20) : Coefficients de rugosité pour les tuyaux neufs.....	59
Tableau (III.21) : la correspondance entre les différents coefficients.....	59
Tableau (III.22) : Les expressions des coefficients de résistance et des valeurs de l'exposant.....	60
Tableau (III.21) : Tableau récapitulatif des diamètres trouvés.....	60
Tableau (IV.1) : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.....	84
Tableau (IV.2) : Tableau récapitulatif des pompes choisies pour les stations de reprise.....	93
Tableau (V-1) : Tableau récapitulatif des dépressions et surpressions de différents tronçons.....	105
Tableau (V.2) : les temps de retour de l'onde des conduites ayant une surpression.....	107
Tableau (VI-1) : Détermination des débits aux nœuds avals.....	114
Tableau (VI.2) : Etat des nœuds du réseau.....	119
Tableau (VI.3) : Etat des conduites du réseau.....	121
Tableau (VI.4) : Caractéristiques des nœuds du réseau après l'implantation des réducteurs de pression.....	123

Liste des figures

Figure (I.1) : Situation géographique de la commune de Tibane.....	2
Figure (I.2) : Image de Tibane prise de Google Earth.....	3
Figure (II.1) : Schéma synoptique du réseau d'adduction existant de la commune de Tibane.....	18
Figure (III.10) : Schéma synoptique du réseau d'adduction de la zone d'étude.....	61
Figure (III.1) : Résultat obtenu après simulation du tronçon R07-R01.....	60
Figure (III.2): Résultat obtenu après simulation du tronçon R01-B.CH.....	61
Figure (III.3): Résultat obtenu après simulation du tronçon B.CH – R02.....	62
Figure (III.4): Résultat obtenus après simulation du tronçon R01-R06.....	63
Figure (III.5): Résultat obtenus après simulation du tronçon R06-R05.....	64
Figure (III.6): Résultat obtenu après simulation du tronçon R05-R03.....	65
Figure (III.7): Résultat obtenu après simulation du tronçon R05-R04.....	66
Figure (III.8): Résultat obtenu après simulation du tronçon SR02 – SR03.....	67
Figure (III.9): Résultat obtenu après simulation du tronçon SR03 – R01.....	68
Figure (IV.1) : Eléments constitutifs d'une turbomachine.....	75
Figure (IV.2) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	76
Figure (IV.3) : Point de fonctionnement d'une pompe.....	78
Figure (IV.4) : Recherche du point de fonctionnement désiré par réduction du temps de pompage.....	79
Figure (IV.5) : Recherche du point de fonctionnement désiré par étouffement.....	80
Figure (IV.6) : Recherche du point de fonctionnement désiré par étouffement.....	81
Figure (IV.7) : Recherche du point de fonctionnement désiré par variation de la vitesse de rotation.....	82
Figure (IV.8) : Couplage en parallèle.....	83
Figure (IV.9) : Couplage en série.....	84
Figure (IV.10) : Graphe des courbes N.P.S.H.....	86
Figure (IV.11) : Courbes caractéristiques de la pompe de la SR01.....	87
Figure (IV.12) : Courbes caractéristiques de la pompe de la SR02.....	90
Figure (IV.13) : Courbes caractéristiques de la pompe de la SR03.....	92
Figure (V.1) : Contraction de la conduite (phase 1 du phénomène).....	95
Figure (V.2) : Ecoulement en sens inverse (phase 2 du phénomène).....	95
Figure (V.3) : Dilatation de la conduite (phase 3 du phénomène).....	96
Figure (V.4) : Retour aux conditions initiales (phase 4 du phénomène).....	96
Figure (V.5) : Volant d'inertie.....	100
Figure (V.6) : Cheminée d'équilibre.....	100
Figure (V.7) : Soupape de décharge.....	101

Liste des figures

Figure (V.8) : Ventouse.....	102
Figure (V.9) : Principe de fonctionnement d'un réseau d'aire.....	103
Figure (VI.1) : Réseau maillé.....	109
Figure (VI.2) : Réseau ramifié.....	109
Figure (VI.3) : Schéma d'ossature du réseau de distribution de la zone de Tizi Laraeif.....	110
Figure (VI.4) : Sens d'écoulement et débit au niveau des tronçons et pression au niveau des nœuds du réseau du village de Tizi Laraeif.....	116
Figure (VI.5) : Sens d'écoulement et la vitesse du réseau du village de Tizi Laraeif.....	117
Figure (VI.6) : La pression aux nœuds du réseau après l'implantation des réducteurs de pression.....	122

Liste des symboles et abréviations :

A : Amortissement annuel (Annuité)
a : Célérité de l'onde (m/s)
A_R : Le coefficient de résistance
B : Valeur du coup de bélier (m)
B_e : L'exposant du débit
CR : Côte Terrain Naturel en (m).
CT : Côte Trop Plein en (m).
D : Diamètre de réservoir
D_c : Diamètre de la conduite
D_{ext} : Diamètre extérieur (m)
D_{max} : Diamètre maximale de la conduite
D_{min} : Diamètre minimale de la conduite
D_n : Diamètre normalisé
D_{int} : Diamètre intérieur (m)
D₁ : Diamètre donné par BONNIN (m)
D₂ : Diamètre donné par BRESS (m)
E : Energie consommée par la pompe (KWh)
e : Épaisseur de la conduite (mm)
e' : Prix unitaire du KWh
f : Facteur de friction
F_{am} : Frais d'amortissement
F_{exp} : Frais d'exploitation
F_{tot} : Frais totaux
g : Accélération de la pesanteur (m/s²)
H : Hauteur de l'eau dans le réservoir
H_{ext} : Pression externe
H_g : Hauteur géométrique
H_l : Perte de charge linéaires (m)
H_s : Perte de charge singulière (m)
H_{mt} : Hauteur manométrique total de la pompe (m)
H_{inc} : Hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir (m)
h : Perte de charge engendrée par le vannage
h_L : Perte de charge entre deux nœuds
i : Taux d'annuité (i=8%)
J : Perte de charge linéaire en (m/ml)
J_a : Perte de charge à l'aspiration en (m)
K : Coefficient de rugosité de la conduite (mm)
K_c : Coefficient dépendant de la nature de la conduite
K_{max.h} : Coefficient de variation horaire maximale
K_{max.j} : Coefficient d'irrégularité qui dépend de l'importance de l'agglomération
L : Longueur de la conduite (m)
L_i : Longueur alimentée par le tronçon concerné (m)
m : Coefficient de rognage
N : La vitesse de rotation (tr/min)
N_i : Nombre d'habitant
N' : Nouvelle vitesse de rotation (tr/min)
NPSH_d : La charge minimale disponible à l'aspiration
NPSH_r : La charge nette minimale à l'aspiration

n : Nombre d'année séparant l'année de référence
n_m : Coefficient de rugosité de Manning
P_a : Puissance absorbée par la pompe en (KW)
P_{a'} : Puissance absorbée (KW)
P_U : Prix unitaire de la conduite (DA/ml)
P_{max} : Résidu maximal dans le réservoir en (%)
P_n : La population à l'horizon d'étude
P_o : La population de l'année de référence
P₀ : Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m)
PEHD : Polyéthylène haute densité
PK : Point de piquage
PN : Pression nominal
Q : Débit véhiculé en (m³/s)
Q_{moy,j} : Débit moyen journalier en (m³/j)
Q_{équi} : Besoins d'équipements
Q_{dome} : Besoins domestiques
Q_{max,j} : Débit maximum journalier en (m³/j)
Q_{max,j} : Consommation maximale journalière en (m³/j)
Q_{ref} : Débit à refouler (m³/s)
Q_p : Débit de pointe (l/s)
Q_s : Débit spécifique (l/s.m)
Q_i : Débit au nœud l/s
q : Dotation moyenne journalière (l/j.cons)
R : Réservoir
R_e : Nombre de Reynolds
RQ² : Valeur de la perte de charge au point considéré (m)
R⁺_{max} : Excédent en eau à différentes heures de la journée
R⁻_{max} : Insuffisantes en eau à différentes heures de la journée
SR : Station de reprise
T_{ac} : Taux d'accroissement actuel
T_p : Température de l'eau en degré
T' : Temps de pompage
T_v : La pression de vapeur maximale de l'air
T_f : Temps de fermeture des vannes
T_{vp} : Pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée
t_r : temps de retour de l'onde de déformation (s)
t_p : Nombre d'heures de pompage
V : Vitesse d'écoulement en (m/s)
V₀ : Vitesse de l'eau dans la conduite en régime normal (m/s)
V_R : Volume de réservoir
V_T : Volume totale de réservoir
V_{st} : Volume de la station de reprise
V_{inc} : Le volume d'incendie (120m³)
V_{max} : La vitesse maximale de l'écoulement qui est de 1,5 m/s
V_{min} : La vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0,5 m/s
V_{Max} : Volume maximal de stockage
Z₀ : Pression absolue dans la conduite(m)
Z_{max} : Valeur maximale de la pression (surpression)
Z_{min} : Valeur minimale de la pression (dépression)
α_{max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort

- β_{\max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant
 ν : Viscosité cinématique
 η : Rendement de la pompe en (%)
 λ : Coefficient de frottement de DARCY
 ζ : Coefficient d'ouverture de la vanne
 ε : coefficient de rugosité de Darcy-Weisbach (m)
 Δh_t : les pertes de charge totale
 Δh_v : Perte de charge créée par la vanne
 $\sum L_i$: la somme des longueurs des tronçons du réseau (m)
 ρ : Masse volumique de l'eau

Liste des profils et plans de détails

Schémas synoptique des zones de distribution

Schémas synoptique de l'adduction existante

Schémas synoptique des réservoirs projetés

Schémas synoptique générale de l'adduction projetée

Profils en long de l'adduction gravitaire : R07 Aguelmime – R01 Tilmatine

Profils en long de l'adduction gravitaire : R01 Tilmatine – Brise de Charge

Profils en long de l'adduction gravitaire : Brise de Charge – R02 Tizi Laraief

Profils en long de l'adduction gravitaire : R01 Tilmatine – R06 Tibane

Profils en long de l'adduction gravitaire : R06 Tibane – R05 Taourirth

Profils en long de l'adduction gravitaire : R05 Taourirth – R03 Maxène + Tighilt

Profils en long de l'adduction gravitaire : R05 Taourirth – R04 Athe Chetla+Athe Oublaide.

Profils en long de l'adduction gravitaire : SR02 Taourirth – SR03 Tibane

Profils en long de l'adduction gravitaire : SR Tibane – R01 Tilmatine

Tracé en plan du réseau de distribution du village Tzi Laraief

Introduction générale

Introduction générale

Introduction Générale

L'eau, élément essentiel à toute forme de vie, a toujours influencé la vie de l'homme, de par son mode de vie et ses activités, la sédentarisation de l'espèce humaine dépendait principalement de la proximité des points d'eau, formant ainsi des communautés qui n'ont cessé de se développer jusqu'à l'état actuel de notre civilisation.

L'expansion démographique, l'élévation du niveau de vie et le développement des activités économiques ont engendré une demande en eau potable croissante dans la commune de Tibane (Wilaya de Bejaia). Devant une telle situation, il est impératif d'assurer le transfert des eaux potables de la source aux usagers.

Dans ce contexte, l'objectif du présent travail est de contribuer au dimensionnement du réseau d'AEP de la commune de Tibane à partir d'un piquage au niveau de la conduite de transfert des eaux du barrage Tichi-Haf et le forage du Taazibt, pour répondre confortablement à la demande en eau pour l'horizon d'étude 2050.

Pour mener à bien cette étude, on doit rassembler toutes les données nécessaires à savoir : les plans de masse et topographiques, nombre d'habitant, équipement,....etc.

Afin d'aboutir aux objectifs du projet, l'étude est structurée en six chapitres :

Le chapitre I qui va porter sur la présentation globale de la zone d'étude. Une collecte de données auprès des services concernés est nécessaires pour l'estimation des besoins en eau potable actuels et à l'horizon 2050.

Dans le deuxième chapitre, nous allons concevoir et dimensionner les réservoirs de stockage projetés ainsi que les stations de reprise qui servent à l'adduction et la distribution pour les différents villages.

Le dimensionnement des conduites d'adduction va faire l'objet du troisième chapitre où on se basera sur l'influence des paramètres techno-économiques.

Le choix des pompes à utiliser pour les stations de pompage, en tenant compte de celles qui donnent le meilleur rendement, sera détaillé dans le quatrième chapitre. Ce choix se fera à l'aide du catalogue numérique du choix des pompes.

Dans le chapitre qui suit (chapitre V) on va aborder le phénomène du coup de bélier et mettre en œuvre les moyens de protection qui s'impose si c'est nécessaire.

Quand au dernier chapitre, il sera consacré au dimensionnement du réseau de distribution du village Tizi Laraeif, et ceci en exploitant le logiciel EPANET.

On termine notre étude par une conclusion générale.

Chapitre I

Chapitre I

Présentation du site et estimation des besoins

Présentation du site et estimation des besoins

I.1. Introduction

La présente étude a pour objectif l'alimentation en eau potable de la commune de Tibane, Daïra de Chemini, Wilaya de Bejaia; pour cela, on a commencé ce travail par une collecte de toutes les données nécessaires à cette étude.

Ce chapitre consiste à développer deux points essentiels. Le premier point est consacré à la présentation de l'aire d'étude de point de vue géographique, géologique, climatique, hydraulique et démographique; et le deuxième point est consacré à estimer les besoins en eau qui sont nécessaires pour le dimensionnement d'un réseau d'eau potable.

I.2. Situation de la région

I.2.1. Situation géographique

La commune de Tibane, fait partie de la Daïra de Chemini, Wilaya de Bejaia, elle se situe à environ 55 Km au Sud-Ouest du Chef-lieu de Wilaya (Figure (I.1)).

Elle est limitée au Nord par la forêt d'Akfadou, au Sud par la commune d'EL Flaye, à l'Est par la commune de Tinebdar et à l'Ouest par la commune de Souk Oufella.

La commune est traversée par le CW 173 qui la relie à la wilaya de Tizi Ouzou.

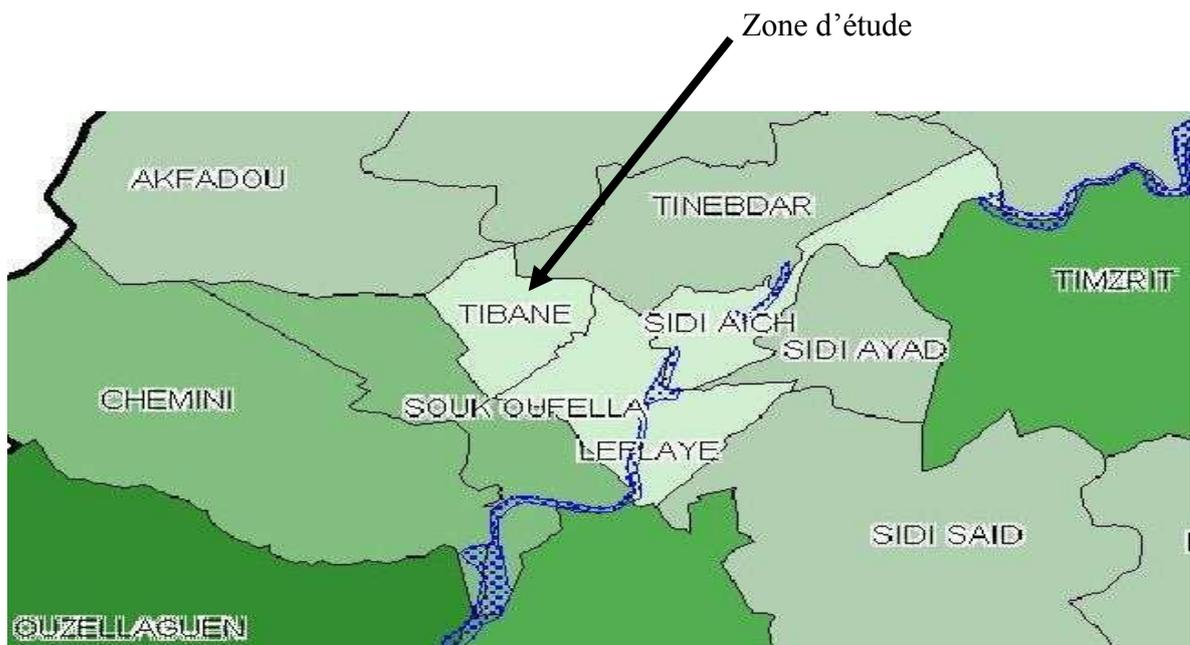


Figure (I.1) : Situation géographique de la commune de Tibane

La commune de Tibane s'étend sur une superficie de 5.40 Km² soit 540 hectares et comptait lors du dernier recensement (RGPH 2008), une population de 5059 habitants. Soit une densité de 966 habitants par kilomètre carré [1].

Se situant sur les hauteurs de Sidi Aich, elle culmine entre 725 m au niveau du Chef-lieu et 450 m plus bas au niveau du village Ait Oubelaid. Les coordonnées géographiques du centre sont [1] :

- Latitude : 36°36'49''Nord.
- Longitude : 4°39'02''Est.

Les localités y faisant partie sont : Tibane, Taourirth, Mezgoug, Tizi Laraief, Ait Chettla, Tighilt, Ait Oubelaid, Maxène et Takorabt. Celles-ci se situent toutes à la périphérie du CW 173 reliant entre elles les communes de Sidi Aich, Tinebdar, El Flaye, Tibane, Souk Oufella et Chemini (Figure (I.2)).

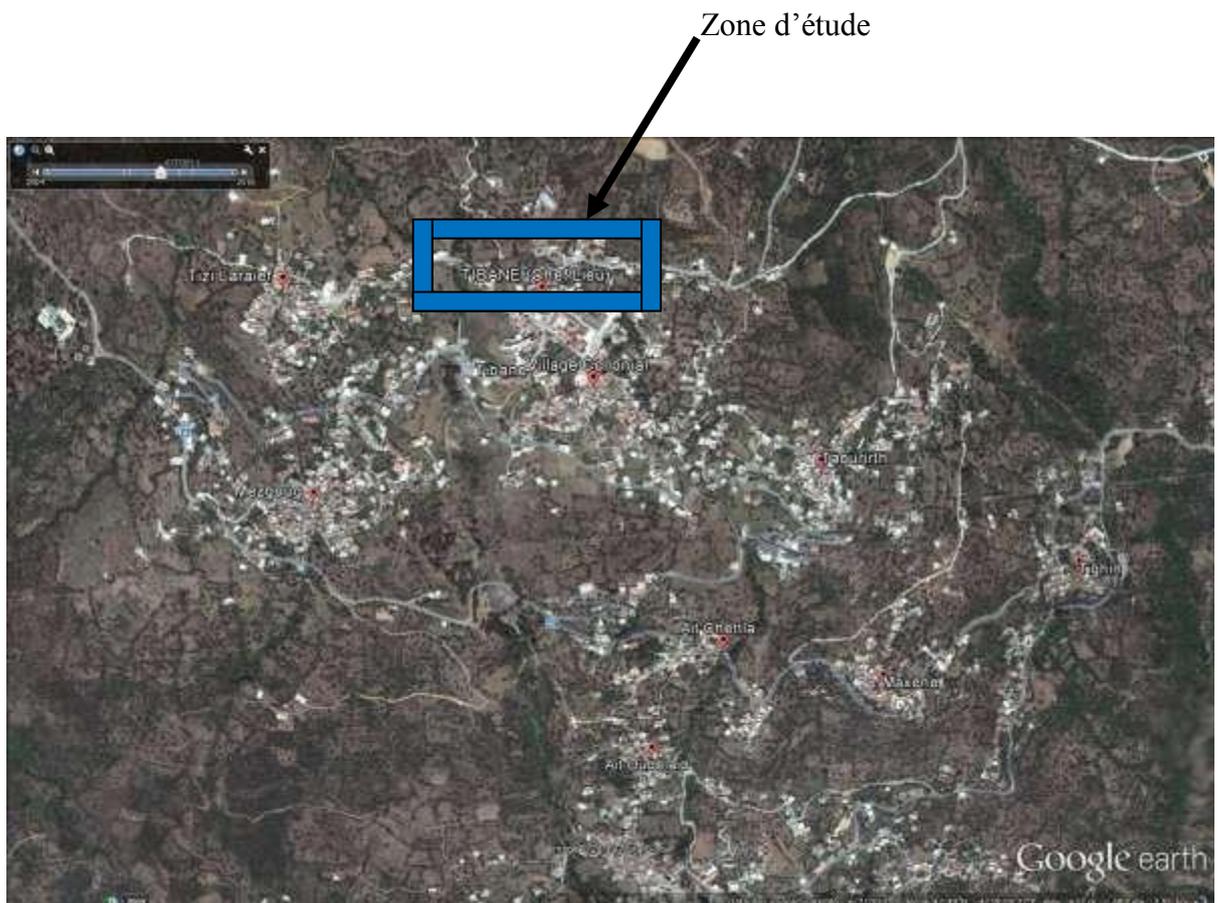


Figure (I.2) : Image de Tibane prise de Google Earth

I.2.2. Relief et topographie

La topographie est un élément à tenir en compte en tout projet hydraulique qu'elle qu'en soit la nature.

Le périmètre en question se situe dans une zone montagneuse à caractère rural, et de relief accidenté, présentant ainsi de fortes pentes favorisant l'écoulement superficiel, ce qui limite les infiltrations ; la seule zone à pente modérée se situe aux alentours du siège de l'APC. Le périmètre d'étude fait partie des hauteurs de Sidi Aich, au-dessus de la RN 26, qui longe la rive de l'Oued Soummam.

I.2.3. Climat

La zone d'étude est caractérisée par un été sec et chaud et en hiver pluvieux et froid. La température atteint parfois 0 °C ce qui s'accompagne par la chute de neige notamment au niveau du Chef-Lieu, Tizi Laraief et Taourirth [2].

I.2.4. Hydrologie

La commune de Tibane est drainée par un réseau hydrographique à faible densité, il est composé essentiellement de deux cours d'eau. Le premier constitue la limite entre Tizi Laraief et Mezgoug d'un côté et Tibane de l'autre côté, et qui descend vers Izghad pour rejoindre l'Oued Soummam. Le second sépare Tibane et l'ancien village de Taourirt tout en passant du côté d'Aith Chethla et Aith Oubelaid, et qui descend le long de la limite Ouest de la Commune d'El Flaye pour déboucher ensuite sur l'Oued Soummam [1].

I.2.5. Pluviométrie

Les pluies dans la région sont connues pour leur intensité et leur brutalité durant la période hivernale, et pratiquement rares en période estivale ; elles sont en somme réparties d'une façon irrégulière au cours de l'année. Les précipitations moyennes interannuelles varient entre 3 mm et 159 mm avec un pic pluviométrique au mois de décembre. En saison hivernale, la commune reçoit une moyenne de 139 mm d'eau ; la neige occupe les altitudes les plus élevées de la montagne [1].

I.2.6. Structure et fonctionnement du réseau

I.2.6.1. Structure du réseau

Le réseau d'eau potable de la commune de Tibane dessert 05 Zones (Tableau (I.1)).

Tableau (I.1) : Répartition des villages par zones

N° de la zone	Les villages
Zone 01	-Partie haute de Tibane -El Aazla
Zone 02	-Tizi Laraief
Zone 03	-Partie basse Tibane -Mezgoug -Taourirth -Takourabth
Zone 04	-Maxen -Tighilt
Zone 05	-Ath Chetla -Ath Oubelaid

La totalité du réseau est alimenté par 02 ressources :

- Le forage de Taazibth.
- Les eaux du barrage de Tichy-Haf.

Le réseau est composé de 07 réservoirs de stockage, de 03 stations de refoulement et un forage.

Une synthèse de l'ensemble des ouvrages existants est présentée dans le tableau (I.2) ci-dessous [3].

Tableau (I.2) : Liste des ouvrages existants du réseau étudié [3]

Réservoirs de stockage				
Nom de l'ouvrage	Capacité (m³)	Côte terrain naturel (m)		Lieux alimentés
Réservoir R01 Tilmatine	150	946		Partie haute de Tibane et El Aazla
Réservoir R02 Tizi Laraief	300	777		Tizi Laraief
Réservoir R03 Maxen+Tighilt	200	5582,08		Maxen et Tighilt
Réservoir R04 Ath Chetla + Ath Oublaïd	200	609,23		Aith Chetla et Aith Oublaïd
Réservoir R05 Taourirth	350	615,42		Adduction vers R03 et R04
Réservoir R06 Tibane	900	742,85		Partie basse de Tibane, Mezgoug, Taourirth et Takourabth
Réservoir R07 Aguelmime	500	1085,34		Adduction vers R01
Stations de reprise				
Nom de l'ouvrage	Capacité de la bêche (m³)	Débit (l/s)	Côte terrain naturel (m)	Ouvrages alimenté
SR01 El Maadi	500	12	375	SR 02 Taourirth
SR02 Taourirth	100	12	609.66	SR 03 Tibane
SR03 Tibane	200	12	744.52	R01 Tilmatine

Actuellement le réseau d'AEP de la commune de Tibane est alimenté par le forage de Taazibth et le barrage de Tichy-Haf grâce à l'adduction inter-communale (El Flaye-Tibane-Tinebdar) via une conduite gravitaire DN 250 en PEHD.

I.3. Estimation de la population à l'horizon d'étude

L'évaluation des besoins en eau à différents horizons, sera faite sur la base de l'évolution démographique de la population calculée par la formule des intérêts composés suivante :

$$P_n = P_0 (1+T_{ac})^n \quad (I.1)$$

Avec :

- P_n : La population à l'horizon d'étude ;
- P_0 : La population de l'année de référence;
- T_{ac} : Taux d'accroissement annuel de la population en %, pris égal à 2 % [3];
- n : Nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul.

L'horizon de calcul considéré est 2050 (une durée de 32 ans).

La répartition et l'évolution démographique sur l'horizon de 2050 sont représentées dans le tableau (I.3) ci-dessous :

Tableau (I.3) : Estimation de la population à l'horizon de 2050

N° de la zone	Noms des villages de chaque zone	Population 2008	Population 2018	Population 2050
Zone 01	Partie haute Tibane	589	718	1353
	El Aazla	11	13	26
	Sous Total	600	731	1379
Zone 02	Tizi Laraief	640	781	1470
Zone 03	Partie basse Tibane	394	481	906
	Mezgoug	1032	1258	2371
	Taourirth	1033	1260	2373
	Takourabt	203	248	467
	Sous Total	2662	3247	6117
Zone 04	Maxène	203	248	467

	Tighilt	353	431	811
	Sous Total	556	679	1278
Zone 05	Aith Chetla et Aith Oublaid	628	766	1443
Total		5086	6204	11687

I.4. Estimation des besoins en eau de la population

I.4.1. Dotation

La dotation ou la norme de consommation est définie comme étant la quantité que doit utiliser l'être humain pour satisfaire ses différents besoins à savoir la boisson, la douche, le ménage,...etc. Les données de base pour l'estimation de ces besoins consistent pour les dotations domestiques en [3] :

- Situation actuelle : 150 l/j/hab.
- Situation future : 200 l/j/hab.

I.4.2. Consommation moyenne journalière

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

- Domestique ;
- Socioculturel ;
- Scolaire ;
- Sanitaire ;
- Administratif ;
- ...etc.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy.j}} = \Sigma \left(\frac{q \cdot N_i}{100} \right) \quad (\text{I.2})$$

Avec:

- $Q_{\text{moy.j}}$: Consommation moyenne journalière des habitants (m^3/j) ;
- q : Dotation moyenne journalière (l/j/hab) ;
- N_i : Nombre d'habitants.

I.4.3. Différents types de besoins

Les différents types de besoins sont donnés ci-après :

I.4.3.1. Besoins domestiques

Les besoins en eau de la population sont obtenus en multipliant le nombre d'habitants par la norme de consommation de chaque village (Tableau (I.4)).

Tableau (I.4) : Besoins domestiques

N° de la zone	Noms des villages de chaque zone	Nombre d'habitants		Besoins (m ³ /j)	
		2018	2050	2018	2050
Zone 01	Partie haute Tibane	718	1353	107,7	270,6
	El Aazla	13	26	1,95	5,2
	Sous Total	731	1379	109,65	275,8
Zone 02	Tizi Laraief	781	1470	117,15	294
Zone 03	Partie basse Tibane	481	906	72,15	181,2
	Mezgoug	1258	2371	188,7	474,2
	Taurirth	1260	2373	189	474,6
	Takourabt	248	467	37,2	93,4
	Sous Total	3247	6117	487,05	1223,4
Zone 04	Maxène	248	467	37,2	93,4
	Tighilt	431	811	64,65	162,2
	Sous Total	679	1278	101,85	255,6
Zone 05	Aith Chetla et Aith Oublaid	766	1443	114,9	288,6
Total		6204	11687	930,6	2337,4

I.4.3.2. Besoins sanitaires

Le tableau (I.5) regroupe les équipements sanitaires existants dans les différents villages de la commune de Tibane en 2018 [1].

Tableau (I.5): Besoins sanitaires

Localité	Type d'équipement 2018	Surface (m ²)	Dotation (l/m ² /j)	Besoins (m ³ /j)
----------	------------------------	---------------------------	--------------------------------	-----------------------------

Tibane	Polyclinique	200	15	3
Mezgoug	Salle de soins	200	15	3
Ath Chetla	Salle de soins	200	15	3
Total	9 (m³/j)			

I.4.3.3. Besoins scolaires

Les équipements scolaires contiennent les primaires, les CEM, les lycées ainsi que les CFPA. Ils sont répartis comme suit (Tableau (I.6)) [1] :

Tableau (I.6) : Besoins scolaires

Localité	Type d'équipement	Nombre d'élèves	Dotation (l/élèv/j)	Consommation (m ³ /j)
Tibane	Ecole Primaire	193	15	2,895
Mezgoug	Ecole Primaire	310	15	4,65
Taourirth	C.E.M	310	15	4,65
Ath Chetla	Ecole Primaire	139	15	2,085
	C.F.P.A	36	15	0,54
Total	14,82 (m³/j)			

I.4.3.4. Besoins sportifs

Les équipements sportifs se situent uniquement au niveau de Taourirth [3]. Ces équipements sont aussi utilisés par les habitants des autres villages de la commune³. Les résultats sont donnés dans la tableau (I.7) ci-dessous.

Tableau (I.7) : Besoins sportifs

Localité	Type d'équipement	Nombre d'usagers	Dotation (l/usag/j)	Consommation (m ³ /j)
Taourirth	Salle Omnisport	250	50	12,5
Total	12,5 (m³/j)			

I.4.3.5. Besoins socio-culturels

Les équipements socio-culturels existants dans chaque village sont représentés dans le tableau (I.8) suivant [1].

Tableau (I.8) : Besoins socio-culturels

Localité	Type d'équipement	Fidèles	Dotation (l/fid/j)	Consommation (m ³ /j)
Tibane	Mosquée	150	20	3
Mezgoug	Mosquée	155	20	3,1
Tighilt	Mosquée	55	20	1,1
Taourirth	Mosquée	165	20	3,3
Maxen	Mosquée	30	20	0,6
Ath Chetla	Mosquée	55	20	1,1
Tizi Laraief	Mosquée	75	20	1,5
Total	13,7 (m³/j)			

I.4.3.6. Besoins administratifs

Les équipements administratifs (Tableau (I.9)) se situent uniquement au niveau de Tibane [3].

Tableau (I.9) : Besoins administratifs

Localité	Type d'équipement	Nombre d'employés	Dotation (l/emp/j)	Consommation (m ³ /j)
Tibane	APC	136	10	1,36
	Agence postale	2	10	0,02
	Garde communale	15	50	0,75
Total	2,13 (m³/j)			

I.4.3.7. Besoins industriels

Le tableau (I.10) regroupe les équipements industriels existants dans la commune de Tibane [3].

Tableau (I.10) : Besoins industriels

Localité	Activités	Consommation (m³/j)
Tibane	Huilerie	5
	2 Ateliers de mécanique automobile	6
	Atelier menuiserie	3
	Atelier menuiserie métallique	3
Mezgoug	Atelier soudure	3
Tighilt	Cabinet vétérinaire	5
	Fabrique aliment pour animaux	5
Taourirth	Atelier soudure	3
Ath Chetla	Unité fabriquant porte œufs	3
	Fabrique de panneaux publicitaires	3
Tizi Laraief	Huilerie	5
Total	44 (m³/j)	

I.5. Estimation des débits des équipements pour l’horizon 2050

Après l’estimation détaillée des équipements et de leurs besoins, on obtient une demande en eau d’équipements publics pour chaque village pour l’horizon 2018. Pour estimer les besoins d’équipements en 2050, on fait intervenir le rapport entre les besoins d’équipements et les besoins projetés d’équipement pour l’horizon voulu, en appliquant la formule suivante :

$$\frac{Q \text{ equip } 2018}{Q \text{ domes } 2018} = \frac{Q \text{ equip } 2050}{Q \text{ domes } 2050} \tag{I.3}$$

Avec :

- Qéqui 2018 : Besoins d'équipements en 2018 (m³/j) ;
- Qéqui 2050 : Besoins d'équipements en 2050 (m³/j) ;
- Qdome 2018 : Besoins domestiques en 2018 (m³/j) ;
- Qdome 2050 : Besoins domestiques en 2050 (m³/j).

Les résultats sont représentés dans le tableau (I.11) ci-après.

Tableau (I.11) : Estimation du débit d'équipement pour l'horizon 2050

N° de la zone	noms des villages de chaque zone	Besoins domestiques (m ³ /j)		Besoins d'équipements (m ³ /j)		Besoins domestiques + Besoins d'équipements (m ³ /j)	
		2018	2050	2018	2050	2018	2050
Zone 01	Partie haute Tibane	107,7	270,6	9,525	23,958	117,225	280,125
	El Aazla	1,95	5,2	0	0	1,95	5,2
	Sous Total	109,65	275,8	9,525	23,958	119,175	285,325
Zone 02	Tizi Laraief	117,15	294	6,5	16,312	123,65	300,5
Zone 03	Partie basse Tibane	72,15	181,2	15,5	38,927	87,65	220,127
	Mezgoug	188,7	474,2	10,75	27,115	199,45	501,315
	Taourirth	189	474,6	23,45	58,886	212,45	498,05
	Takourabt	37,2	93,4	0	0	37,2	93,4
	Sous Total	487,05	1223,4	46,2	116,049	536,75	1312,892
Zone 04	Maxène	37,2	93,4	0,6	1,506	37,8	94
	Tighilt	64,65	162,2	11,1	27,849	75,75	173,3
	Sous Total	101,85	255,6	11,7	29,355	113,55	267,3
Zone 05	Aith Chetla et Aith Oublaïd	114,9	288,6	10,725	26,939	127,625	320,713
Total		930,6	2337,4	84,65	212,613	1020,75	2443,438

I.6. Majoration de la consommation moyenne journalière totale (Qmaj.j)

Les fuites au niveau des conduites d'adduction et du réseau de distribution sont fonction de l'état du réseau. Dans notre cas, on estimera les pertes à 20 %.

$$Q_{maj,j} = 1,2 * Q_{moy,j} \tag{I.4}$$

Avec :

- $Q_{maj,j}$: Débit majoré journalier (m^3/j).

Les résultats obtenus sont regroupés dans le Tableau (I.12).

Tableau (I.12) : Majoration de la consommation moyenne journalière totale

N° de la zone	noms des villages de chaque zone	Besoins domestiques + Besoins d'équipements (m^3/j)		Qmaj.j (m^3/j)	
		2018	2050	2018	2050
Zone 01	Partie haute Tibane	117,225	280,125	140,67	336,15
	El Aazla	1,95	5,2	2,34	6,24
	Sous Total	119,175	285,325	143,01	342,39
Zone 02	Tizi Laraief	123,65	300,5	148,38	360,6
Zone 03	Partie basse Tibane	87,65	220,127	10,18	264,15
	Mezgoug	199,45	501,315	239,34	601,578
	Taourirth	212,45	498,05	254,94	597,66
	Takourabt	37,2	93,4	44,64	112,08
	Sous Total	536,75	1312,892	644,1	1575,47
Zone 04	Maxène	37,8	94	45,36	112,8
	Tighilt	75,75	173,3	90,9	207,96
	Sous Total	113,55	267,3	136,26	320,76
Zone 05	Aith Chetla et Aith Oublaïd	127,625	320,713	153,15	384,86
Total		1020,75	2443,438	1224,9	2984,08

I.7. Calcul du débit maximum journalier ($Q_{max,j}$)

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

$$Q_{max,j} = K_{max,j} * Q_{maj,j} \tag{I.5}$$

Avec:

- $Q_{max,j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ;

- $K_{max,j}$: coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance l'agglomération, sa valeur est comprise entre 1,1 et 1,3. On prend $K_{max,j} = 1,2$.

Les résultats sont énumérés dans le tableau (I.13) ci après.

Tableau (I.13) : Débit maximum journalier

N° de la zone	noms des villages de chaque zone	Qmaj,j (m ³ /j)		Qmax,j (m ³ /j)	
		2018	2050	2018	2050
Zone 01	Partie haute Tibane	140,67	336,15	168,804	403,38
	El Aazla	2,34	6,24	2,808	7,488
	Sous Total	143,01	342,39	171,612	410,868
Zone 02	Tizi Laraief	148,38	360,6	178,056	432,72
Zone 03	Partie basse Tibane	10,18	264,15	12,216	316,98
	Mezgoug	239,34	601,578	287,208	721,8936
	Taourirth	254,94	597,66	305,928	717,192
	Takourabt	44,64	112,08	53,568	134,496
	Sous Total	644,1	1575,47	772,92	1890,564
Zone 04	Maxène	45,36	112,8	54,432	135,36
	Tighilt	90,9	207,96	109,08	249,552
	Sous Total	136,26	320,76	163,512	384,912
Zone 05	Aith Chetla et Aith Oublaïd	153,15	384,86	183,78	461,832
Total		1224,9	2984,08	1469,88	3580,896

I.8. Calcul du Coefficient de variation maximale horaire ($K_{max,h}$)

$$K_{max,h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \quad (I.6)$$

Avec:

- $K_{max,h}$: Coefficient de variation maximale horaire ;
- α_{max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie entre 1,2 et 1,4 ;
- β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant et sera déterminé par

interpolation en utilisant les valeurs données dans le tableau (I.14).

On prend $\alpha_{\max} = 1,3$

Tableau (I.14) : Variation des valeurs de β_{\max}

Nombre d'habitant *10³	<1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	>10 ³
Valeurs de β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1

Dans ce tableau, on trouve les valeurs de β_{\max} et les résultats du coefficient $K_{\max.h}$ sont répartis dans le tableau (I.15) ci-après (Annexe(1)) :

Tableau (I.15) : Détermination des valeurs des coefficients $K_{\max.h}$ en fonction du nombre d'habitants

N° de la zone	Population		α_{\max}	β_{\max}		$K_{\max.h}$	
	2018	2050		2018	2050	2018	2050
Zone 01	731	1379	1,3	2	1,848	2,6	2,402
Zone 02	781	1470	1,3	2	1,812	2,6	2,356
Zone 03	3247	6117	1,3	1,550	1,397	2,015	1,816
Zone 04	679	1278	1,3	2	1,889	2,6	2,456
Zone 05	766	1443	1,3	2	1,883	2,6	2,456

I.9. Récapitulatif des résultats

Les résultats trouvés précédemment sont récapitulés dans le tableau (I.16) ci-dessous.

Tableau (I.16) : Récapitulatif des résultats

N° de la zone	Qmaj.j (m ³ /j)		Qmax.j (m ³ /j)		Kmax.h	
	2018	2050	2018	2050	2018	2050
Zone 01	143,01	342,39	171,612	410,868	2,5	2,5

Zone 02	148,38	360,6	178,056	432,72	2,5	2,5
Zone 03	644,1	1575,47	772.92	1890.564	2	1,8
Zone 04	136,26	320,76	163,512	384,912	2,5	2,5
Zone 05	153.15	384,86	183.78	461,832	2,5	2,5

I.10. Conclusion

Dans ce chapitre on a étudié les différentes caractéristiques (situation géographique, relief et topograraphie, climat,...etc.) de la commune de Tibane. On a estimé aussi le développement de la démographique de cette commune qui est égal à **11687** habitants à l'horizon **2050**.

On a trouvé que le débit maximal journalier pour la commune de Tibane est de **3580, 896 (m³/j)**, soit **41.446 (l/s)** au même horizon.

Chapitre II

Chapitre II

Réservoirs et stations de reprise
Réservoirs et stations de reprise

II.2.2. Description de l'adduction gravitaire

La chaîne gravitaire débute à partir d'un point de piquage de la conduite principale venant du barrage de Tichy-Haf.

L'eau sera acheminée gravitairement vers les réservoirs R07 (Aguelmim) puis R01 (Tilmatine), ensuite à partir de ce dernier une alimentation gravitaire des réservoirs R02 (Tizi Laraief) ainsi que le réservoir R06 (Tibane) est assurée.

Après, l'eau s'écoulera gravitairement toujours à partir du réservoir R06 (Tibane) vers le réservoir R05 (Taourirth), une adduction sera assurée vers les deux réservoirs R03 (Maxene + Tighilt) et R04 (Ath Ahetla + Ath Oublaïd) (Figure (II.1)).

II.3. Dimensionnement des réservoirs

II.3.1. Capacité des réservoirs

Le volume attribué au réservoir dépend principalement du débit entrant qui est uniforme et réparti sur les heures de pompage, et du débit sortant qui est variable suivant la consommation horaire de la journée la plus chargée de l'année.

A partir de la différence entre le débit entrant et le débit sortant du réservoir, on calculera le volume de régulation, le calcul de la capacité du réservoir se fait par deux méthodes :

- Méthode analytique
- Méthode graphique

Pour satisfaire le rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité suffisante.

Le volume maximal de stockage du réservoir est déterminé par la formule suivante :

$$V_{\max} = \frac{P \% * Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{II.1})$$

Avec :

- V_{\max} : Volume maximal de stockage pour la consommation (m^3) ;
- $Q_{\max,j}$: Consommation maximale journalière (m^3/j) ;
- $P_{\max} \%$: Résidu maximal dans le réservoir en %.

II.3.2. Le volume total du réservoir

Le volume total du réservoir (V_T) sera calculé en tenant compte de la réserve d'incendie qui est égale à 120 m^3 (volume nécessaire pour éteindre un incendie de deux heures).

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

II.3.3. Détermination de la valeur de Pmax

On procède comme suit :

- Nous avons déjà déterminé les valeurs du coefficient de variation horaire $K_{\max,h}$ pour chaque commune. Le tableau de distribution du débit journalier nous permet de répartir la consommation maximale journalière sur 24h.
- On répartit le débit de pompage qui est effectué sur 21 heures tout au long de la journée.
- On fait la différence pour chaque heure de stockage entre l'apport et la consommation, cette différence est reportée dans la colonne des surplus et déficits selon son signe.
- On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure, la valeur maximale trouvée P_{\max} (%) sera le pourcentage du volume de stockage selon la formule suivante :

$$P_{\max} = |R^+ \max| + |R^- \max| \quad (\text{II. 3})$$

Avec :

- $R^+ \max$: Résidu maximum positif ;
- $R^- \max$: Résidu maximum négatif.

II.3.4. Dimensionnement des réservoirs projetés

Après avoir déterminé la capacité des réservoirs, on calcule leurs dimensions à l'aide de la formule suivante :

$$D = \left[\frac{4 * V}{\pi * H} \right]^{1/2} \quad (\text{II. 4})$$

Avec :

- D : Diamètre du réservoir (m) ;
- V_R : Volume du réservoir;
- H : Hauteur de l'eau dans le réservoir.

La hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir est calculée par la formule suivante :

$$H_{inc} = \left[\frac{4 \cdot 120}{\pi \cdot D^2} \right] \quad (II.5)$$

Avec :

- H_{inc} : Hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir (m) ;
- V_{inc} : Le volume de la réserve d'incendie pris à 120 m³.

II.4. Dimensionnement des stations de reprise

La station de reprise est un réservoir équipé d'une station de pompage permettant le refoulement intermédiaire. Le dimensionnement des stations de reprise SR01, SR02 et SR03 sera effectué en tenant compte du temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge et pour que la pompe ne se désamorçe pas. On prendra dans ce cas un temps de stockage d'un quart d'heure (1/4 heure).

Le volume de la station de reprise se calcule comme suit :

$$V_{st} = Q_{max,h} \times T_f \quad (II.6)$$

Avec :

- V_{st} : Volume de la station de reprise;
- $Q_{max,h}$: Débit entrant dans la station;
- T_f : Temps de fermeture des vannes.

II.5. Détermination des capacités des réservoirs

II.5.1. Dimensionnement du réservoir R01 (Tilmatine)

Ce réservoir est alimenté gravitairement par le réservoir R07 (Aguelmim) et par refoulement à partir de la station de reprise SR03 (Tibane), il assure une distribution pour les villages de la

zone (01) ainsi que l’adduction vers les reservoirs de la chaine gravitaire (R02 (Tizi Laraief), R03 (Maxene + Tighilt), R04 (Ath Chetla + Ath Oublaid), R05 (Taourirth) et R06 (Tibane)). Le nombre d’habitant de la zone de distribution est estimé à 1379 habitants, donc on aura :

$$K_{max,h} = 2,5$$

$$Q_{max,j} = 3580,896 \text{ m}^3 / j$$

Le tableau (II.1) ci-dessous regroupe les résultats obtenus.

Tableau (II.1) : Dimensionnement du réservoir R01(Tilmatine)

Heure	apport piquage	apport forage	Distribution (%)	Adduction vers Tibane (%)	Adduction vers Tizi Laracief (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	2,7	1,76	0,09	0,37	0,61	3,39	-	3,39
1-2	2,7	1,76	0,09	0,37	0,61	3,39	-	6,78
2-3	2,7	1,76	0,17	0,37	0,61	3,31	-	10,09
3-4	2,7	1,76	0,28	0,37	0,61	3,2	-	13,29
4-5	2,7	1,76	0,49	0,37	0,61	2,99	-	16,28
5-6	2,7	1,76	0,49	0,37	0,61	2,99	-	19,27
6-7	2,7	1,76	0,63	0,37	0,61	2,85	-	22,12
7-8	2,7	1,76	1,43	0,37	0,61	2,05	-	24,17
8-9	2,7	1,76	1,23	0,37	0,61	2,25	-	26,42
9-10	2,7	1,76	0,9	0,37	0,61	2,58	-	29
10-11	2,7	1,76	0,57	0,37	0,61	2,91	-	31,91
11-12	2,7	1,76	0,57	0,37	0,61	2,91	-	34,82
12-13	2,7	1,76	0,49	0,37	0,61	2,99	-	37,81
13-14	2,7	1,76	0,49	0,37	0,61	2,99	-	40,8
14-15	2,7	1,76	0,66	0,37	0,61	2,82	-	43,62
15-16	2,7	1,76	0,87	0,37	0,61	2,61	-	46,23
16-17	2,7	1,76	1,45	0,37	0,61	2,03	-	48,26
17-18	2,7	1,76	1,32	0,37	0,61	2,16	-	50,42
18-19	2,7	0	1,02	0,37	0,61	0,7	-	51,12
19-20	2,7	0	0,24	0,37	0,61	1,48	-	52,6
20-21	2,7	0	0,24	0,37	0,61	1,48	-	54,08
21-22	2,7	0	0,14	0,37	0,61	1,58	-	55,66
22-23	2,7	1,76	0,08	0,37	0,61	3,4	-	59,06
23-24	2,7	1,76	0,08	0,37	0,61	3,4	-	62,46
Total	64,8	35,2	13,99	8,82	14,71	62,46	-	-

Le tableau (II.1) donne :

➤ **Résidu maximal** : $P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\max}| = |62,46| + |-0|$

$P_{\max} = 62.46\%$

➤ **Volume Total** : $V_T = V_{\max} + V_{\text{inc}} = \frac{62.46 * 3580.896}{100} + 120$

$V_T = 2356.6 \text{ m}^3$

➤ **Constatation**: On choisira un volume de **2400 m³**.

Vu l'existence d'un réservoir de capacité 150 m³, un nouveau réservoir d'une capacité de **2250 m³** sera projeté. Il sera jumelé avec celui existant.

➤ **Le diamètre du réservoir projeté**

On prend $H = 4$

$D = \left[\frac{4 * V}{\pi * H} \right]^{1/2} =$ Avec : $V_R = 2250 \text{ m}^3$ $D = \left[\frac{4 * 2250}{\pi * 4} \right]^{1/2} = 26,77 \text{ m}$ d'où : **$D = 27 \text{ m}$**

➤ **Hauteur d'incendie du reservoir**

$H_{\text{inc}} = \left[\frac{4 * 120}{\pi * (26.77)^2} \right]$ **$H_{\text{inc}} = 0,21 \text{ m}$**

II.5.2. Dimensionnement du réservoir R02 (Tizi Laraief)

Ce réservoir est alimenté gravitairement par le réservoir R01 (Tilmatine), il assure une distribution pour la population de la zone (02) qui représente Tizi Laraief. Le nombre d'habitant de la zone est estimé à 1470 habitants, donc on aura :

$K_{\max,h} = 2,5$

$Q_{\max,j} = 432,72 \text{ m}^3/\text{j}$

Le tableau (II.2) ci-dessous regroupe les résultats obtenus après calcul.

Tableau(II.2) : Dimensionnement du réservoir R02 (Tizi Laraief)

Heure	gravitaire (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,16	0,6	3,56	-	3,56
1-2	4,16	0,6	3,56	-	7,12
2-3	4,16	1,2	2,96	-	10,08
3-4	4,16	2	2,16	-	12,24
4-5	4,16	3,5	0,66	-	12,9
5-6	4,16	3,5	0,66	-	13,56
6-7	4,16	4,5	-	-0,34	13,22
7-8	4,16	10,2	-	-6,04	7,18
8-9	4,17	8,8	-	-4,63	2,55
9-10	4,17	6,5	-	-2,33	0,22
10-11	4,17	4,1	0,07	-	0,29
11-12	4,17	4,1	0,07	-	0,36
12-13	4,17	3,5	0,67	-	1,03
13-14	4,17	3,5	0,67	-	1,7
14-15	4,17	4,7	-	-0,53	1,17
15-16	4,17	6,2	-	-2,03	-0,86
16-17	4,17	10,4	-	-6,23	-7,09
17-18	4,17	9,4	-	-5,23	-12,32
18-19	4,17	7,3	-	-3,13	-15,45
19-20	4,17	1,6	2,57	-	-12,88
20-21	4,17	1,6	2,57	-	-10,31
21-22	4,17	1	3,17	-	-7,14
22-23	4,17	0,6	3,57	-	-3,57
23-24	4,17	0,6	3,57	-	0
Total	100	100	-	-	-

Le tableau (II.2) donne :

- **Résidu maximal** : $P_{\max} = |R^+ \max| + |R^- \max| = |13,56| + |-15,45|$

$$P_{\max} = 29,01 \%$$

- **Volume Total** : $V_T = V_{\max} + V_{\text{inc}} = \frac{29,01 \times 432,72}{100} + 120$

$$V_T = 245,53 \text{ m}^3$$

- **Constatation** : On choisira un volume de 250 m³.

Vu l'existence d'un réservoir de 300 m³, donc il est suffisant.

II.5.3. Dimensionnement du réservoir R03 (Maxène + Tighilt)

Ce réservoir est alimenté gravitairement par le réservoir R05 (Taourirth), il assure une distribution pour la population de la zone (04) qui représentent Maxène et Tighilt. Le nombre d'habitant de la zone est estimé à 1278 habitants, donc on aura :

$$K_{\max,h} = 2,5$$

$$Q_{\max,j} = 384,912 \text{ m}^3/j$$

Les résultats sont donnés dans le tableau (II.3) ci-après.

Tableau (II.3) : Dimensionnement du réservoir R03 (Maxène + Tighilt)

Heure	gravitaire (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,16	0,6	3,56	-	3,56
1-2	4,16	0,6	3,56	-	7,12
2-3	4,16	1,2	2,96	-	10,08
3-4	4,16	2	2,16	-	12,24
4-5	4,16	3,5	0,66	-	12,9
5-6	4,16	3,5	0,66	-	13,56
6-7	4,16	4,5	-	-0,34	13,22
7-8	4,16	10,2	-	-6,04	7,18
8-9	4,17	8,8	-	-4,63	2,55
9-10	4,17	6,5	-	-2,33	0,22
10-11	4,17	4,1	0,07	-	0,29
11-12	4,17	4,1	0,07	-	0,36
12-13	4,17	3,5	0,67	-	1,03
13-14	4,17	3,5	0,67	-	1,7
14-15	4,17	4,7	-	-0,53	1,17
15-16	4,17	6,2	-	-2,03	-0,86
16-17	4,17	10,4	-	-6,23	-7,09
17-18	4,17	9,4	-	-5,23	-12,32
18-19	4,17	7,3	-	-3,13	-15,45
19-20	4,17	1,6	2,57	-	-12,88
20-21	4,17	1,6	2,57	-	-10,31
21-22	4,17	1	3,17	-	-7,14
22-23	4,17	0,6	3,57	-	-3,57
23-24	4,17	0,6	3,57	-	0
Total	100	100	-	-	-

Le tableau (II.3) donne :

- **Résidu maximal:** $P_{\max} = |R^+ \max| + |R^- \max| = |13,56| + |-15,45|$

$$P_{\max} = 29,01 \%$$

- **Volume Total :** $V_T = V_{\max} + V_{\text{inc}} = \frac{29,01 \times 384,912}{100} + 120$

$$V_T = 231,663 \text{ m}^3$$

- **Constatation :** On choisira un volume de **250 m³**.

Sachant qu'il ya un réservoir existant de 200 m³, un réservoir de 50 m³ jumelé avec l'existant sera projeté en conséquence.

➤ **Le diamètre du réservoir projeté**

On prend H = 4

$$D = \left[\frac{4 * V}{\pi * H} \right]^{1/2} = \text{ Avec : } V_R = 50 \text{ m}^3 \quad D = \left[\frac{4 * 50}{\pi * 4} \right]^{1/2} = 3,99 \text{ m} \quad \text{d'où : } \mathbf{D = 04 \text{ m}}$$

➤ **Hauteur d'incendie du réservoir**

$$D = \left[\frac{4 * V}{\pi * H} \right]^{1/2} = \text{ Avec : } V_R = 250 \text{ m}^3 \quad D = \left[\frac{4 * 250}{\pi * 4} \right]^{1/2} = 8,92 \text{ m} \quad \text{d'où : } \mathbf{D = 09 \text{ m}}$$

$$H_{\text{inc}} = \left[\frac{4 * 120}{\pi * (8,92)^2} \right] \quad \mathbf{H_{\text{inc}} = 1,92 \text{ m}}$$

II.5.4. Dimensionnement du réservoir R04 (Aith Chetla + Aith Oublaïd)

Ce réservoir est alimenté gravitairement par le réservoir R05 (Taourirth), il assure une distribution pour la population de la zone (05) qui représente Ath Chetla et Ath Oublaïd. Le nombre d'habitant de la zone est estimé à 1443 habitants, donc on aura :

$$K_{\text{max,h}} = 2,5$$

$$Q_{\text{max,j}} = 431,028 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau (II.4).

Tableau (II.4) : Dimensionnement du réservoir R04 (Aith Chetla + Aith Oublaid)

Heure	gravitaire (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,16	0,6	3,56	-	3,56
1-2	4,16	0,6	3,56	-	7,12
2-3	4,16	1,2	2,96	-	10,08
3-4	4,16	2	2,16	-	12,24
4-5	4,16	3,5	0,66	-	12,9
5-6	4,16	3,5	0,66	-	13,56
6-7	4,16	4,5	-	-0,34	13,22
7-8	4,16	10,2	-	-6,04	7,18
8-9	4,17	8,8	-	-4,63	2,55
9-10	4,17	6,5	-	-2,33	0,22
10-11	4,17	4,1	0,07	-	0,29
11-12	4,17	4,1	0,07	-	0,36
12-13	4,17	3,5	0,67	-	1,03
13-14	4,17	3,5	0,67	-	1,7
14-15	4,17	4,7	-	-0,53	1,17
15-16	4,17	6,2	-	-2,03	-0,86
16-17	4,17	10,4	-	-6,23	-7,09
17-18	4,17	9,4	-	-5,23	-12,32
18-19	4,17	7,3	-	-3,13	-15,45
19-20	4,17	1,6	2,57	-	-12,88
20-21	4,17	1,6	2,57	-	-10,31
21-22	4,17	1	3,17	-	-7,14
22-23	4,17	0,6	3,57	-	-3,57
23-24	4,17	0,6	3,57	-	0
Total	100	100	-	-	-

Le tableau (II.4) donne :

- **Résidu maximal** : $P_{\max} = |R^+ \max| + |R^- \max| = |13,56| + |-15,45|$

$$P_{\max} = 29,01 \%$$

- **Volume Total** : $V_T = V_{\max} + V_{\text{inc}} = \frac{29,01 \times 431,028}{100} + 120$

$$V_T = 245,041 \text{ m}^3$$

- **Constatation** : On choisira un volume de 250 m³.

La projection d'un réservoir de 50 m³ jumelé avec celui existant de 200 m³ sera faite.

- **Le diamètre du réservoir projeté**

On prend H = 4

$$D = \left[\frac{4 * V}{\pi * H} \right]^{1/2} = \text{ Avec : } V_R = 50 \text{ m}^3 \quad D = \left[\frac{4 * 50}{\pi * 4} \right]^{1/2} = 3,99 \text{ m} \quad \text{d'où : } \mathbf{D = 04 \text{ m}}$$

- **Hauteur d'incendie du réservoir**

$$D = \left[\frac{4 * V}{\pi * H} \right]^{1/2} = \text{ Avec : } V_R = 250 \text{ m}^3 \quad D = \left[\frac{4 * 250}{\pi * 4} \right]^{1/2} = 8,92 \text{ m} \quad \text{d'où : } \mathbf{D = 09 \text{ m}}$$

$$H_{\text{inc}} = \left[\frac{4 * 120}{\pi * (8,92)^2} \right] \quad \mathbf{H_{\text{inc}} = 1,92 \text{ m}}$$

II.5.5. Dimensionnement du réservoir R05 (Taourirth)

Ce réservoir est alimenté gravitairement par le réservoir R06 (Tibane), il effectue l'adduction vers les deux réservoirs de distribution de R03 et R04, donc on aura : $Q_{\text{max},j} = 815,594 \text{ m}^3/\text{j}$.

Le tableau (II.5) ci-dessous regroupe les résultats obtenus.

Tableau (II.5) : Dimensionnement du réservoir R05(Taourirth)

Heure	Apport (%)	Adduction (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	5,00	4,16	0,84	-	0,84
1-2	5,00	4,16	0,84	-	1,68
2-3	5,00	4,16	0,84	-	2,52
3-4	5,00	4,16	0,84	-	3,36
4-5	5,00	4,16	0,84	-	4,2
5-6	5,00	4,16	0,84	-	5,04
6-7	5,00	4,16	0,84	-	5,88
7-8	5,00	4,16	0,84	-	6,72
8-9	5,00	4,17	0,83	-	7,55
9-10	5,00	4,17	0,83	-	8,38
10-11	5,00	4,17	0,83	-	9,21
11-12	5,00	4,17	0,83	-	10,04
12-13	5,00	4,17	0,83	-	10,87
13-14	5,00	4,17	0,83	-	11,70
14-15	5,00	4,17	0,83	-	12,53
15-16	5,00	4,17	0,83	-	13,36
16-17	5,00	4,17	0,83	-	14,19
17-18	5,00	4,17	0,83	-	15,02
18-19	0,00	4,17	-	4,17	10,85
19-20	0,00	4,17	-	4,17	6,68
20-21	0,00	4,17	-	4,17	2,51
21-22	0,00	4,17	-	4,17	-1,66
22-23	5,00	4,17	0,83	-	-0,83
23-24	5,00	4,17	0,83	-	0,00
Total	100	100	16,68	16,68	-

Le tableau (II.5) donne :

- **Résidu maximal** : $P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\max}| = |15,02| + |-1,66|$

$$P_{\max} = 16,68 \%$$

- **Volume Total** : $V_T = V_{\max} + V_{\text{inc}} = \frac{16,68 \cdot 815,94}{100} + 120$

$$V_T = 256,099 \text{ m}^3$$

- **Constatation** : On choisira un volume de **300 m³**.

Le réservoir existant a une capacité de 350 m³ ; par conséquent il est suffisant.

II.5.6. Dimensionnement du réservoir R06 (Tibane)

Ce réservoir est alimenté gravitairement par le réservoir R01 (Tilmatine), il assure une distribution pour la population de la zone (03) qui représente la partie basse de Tibane, Mezgoug et Takorabth. Le nombre d'habitant de la zone est estimé à 6117 habitants, et effectue l'adduction vers le réservoir de Taourirth, donc on aura :

$$K_{\max,h} = 1,8$$

$$Q_{\max,j} = 2737,308 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les calculs sont donnés dans le tableau (II.6) ci-dessous.

Tableau (II.6) : Dimensionnement du réservoir R06 (Tibane)

Heure	gravitaire (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,16	0,9	3,26	-	3,26
1-2	4,16	0,9	3,26	-	6,52
2-3	4,16	0,9	3,26	-	9,78
3-4	4,16	1	3,16	-	12,94
4-5	4,16	1,35	2,81	-	15,75
5-6	4,16	3,85	0,31	-	16,06
6-7	4,16	5,2	-	-1,04	15,02
7-8	4,16	6,2	-	-2,04	12,98
8-9	4,17	5,5	-	-1,33	11,65
9-10	4,17	5,85	-	-1,68	9,97
10-11	4,17	5	-	-0,83	9,14
11-12	4,17	6,5	-	-2,33	6,81
12-13	4,17	7,5	-	-3,33	3,48
13-14	4,17	6,7	-	-2,53	0,95
14-15	4,17	5,35	-	-1,18	-0,23
15-16	4,17	4,65	-	-0,48	-0,71
16-17	4,17	4,5	-	-0,33	-1,04
17-18	4,17	5,5	-	-1,33	-2,37
18-19	4,17	6,3	-	-2,13	-4,5
19-20	4,17	5,35	-	-1,18	-5,68
20-21	4,17	5	-	-0,83	-6,51
21-22	4,17	3	1,17	-	-5,34
22-23	4,17	2	2,17	-	-3,17
23-24	4,17	1	3,17	-	0
Total	100	100	-	-	-

Le tableau (II.6) donne :

- **Résidu maximal:** $P_{\max} = |R^+ \max| + |R^- \max| = |16,06| + |-6,51|$

$$P_{\max} = 22,57 \%$$

- **Volume Total :** $V_T = V_U + V_{\text{inc}} = \frac{22,57 * 2737,308}{100} + 120$

$$V_T = 737,81 \text{ m}^3$$

- **Constatation:** On choisira un volume de **750 m³**.

Tenant compte du volume de réservoir existant qui est de 900 m³, donc il est suffisant.

II.5.7. Dimensionnement du réservoir R07 (Aguelmim)

Ce réservoir est alimenté gravitairement par les eaux du barrage Tichy-Haf avec un débit de 22 l/s équivalent à 1900,8 m³/j, il assure l'alimentation du réservoir R01 (Tilmatine) avec le même débit. Les résultats sont regroupés dans le tableau (II.7) ci-dessous.

Tableau (II.7) : Dimensionnement du réservoir R07 (Aguelmim)

Heure	Apport (%)	Adduction (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	5,00	4,16	0,84	-	0,84
1-2	5,00	4,16	0,84	-	1,68
2-3	5,00	4,16	0,84	-	2,52
3-4	5,00	4,16	0,84	-	3,36
4-5	5,00	4,16	0,84	-	4,2
5-6	5,00	4,16	0,84	-	5,04
6-7	5,00	4,16	0,84	-	5,88
7-8	5,00	4,16	0,84	-	6,72
8-9	5,00	4,17	0,83	-	7,55
9-10	5,00	4,17	0,83	-	8,38
10-11	5,00	4,17	0,83	-	9,21
11-12	5,00	4,17	0,83	-	10,04
12-13	5,00	4,17	0,83	-	10,87
13-14	5,00	4,17	0,83	-	11,70
14-15	5,00	4,17	0,83	-	12,53
15-16	5,00	4,17	0,83	-	13,36
16-17	5,00	4,17	0,83	-	14,19
17-18	5,00	4,17	0,83	-	15,02
18-19	0,00	4,17	-	4,17	10,85
19-20	0,00	4,17	-	4,17	6,68
20-21	0,00	4,17	-	4,17	2,51
21-22	0,00	4,17	-	4,17	-1,66
22-23	5,00	4,17	0,83	-	-0,83
23-24	5,00	4,17	0,83	-	0,00
Total	100	100	16,68	16,68	-

Le tableau (II.7) donne :

- **Résidu maximal** : $P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\max}| = |15,02| + |-1,66|$

$$P_{\max} = 16,68 \%$$

- **Volume Total** : $V_T = V_U + V_{\text{inc}} = \frac{16,68 * 1900,8}{100} + 120$

$$V_T = 437,053 \text{ m}^3$$

- **Constatation** : On choisira un volume de 450 m³.

Il existe un réservoir de 500 m³, il est donc suffisant.

II.6. Détermination des capacités des bâches à eaux des stations de reprise

II.6.1. Dimensionnement de la station de reprise SR01 (El Maadi)

La première station de reprise SR01 (El Maadi) reçoit les eaux du forage par refoulement avec un débit de 12 l/s équivalent à 1036.8 m³/j, et refoule vers la bâche à eau de la SR02 (Taourirth) pendant une durée de 20 heures par jour toujours avec le même débit, donc :

$$V_{SR01} = \frac{1036,8 * 0,25}{20} = 12,96 \text{ m}^3$$

On prend alors un volume de 50 m³.

II.6.2. Dimensionnement de la station de reprise SR02 (Taourirth)

La station de reprise SR02 est alimentée à partir de la station de reprise SR01 (El Maadi) et assurera un refoulement vers la SR03 (Tibane) avec un débit de 12 l/s. Ainsi :

$$V_{SR1} = \frac{1036,8 * 0,25}{20} = 12,96 \text{ m}^3$$

On prend alors un volume de 50 m³.

II.6.3. Dimensionnement de la station de reprise SR03 (Tibane)

Le même calcul effectué précédemment sera fait pour cette station de reprise SR03 (Tibane), sachant que l'eau sera refoulée vers le réservoir R01 (Tilmatine) avec un débit de 12 l/s. Par suite :

$$V_{SR1} = \frac{1036,8 * 0,25}{20} = 12,96 \text{ m}^3$$

On prend alors un volume de 50 m³.

II.7. Conclusion

Dans ce chapitre, on a déterminé le manque existant concernant la capacité de stockage nécessaire pour satisfaire les besoins en eau de toute la commune, ce qui nous a amené à l'implantation de nouveaux réservoirs qui seront jumelés aux anciens. Les réservoirs à projeter sont :

- Un réservoir de 950 m³ à Tilmatine ;
- Un réservoir de 50 m³ jumelé avec le réservoir existant (Maxène +Tighilt) ;
- Un réservoir de 50 m³ jumelé avec le réservoir existant (Aith Chethla + Aith Oublaid).

Chapitre III

Chapitre III

Adduction

Adduction

III.1. Introduction

Après avoir dimensionné les réservoirs, nous nous intéressons à présent au réseau d'adduction. Ce dernier a comme rôle de transporter l'eau depuis la source de captage au réservoir de stockage, on distingue généralement deux type d'adduction, qui sont [4]:

- La première appelée "*adduction gravitaire*" qui est définie comme un écoulement à la faveur d'une dénivelée.
- La deuxième appelée "*adduction par refoulement*" qui est un écoulement à la faveur d'un apport d'énergie externe obtenue par une pompe.

III.2. Choix du tracé

Le choix de tracé du profil de la conduite se fait toujours en tenant compte de certains impératifs d'ordre technique et économique [4]:

- Le profil doit être le plus régulier et le plus court possible afin de réduire les frais d'investissement ;
- Eviter les contres pentes, qui peuvent donner lieu en exploitation à des cantonnements d'air plus au moins difficile à évacuer ;
- Pour les conduites de longueur importante, il sera bon de prévoir quelques robinets ou vannes de sectionnement en vue de faciliter la réparation éventuelle ;
- Le tracé se fera de préférence le long des routes ou des voies publiques pour faciliter la pose de canalisation et leur exploitation et permettre un accès rapide pour l'entretien et la réparation, il doit aussi éviter de traverser les propriétés privées.

III.3. Choix du type des conduites

Le choix du type des conduites destinées à l'adduction d'eau des différents villages de la commune de Tibane s'est porté sur le PEHD, pour les raisons suivantes [5] :

- Facilité de pose ;
- Fiables au niveau des branchements (pas de fuites) ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;

- Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement (théoriquement de 50 ans à une température de 20 C°) ;
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible) ;
- Résiste à la corrosion.

III.4. Description du schéma d'adduction

Le système d'adduction de la commune de Tibane se compose de deux (02) chaînes :

- a. Une chaîne de refoulement alimentée à partir de forage passant par une succession de trois (03) stations de reprise (SR01), (SR02) et (SR03).
- b. Une chaîne gravitaire dont le point de démarrage d'adduction de cette dernière est le point de piquage (PK) à partir du transfère du barrage de Tichy-Haf de la conduite principale, l'eau s'écoulera gravitairement vers le réservoir (R07) situé à une cote de 1080 m ensuite l'eau sera acheminée vers le réservoir (R01), ce dernier desservira gravitairement deux réservoirs, à partir du réservoir (R02) et (R06) ; à partir du réservoir (R06) l'eau s'écoulera vers le réservoir (R05) qui fait l'adduction vers les réservoirs (R03) et (R04) qui assurent la distribution vers les villages des zones 4 et 5.

Le schéma est donné dans figure (II.1) du chapitre précédent.

III.5. Les équipements du système d'adduction

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau d'adduction sont les suivants [4] :

- Les vannes de sectionnement ;
- Les robinets vannes à opercule ;
- Les vannes à papillon ;
- La vidange ;
- Les ventouses ;
- Les clapets anti-retour ;
- La crépine.

III.6. Etude technico-économique

Le dimensionnement de la conduite d'adduction par refoulement s'établit en cherchant le diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celles d'investissement, en effet plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever plus les pertes de charge seront plus importantes [5].

III.6.1. Calcul du diamètre économique

Pratiquement, pour faire un bon choix de diamètre optimal on doit trouver une gamme des diamètres correspondant à une vitesse d'écoulement comprise entre 0,5 m/s et 1,5 m/s... Cette gamme est déterminée par les deux formules suivantes [5] :

La formule de BONNIN :

$$D_{c1} = \sqrt{Q} \quad (\text{III.1})$$

La formule de BRESS :

$$D_{C2} = 1,5 \sqrt{Q} \quad (\text{III.2})$$

Avec :

- $D_{c1,2}$: Diamètre de la conduite en mètre ;
- Q : Débit véhiculé en m^3/s .

III.6.2. Calcul de la vitesse

Elle est donnée par la formule suivante [5] :

$$V = \frac{4*Q}{\pi*Dn} \quad (\text{III.3})$$

Avec :

- V : Vitesse d'écoulement en (m/s) ;
- Q : Débit transitant dans la conduite en (m^3/s) ;
- D_n : Diamètre normalisé de la conduite en (m).

III.6.3. Calcul des pertes de charge

Elles se présentent sous deux formes :

- Les pertes de charge linéaires ;

- Les pertes de charge singulières.

III.6.3.1. Pertes de charge linéaires

Elles sont déterminées par la formule de **Darcy- Weisbach** [4] :

$$H_l = J \times L = \lambda \times L \times \frac{V^2}{2 \times g \times Dn} \quad (\text{III.4})$$

Avec :

- J : Perte de charge linéaire en (m/ml) ;
- L : Longueur de la conduite (m) ;
- λ : Coefficient de frottement de DARCY, il caractérise l'écoulement ainsi que la nature de rugosité de la canalisation. Il est donné par deux formules :

- **Pour un régime turbulent rugueux**

Formule de NIKURADZI [4] :

$$\lambda = \left(1.14 - 0.86 \times \text{Ln} \frac{K}{Dn} \right)^{-2} \quad (\text{III.5})$$

Avec :

K : Coefficient de rugosité de la conduite (mm). Sa valeur est comprise entre 0.001 mm et 0.002 mm pour le PEHD, et entre 0,25 et 0,3 pour la fonte ductile.

- **Pour le régime transitoire**

Formule de COOLEBROOK [4] :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{III.6})$$

Re : Nombre de Reynolds qui est donné par la formule :

$$Re = \frac{V \times Dn}{\nu} \quad (\text{III.7})$$

Avec :

- ν : Viscosité cinématique, calculée par la formule de STOCKS :

$$\nu = \frac{0.0178}{(1 + 0.0337 T_p + 0.000221 T_p^2)} \quad (\text{III.8})$$

Avec :

- T_p : Température de l'eau en degré, à $T=20^\circ\text{C}$.

III.6.3.2. Pertes de charge singulières

Elles sont générées par les singularités telles que les coudes, les vannes, les clapets,...etc.

Elles sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires [4] :

$$H_s = 0.1 * H_l \quad (\text{III.9})$$

Avec :

- H_s = Perte de charge singulière (m);
- H_l = Perte de charge linéaire (m).

III.6.3.3. Pertes de charge totales

Elles représentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières pour chaque conduite de longueur L, donc on aura [4] :

$$H_t = H_l + H_s = (0,10 * H_l) + H_l$$

$$H_t = 1,10 * H_l = 1,1 * J * L \quad (\text{III.10})$$

III.6.3.4. Détermination du nombre de tours d'ouverture de la vanne

Calcul du coefficient des pertes de charge singulière K_s :

$$K_s = 0.2 + \frac{23,8 * \left(\frac{X}{D}\right)^5}{1 - \left(\frac{X}{D}\right)} \quad (\text{III.11})$$

Avec:

- K_S : Coefficient des pertes de charge singulière ;
- x : Abaissement de l'opercule du robinet vanne (mm) ;
- D : Diamètre de la conduite (mm).

Après avoir trouver le pourcentage d'élévation, un tableau donnant le nombre de tour nécessaire à l'ouverture de la conduite, permet de trouver le nombre nécessaire pour l'ouverture voulue (Annexe (5)).

III.6.4. Détermination de la puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe, elle est déterminée d'après la formule suivante [4] :

$$P_a = \frac{g \times H_{mt} \times Q}{\eta} \quad (\text{III.11})$$

Avec :

- P_a : Puissance absorbée par la pompe en (KW) ;
- η : Rendement de la pompe en (%) ;
- H_{mt} : Hauteur manométrique totale de la pompe (m).

III.6.5. Détermination de la hauteur manométrique

Elle représente une hauteur d'élévation fictive qui résulte de la somme de la hauteur géométrique et les pertes de charge résultantes de l'aspiration et du refoulement [5].

$$H_{mt} = H_g + \Delta h_t \quad (\text{III.12})$$

Avec :

- H_g = La hauteur géométrique
- Δh_t = Les pertes de charge totales

III.6.6. Energie consommée par la pompe

Elle est fixée par la formule suivante [5] :

$$E = P_a \times t_p \times 365 \quad (\text{III.13})$$

Avec :

- E : Energie consommée par la pompe (KWh) ;
- t_p : Nombre d'heures de pompage (24 h pour les forages, 20 h pour la station pompage) ;

III.6.7. Détermination des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation se calculent comme suit :

$$F_{\text{exp}} = E \times e' \quad (\text{III.14})$$

Avec:

- e' : Prix unitaire du KWh, fixé par la SONELGAZ (**4.67 DA**).

III.6.8. Détermination des frais d'amortissement

Les frais d'amortissement seront calculés à partir de la formule suivante :

$$F_{\text{am}} = P_u \times L \times A \quad (\text{III.15})$$

Avec :

- P_u : Prix unitaire de la conduite (DA/ml) ;
- L : Longueur de la conduite en (m);
- A : Amortissement annuel (Annuité), il est déterminé comme suit :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{III.16})$$

Avec :

- i: Taux d'annuité = 8 % ;
- n: Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement (n =32 ans).

D'où :

$$A = \frac{0.08}{(1+0.08)^{32} - 1} + 0.08 = \mathbf{0.08745}$$

III.6.9. Détermination des frais totaux

Les frais totaux seront calculés par la formule suivante [5] :

$$F_{\text{tot}} = F_{\text{exp}} + F_{\text{am}} \quad (\text{III.17})$$

III.7. Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction

III.7.1. Dimensionnement de l'adduction gravitaire

III.7.1.1. Tronçon R07 – R01

Données : $Q = 0,022 \text{ m}^3/\text{s}$; $L = 975 \text{ m}$; $H_g = CR (R07) - CT(R01) = 1084,38 - 946 = 138,38 \text{ m}$

➤ Calcul du diamètre

En utilisant les formules (III.1) et (III.2), on aura :

$$- D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V_{\max}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,022}{3,14 \cdot 1,5}} = 0,137 \text{ m}$$

$$- D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V_{\min}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,022}{3,14 \cdot 0,5}} = 0,237 \text{ m}$$

Donc : $160 \text{ mm} \leq D_n \leq 250 \text{ mm}$

On choisi le PEHD (PN16) comme matériau, les diamètres normalisés sont: 160, 200 et 250 mm. Les résultats de calculs sont présentés dans le tableau (III.1) ci après :

Tableau (III.1) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon R07-R01

Q (m ³ /s)	D _{ext} (m)	D _{int} (m)	V (m/s)	Re	λ	Δh_t (m)	H _g (m)
0,022	0,160	0,1308	1,64	214262,062	0,0261	21,97	138,38
0,022	0,200	0,1636	1,05	171304,876	0,0253	6,52	138,38
0,022	0,250	0,2046	0,67	136976,919	0,0239	2,06	138,38

Pour que l'eau arrivera au réservoir, il faut que $\Delta h_t < H_g$.

On optera pour un diamètre de **200 mm** avec une perte de charge $\Delta h_t = 6,52 \text{ m}$ qui est inférieure à $H_g = 138,38 \text{ m}$, avec une vitesse acceptable de **1,05 m/s**.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le même diamètre, on utilise une vanne.

➤ **Calcul des pertes de charge créées par la vanne**

$$\Delta h_v = H_g - \Delta h_t$$

$$\Delta h_v = 138,38 - 6,52 = 131,86 \text{ m}$$

➤ **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ζ (%)**

$$\Delta h_v = \zeta \times \frac{v^2}{2g}$$

$$\text{Donc : } \zeta = \Delta h_v \times \frac{2g}{v^2}$$

$$\zeta = 131,86 \times \frac{2 \cdot 9,81}{1,05^2} = 2346,57 \text{ m}$$

➤ **Calcul de nombre de tours d'ouverture de la vanne (Annexe (5)).**

Le type de la vanne sera une vanne à papillon, avec un nombre de tours d'ouverture égale à 22.5 tours.

III.7.1.2. Tronçon R01 - B.CH

Données : $Q = 0,005 \text{ m}^3/\text{s}$, $L = 750 \text{ ml}$, $H_g = CR(R01) - CT(B.CH) = 946 - 902,46 = 43,54 \text{ m}$

➤ **Calcul du diamètre**

En utilisant les formules (III.1) et (III.2), on aura :

$$- D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V_{\max}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,005}{3,14 \cdot 1,5}} = 0,065 \text{ m}$$

$$- D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V_{\min}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,005}{3,14 \cdot 0,5}} = 0,113 \text{ m}$$

Donc : $75 \text{ mm} \leq D_n \leq 125 \text{ mm}$.

On choisi le PEHD (PN10) comme matériau, les diamètres normalisés sont: 75, 90, 110 et 125 mm. . Les résultats de calculs sont présentés dans le tableau (III.2) ci après :

Tableau (III.2) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon R01-B.CH

Q (m ³ /s)	D _{ext} (m)	D _{int} (m)	V (m/s)	Re	λ	Δh_t (m)	Hg (m)
0,005	0,075	0,0638	1,56	99834,275	0,018	31,62	43,54
0,005	0,090	0,0792	1,02	80422,055	0,018	10,72	43,54
0,005	0,110	0,0968	0,68	65799,863	0,0163	3,57	43,54
0,005	0,125	0,1102	0,52	57798,791	0,0158	1,81	43,54

On optera pour un diamètre de **90 mm** avec une perte de charge $\Delta h_t=10,72$ m qui est inférieure à $H_g = 43,54$ m, avec une vitesse acceptable de **1,02 m/s**.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le même diamètre, on utilise une vanne.

➤ **Calcul des pertes de charge créées par la vanne**

$$\Delta h_v = H_g - \Delta h_t$$

$$\Delta h_v = 43,54 - 10,72 = 32,82 \text{ m}$$

➤ **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ζ (%)**

$$\Delta h_v = \zeta \times \frac{v^2}{2g}$$

$$\text{Donc : } \zeta = \Delta h_v \times \frac{2g}{v^2}$$

$$\zeta = 32,82 \times \frac{2 \cdot 9,81}{1,02^2} = \mathbf{618,92 \text{ m}}$$

➤ **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne α_v (Annexe (4)).**

Le type de la vanne sera une vanne à papillon, avec un angle d'ouverture de **67°**.

III.7.1.3. Tronçon B.CH – R02

Données : Q = 0,005 m³/s; L= 765 ml; Hg= CR(B.CH) – CT(R02)= 902,37 – 777 =125,37 m

➤ **Calcul du diamètre**

En utilisant les formules (III.1) et (III.2), on aura :

$$- D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V_{\max}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,005}{3,14 \cdot 1,5}} = 0,065 \text{ m}$$

$$- D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V_{\min}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,005}{3,14 \cdot 0,5}} = 0,113 \text{ m}$$

Donc : $75 \text{ mm} \leq D_n \leq 125 \text{ mm}$

On choisit le PEHD (PN16) comme matériau, les diamètres normalisés sont: 75, 90, 110 et 125 mm. Les résultats de calculs sont présentés dans le tableau (III.3) ci après :

Tableau (III.3) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon B.CH-R02

Q (m ³ /s)	D _{ext} (m)	D _{int} (m)	V (m/s)	Re	λ	Δh_t (m)	Hg (m)
0,005	0,075	0,0582	1,88	109440,32	0,0261	51,057	125,37
0,005	0,090	0,0736	1,18	86541,124	0,0253	14,35	125,37
0,005	0,110	0,0900	0,79	70771,41	0,0239	5,075	125,37
0,005	0,125	0,1022	0,61	62323,16	0,0229	3,059	125,37

On optera pour un diamètre de **90 mm** avec une perte de charge $\Delta h_t = 14,35 \text{ m}$ qui est inférieure à $H_g = 125,37 \text{ m}$, avec une vitesse acceptable de **1,18 m/s**.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le même diamètre, on utilise une vanne.

➤ **Calcul des pertes de charge créées par la vanne**

$$\Delta h_v = H_g - \Delta h_t$$

$$\Delta h_v = 125,37 - 14,35 = 111,02 \text{ m}$$

➤ **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ζ (%)**

$$\Delta h_v = \zeta \times \frac{v^2}{2g}$$

$$\text{Donc : } \zeta = \Delta h_v \times \frac{2g}{v^2}$$

$$\zeta = 111,02 \times \frac{2 \cdot 9,81}{1,18^2} = 1564,36 \text{ m}$$

➤ **Calcul de nombre de tours d'ouverture de la vanne (Annexe (5)).**

Le type de la vanne sera une vanne à papillon, avec un nombre de tours égale à 16,5 tours.

III.7.1.4. Tronçons R01 - R06

Données : $Q = 0,031 \text{ m}^3/\text{s}$; $L = 855 \text{ m}$; $H_g = CR(R01) - CT(R06) = 946 - 742,85 = 203,15 \text{ m}$

➤ **Calcul du diamètre**

En utilisant les formules (III.1) et (III.2), On aura :

$$- D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V_{\max}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,031}{3,14 \cdot 1,5}} = 0,162 \text{ m}$$

$$- D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V_{\min}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,031}{3,14 \cdot 0,5}} = 0,281 \text{ m}$$

Donc : $200 \text{ mm} \leq D_n \leq 315 \text{ mm}$

On choisi le PEHD (PN20) comme matériau, les diamètres normalisés sont: 200, 250 et 315 mm. Les résultats de calculs sont présentés dans le tableau (III.4) ci après :

Tableau (III.4) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon R01-R06

Q (m ³ /s)	D _{ext} (m)	D _{int} (m)	V (m/s)	Re	λ	Δh_t (m)	H _g (m)
0,031	0,200	0,1552	1,64	254448,749	0,018	16,26	203,15
0,031	0,250	0,1942	1,05	203349,361	0,016	4,82	203,15
0,031	0,315	0,2446	0,67	161449,084	0,015	1,47	203,15

On optera pour un diamètre de **250 mm** avec une perte de charge $\Delta h_t = 4,82 \text{ m}$ qui est inférieure à $H_g = 203,15 \text{ m}$, avec une vitesse acceptable de **1,05 m/s**.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le même diamètre, on utilise une vanne.

➤ **Calcul des pertes de charge créées par la vanne**

$$\Delta h_v = H_g - \Delta h_t$$

$$\Delta h_v = 203,15 - 4,82 = 198,33 \text{ m}$$

➤ **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ζ (%)**

$$\Delta h_v = \zeta \times \frac{v^2}{2g}$$

Donc : $\zeta = \Delta h_v \times \frac{2g}{v^2}$

$$\zeta = 198,33 \times \frac{2 \cdot 9,81}{1,05^2} = 3529,46 \text{ m}$$

➤ **Calcul de nombre de tours d'ouverture de la vanne (Annexe (5)).**

Le type de la vanne sera une vanne à papillon, avec un nombre de tours égale à 27 tours.

III.7.1.5. Tronçon R06 - R05

Données : $Q = 0,009 \text{ m}^3/\text{s}$; $L = 1060 \text{ ml}$; $H_g = CR(R06) - CT(R05) = 742 - 615,42 = 126,58 \text{ m}$

➤ **Calcul du diamètre**

En utilisant les formules (III.2) et (III.1), on aura :

$$- D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V_{\max}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,009}{3,14 \cdot 1,5}} = 0,087 \text{ m}$$

$$- D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V_{\min}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,009}{3,14 \cdot 0,5}} = 0,151 \text{ m}$$

Donc : $90 \text{ mm} \leq D_n \leq 160 \text{ mm}$

On choisi le PEHD (PN16) comme matériau, les diamètres normalisés sont: 90, 110, 125 et 160 mm. Les résultats de calculs sont présentés dans le tableau (III.5) ci après :

Tableau (III.5) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon R06-R05

Q (m ³ /s)	D _{ext} (m)	D _{int} (m)	V (m/s)	Re	λ	Δh_t (m)	H _g (m)
0,009	0,090	0,0736	2,17	155774,024	0,0261	94,47	126,58
0,009	0,110	0,0900	1,42	127388,535	0,0253	33,42	126,58
0,009	0,125	0,1022	1,10	112181,684	0,0239	16,79	126,58
0,009	0,160	0,1308	0,67	87652,662	0,0229	4,89	126,58

On opera pour un diamètre de **110 mm** avec une perte de charge $\Delta h_t = 33,42 \text{ m}$ qui est inférieure à $H_g = 126,58 \text{ m}$, avec une vitesse acceptable de **1,42 m/s**.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le même diamètre, on utilise une vanne.

➤ **Calcul des pertes de charge créées par la vanne**

$$\Delta h_v = H_g - \Delta h_t$$

$$\Delta h_v = 126,58 - 33,42 = 93,16 \text{ m}$$

➤ **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ζ (%)**

$$\Delta h_v = \zeta \times \frac{v^2}{2g}$$

$$\text{Donc : } \zeta = \Delta h_v \times \frac{2g}{v^2}$$

$$\zeta = 93,16 \times \frac{2 \cdot 9,81}{1,42^2} = \mathbf{906,47 \text{ m}}$$

➤ **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne α_v (Annexe (4)).**

Le type de la vanne sera une vanne à papillon, avec un angle d'ouverture de **72°**.

III.7.1.6. Tronçon R05 – R04

Données : $Q = 0,005 \text{ m}^3/\text{s}$, $L = 92 \text{ m}$, $H_g = CR(R5) - CT(R4) = 614,96 - 609,23 = 5,73 \text{ m}$.

➤ **Calcul du diamètre**

En utilisant les formules (III.1) et (III.2), on aura :

$$- D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V_{\max}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,005}{3,14 \cdot 1,5}} = 0,065 \text{ m}$$

$$- D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V_{\min}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,005}{3,14 \cdot 0,5}} = 0,113 \text{ m}$$

Donc : $75 \text{ mm} \leq D_n \leq 125 \text{ mm}$

On choisi le PEHD (PN10) comme matériau, les diamètres normalisés sont: 75, 90, 110 et 125 mm. Les résultats de calculs sont présentés dans le tableau (III.6) ci après :

Tableau (III.6) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon R05-R04

Q (m ³ /s)	D _{ext} (m)	D _{int} (m)	V (m/s)	Re	λ	Δh_t (m)	Hg (m)
0,005	0,075	0,0638	1,56	99834,275	0,0261	5,17	5,73
0,005	0,090	0,0792	1,02	80422,055	0,0253	1,70	5,73
0,005	0,110	0,0968	0,68	65799,863	0,0239	0,59	5,73
0,005	0,125	0,1102	0,52	57798,791	0,0229	0,34	5,73

On optera pour un diamètre de **90 mm** avec une perte de charge $\Delta h_t=1,70$ m qui est inférieure à $H_g=5,73$ m, avec une vitesse acceptable de **1,02 m/s**.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le même diamètre, on utilise une vanne.

➤ **Calcul des pertes de charge créées par la vanne**

$$\Delta h_v = H_g - \Delta h_t$$

$$\Delta h_v = 5,73 - 1,70 = 4,03 \text{ m}$$

➤ **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ζ (%)**

$$\Delta h_v = \zeta \times \frac{v^2}{2g}$$

$$\text{Donc : } \zeta = \Delta h_v \times \frac{2g}{v^2}$$

$$\zeta = 4,03 \times \frac{2 \times 9,81}{1,02^2} = 76,075 \text{ m}$$

➤ **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne α_v (Annexe (4)).**

Le type de la vanne sera une vanne à papillon, avec un angle d'ouverture de **58°**.

III.7.1.7. Tronçon R05 - R03

Données : Q=0,0045 m³/s, L=200 ml, Hg= CR(R05) – CT(R03) = 614,96 – 582,08= 32,88m

➤ **Calcul du diamètre**

En utilisant les formules (III.1 et (III.2), on aura :

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V_{\max}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0045}{3,14 \cdot 1,5}} = 0,062 \text{ m}$$

$$D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V_{\min}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0045}{3,14 \cdot 0,5}} = 0,107 \text{ m}$$

Donc : $63 \text{ mm} \leq D_n \leq 110 \text{ mm}$.

On choisit le PEHD (PN10) comme matériau, les diamètres normalisés sont: 63, 75, 90 et 110 mm. Les résultats de calculs sont présentés dans le tableau (III.7) ci après :

Tableau (III.7) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon R05-R03

Q (m ³ /s)	D _{ext} (m)	D _{int} (m)	V (m/s)	Re	λ	Δh_t (m)	H _g (m)
0,0045	0,063	0,0536	1,99	106949,33	0,0261	21,75	32,88
0,0045	0,075	0,0638	1,40	89850,85	0,0253	8,81	32,88
0,0045	0,090	0,0792	0,91	72379,85	0,0239	2,83	32,88
0,0045	0,110	0,0968	0,61	59219,88	0,0229	1,04	32,88

On optera pour un diamètre de **75 mm** avec une perte de charge $\Delta h_t = 8,81 \text{ m}$ qui est inférieure à $H_g = 32,88 \text{ m}$, avec une vitesse acceptable de **1,40 m/s**.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le même diamètre, on utilise une vanne.

➤ **Calcul des pertes de charge créées par la vanne**

$$\Delta h_v = H_g - \Delta h_t$$

$$\Delta h_v = 32,88 - 8,81 = 24,07 \text{ m}$$

➤ **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ζ (%)**

$$\Delta h_v = \zeta \times \frac{v^2}{2g}$$

$$\text{Donc : } \zeta = \Delta h_v \times \frac{2g}{v^2}$$

$$\zeta = 24,07 \times \frac{2 \cdot 9,81}{1,40^2} = 240,95 \text{ m}$$

➤ **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne α_v (Annexe (4)).**

Le type de la vanne sera une vanne à papillon, avec un angle d'ouverture de **63°**.

III.7.2. Dimensionnement de l'adduction par refoulement

III.7.2.1. Tronçon SR01 - SR02

Données :

- $Q = 0,012 \text{ m}^3/\text{s}$,
- $L = 750 \text{ m}$,
- $H_g = CT(SR02) - CT(SR01) = 609,66 - 375 = 134,84 \text{ m}$

➤ **Calcul du diamètre**

En utilisant les formules (III.1) et (III.2), on aura :

- $D_1 = \sqrt{Q} = 0,109 \text{ m}$
- $D_2 = 1,5 \sqrt{Q} = 0,164 \text{ m}$

On opte pour la fonte ductile comme matériau, les diamètres normalisés sont: 125, 150 et 200 mm.

➤ **Calcul de la hauteur manométrique**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.8) suivant :

Tableau (III.8) : Calcul de la Hmt du tronçon SR01- SR02

D_{ext} (m)	V (m/s)	Re	L(m)	λ	Δh_t (m)	Hmt (m)
125	0,98	122292,994	750	0,017	5,42	140,25
150	0,68	101910,828	750	0,017	2,21	137,05
200	0,38	76433,121	750	0,018	0,54	135,38

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.9) ci-dessous :

Tableau (III.9) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SR01- SR02

D _{ext} (m)	Q (m ³ /s)	Hmt (m)	P (KW)	E (KW,h)	F _{exp} (DA/KW,h)
0,125	0,012	140,25	22,0148	160708,2685	750507,62
0,150	0,012	137,05	21,512	157034,516	733351,19
0,200	0,012	135,38	21,249	155123,9251	724428,73

➤ **Calcul des frais d'amortissement**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.10) ci-dessous :

Tableau (III.10) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SR01- SR02

D _{ext} (m)	Prix (DA/ml)	L (m)	A	F _{am} (DA)
0,125	3000	750	0,08745	196768,33
0,150	3300	750	0,08745	216440,76
0,200	3800	750	0,08745	249234,82

➤ **Calcul des frais totaux**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.11) ci-dessous :

Tableau (III.11) : Calcul des frais totaux du tronçon SR01-SR02

D _{ext} (m)	V (m/s)	F _{exp} (DA/KW,h)	F _{am} (DA)	Totaux (DA)
0,125	1,48	750507,62	196768,33	947271,94
0,150	0,78	733351,19	216440,76	949791,95
0,200	0,43	724428,73	249234,82	973663,55

D'après les résultats trouvés ci-dessus, on opte pour un diamètre **D=125 mm** avec une vitesse **V=1,48 m/s** et une **Hmt= 140,25 m**.

III.7.2.2. Tronçon SR02 - SR03

Données:

- Q= 0,012 m³/s,
- L = 700 ml,
- Hg = CT (SR02) – CT (SR01) = 744, 52 – 609, 66 = 34, 86 m

➤ **Calcul du diamètre**

En utilisant les formules (III.1) et (III.2), on aura

- $D_1 = \sqrt{Q} = 0.109 \text{ m}$
- $D_2 = 1.5 \sqrt{Q} = 0.164 \text{ m}$

On choisie la fonte ductile comme matériau, les diamètres normalisés sont: 125, 150 et 200 mm.

➤ **Calcul de la hauteur manométrique**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.12) suivant :

Tableau (III.12) : Calcul de la Hmt du tronçon SR02-SR03

D (m)	V (m/s)	Re	L(m)	λ	Δh_t (m)	Hmt (m)
0,125	0,98	122292,994	700	0,016825891	5,07	139,92
0,15	0,68	101910,828	700	0,017089632	2,06	136,92
0,2	0,38	76433,121	700	0,01771208	0,50	135,37

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.13) ci-dessous :

Tableau (III.13) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SR02-SR03

D (m)	Q (m ³ /s)	Hmt (m)	P (KW)	E (KW,h)	F _{exp} (DA/KW,h)
0.125	0.012	139,92	21,961	160317,350	748682,03
0.15	0.012	136,92	21,492	156888,515	732669,36
0.2	0.012	135,37	21,247	155105,296	724341,73

➤ **Calcul des frais d'amortissement**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.14) ci-dessous :

Tableau (III.14) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SR02-SR03

D (m)	Prix (DA/ml)	L (m)	A	F _{am} (DA)
0,125	3 000,00	700	0,08745081	183646,71
0,15	3 300,00	700	0,08745081	202011,38
0,2	3 800,00	700	0,08745081	232619,16

➤ **Calcul des frais totaux**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.15) ci-dessous :

Tableau (III.15) : Calcul des frais totaux du tronçon SR02-SR03

D (m)	V (m/s)	F _{exp} (DA/KW,h)	F _{am} (DA)	Totaux (DA)
0,125	0.98	748682,03	183646,71	932328,73
0,15	0.68	732669,36	202011,38	934680,74
0,2	0.38	724341,73	232619,16	956960,90

D'après les résultats trouvés ci-dessus, on opte pour un diamètre **D=125 mm** avec une vitesse **V=0.98 m/s** et une **Hmt = 139.92 m**.

III.7.2.2. Tronçon SR03 – R01

Données :

- $Q = 0,012 \text{ m}^3/\text{s}$,
- $L = 855 \text{ ml}$,
- $H_g = CT (SR02) - CT (R01) = 937, 5 - 744, 52 = 192,98\text{m}$.

➤ **Calcul du diamètre**

En utilisant les formules (III.1) et (III.2), on aura :

- $D_1 = \sqrt{Q} = 0.109 \text{ m}$
- $D_2 = 1.5 \sqrt{Q} = 0.164 \text{ m}$

On opte pour la fonte ductile comme matériau, les diamètres normalisés sont: 125, 150, 200 mm.

➤ **Calcul de la hauteur manométrique**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.16) suivant :

Tableau (III.16) : Calcul de la Hmt du tronçon SR03-R01

D (m)	V (m/s)	Re	L(m)	λ	Δh_t (m)	Hmt (m)
0.125	0.98	122292,994	855	0,016825891	6,18	199,16
0.150	0.68	101910,828	855	0,017089632	2,52	195,50
0.200	0.38	76433,121	855	0,01771208	0,62	193,60

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.17) ci-dessous :

Tableau (III.17) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SR03-R01

D (m)	Q (m ³ /s)	Hmt (m)	P (KW)	E (KW,h)	F _{exp} (DA/KW,h)
0.125	0.012	199,16	31,26	228194,598	1065668,773
0.150	0.012	195,50	30,69	224006,520	1046110,450
0.200	0.012	193,60	30,39	221828,446	1035938,846

➤ **Calcul des frais d'amortissement**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.18) ci-dessous :

Tableau (III.18) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SR03-R01

D (m)	Prix (DA/ml)	L (m)	A	F _{am} (DA)
0.125	3 000,00	855	0,08745081	224311,336
0.150	3 300,00	855	0,08745081	246742,460
0.200	3 800,00	855	0,08745081	284127,692

➤ **Calcul des frais totaux**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.19) ci-dessous :

Tableau (III.19) : Calcul des frais totaux du tronçon SR03-R01

D (m)	V (m/s)	F _{exp} (DA/KW,h)	F _{am} (DA)	Totaux (DA)
0.125	0.98	1065668,773	224311,336	1289980,109
0.150	0.68	1046110,450	246742,460	1292852,919
0.200	0.38	1035938,846	284127,692	1320066,538

D'après les résultats trouvés ci-dessus, on opte pour un diamètre **D=125 mm** avec une vitesse **V=1,98 m/s** et une **Hmt=199,16m**.

III.8. Vérifications des résultats obtenus

On fait appel au logiciel Epanet afin de vérifier les résultats de dimensionnements des différents tronçons d'adduction après calculs.

III.8.1. Présentation du logiciel EPANET

Ce logiciel permet la simulation hydraulique des réseaux d'eau potable, tant en mode statique qu'en mode dynamique.

Les données à introduire consistent en :

❖ **Au niveau des nœuds :**

- L'altitude du nœud (m) ;
- La demande au nœud (l/s).

❖ **Au niveau des tronçons :**

- La longueur (m) ;
- Le diamètre (m) ;
- La rugosité (mm).

❖ **La simulation du réseau donne en résultat :**

- Le débit de chaque tronçon ;
- La pression en chaque nœud ;
- Perte de charge unitaire.

On fait entrer les débits et les altitudes de chaque nœud, ainsi que la longueur et les diamètres pour chaque conduites, dans le but de savoir si la pression au point d'arrivée est acceptable et vérifier les valeurs de la vitesse et les pertes de charge obtenues après calcul.

Les coefficients de rugosité sont présentés dans le tableau (III.20) suivant :

Tableau (III.20) : Coefficients de rugosité pour les tuyaux neufs

Matériau	Hazen-Williams (Universel)	Darcy-weisbach (mm)	Manning (Universel)
Fonte revêtue	130-140	0,25	0,012-0,015
Béton ou Revêt de Béton	120-140	0,3-3,0	0,012-0,017
Acier Galvanisé	120	0,15	0,015-0,017
PEHD	140-150	0,0015	0,011-0,015
Acier	100-120	0,03	0,015-0,017

La correspondance entre les différents coefficients est présentée dans le tableau (III.21) qui suit :

Tableau (III.21) : la correspondance entre les différents coefficients

Coeff. Hazen-William	95	106	116	130	136	141	145	146,5
Darcy-Weisbach en mm	2	1	0,5	0,25	0,1	0,05	0,025	0

La perte de charge ou charge hydraulique perdue à cause du frottement de l'eau avec les parois du tuyau peut être calculée en utilisant une des trois formules :

- Formule de Hazen-Williams ;
- Formule de Darcy-Weisbach ;
- Formule de Chezy-Manning.

Chaque formule utilise l'équation suivante pour calculer la perte de charge entre deux nœuds

$$h_L = A_R Q^{B_e}$$

- h_L : Perte de charge (en unité de longueur) ;
- Q : Le débit ;
- A_R : Le coefficient de résistance ;
- B_e : L'exposant du débit.

Le tableau (III.22) ci-dessus donne une vue d'ensemble des expressions des coefficients de résistance et des valeurs de l'exposant d'écoulement pour chacune des formules.

Tableau (III.22) : Les expressions des coefficients de résistance et des valeurs de l'exposant d'écoulement

Formule	Perte de charge totale (A)	Exposant du débit (B)
Hazen-William	$10,674C^{-1.852}D^{-4.871}L$	1,852
Darcy-Weisbach	$0.0827 f (\sum, D, Q) D^{-5} L$	2
Chezy - Manning	$10,294 n_{m2} D^{-5.33} L$	2

Explication des symboles:

C = Coefficient de rugosité de Hazen-Williams
 ϵ = Coefficient de rugosité de Darcy-Weisbach (m)
f = Facteur de friction (dépend de ϵ , d, et q)
 n_m = Coefficient de rugosité de Manning
D = Diamètre du tuyau (m)
L = Longueur du tuyau (m)
Q = Débit (m^3/s)

III.8.2.Simulation de l'adduction gravitaire

III.8.2.1. Tronçon R07-R01

Le schéma du tronçon R07-R01 après simulation est présenté dans la figure (III.1)

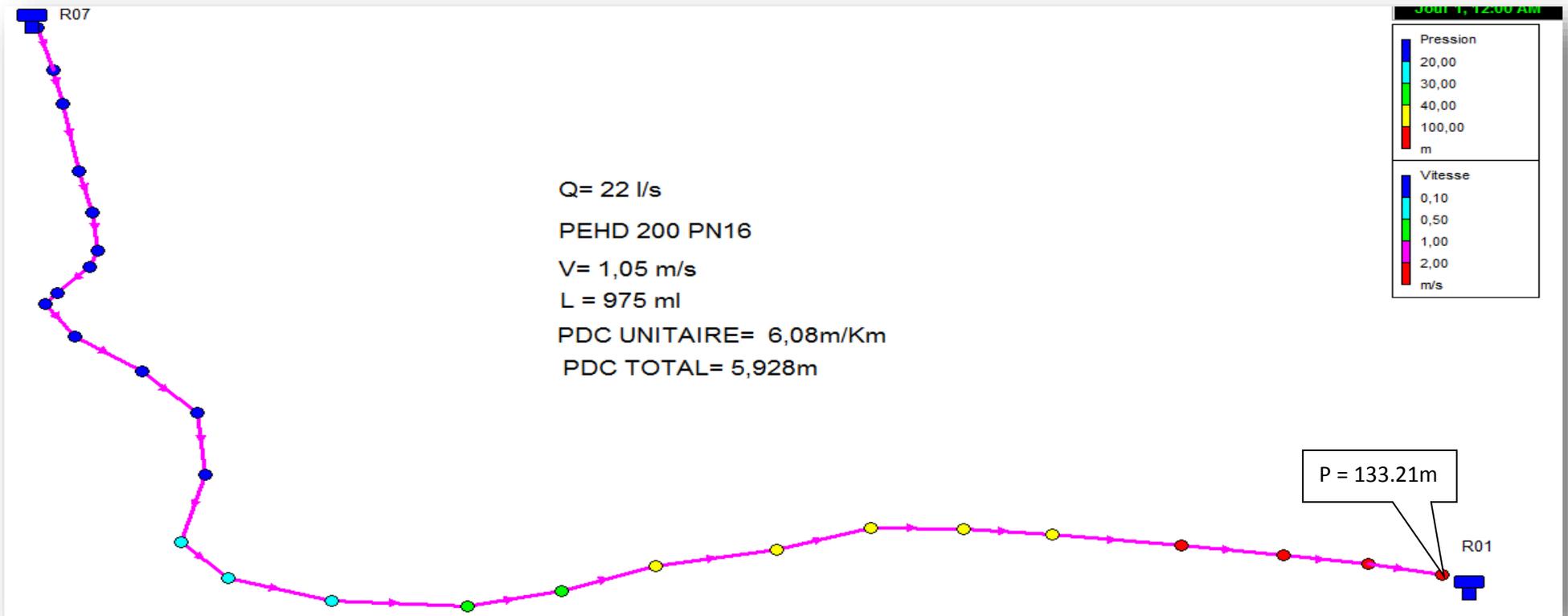


Figure (III.1) : Résultat obtenu après simulation du tronçon R07-R01

Constatation : D'après la figure ci-dessus, la simulation a donnée une pression au point d'arrivée égale à 133,21 m.

III.8.2.2. Tronçon R01-B.CH

Le schéma du tronçon R01-B.CH après simulation est présenté dans la figure (III.2).

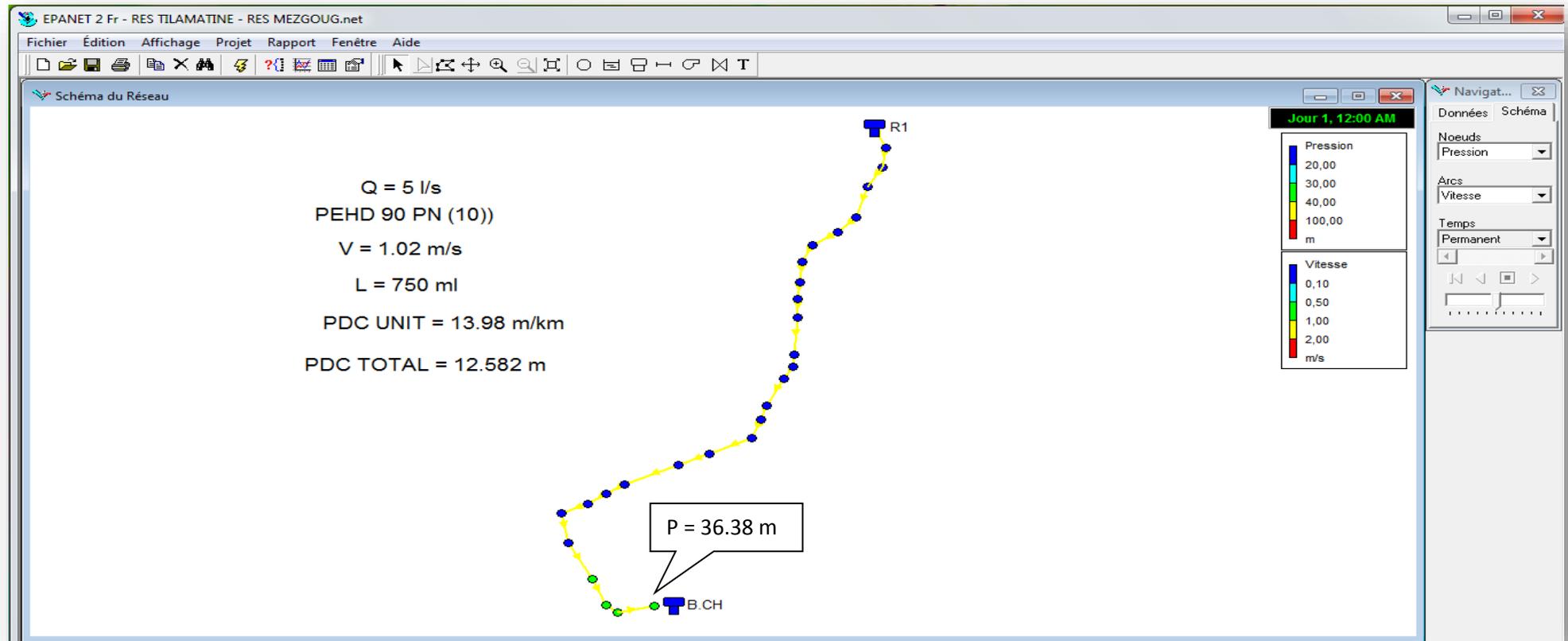


Figure (III.2): Résultat obtenu après simulation du tronçon R01-B.CH

Constatation : D'après la figure ci-dessus, la simulation a donnée une pression au point d'arrivée égale à 36,38 m.

III.8.2.3. Tronçon B.CH – R02

Le schéma du tronçon B.CH – R02 après simulation est présenté dans la figure (III.3).

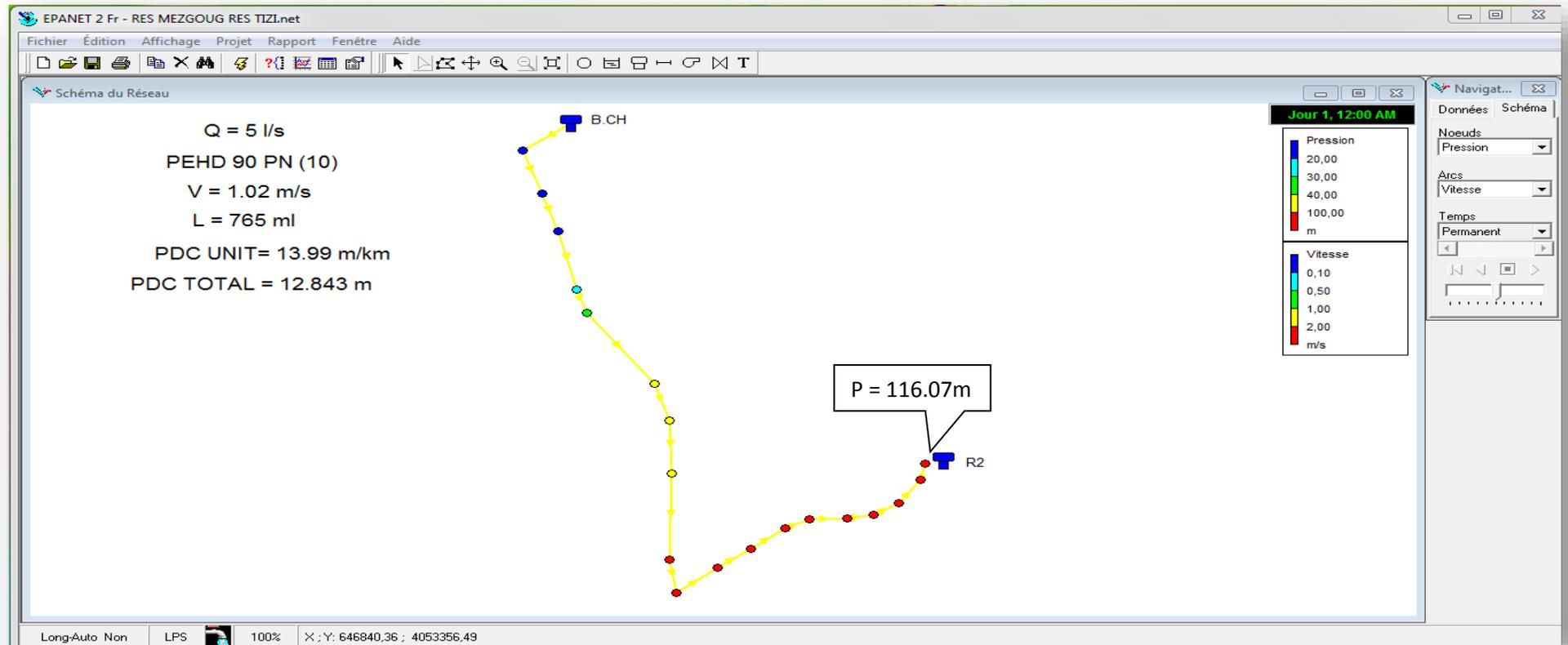


Figure (III.3): Résultat obtenu après simulation du tronçon B.CH – R02

Constatation : D'après la figure ci-dessus, la simulation a donnée une pression au point d'arrivée égale à 116,07 m.

III.8.2.4. Tronçon R01-R06

Le schéma du tronçon R01-R06 après simulation est présenté dans la figure (III.4).

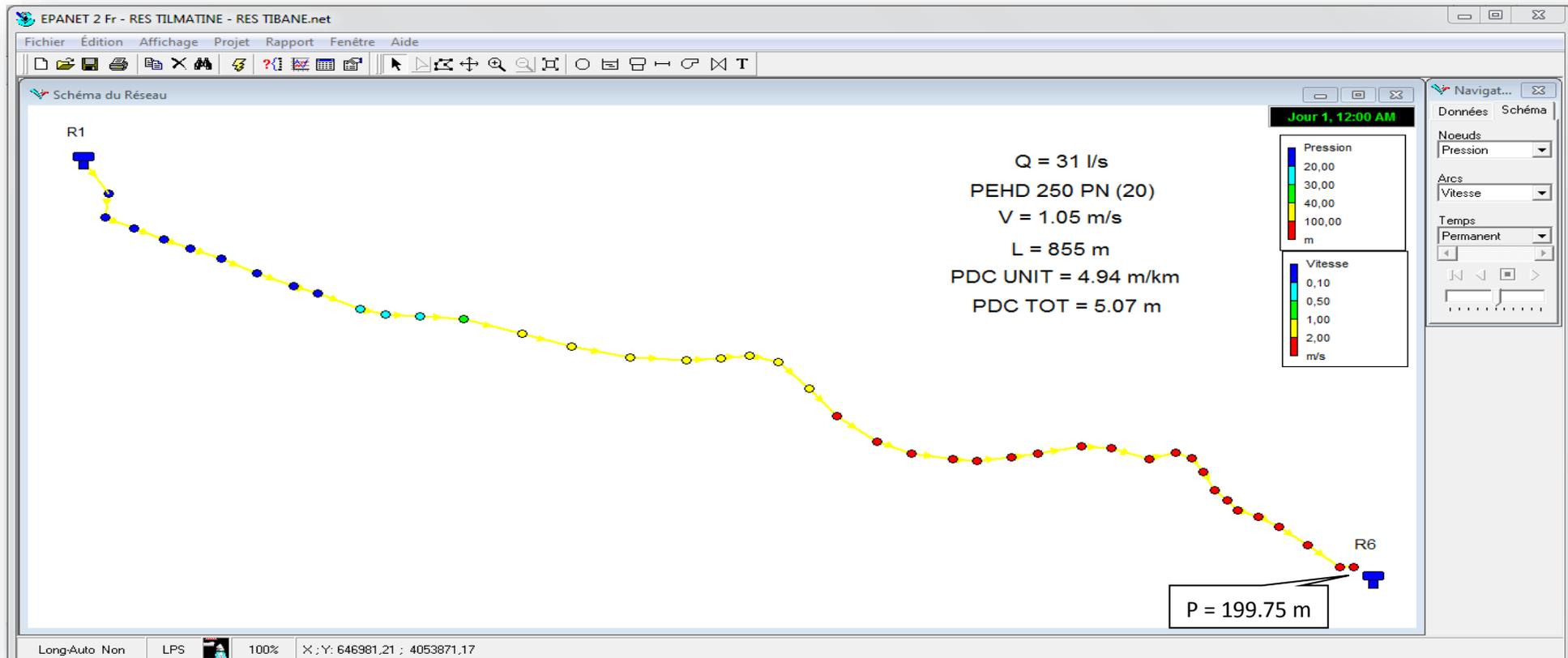


Figure (III.4): Résultat obtenus après simulation du tronçon R01-R06

Constatation : D'après la figure ci-dessus, la simulation a donnée une pression au point d'arrivée égale à 199,75 m.

III.8.2.5. Tronçon R06-R05

Le schéma du tronçon R06-R05 après simulation est présenté dans la figure (III.5).

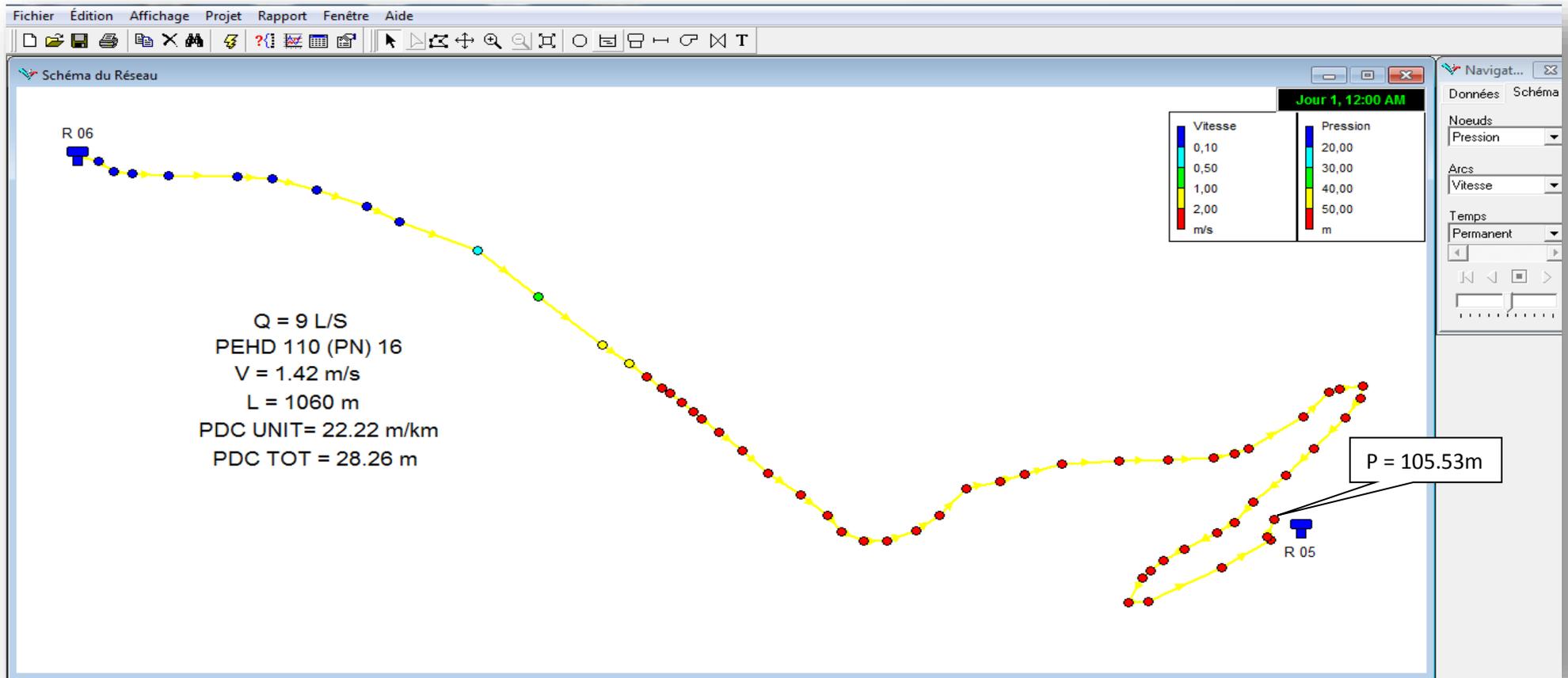


Figure (III.5): Résultat obtenu après simulation du tronçon R06-R05

Constatation : D'après la figure ci-dessus, la simulation a donné une pression au point d'arrivée égale à 105.53 m.

III.8.2.6. Tronçon R05-R03

Le schéma du tronçon R05-R03 après simulation est présenté dans la figure (III.6).

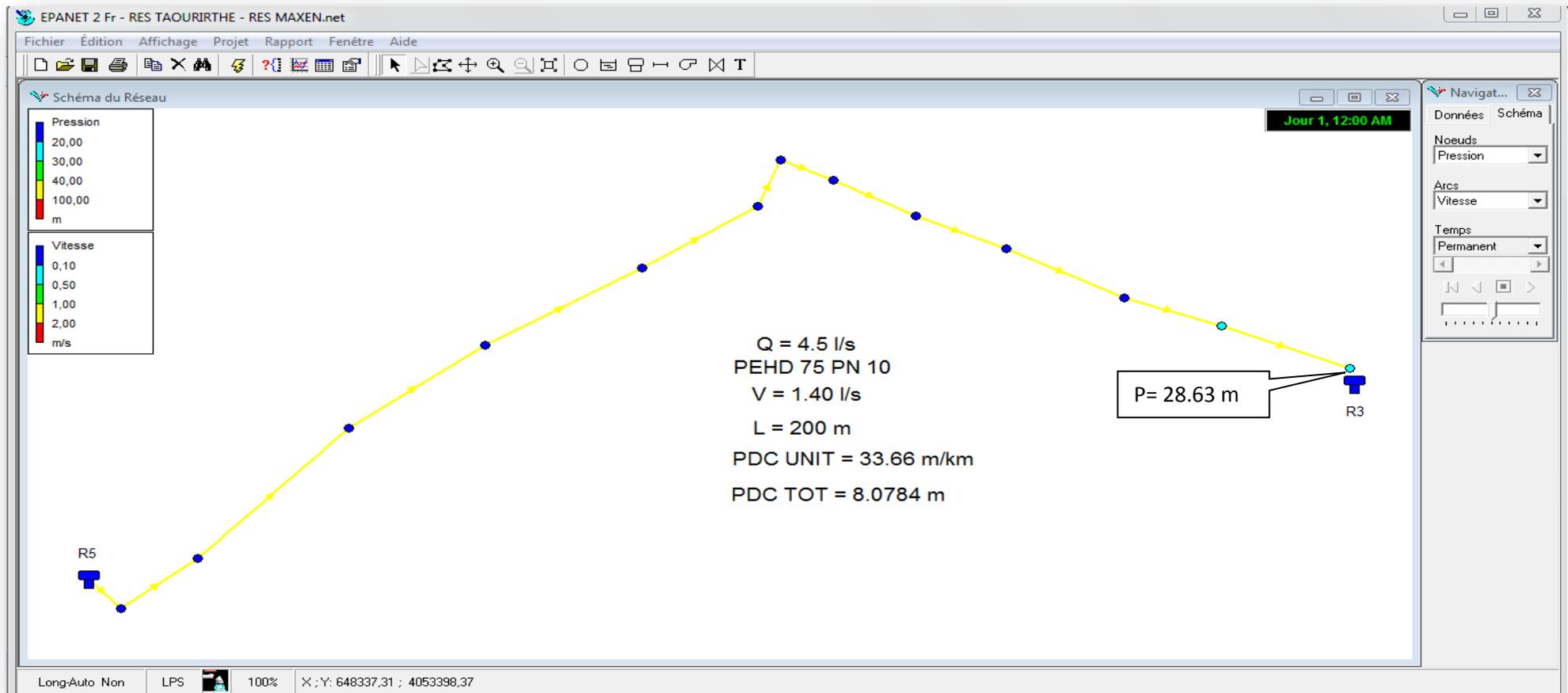


Figure (III.6): Résultat obtenu après simulation du tronçon R05-R03

Constatation : D'après la figure ci-dessus, la simulation a donnée une pression au point d'arrivée égale à 28.63 m.

III.8.2.7. Tronçon R05-R04

Le schéma du tronçon R05-R04 après simulation est présenté dans la figure (III.7).

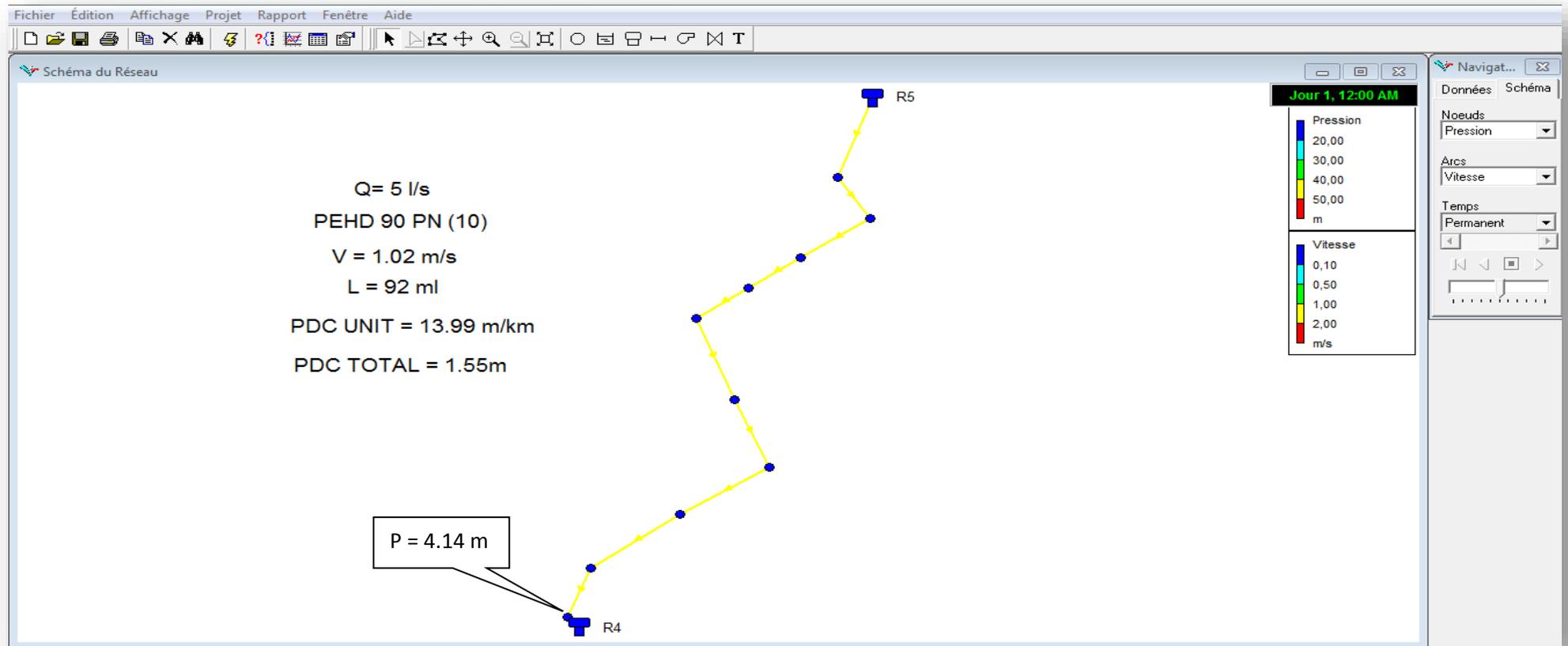


Figure (III.7): Résultat obtenu après simulation du tronçon R05-R04

Constatation : D'après la figure ci-dessus, la simulation a donnée une pression au point d'arrivée égale à 4.14 m.

III.8.3. Simulation de l'adduction par refoulement

Les résultats pour les différents tronçons sont regroupés dans les figures (III.8) et (III.9).

III.8.3.1. Tronçon SR02 – SR03

Le schéma du tronçon SR02 – SR03 après simulation est présenté dans la figure (III.8).

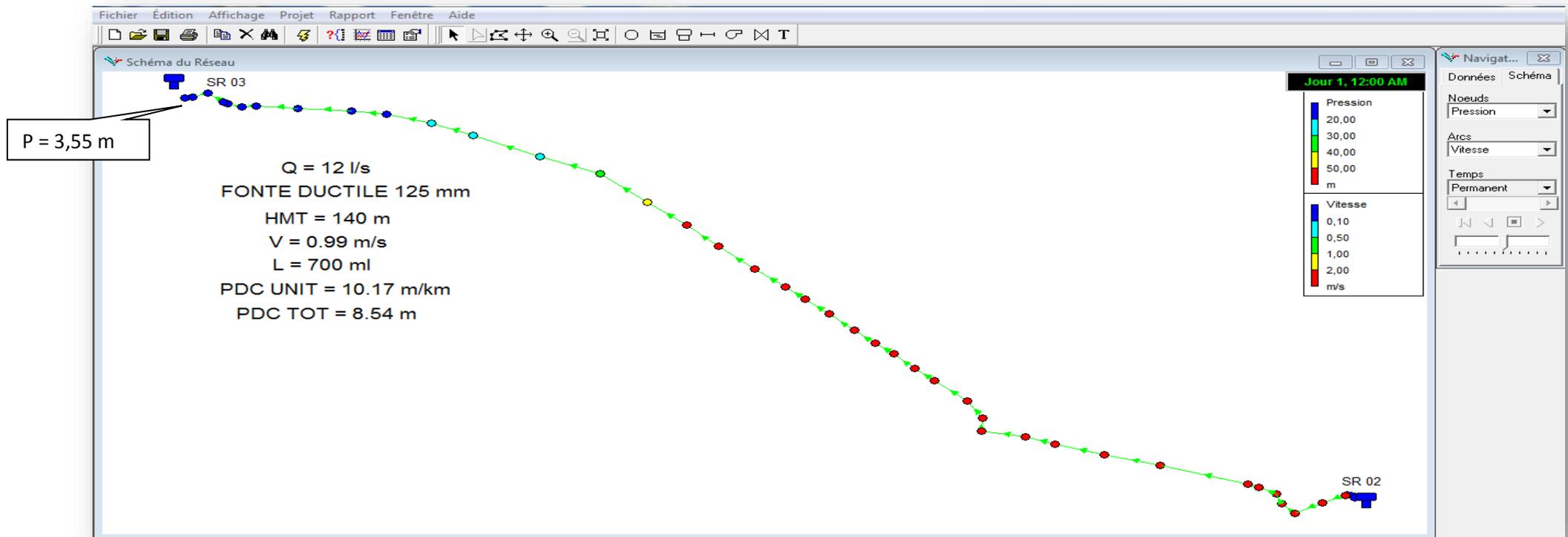


Figure (III.8): Résultat obtenu après simulation du tronçon SR02 – SR03

Constatation : D'après la figure ci-dessus, la simulation a donnée une pression au point d'arrivée égale à 3.55 m.

III.8.3.2. Tronçon SR03 – R01

Le schéma du tronçon SR03 – R01 après simulation est présenté dans la figure (III.9).

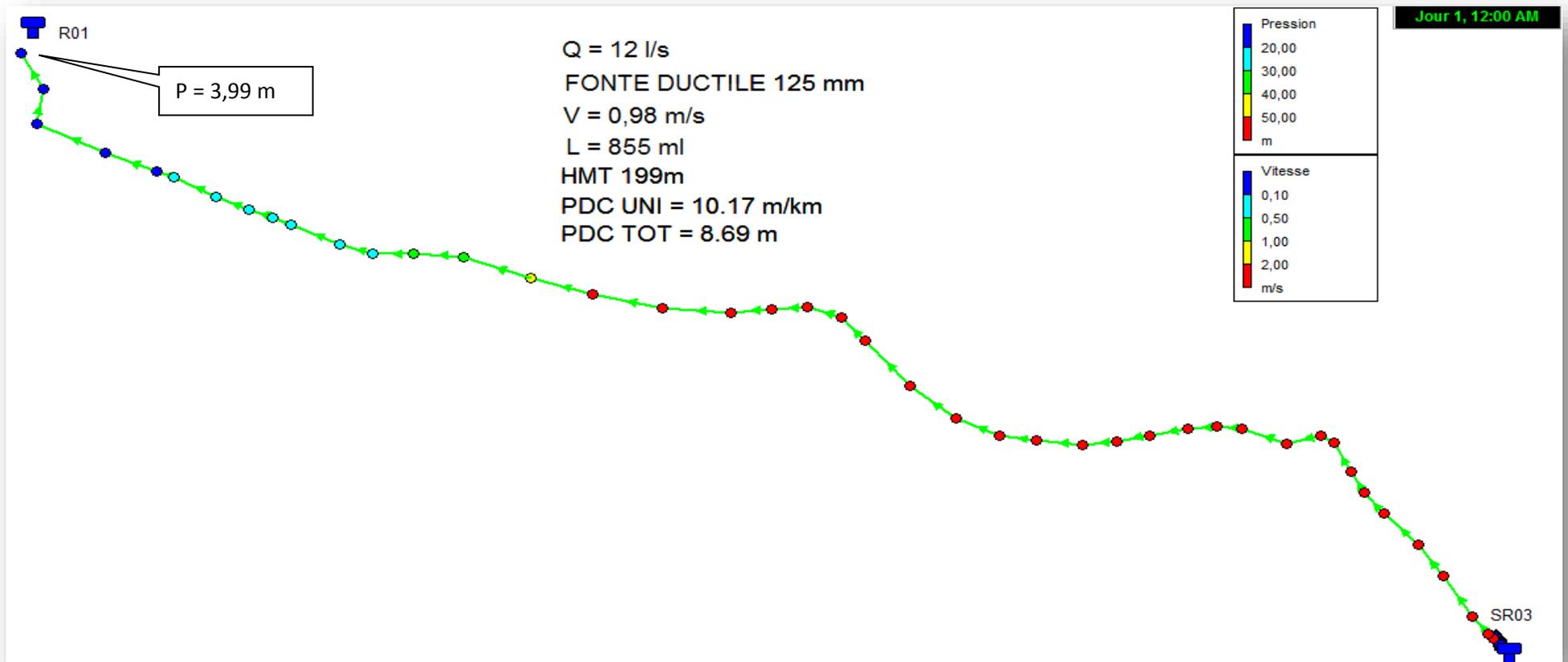


Figure (III.9): Résultat obtenu après simulation du tronçon SR03 – R01

Constatation : D'après la figure ci-dessus, la simulation a donnée une pression au point d'arrivée égale à 3,99 m.

Remarque : Vu le manque de données on n'a pas pu faire la simulation pour le tronçon SR01-SR02.

III.9. Conclusion

Le dimensionnement des conduites d'adduction (refoulement et gravitaire), a été fait sur la base des besoins maximums en eau de la population. Ces besoins nous ont permis de calculer les diamètres économiques nécessaires avec des frais minimaux pour les conduites de refoulement. Pour les conduites gravitaires on a déterminé les diamètres avantageux.

Pour but d'assurer la fiabilité des résultats obtenus, une vérification a été faite à l'aide du logiciel EPANET qui nous a donné des résultats très proches de ceux calculés.

Les diamètres retrouvés et les types des matériaux choisis sont mentionnés dans le tableau (III.21) suivant :

Tableau (III.21) : Tableau récapitulatif des diamètres trouvés

Adduction	Tronçon	Diamètre (m)	Languer (ml)	Matériaux
Gravitaire	R07-R01	0,200	975	PEHD (PN 16)
	R01-R06	0,250	855	PEHD (PN 20)
	R06-R05	0,110	1060	PEHD (PN 16)
	R05-R04	0,090	92	PEHD(PN 10)
	R05-R03	0,075	200	PEHD (PN 10)
	R01-B.CH	0,090	750	PEHD (PN 10)
	B.CH-R02	0,090	765	PEHD (PN 16)
Refoulement	SR01-SR02	0,125	750	Fonte ductile
	SR02-SR03	0,125	700	Fonte ductile
	SR03-R01	0,125	855	Fonte ductile

Le réseau d'adduction est schématisé dans la figure (III.10) ci-dessous :

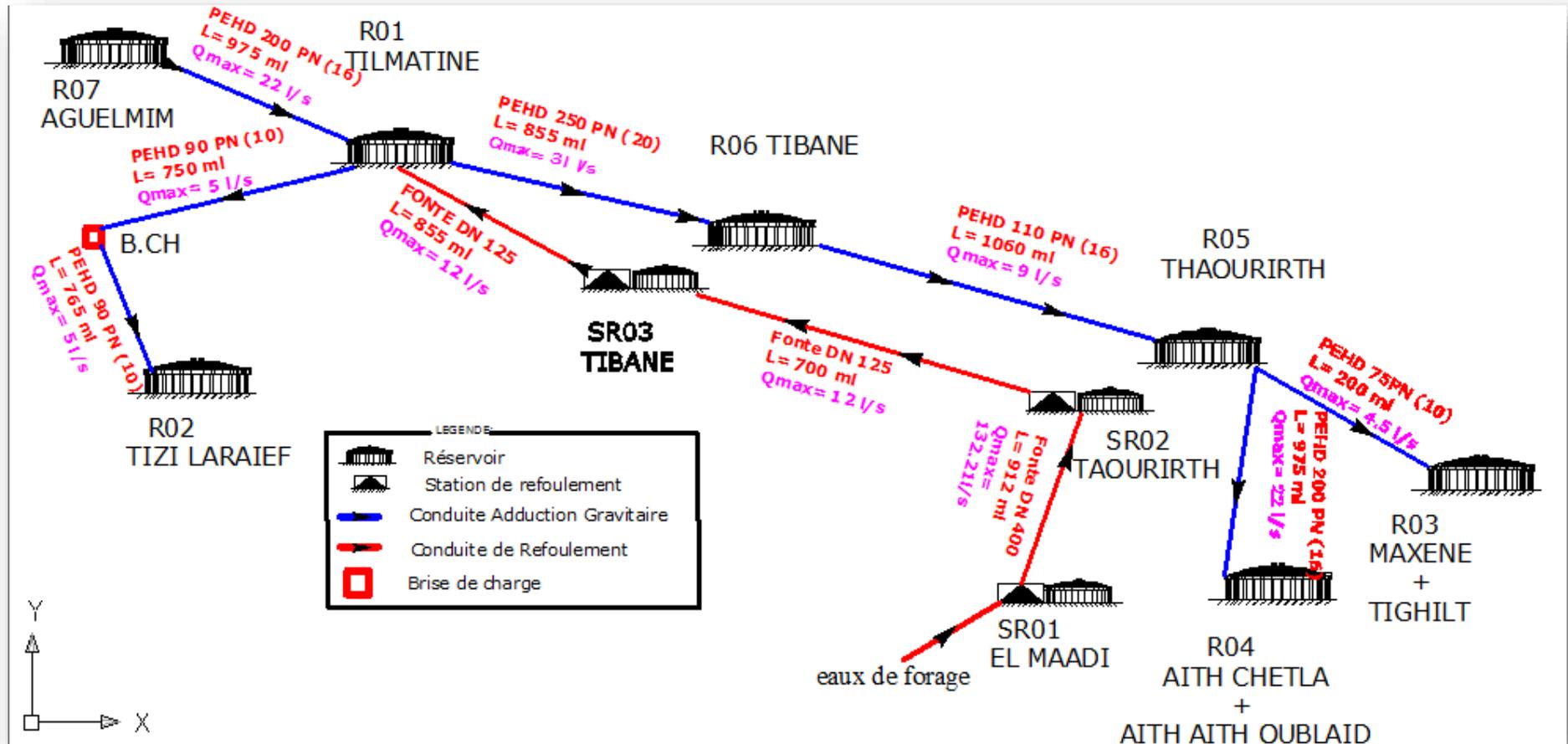


Figure (III.10) : Schéma synoptique du réseau d'adduction de la zone d'étude.

Chapitre IV
Chapitre IV

Pompes
Pompes

IV.1. Introduction

Ce chapitre a pour but, l'étude et le choix de la pompe idéale adaptée à l'usage du présent projet et qui nous permet d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau des stations de pompage projetées.

Les pompes les plus utilisées sont les pompes centrifuges, vu qu'elles permettent le refoulement des débits importants à des hauteurs considérables, et qu'elles constituent des groupes légers peu coûteux et présentent un bon rendement.

IV.2. Définition

Une pompe est un système d'élévation d'eau, c'est la transformation d'énergie mécanique en énergie hydraulique, elle est composée par des organes différents.

La pompe est entraînée par un moteur électrique. Elle peut être une pompe à axe :

- Horizontal ;
- Vertical ;
- Oblique.

IV.3. Classification des pompes

Les pompes peuvent être classées comme suit [6] :

- **Les pompes volumétriques**

Elles sont caractérisées par un déplacement du liquide du point de l'aspiration vers le point de refoulement qui se fait par un mouvement de :

- Translation ;
- Rotation ;
- Ou mixte (translation et rotation).

- **Les turbopompes**

Une turbopompe est essentiellement constituée par un organe mobile ou une roue munie d'aubes ou d'ailettes animées d'un mouvement de rotation qui permet l'augmentation de l'énergie de fluide. Elle est précédée d'une entrée et suivie le plus souvent d'un diffuseur dans lequel une

partie de l'énergie cinétique du fluide se transforme en pression. Ce sont les plus utilisées, on distingue :

- Les pompes centrifuges ;
- Les pompes à hélices ;
- Les pompes hélico-centrifuges.

On peut classer les pompes centrifuges comme suit :

- **Suivant la forme de la roue :**

- Pompe centrifuges radiales ;
- Pompe centrifuges semi-axiales.

- **Suivant la forme du corps de la pompe :**

- Pompe à volute ou colimaçon ;
- A diffuseur circulaire ou type burine.

- **Suivant le nombre de roue :**

- Monocellulaires : utilisées pour des pressions moyennes de 15 à presque 100 m d'eau ;
- Multicellulaires : utilisées pour des hautes pressions atteignant plusieurs centaines de mètres.

- **Suivant la position de son axe :**

- Pompes à axe horizontal ;
- Pompes à axe vertical.

IV.4. Choix de la pompe

Le choix de la pompe se fait en respectant les critères suivants [7]:

- Le débit à refouler;
- La hauteur manométrique totale ;

- Le meilleur rendement qui conduirait à un coût acceptable du mètre cube d'eau à refouler ;
- Fiabilité.

Dans la présente étude, on s'intéressera aux pompes centrifuges, et cela pour les raisons suivantes :

- Elles assurent le refoulement des débits importants à des hauteurs considérables ;
- Elles sont peu coûteuses et d'un rendement acceptable ;
- Elles constituent des groupes légers et peu encombrants.

IV.5. Critères généraux des pompes

Les caractéristiques importantes d'une pompe sont :

- Le débit à refouler (Q) ;
- La hauteur manométrique totale (HMT) ;
- La puissance et le rendement ;
- La vitesse spécifique.

IV.6. Constitution d'une pompe centrifuge

La pompe centrifuge est constituée de [5] :

- **volute** : Appelée également corps de pompe, c'est une sorte de tubulure profilée qui a pour but d'effectuer la transmission en pression d'une partie de la vitesse de l'eau à la sortie de la roue.
- **La roue** : C'est un organe mobile appelé encore rotor ou impulsor, formé de deux flasques, l'un en avant, l'autre en arrière et d'aubages aussi, dont la concavité est dirigée à l'opposé du centre de sens de rotation de la machine ; une roue est caractérisé par les angles de ces aubages, ses diamètres, sa longueur et enfin la vitesse à la quelle elle doit tourner .
- **Vis de remplissage** : Située sur le corps de la pompe.

- **Presse étoupe** : Afin d'éviter d'éventuelles rentrées d'air et des fluides dans le corps de la pompe, on utilise des presse-étoupes, leur rôle c'est d'assurer l'étanchéité de la roue.
- **Flasques** : Ils assurent le raccordement entre la pompe et la presse-étoupe.
- **Le palier** : Supporte l'arbre de transmission à l'intérieur duquel on trouve les différents roulements.
- **L'arbre** : L'accouplement se fait avec un moteur électrique ou thermique.

Les principaux éléments constituant une turbomachine sont données dans la figure (IV.1) ci-après.

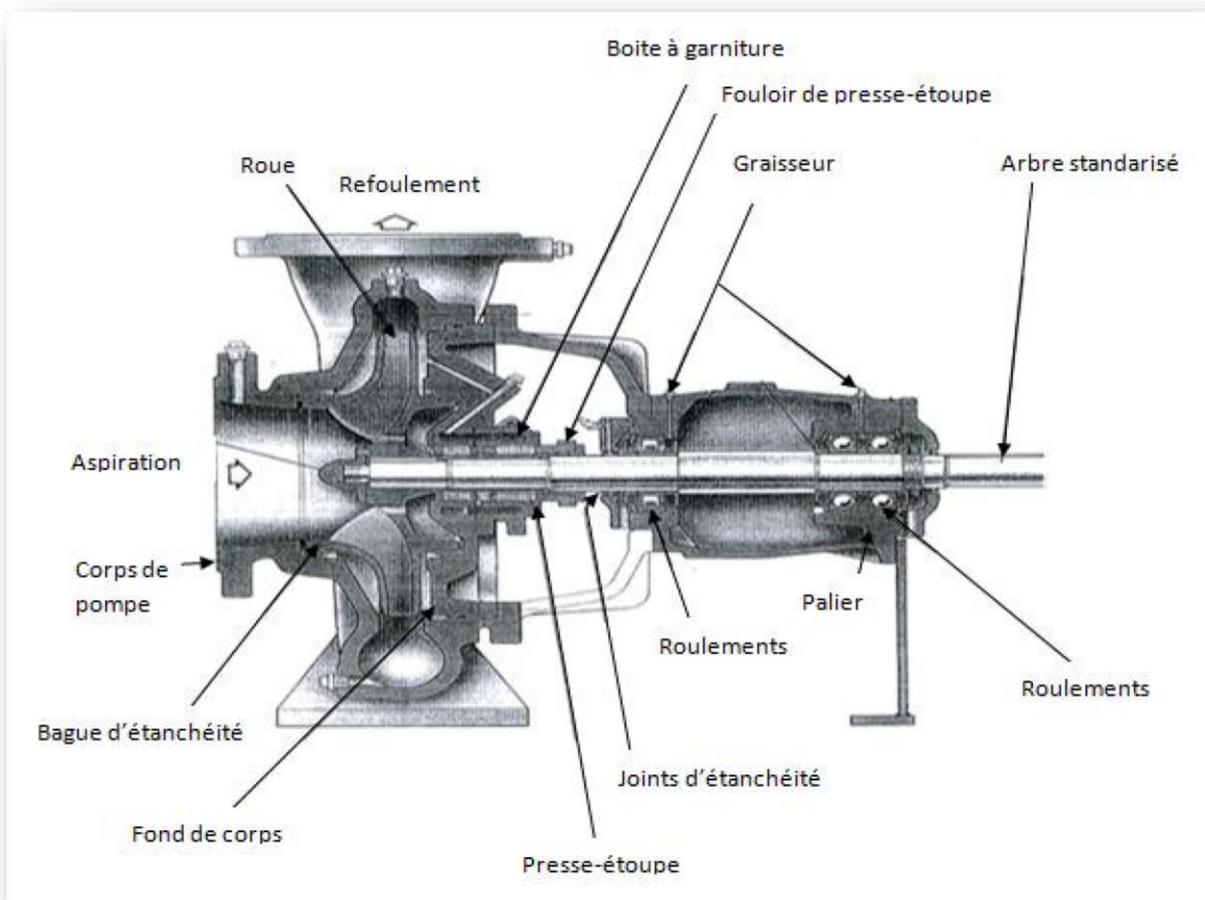


Figure (IV.1) : Eléments constitutifs d'une turbomachine

IV.7. Courbes caractéristiques d'une pompe

Les performances d'une pompe sont représentées par les courbes suivantes (Figure (IV.2)) [8] :

➤ **La courbe hauteur-débit [H = f(Q)]**

C'est une représentation graphique qui exprime les variations des différentes hauteurs d'élévation en fonction du débit : $H = f(Q)$.

➤ **La courbe puissance-débit [P = f(Q)]**

Elle représente les variations de la puissance absorbée en fonction des débits, c'est une courbe en branche de parabole, dont la courbure est tournée vers le bas : $P = f(Q)$.

➤ **La courbe rendement-débit [r = f(Q)]**

Elle exprime les variations du rendement de la pompe en fonction du débit $r = f(Q)$. Le point d'intersection de la courbe $H = f(Q)$ avec des ordonnées s'appelle le point de barbotage ou point à vanne fermée.

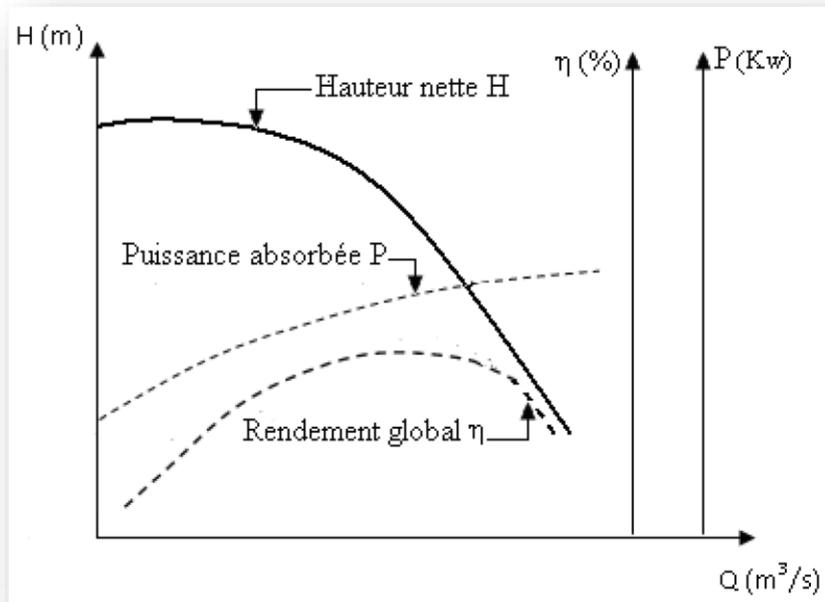


Figure (IV.2) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

IV.8. Puissance absorbée

L'expression de la puissance absorbée par une pompe est la suivante :

$$Pa' = \frac{9,81 * Hmt * Q}{\eta} \text{ (KW)} \tag{IV.1}$$

Avec :

- P_a' : Puissance absorbée (KW) ;
- Q_r : Débit à refouler (m^3/s) ;
- H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m) ;
- η : Rendement de la pompe %.

V.9. Hauteur manométrique totale (H_{mt})

La H_{mt} est la somme des termes suivants :

➤ **La hauteur géométrique de refoulement (H_r)**

Elle est toujours positive pour un groupe horizontal, c'est la distance entre le point le plus haut à atteindre et l'axe horizontal de la pompe.

Pour le groupe vertical, elle représente la distance séparant le point le plus haut et le plan de la première roue.

➤ **La hauteur géométrique d'aspiration (H_a)**

Qui sera négative pour une aspiration en dépression, positive pour une aspiration en charge. C'est la distance séparant l'axe de la pompe du plan de pompage pour un groupe horizontal, ça sera la distance qui sépare le plan de la première roue (pompe multicellulaire) et le plan de pompage s'il s'agit d'un groupe vertical.

➤ **Les pertes de charge d'aspiration et de refoulement**

La pompe devra compenser les dissipations d'énergie dans les conduites tant d'aspiration que de refoulement, elles sont évaluées en hauteur exprimée en mètre.

IV.10. Point de fonctionnement

Le point de fonctionnement d'une pompe est défini comme étant le point d'intersection des courbes caractéristiques d'une pompe [$H = f(Q)$] est celle de la conduite de refoulement [$H_c = f(Q)$] (Figure (IV.3)), tel que :

$$H_c = H_g + RQ^2 \quad (IV.2)$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique ;
- RQ^2 : Valeur de la perte de charge au point considéré (m) ;
- R : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m).

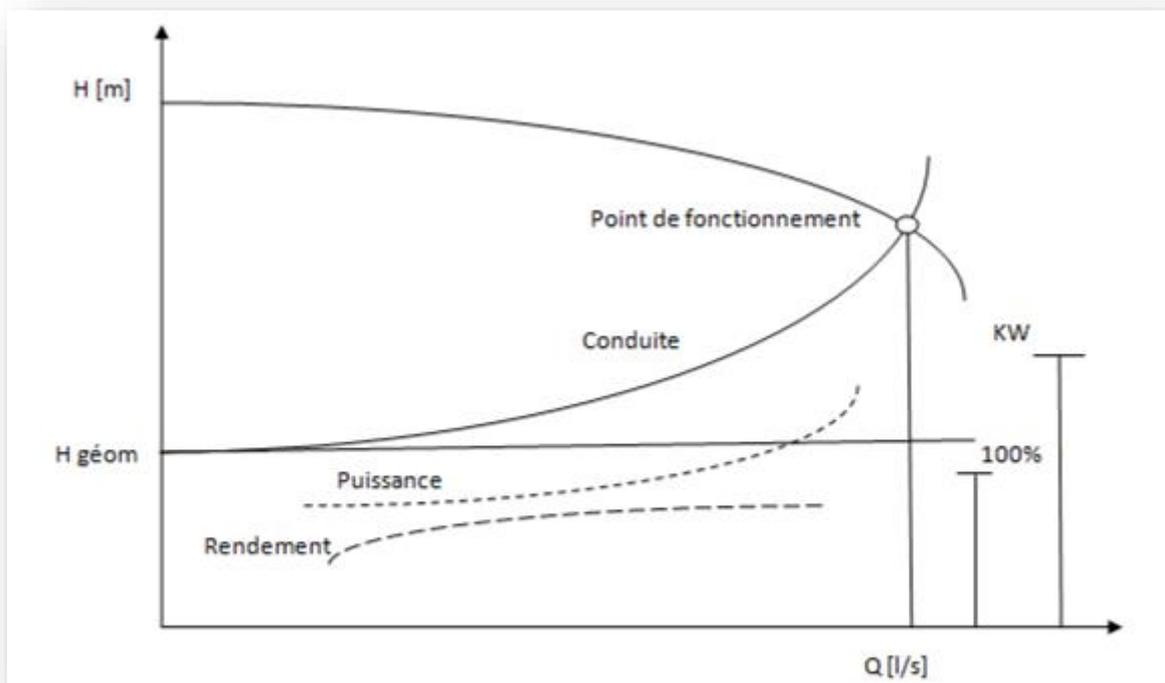


Figure (IV.3) : Point de fonctionnement d'une pompe

Remarque : Lorsque le point de fonctionnement désiré coïncide avec celui de la pompe, dans ce cas, la pompe fonctionne dans la condition optimale d'utilisation (rendement maximal de la pompe), sinon, on sera dans l'obligation de porter des modifications sur les caractéristiques de la pompe ou de la conduite de refoulement. A cet effet, on procédera à une comparaison entre plusieurs solutions, à savoir :

- Réduction du temps de pompage.
- Le vannage.
- Le rognage.
- Variation de la vitesse de rotation de la pompe.

IV.10.1. Réalisation du point de fonctionnement désiré

IV.10.1. 1^{ère} Variante : Réduction ou augmentation du temps de pompage

Le point de fonctionnement étant à droite de P ; le débit relevé Q_1 sera plus important que Q , dans ce cas, il faut diminuer le temps de pompage (Figure (IV.4)).

Le volume d'eau entrant dans le réservoir étant (pour une durée de pompage de 20 heures) :

Il est obtenu également après refoulement de Q_1 pendant un temps T' . Le débit est pris ici en m^3/h .

$$Q_1 T' = 20 * Q \implies T' = 20 * \frac{Q}{Q_1} \quad (IV.4)$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$Pa' = \frac{g * Q_1 * H}{\eta} \text{ (KW)} \quad (IV.5)$$

- η : Rendement correspondant au point $P_1 (Q_1, H_1)$.

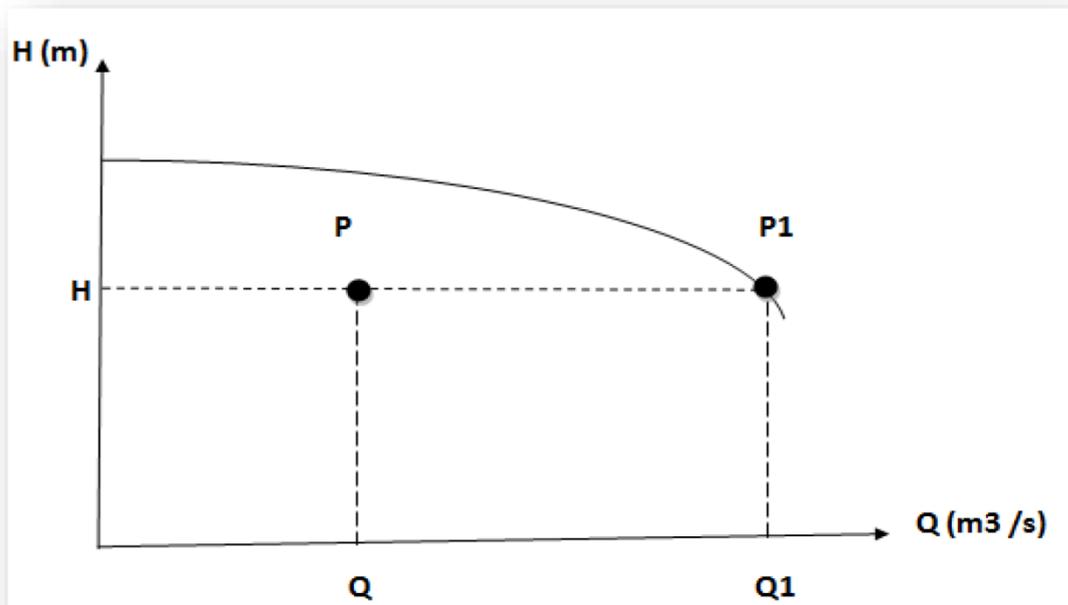


Figure (IV.4) : Recherche du point de fonctionnement désiré par réduction du temps de pompage

IV.10.1.2. 2^{ème} Variante : Régulation par étouffement (Vannage)

Le principe de cette méthode est d'accepter la caractéristique de la pompe et de vanner sur le refoulement (la courbe $H = f(Q)$) pour créer une perte de charge de façon à obtenir le débit désiré (Q). C'est pour cela d'ailleurs que le vannage est souvent déconseillé (Figure (V.5)).

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$Pa' = \frac{g \cdot Q \cdot H'}{\eta} \quad (\text{KW}) \quad (\text{IV.6})$$

Avec :

$$H' = H + h \quad (\text{IV.7})$$

Où :

- H' : La hauteur manométrique totale au point désiré (Q, H) ;
- h : Perte de charge engendrée par le vannage ;
- η : Rendement correspondant au point $P(Q, H)$.

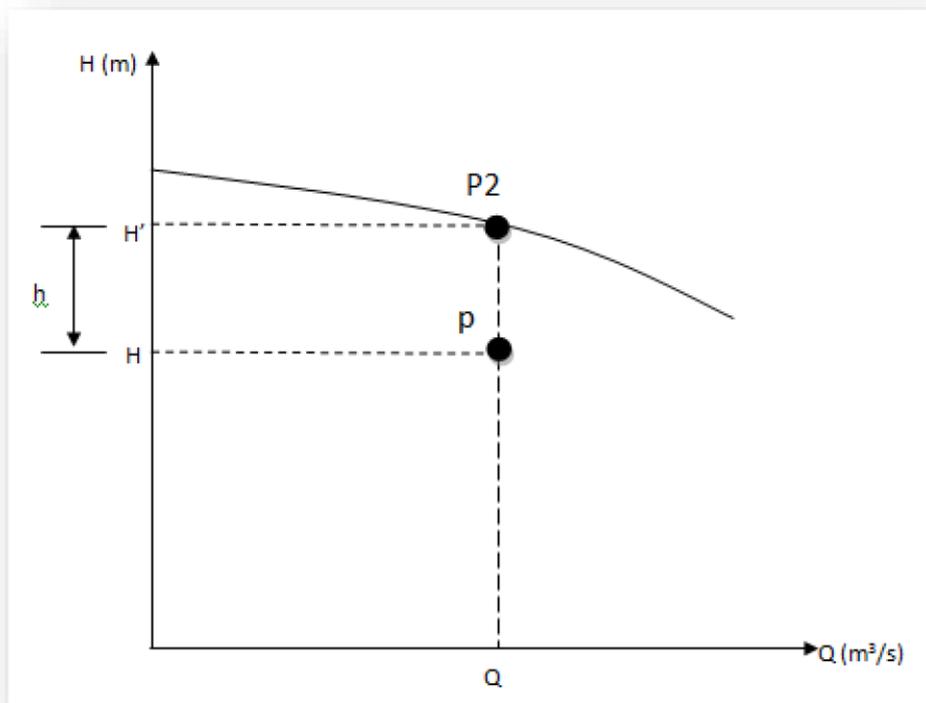


Figure (IV.5) : Recherche du point de fonctionnement désiré par étouffement

IV.10.1. 3. 3^{me} Variante : Rognage de la roue de la pompe

Pour faire passer la courbe $H = f(Q)$ de la pompe par le point de fonctionnement désiré (P), en gardant la même vitesse de rotation N , la solution consiste à diminuer le diamètre de la roue (rognage), à cet effet, on trace une droite passant par l'origine et le point P, celle-ci coupe la courbe caractéristique de la pompe au point $P_3 (Q_3, H_3)$ qui est le point homologue de P avant le rognage (Figure (IV.6)).

On aura donc :

$$m = \sqrt{\frac{Q}{Q_3}} = \sqrt{\frac{H}{H_3}} \quad (\text{IV.8})$$

Avec :

- m : Coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage sera :

$$R = 1 - m \quad (\%) \quad (\text{IV.9})$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$Pa' = \frac{g \cdot Q \cdot H}{\eta} \quad (\text{KW}) \quad (\text{IV.10})$$

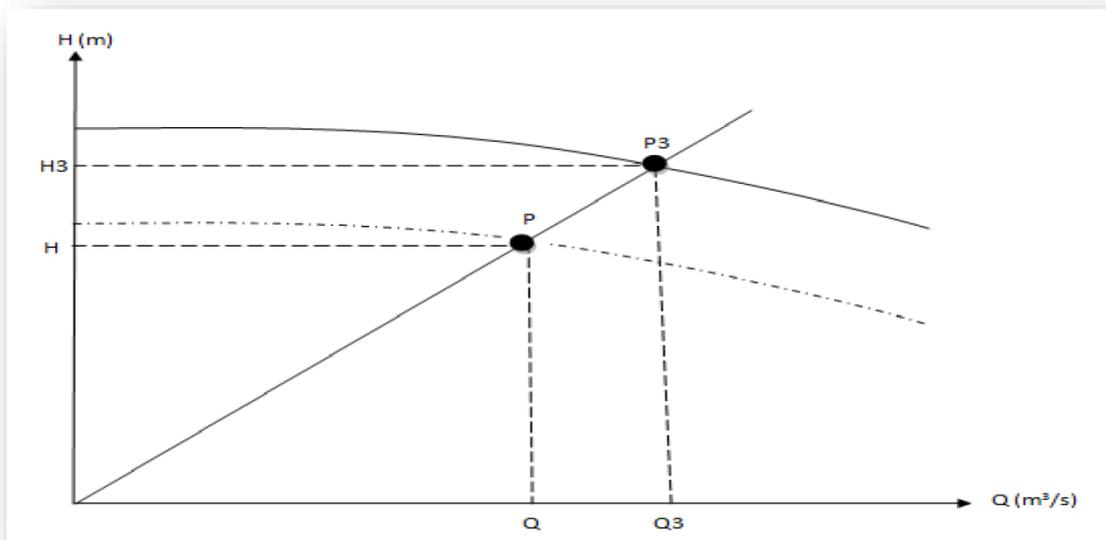


Figure (IV.6) : Recherche du point de fonctionnement désiré par étouffement

IV.10.1. 4. 4^{ème} Variante de la vitesse de rotation

Cette méthode consiste à faire varier la vitesse de rotation, à cet effet, on cherche une vitesse N' , pour cela on trace la parabole $H = a \times Q^2$ passant par l'origine et par le point désiré P et coupe la caractéristique de la pompe au point P₄ (Q₄, H₄) (Figure (IV.7)).

$$N' = \frac{Q}{Q_4} N \quad (\text{tr /mn}) \tag{IV.11}$$

La puissance absorbée sera :

$$Pa' = \frac{g \cdot Q \cdot H}{\eta} \quad (\text{KW}) \tag{IV.12}$$

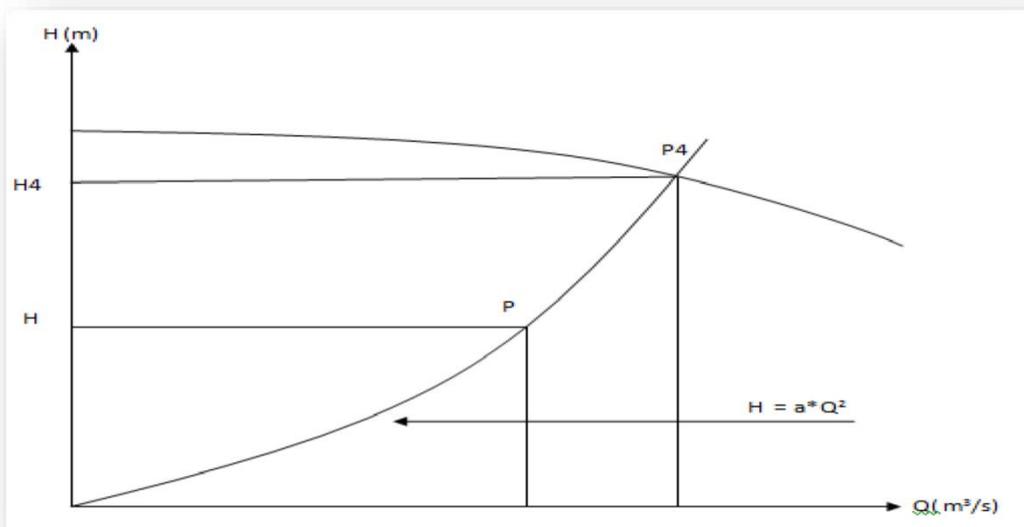


Figure (IV.7) : Recherche du point de fonctionnement désiré par variation de la vitesse de rotation

IV.11. Couplage des pompes

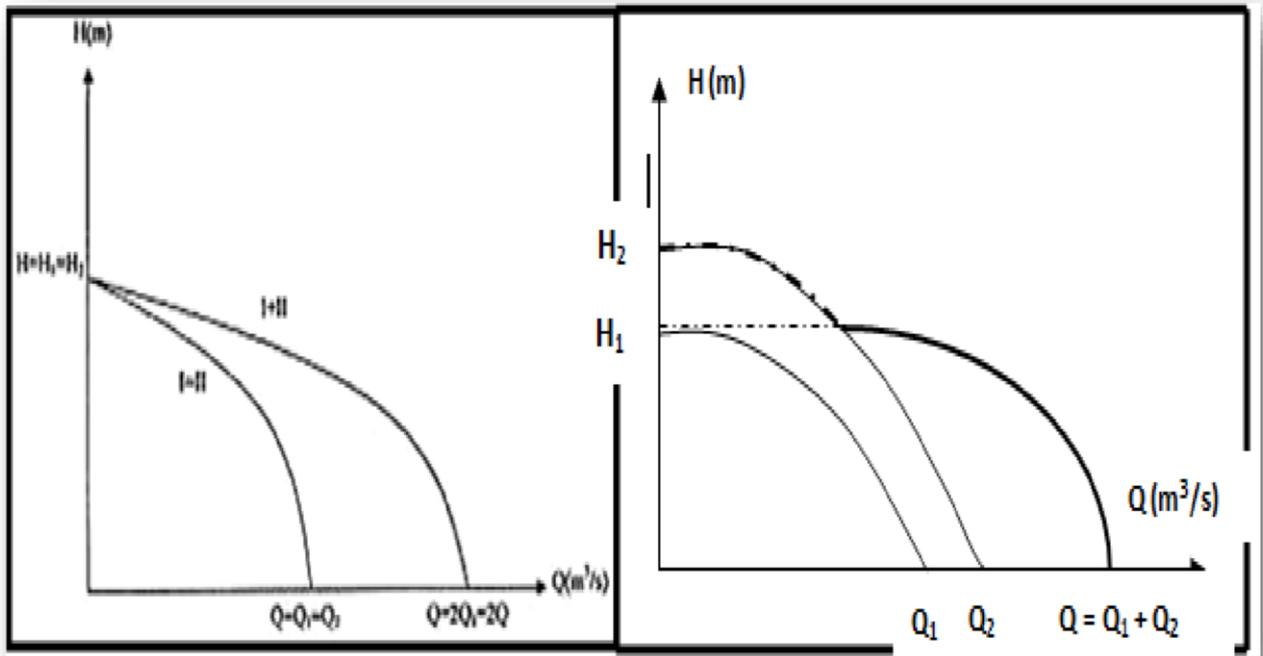
Le couplage des pompes se fait dans le cas où une pompe placée ne permet pas de fournir la charge ou le débit nécessaire pour l'élévation de l'eau au point voulu. Le couplage des pompes se fait comme suit [8]:

- Débit fourni par une seule pompe insuffisant —————> couplage en parallèle.
- Charge fourni par une seule pompe insuffisante —————> couplage en parallèle.

V.11.1. Couplage en parallèle

Chaque conduite de refoulement aboutit à une conduite générale commune (Figure (IV.8)).

- Cette dernière sera composée de la somme des débits de chaque pompe.
- La caractéristique de l'ensemble des groupes sera obtenue en sommant pour une même ordonnée H les débits abscisses de chaque groupe.



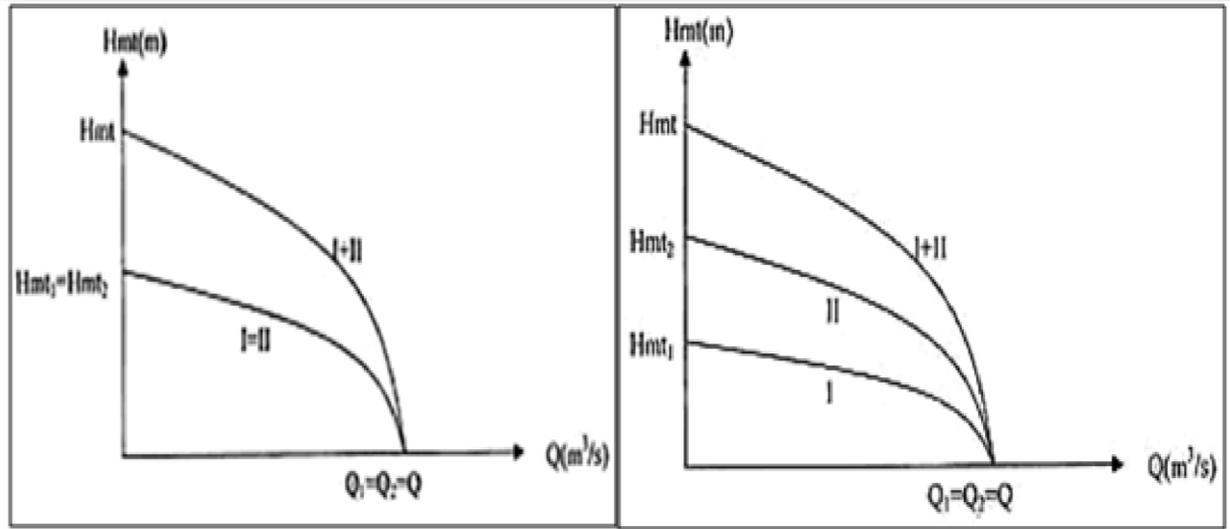
Couplage de deux pompes identiques en parallèle

b. Graphe de deux pompes différentes en parallèle

Figure (IV.8) : Couplage en parallèle

V.11.2. Couplage en série

Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde. Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe s'ajoutent (Figure (IV.9)).



a. Couplage de deux pompes identiques en série

b. Couplage de deux pompes différentes en série

Figure (IV.9) : Couplage en série

IV.12. Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes n minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH)_r minimale ;
- Vitesse de rotation N élevée (tr/mn) ;
- Puissance absorbée minimale.

IV.13. Etude de cavitation

La cavitation est un phénomène physique très complexe, qui se manifeste lorsque la pression absolue du liquide descend au-dessous de la tension de vapeur du liquide. Il se forme des bulles d'air, qui dans les zones de pression les plus élevées, provoquent d'importantes perturbations ; bruits dans l'écoulement, des vibrations, ce qui entraîne l'érosion des matériaux au niveau de la pompe.

Pour qu'une pompe fonctionne normalement sans cavitation, il faut vérifier la condition suivante [5]:

$$(\text{NPSH})_d > (\text{NPSH})_r \quad (\text{IV.13})$$

- Pour alimentation en charge

$$(\text{NPSH})_d = (P_0 / (g^* \rho)) + H_a - (J_a + T_v) \quad (\text{IV.14})$$

- Pour alimentation en depression

$$(\text{NPSH})_d = (P_0 / (g^* \rho)) + H_a - (J_a + T_v) \quad (\text{IV.15})$$

Avec:

- H_a : Hauteur d'aspiration en (m);
- J_a : perte de charge à l'aspiration en (m);
- P_0 : Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m) ;
- T_{vp} : La pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée. Dans notre étude, on prend $T = 20^\circ\text{C}$ (Tableau (IV.1)).

La courbe caractéristique du $(\text{N.P.S.H})_d$ et celle du $(\text{N.P.S.H})_r$ se coupent en un point qui représente le point d'apparition de la cavitation (Figure (IV.10)) et il y a lieu de tenir le point de fonctionnement de la pompe à gauche de la verticale passant par ce point de respecter la condition.

Tableau (IV.1) : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température

T°C	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
T _{vp} (m)	0.06	0.083	0.125	0.24	0.43	0.75	1.26	2.03	4.10	4.80	10.30

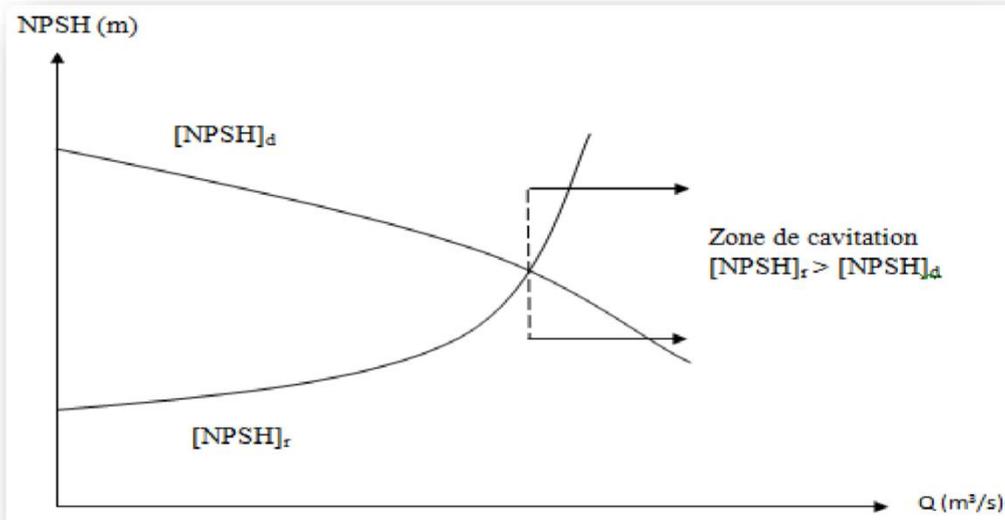


Figure (IV.10) : Graphe des courbes N.P.S.H

- **Amorçage de la pompe**

C'est une opération qui consiste à remplir la pompe en eau et le retrait de l'air que celle-ci contient avant sa mise en marche, il est prévu lorsqu'une pompe centrifuge n'est pas en charge à l'aspiration. Pour cet effet, on prévoit une amenée d'eau à l'intermédiaire d'un petit réservoir auxiliaire qui sera isolé à la fin de sa tâche.

IV.14. Types de pompes à adopter

Le choix de la pompe s'effectue en choisissant un type de pompe dont les caractéristiques se rapprochent le plus possible des données à respecter (débit, Hmt), avec l'utilisation de catalogue 04 de logiciels appropriés.

IV.15. Choix des pompes du présent projet

Dans notre étude, nous avons trois pompes à choisir, à savoir :

- La pompe de la SR01 qui assure le refoulement vers la SR02.
- La pompe de la SR02 qui assure le refoulement vers la SR03.
- La pompe de la SR03 qui assure le refoulement vers R01.

IV.15.1. La station de reprise SR01

❖ Les caractéristiques de la conduite

$Q = 12 \text{ l/s}$; $H_{mt} = 140,25 \text{ m}$; $H_g = 134,84 \text{ m}$

❖ Caractéristiques de la pompe

En consultant le catalogue numérique des pompes CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de caractéristiques suivantes (Annexe (9)):

- Type: PM100/10C
- $Q = 15,2 \text{ l/s}$
- $H_{mt} = 144 \text{ m}$
- $P_a' = 20,5 \text{ KW}$ (puissance de la pompe)
- $N = 2900 \text{ tr/min}$
- $\eta = 74,7 \%$

Le point de fonctionnement : y_1 ($Q_f = 15,2 \text{ l/s}$; $H_{mt} = 144 \text{ m}$).

Le point désiré : y_2 ($Q_d = 12 \text{ l/s}$; $H_{mt} = 140,25 \text{ m}$).

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré (Figure (IV.11)), par conséquent, cette pompe nécessite certaines modifications.

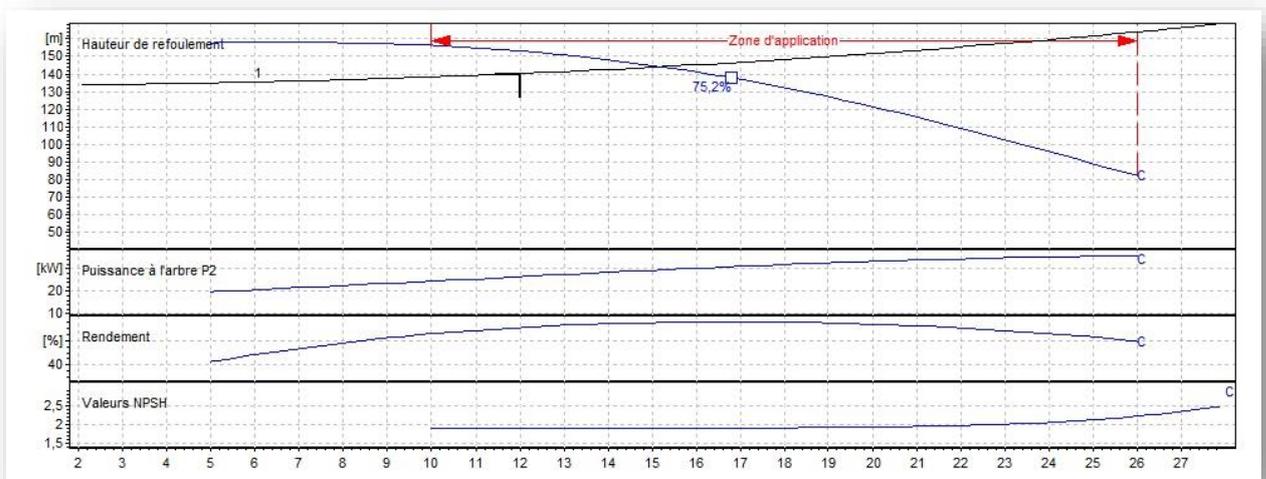


Figure (IV.11) : Courbes caractéristiques de la pompe de la SR01

❖ Etude des variantes

Dans le but d'optimiser la modification qui sera apportée au fonctionnement de la pompe, nous étudions trois variantes à savoir : modification du temps de pompages, le vannage et la variation de la vitesse de rotation.

✓ Modification du temps de pompage

Le temps de pompage se calcul comme suit :

$$T' = 20 * \frac{Q}{Q_1} \longrightarrow T' = 20 * \frac{12}{15,2} \quad T = 15,79 \text{ h}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$Pa' = \frac{g*Q*H}{\eta} \text{ (KW)} \longrightarrow Pa' = \frac{9,81 * 144 * 0,0152}{0,747} \quad Pa' = 28,74 \text{ (KW)}$$

✓ Le vannage

Calcul des pertes de charge engendrées par la vanne :

$$h = H' - H = 158 - 140,25 \quad h = 17,75 \text{ m}$$

Calcul de la puissance absorbée:

$$Pa' = \frac{g*Q_1*H'}{\eta} \text{ (KW)} = \frac{9,81 * 0,0152 * 158}{0,747} \quad Pa' = 31,54 \text{ (KW)}$$

✓ Variation de la vitesse de rotation

Calcul de la vitesse N' :

$$N' = \frac{Q}{Q_4} N \longrightarrow N' = \frac{12}{15,2} 2900 \quad N' = 2289,47 \text{ tr/min}$$

La puissance absorbée sera :

$$Pa' = \frac{g*Q*H}{\eta} \text{ (KW)} \longrightarrow Pa' = \frac{9,81 * 0,012 * 140,25}{0,747} \quad Pa' = 22,10 \text{ (KW)}$$

Remarque : Notre choix se portera sur la variante de la modification de la vitesse de rotation qui présente une puissance minimale de 22,10 (KW). Néanmoins, en pratique on préfère la variante correspondant à la modification du temps de pompage.

❖ **Etude de la cavitation**

$$(NPSH)_r = 1,97 \text{ m}$$

Le $(NPSH)_d$ se calcul comme suit :

$$(NPSH)_d = (P_0 / (g * \rho)) + H_a - (J_a + T_v), \text{ on fixe } H_a = 1 \text{ m et } J_a = 0 \text{ m (négligeable).}$$

$$D'où : (NPSH)_d = 10,33 + 1 - 0,238 = \mathbf{11,092 \text{ m}}$$

$(NPSH)_d > (NPSH)_r$, donc la pompe ne cavite pas.

IV.15.2. La station de reprise SR02

❖ **Les caractéristiques de la conduite**

$$Q = 12 \text{ l/s} ; \quad H_{mt} = 139,92 \text{ m} ; \quad H_g = 34,86 \text{ m}$$

❖ **Les caractéristiques de la pompe**

En consultant le catalogue numérique des pompes CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de caractéristiques suivantes (Annexe (10)):

- Type: PM 80/12A
- $Q = 12,3 \text{ l/s}$
- $H_{mt} = 145 \text{ m}$
- $P_a = 23,7 \text{ KW}$ (puissance de la pompe)
- $N = 1450 \text{ tr/min}$
- $\eta = 73,6 \%$

Le point de fonctionnement : y_1 ($Q_f = 12,3 \text{ l/s}$; $H_{mt} = 145 \text{ m}$).

Le point désiré : y_2 ($Q_d = 12 \text{ l/s}$; $H_{mt} = 140 \text{ m}$).

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré (Figure (IV.12)), par conséquent, cette pompe nécessite certaines modifications.

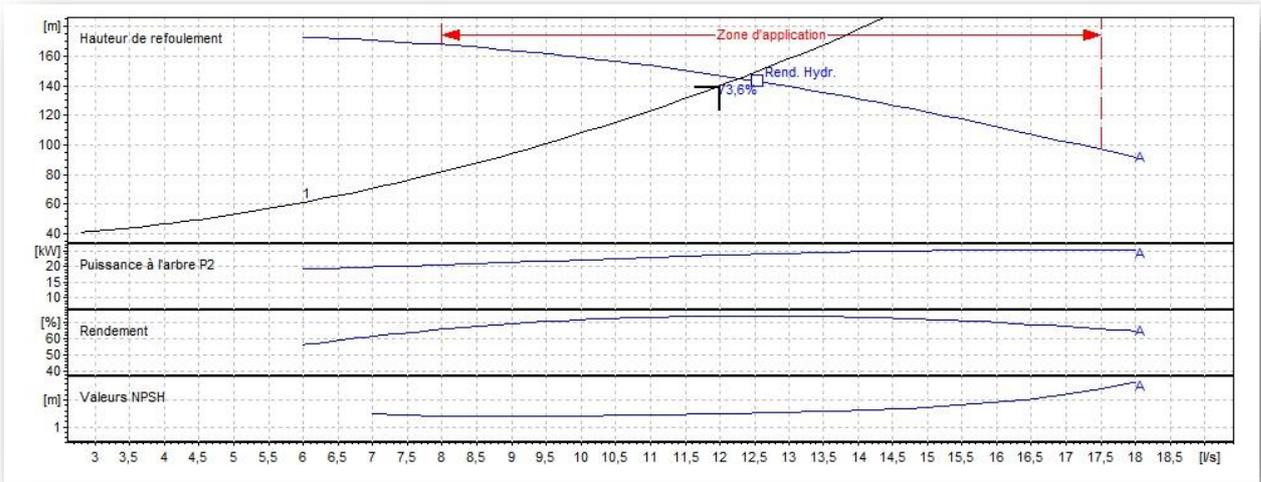


Figure (IV.12) : Courbes caractéristiques de la pompe de la SR02

❖ **Etude des variantes**

Dans le but d'optimiser la modification qui sera apportée au fonctionnement de la pompe, nous étudions trois variantes à savoir : modification du temps de pompage, le vannage et la variation de la vitesse de rotation.

✓ **Modification du temps de pompage**

Le temps de pompage se calcul comme suit :

$$T' = 20 * \frac{Q}{Q1} \longrightarrow T' = 20 * \frac{12}{12,3} \qquad T' = 19,51 \text{ h}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$Pa' = \frac{g*Q*H}{\eta} \text{ (KW)} \longrightarrow Pa' = \frac{9,81 * 145 * 0,0123}{0,736} \qquad Pa' = 23,77 \text{ (KW)}$$

✓ **Le vannage**

Calcul des pertes de charge engendrées par la vanne :

$$h = H' - H = 158 - 140, 25 \qquad h = 17, 75 \text{ m}$$

Calcul de la puissance absorbée :

$$Pa' = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H'}{\eta} \text{ (KW)} = \frac{9,81 \cdot 0,0123 \cdot 169}{0,736} \quad Pa' = 27,71 \text{ (KW)}$$

✓ **Variation de la vitesse de rotation**

Calcul de la vitesse N' :

$$N' = \frac{Q}{Q_4} N \longrightarrow N' = \frac{12}{12,3} 1450 \quad N' = 1414,63 \text{ tr/min}$$

Calcul de la puissance absorbée :

$$Pa = \frac{g \cdot Q \cdot H}{\eta} \text{ (KW)} \longrightarrow Pa = \frac{9,81 \cdot 0,012 \cdot 140}{0,736} \quad Pa = 22,39 \text{ (KW)}$$

Remarque : Notre choix se portera sur la variante de la modification de la vitesse de rotation qui présente une puissance minimale de 22,39 (KW). Néanmoins, en pratique on préfère la variante correspondant à la modification du temps de pompage.

❖ **Etude de la cavitation**

$$(NPSH)_r = 1,44 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = (P_0 / (g \cdot \rho)) + H_a - (J_a + T_v), \text{ on fixe } H_a = 1 \text{ m et } J_a = 0 \text{ m (négligeable).}$$

$$D'où : (NPSH)_d = 10,33 + 1 - 0,238 = \mathbf{11,092 \text{ m}}$$

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r, \text{ donc la pompe ne cavite pas.}$$

IV.15.3. La station de reprise SR03

❖ **Les caractéristiques de la conduite**

$$Q = 12 \text{ l/s} ; H_{mt} = 199,16 \text{ m} ; H_g = 192,98 \text{ m}$$

❖ **Caractéristiques de la pompe**

En consultant le catalogue numérique des pompes CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de caractéristiques suivantes (Annexe(11)):

- Type: PM 80/7E
- $Q = 17,6 \text{ l/s}$
- $H_{mt} = 206 \text{ m}$
- $P_a = 49 \text{ KW}$ (puissance de la pompe)
- $N = 2900 \text{ tr/min}$
- $\eta = 72,7 \%$

Le point de fonctionnement : y_1 ($Q_f = 17,6 \text{ l/s}$; $H_{mt} = 206 \text{ m}$).

Le point désiré : y_2 ($Q_d = 12 \text{ l/s}$; $H_{mt} = 199 \text{ m}$).

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré (Figure (IV.13)), par conséquent, cette pompe nécessite certaines modifications.

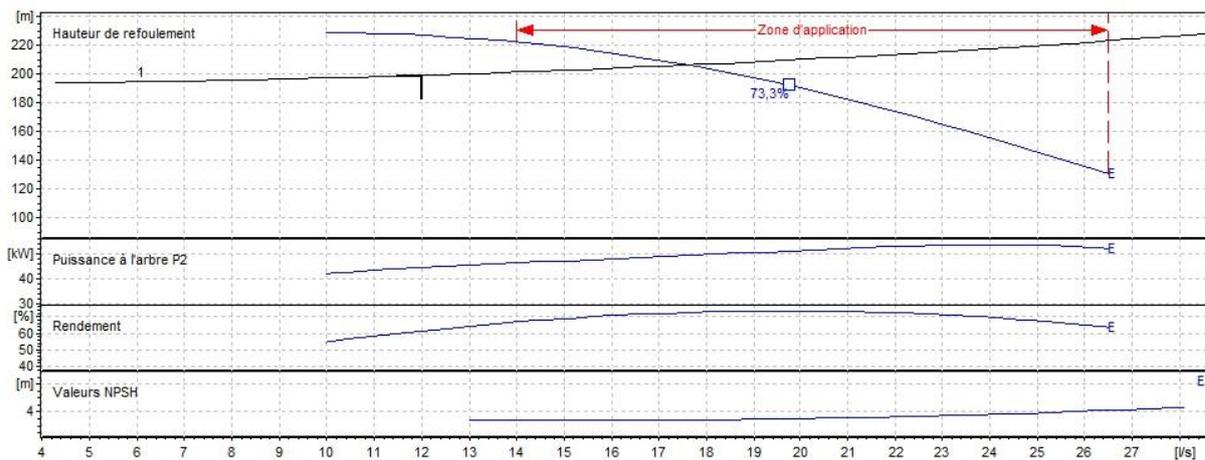


Figure (IV.13) : Courbes caractéristiques de la pompe de la SR03

❖ Etude des variantes

Dans le but d'optimiser la modification qui sera apportée au fonctionnement de la pompe, nous étudions trois variantes à savoir : modification du temps de pompages, le vannage et la variation de la vitesse de rotation.

✓ Modification du temps de pompage

Le temps de pompage se calcul comme suit :

$$T' = 20 * \frac{Q}{Q_1} \longrightarrow T' = 20 * \frac{12}{17,6} \qquad T' = 13,64 \text{ h}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$Pa' = \frac{g \cdot Q \cdot H}{\eta} \text{ (KW)} \longrightarrow Pa' = \frac{9,81 \cdot 206 \cdot 0,0176}{0,727} \quad Pa' = 23,77 \text{ (KW)}$$

✓ *Le vannage*

Calcul des pertes de charge engendrées par la vanne :

$$h = H' - H = 229 - 206 \quad h = 23 \text{ m}$$

Calcul de la puissance absorbée :

$$Pa' = \frac{g \cdot Q1 \cdot H'}{\eta} \text{ (KW)} = \frac{9,81 \cdot 0,0176 \cdot 229}{0,727} \quad Pa' = 54,38 \text{ (KW)}$$

✓ *Variation de la vitesse de rotation*

Calcul de la vitesse N' :

$$N' = \frac{Q}{Q4} N \longrightarrow N' = \frac{12}{17,6} 2900 \quad N' = 1977,27 \text{ tr/min}$$

Calcul de la puissance absorbée :

$$Pa' = \frac{g \cdot Q \cdot H}{\eta} \text{ (KW)} \longrightarrow Pa' = \frac{9,81 \cdot 0,012 \cdot 199}{0,727} \quad Pa' = 32,22 \text{ (KW)}$$

Remarque : Notre choix se portera sur la modification du temps de pompage qui présente une puissance minimale de 23,77(KW).

❖ *Etude de la cavitation*

$$(NPSH)_r = 2,98 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = (P_0 / (g \cdot \rho)) + H_a - (J_a + T_v), \text{ on fixe } H_a = 1 \text{ m et } J_a = 0 \text{ m (négligeable).}$$

$$D'où : (NPSH)_d = 10,33 + 1 - 0,238 = \mathbf{11,092 \text{ m}}$$

$(NPSH)_d > (NPSH)_r$, donc la pompe ne cavite pas.

V.15. Conclusion

Pour le choix du type de la pompe adéquate, nous avons dans ce chapitre utilisé le catalogue numérique des pompes CAPRARI. Pour les trois stations de pompage nous avons opté pour des pompes multicellulaires à axe horizontal. Par la suite, nous avons vérifié la non cavitation des pompes utilisées.

Les résultats récapitulatifs sont présentés dans le tableau (IV.2) ci-dessous :

Tableau (IV.2) : Tableau récapitulatif des pompes choisies pour les stations de reprise

Stations	SR01 (El Maadi)	SR02 (Thaourirthe)	SR03 (Tibane)
Type de la pompe	Type: PM100/10C	Type: PM 80/12A	Type: PM 80/7E
Caractéristiques de la pompe	Q = 15,2 l/s Hmt = 144 m Pa = 20,5 KW N = 2900 tr/min $\eta = 74,7 \%$	Q = 12,3 l/s Hmt = 145 m Pa = 23,7 KW N = 1450 tr/min $\eta = 73,6 \%$	Q = 17,6 l/s Hmt = 206 m Pa = 49 KW N = 2900 tr/min $\eta = 72,7 \%$
La variante de modification choisie	Variation de la vitesse de rotation (En pratique : variante du temps de pompage)	Variation de la vitesse de rotation (En pratique : variante du temps de pompage)	Modification du temps de pompage
La cavitation	Ne cavite pas	Ne cavite pas	Ne cavite pas

Chapitre V
Chapitre V

Coup de Bélier
Coup de Bélier

V.1. Introduction

Le coup de béliet en hydraulique, est un phénomène résultant d'un écoulement non permanent (transitoire) qui apparaît dans une conduite lorsqu'on provoque une variation importante du débit à l'extrémité aval de celle-ci (la conduite). Autrement dit, les coups de béliet sont des ondes de surpression et de dépression liées à un changement brutal de l'écoulement dans la conduite, c'est-à-dire que chaque tranche d'eau de la conduite subit des variations brusques de la pression et de vitesse à des instants différents (propagation par onde). Le coup de béliet est un phénomène oscillatoire.

V.2. Cause du phénomène

Particulièrement, les générateurs des coups de béliet sont les suivants [6] :

- Fermeture instantanée d'un robinet-vanne placé au bout d'une conduite d'adduction ;
- Arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou de groupes de pompes alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir ;
- Démarrage d'un groupe électropompe à vanne ouverte ;
- Démarrage ou arrêt d'une pompe débitant dans une conduite déjà alimentée.

V.3. Description du phénomène

Lors de l'arrêt d'une ou plusieurs pompes, le débit à travers la station de pompage est brusquement interrompu [6]. Les clapets anti-retour situés à l'aval des pompes se ferment alors pour éviter que la conduite ne se vide. A l'aval de la station de pompage, une colonne d'eau a tendance à poursuivre son mouvement tandis que plus aucun débit ne provient de l'amont. L'eau se comporte alors de manière compressible : une réduction locale de pression est provoquée, entraînant une décompression du fluide et, en conséquence, la contraction de la conduite. Ainsi est engendrée une dépression qui se propage dans la conduite à la vitesse des ondes élastiques « a » jusqu'à ce que toute la conduite soit soumise à la dépression ainsi engendrée, soit après un temps $T = L/a$, où L est la longueur de la conduite entre les pompes et le réservoir (Figure (V.1)).

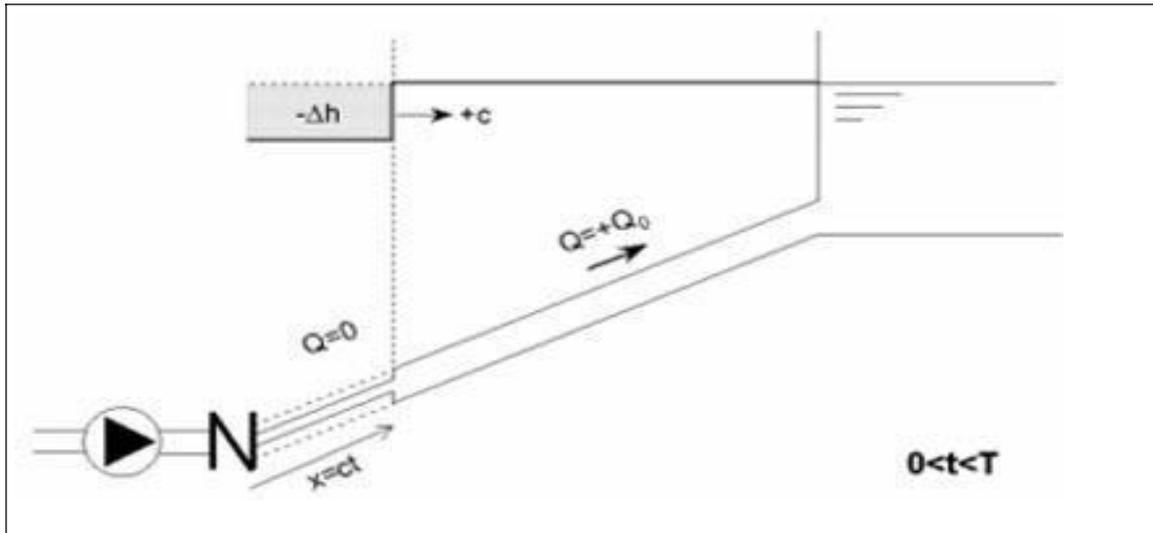


Figure (V.1) : Contraction de la conduite (phase 1 du phénomène)

Il en résulte que la pression au passage de la conduite dans le réservoir est inférieure à la pression dans le réservoir, ce qui provoque un écoulement en sens inverse. Cette onde se propage du réservoir vers la station de pompage et atteint la vanne clapet au bout d'un temps $2T$, à compter du début du phénomène (Figure (V.2)).

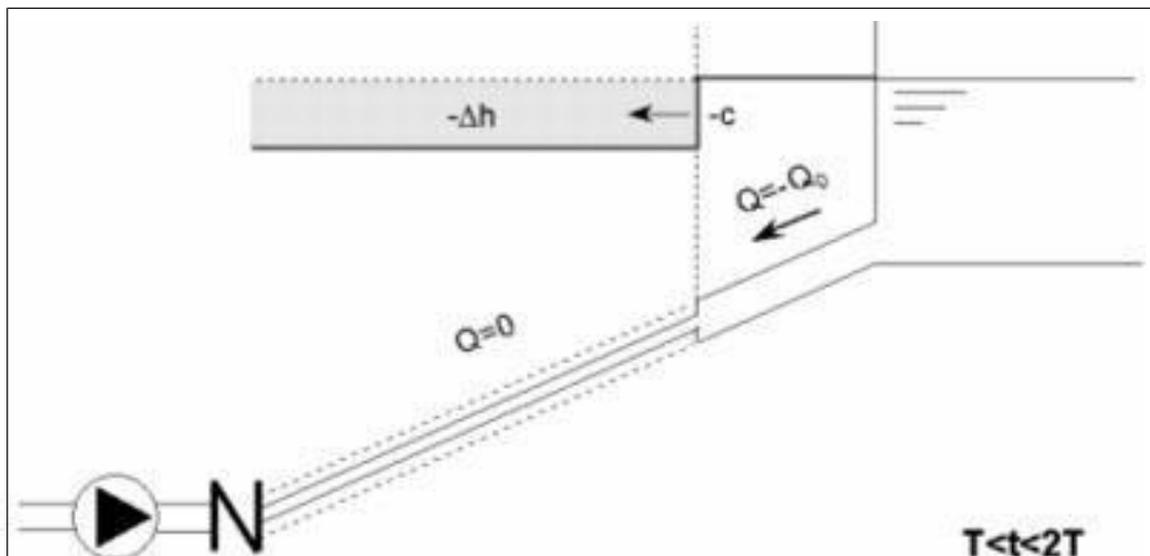


Figure (V.2) : Ecoulement en sens inverse (phase 2 du phénomène)

La couche de fluide près de la pompe est obligée de s'arrêter. Cette réduction d'énergie cinétique a pour effet une augmentation locale de la pression, ce qui provoque une compression du fluide et une dilatation de la conduite. Ce processus se transmet jusqu'au réservoir, où il arrive au bout du temps $3T$ (Figure (V.3)).

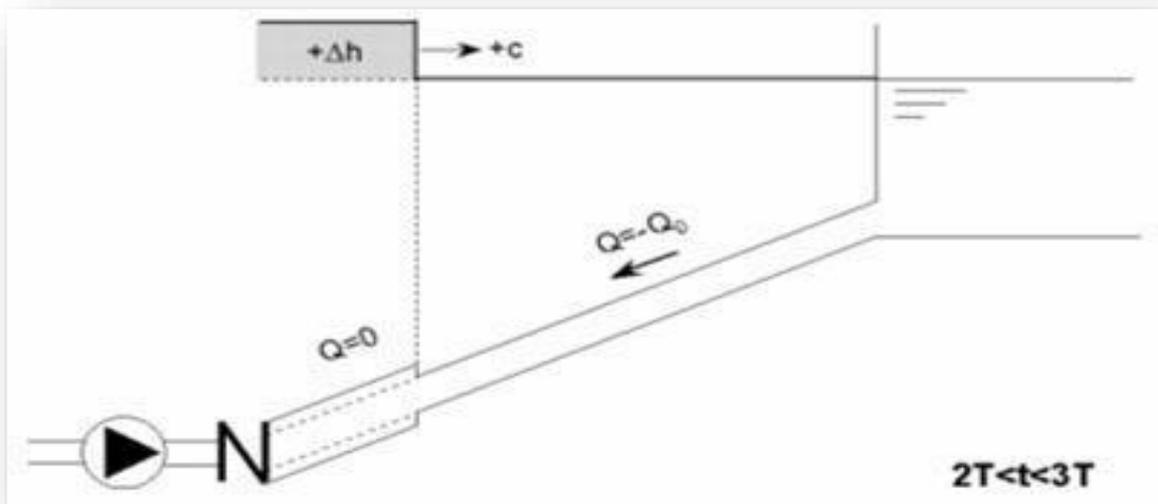


Figure (V.3) : Dilatation de la conduite (phase 3 du phénomène)

Quand cette onde de surpression atteint le réservoir, la pression du réservoir est inférieure à la pression de la conduite : l'écoulement s'inverse de nouveau pour revenir aux conditions initiales de pression et de vitesse, cette onde se propage vers les pompes (Figure (V.4)).

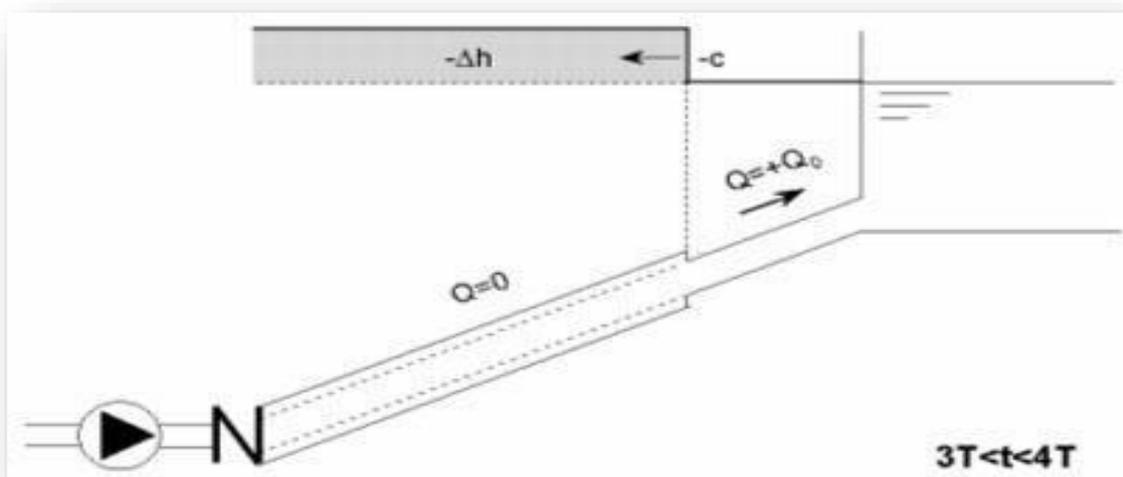


Figure (V.4) : Retour aux conditions initiales (phase 4 du phénomène)

Au bout du temps $4T$, on se retrouve donc dans les conditions initiales : ce phénomène se poursuivrait indéfiniment si sous l'effet des pertes de charge, les ondes de pression et de surpression ne se trouvaient pas progressivement amorties.

V.4. Conséquences du phénomène

Dans les installations actuelles, le phénomène du coup de bélier est accentué par l'utilisation de plus en plus importante d'appareils à fermeture rapide. Ces derniers sont à l'origine d'une forte augmentation du nombre de coup de bélier qui se traduit par :

- Usure rapide des matériels ;
- Emission des bruits ;
- Détérioration des tuyauteries et des fuites aux raccords.

Il est recommandé d'éviter les coups de bélier qui peuvent provoquer des dégâts extrêmement importants, parfois à retardement. A cet effet, des installations doivent être toujours examinées du point de vue protection contre ces derniers [6].

V.5. Valeurs numériques du coup de bélier

L'amplitude du coup de bélier est fonction de la loi de variation du débit et de la célérité de l'onde.

V.5.1. Célérité de l'onde élastique

La célérité de l'onde élastique « a » est fonction du fluide écoulé (ici c'est de l'eau) et des caractéristiques de la conduite (diamètre et épaisseur). La célérité de l'onde est donnée par la formule **d'ALLIEVI** ci-après :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + Kc \frac{D}{e}}} \quad (\text{V.1})$$

Avec :

- a : célérité de l'onde ;
- Kc : Coefficient dépendant de la nature de la conduite ;
- D : Diamètre intérieure de la conduite (mm) ;
- e : Epaisseur de la conduite (mm).

V.5.2. Cas de fermeture brusque

Le temps de fermeture est tel que : $T_f \leq \frac{2*L}{a}$.

La valeur maximale du coup de bélier est donnée par la relation de JOUKOWSKI :

$$B = a \frac{V_0}{g} \quad (V.2)$$

Avec :

- B : Valeur du coup de bélier (m) ;
- a : Célérité de l'onde (m/s) ;
- V_0 : Vitesse de l'eau dans la conduite en régime normal (m/s) ;
- g : Accélération de la pesanteur (m/s^2).

La valeur maximale de la pression (surpression) sera :

$$Z_{\max} = Z_0 + B \quad (V.3)$$

La valeur minimale de la pression (dépression) sera :

$$Z_{\min} = Z_0 - B \quad (V.4)$$

Avec :

- $Z_0 = H_g + 10$;
- H_g : Hauteur géométrique de refoulement (m) ;
- Z_0 : Pression absolue dans la conduite (m).

V.5.3. Cas de fermeture lente

Le temps d'une fermeture lente est supérieur à $\frac{2*L}{a}$; $T_f > \frac{2*L}{a}$

La valeur maximale du coup de bélier est donnée par la formule de « MICHAUD »

$$B = 2L \frac{V_0}{g.T_f} \quad (V.5)$$

Remarque : La valeur maximale du coup de bélier lors d'une fermeture lente est moins importante que celle de la fermeture brusque. Donc on s'intéressera au cas de la fermeture brusque, pour lequel on fera les calculs.

Afin d'éviter que la conduite n'implose ou n'explode, il est souvent nécessaire de mettre en place des dispositifs « anti-bélier ». Qui plus est, dans les réseaux d'eau potable, la législation impose à tout instant que la pression absolue dans la conduite soit supérieure à la pression atmosphérique afin d'éviter l'infiltration dans le réseau d'eau non traitée.

V.6. Dispositifs anti-bélier

La protection d'une conduite en écoulement gravitaire peut être obtenue généralement d'une manière satisfaisante en imposant une vitesse d'ouverture et de fermeture des vannes suffisamment lente afin de limiter les surpressions et dépressions éventuelles à des valeurs raisonnables.

Toutefois, en présence d'une station de pompage, il est plus difficile de contrôler l'ampleur du phénomène étant donné que l'arrêt de pompes peut se produire subitement, par suite d'une interruption du courant qui alimente les moteurs électriques.

Deux types de solutions sont alors envisageables. La première repose sur l'augmentation du temps d'arrêt des pompes. La seconde consiste en un système pouvant fournir ou emmagasiner de l'eau lors d'une manœuvre rapide.

V.6.1. Volants d'inertie

Le volant d'inertie est une roue de masse assez importante, fixé à l'arbre du groupe moteur pompe. Grâce à l'énergie cinétique qu'il accumule pendant la marche normale, le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi de prolonger le temps d'arrêt de l'ensemble du groupe, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier (Figure (V.5)).

Ce système est généralement peu ou non utilisé, car :

- Il n'intervient que pour limiter les dépressions ;
- Si la conduite de refoulement est assez grande, on doit envisager des volants avec des poids vraiment considérables, par conséquent le système ne sera pas économique ;

- Plus le volant est lourd plus le moteur doit être très puissant pour pouvoir vaincre au démarrage l'inertie de ce dernier, ce qui peut conduire à des appels d'intensités de courant inadmissibles.

Ce dispositif est limité à la protection des conduites à longueurs de refoulement faibles ou moyennes, qui n'excèdent pas quelques centaines de mètres.

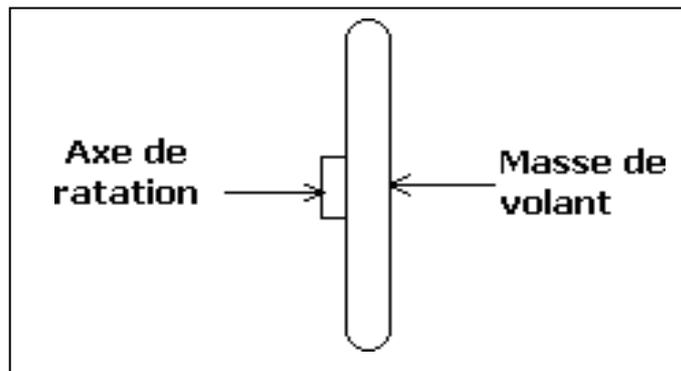


Figure (V.5) : Volant d'inertie

V.6.2. Cheminée d'équilibre

Lorsque les conditions topographiques et les hauteurs géométriques le permettent, il peut être envisagé d'introduire une cheminée d'équilibre (Figure (V.6)), constituée par un réservoir en contact avec la surface libre. Ce dispositif permet de réduire les effets du coup de bélier [9].

Cependant, un autre phénomène d'oscillation en masse, d'une nature complètement différente, apparaît entre la cheminée et le réservoir. Il est toutefois à noter que ce dispositif anti-bélier est plutôt réservé pour les transferts d'eau brute et les forts débits.

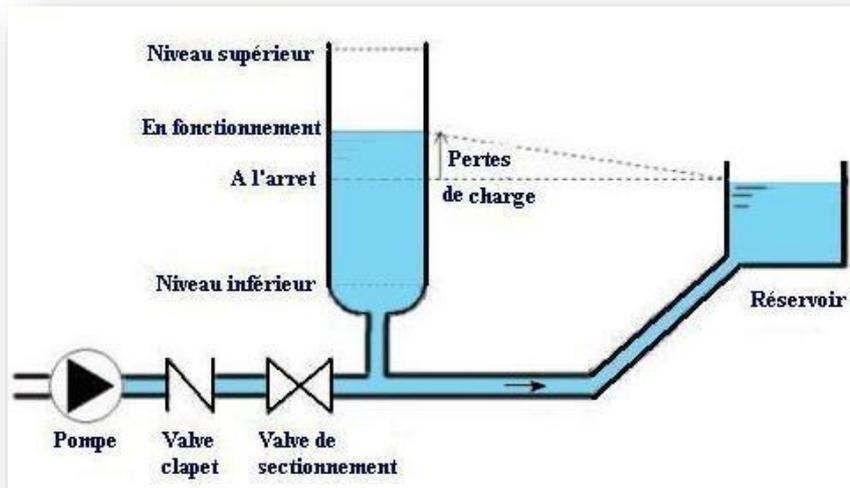


Figure (V.6) : Cheminée d'équilibre

V.6.3. Soupapes de décharge

Les soupapes de décharge sont des équipements mécaniques qui s'ouvrent pour réduire la surpression à une valeur acceptable [7]. Ces dispositifs sont généralement constitués d'une soupape maintenue par un ressort dont la pression est ajustée à une valeur légèrement supérieure (5%) à la pression maximale d'opération. L'ouverture de la soupape laisse passer un débit qui doit être évacué vers l'extérieur (Figure (V.7)).

Ce dispositif est inefficace pour protéger les conduites contre les dépressions et les cavitations.

On utilise, pour le calcul, une relation d'orifice du type :

$$| H_{\text{ext}} - H | = C_v Q^2 \quad (\text{V.6})$$

Où :

- H_{ext} : la pression externe.

On tient compte des pressions d'ouverture et de fermeture ainsi que des périodes de temps associées à chacune de ces opérations.

Ce type de soupapes peut être activé par des capteurs de pression situés à un endroit différent de celui de la soupape. De cette façon, le déclenchement de l'ouverture peut se faire par anticipation.

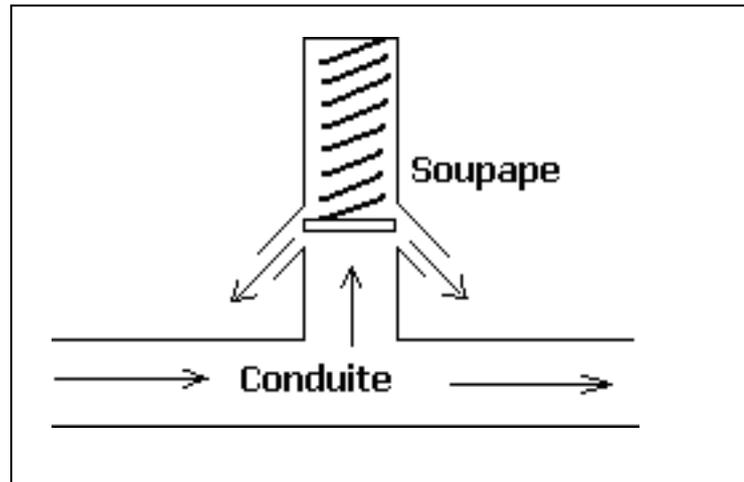


Figure (V.7) : Soupape de décharge

V.6.4. Soupapes d'admission et de purge d'air

Le principe des soupapes d'admission et de purge d'air est assez simple, puisqu'elles ressemblent aux précédentes tout en opérant dans les deux directions. Généralement, elles s'ouvrent en admission lorsque la pression tombe sous la pression atmosphérique puis expulsent l'air quand la pression s'accroît. La principale difficulté réside dans l'évaluation des quantités d'air admises et expulsées du fait que l'écoulement de l'air, un fluide compressible, se fait à des vitesses très élevées pour lesquelles les effets de la compressibilité se font sentir. En fait, ces notions sont importantes pour calculer les aires efficaces d'entrée et de sortie.

V.6.5. Ventouses (reniflards)

Une ventouse est constituée d'un flotteur sphérique en caoutchouc logé dans un corps en fonte. Leur rôle principal est l'évacuation ou l'admission de l'air continu dans des conduites [7]. On procède à leur vidange lorsqu'il ya apparition de la cavitation en un point haut (figure (V.8)).

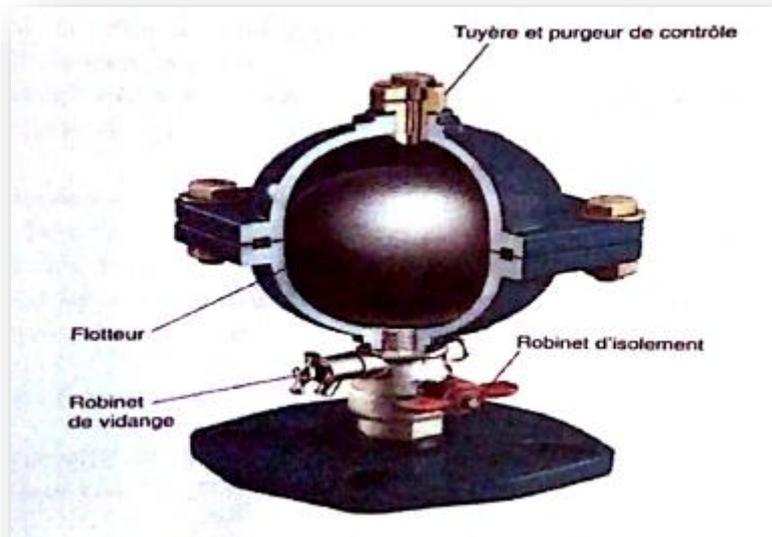


Figure (V.8) : Ventouse

V.6.6. Réservoir à air comprimé

Un réservoir à air comprimé est un réservoir fermé dont la partie supérieure contient de l'air sous pression et la partie inférieure un certain volume d'eau [10]. Ainsi, lors d'un arrêt des pompes (par exemple), le réservoir se décomprime et fournit de l'eau à la conduite, réduisant l'abaissement de pression dû au coup de bélier. Lorsque les sens de l'écoulement s'inversent, l'air du réservoir se comprime permettant ainsi de stocker un volume d'eau (Figure (V.9)).

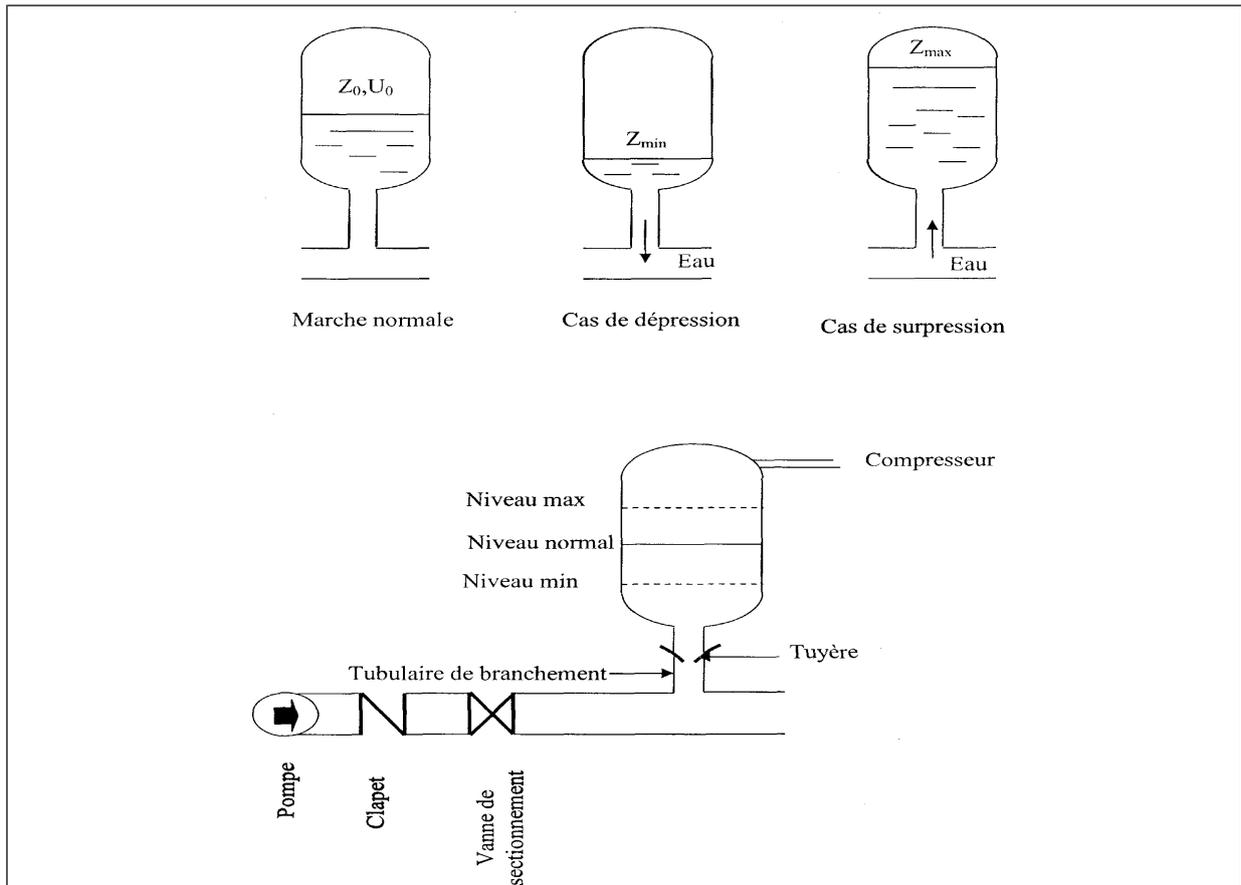


Figure (V.9) : Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air

V.6.6.1. Avantages du réservoir d'air

Le réservoir d'air présente certains avantages qui sont les suivants :

- Il présente des dimensions réduites par rapport à la cheminée d'équilibre.
- Il peut être préconisé comme solution dans les régions froides car il est facile à chauffer pour éviter les effets du gel.
- Il peut être installé parallèlement au sol cela offre une meilleure résistance au vent et au tremblement de terre.

V.6.6.2 Inconvénient du réservoir d'air

Il présente par ailleurs certains inconvénients, qui sont:

- La nécessité de fournir de l'air comprimé constamment.
- La nécessité de prévoir plusieurs équipements auxiliaires qui demande une maintenance constante et des frais élevés.

V.7. Calcul du coup de bélier

Les résultats de calcul des dépressions et surpressions au niveau des dix tronçons se trouvant dans la zone d'étude sont donnés dans le tableau (V.1) ci-après :

Tableau (V-1) : Tableau récapitulatif des dépressions et surpressions de différents tronçons

Adduction	Tronçon	Caractéristiques des conduites									
		D (mm)	E (mm)	V ₀ (m/s)	Hg (mm)	Z ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	Z _{max} (m)	Z _{min} (m)	PNS (m)
Refoulement	SR01- SR02	125	4,8	0,98	134,84	144,84	1 238,23	122,70	267,54	22,14	400
	SR02- SR03	125	4,8	0,98	134,86	144,86	1 238,23	122,70	267,56	22,16	400
	SR03-R01	125	4,8	0,98	192,98	202,98	1 238,23	122,70	325,68	80,28	400
Gravitaire	R07-R01	163,6	18,2	1,05	138,38	148,38	351,25	37,29	185,67	111,09	160
	R01-B.CH	79,2	5,4	1,02	43,54	53,54	278,28	28,70	82,24	24,84	100
	B.CH-R02	73,6	8,2	1,18	125,37	135,37	351,50	41,94	177,31	93,43	160
	R01-R06	194,2	27,9	1,05	203,15	213,15	395,67	42,01	255,16	171,14	200
	R06-R05	90	10	1,42	126,58	136,58	351,05	50,40	186,98	86,18	160
	R05-R03	63,8	5,6	1,4	32,88	42,88	314,02	44,45	87,33	-1,57	100
	R05-R04	79,2	5,4	1,02	5,73	15,73	278,28	28,70	44,43	-12,97	100

➤ **Constatation**

D'après les résultats présentés dans le tableau (V.1) ci-dessus, les dépressions pour la chaîne de refoulement (Fonte ductile) ont des valeurs acceptables et ne présentent aucun risque pour les conduites. De même pour les valeurs des surpressions, elles ne dépassent pas la pression nominale qui est d'ordre de 40 bars.

Par contre, pour la chaîne gravitaire on remarque qu'il existe une surpression au niveau des tronçons R07-R01, B.CH-R02, R01-R06 et R06-R05.

➤ **Solution**

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, la seule protection consiste à étudier de la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite, il faut que :

$$T \geq t_r$$

Le temps de retour de l'onde (t_r) sera calculé par la formule suivante

$$t_r = \frac{2 \cdot l}{a} \quad (V.7)$$

Où :

- t_r : Temps de retour de l'onde de déformation (s) ;
- a : La célérité de l'onde (m/s) ;
- L : Longueur de la conduite (m).

❖ **Tronçon R07 (Aguelmime) – R01 (Tilmatine)**

$$t_r = \frac{2 \cdot 975}{351,25}$$

$$t_r = 5.55s$$

Donc le temps de fermeture pour la vanne qu'on doit placer dans ce tronçon est supérieur à 5.55 s

❖ **Tronçon B.CH – R02 (Tizi Laraeif)**

$$t_r = \frac{2 \cdot 765}{351,50}$$

$$t_r = 4.35s$$

Donc le temps de fermeture pour la vanne qu'on doit placer dans ce tronçon est supérieur à 4.35 s

❖ **Tronçon R01 (Tilmatine) – R06 (Tibane)**

$$t_r = \frac{2*855}{395,67}$$

$$t_r = 4.32s$$

Donc le temps de fermeture pour la vanne qu'on doit placer dans ce tronçon est supérieur à 4.32 s

❖ **Tronçon R06 (Tibane) – R05 (Taourirth)**

$$t_r = \frac{2*1060}{351,05}$$

$$t_r = 6.04s$$

Donc le temps de fermeture pour la vanne qu'on doit placer dans ce tronçon est supérieur à 6.04 s

V.9. Conclusion

Afin de protéger les conduites gravitaires contre le phénomène du coup de bélier, on prévoit des vannes à fermeture lente. Ces dernières doivent être dimensionnés en tenant compte de la valeur majoré du coup de bélier. Les résultats récapitulatifs sont présentés dans le tableau (V.2) ci-dessous :

Tableau (V.2) : les temps de retour de l'onde des conduites ayant une surpression

Tronçons	R07 - R01	B.CH - R02	R01 -R06	R06 - R05
Temps de retour de l'onde (s)	5,55	4,35	4,32	6,04

Chapitre VI
Chapitre VI

Distribution
Distribution

VI. 1. Introduction

Après avoir évalué les besoins en eau de l'agglomération, on doit faire le choix convenable du réseau pour distribuer l'eau aux différentes catégories de consommateurs recensés au niveau de l'agglomération.

Le but de la mise en place de ce dernier est de parvenir à la demande des consommateurs en débit et en pression. Pour cela, les différents tronçons des canalisations du réseau doivent avoir des diamètres optimums qui seront dimensionnés en conséquence.

VI.2. Classification des réseaux

Les réseaux de distribution peuvent être classés comme suit :

- Réseau maillé ;
- Réseau ramifié ;
- Réseau étagé ;
- Réseau combiné.

VI.2.1. Réseau maillé

Le réseau maillé est constitué principalement d'une série de canalisations qui forme des boucles fermées, cela permet l'alimentation en retour. Une simple manœuvre de robinet permet d'isoler le tronçon accidenté et poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés d'aval. Ce type de réseau est utilisé en général dans les zones urbaines pratiquement plates, et tend à se généraliser dans les agglomérations rurales sous forme associée aux réseaux ramifiés (Figure VI.1).

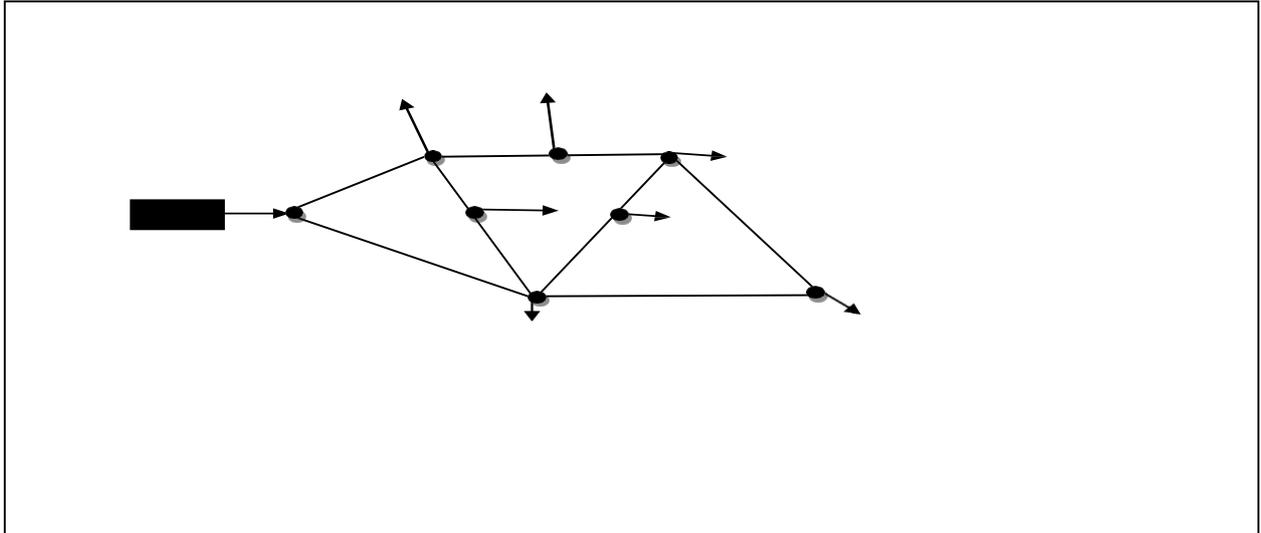


Figure (VI.1) : Réseau maillé

VI.2.2. Réseau ramifié

Le réseau ramifié, dans lequel les conduites ne comportent aucune alimentation en retour, présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture.

Un accident sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés d'aval. Ce type de réseau est généralement opté pour les zones rurales (Figure (VI.2)).

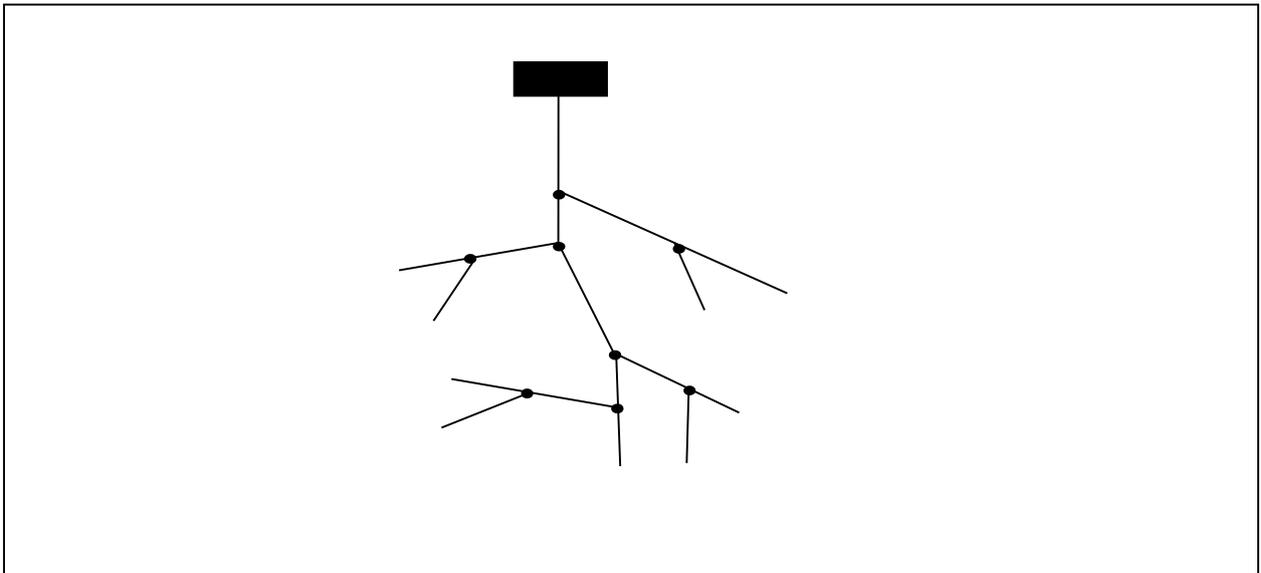


Figure (VI.2) : Réseau ramifié

VI.2.3. Réseau étagé

Lors de l'étude d'un projet d'alimentation d'une ville en eau potable, il arrive que celle-ci présente des différences de niveau importantes. La distribution par le réservoir projeté donne de fortes pressions aux points bas (les normes des pressions ne sont pas respectées). L'installation d'un réservoir intermédiaire alimenté par le premier, régularise la pression dans le réseau. Ce type de réseau est appelé réseau étagé.

VI.2.4. Réseau combiné

Un réseau est dit combiné (ramifié et maillé) lorsqu'il est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillée. Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par les ramifications issues de mailles utilisées dans le centre-ville.

VI.3. Application

La figure (VI.3) ci-dessous représente le réseau de distribution du village de Tizi Laraeif.

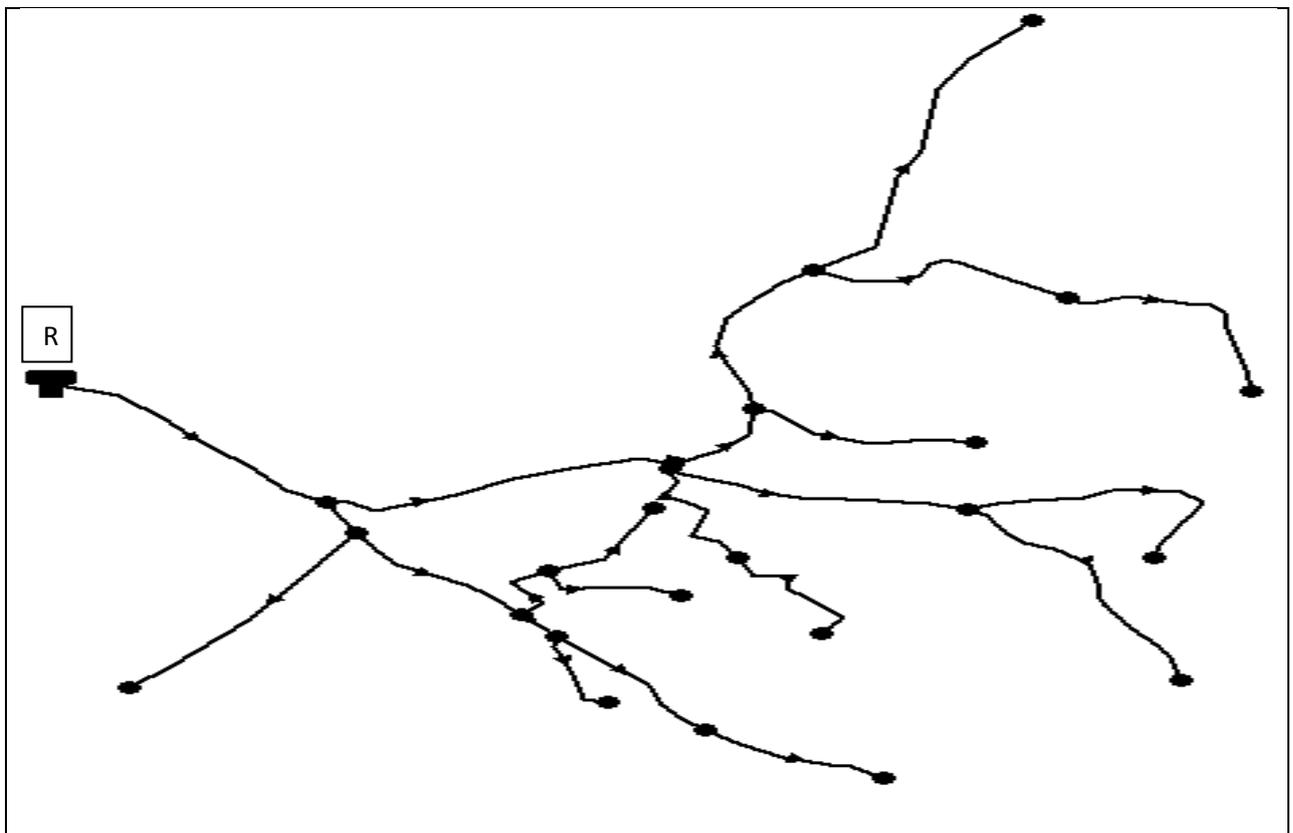


Figure (VI.3) : Schéma d'ossature du réseau de distribution de la zone de Tizi Laraeif

VI.4. Exigences fondamentales du réseau

Les principales exigences sont :

- Assurer la distribution des quantités et qualités d'eau nécessaires vers les points de la consommation des agglomérations avec une pression acceptable.
- Le prix de revient des ouvrages du système d'alimentation en eau doit être minimum.

VI.5. Conception du réseau de l'agglomération

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

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

VI.6. Choix du matériau des conduites

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

Parmi les matériaux à utiliser on distingue entre autre : L'acier, la fonte ductile, le PVC (PolyVinyle de chlorure) et le PE (polyEthylène).

VI.6.1. Tuyaux en P.E.

VI.6.1.1. Les avantages

Les principaux avantages sont :

- Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage, grâce à l'inertie chimique du tuyau qui évite la dissolution et l'abrasion des métaux même si l'eau est parfaitement équilibrée ;
- Disponibilité sur le marché ;

- Facilité de pose (bonne flexibilité), puisqu'on les trouve en couronnes ou en tourets jusqu'au Ø160, ils s'adaptent donc bien au terrain ; possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres ;
- Fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de fuite) ; ce qui améliore l'étanchéité du réseau ;
- La conduite étant auto-butée, on supprime quasiment tout massif de butée ;
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible) ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement théoriquement de 50 ans à une température de 20°C.

VI.6.1.2. Les inconvénients

On trouve :

- Nécessite une grande technicité pour la jonction.

VI.6.2. Tuyaux en PVC

Les avantages sont :

- Bonne résistance à la corrosion ;
- Disponible sur le marché ;
- Une pose de canalisation facile ;

Leur inconvénient est le risque de rupture.

VI.7. Calcul hydraulique du réseau de distribution du village Tizi Laraief

La détermination des débits dans un réseau s'effectue selon les étapes suivantes :

- Déterminer la longueur de chaque tronçons ;
- Déterminer les débits spécifiques en considérant les débits en route ;
- Déterminer les débits concentrés aux nœuds avals.

VI.7.1. Détermination des débits du réseau

VI.7.1.1. Débit de pointe

C'est le débit qui représente la consommation maximale horaire, par lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution. Dans notre cas nous avons opté pour dimensionner le réseau de distribution de Tizi Lاراief sachant que :

- Nombres d'habitants est 1470 habitants, avec $K_{max.h} = 2.0436$
- $Q_{max.j} = 432,72 \text{ m}^3/j$.
- L'heure de pointe est (11h-12h), donc : $Q_p = 35,12 \text{ m}^3/s = 9,76 \text{ l/s}$ (Annexe (12)).

VI.7.1.2. Débit spécifique

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

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

Avec :

- Q_p : Débit de pointe (l/s) ;
- Q_s : Débit spécifique (l/s.m) ;
- $\sum L_i$: La somme des longueurs des tronçons du réseau (m).

Pour notre cas :

$$\sum L_i = 1833,496 \text{ m}$$

Alors :

$$Q_s = \frac{9,76}{1833,496} = 0,0053 \text{ l/s/ml.}$$

VI.7.1.3. Calcul des débits aux nœuds avals

Le débit en route se définit comme étant le débit réparti uniformément le long d'un tronçon de réseau et il est déterminé comme suit :

$$Q_n = Q_s * L_i \quad (IV.2)$$

Avec :

- Q_n : Débit au nœud l/s ;
- Q_s : Débit spécifique l/s/ml ;
- L_i : Longueur alimentée par le tronçon concerné (m).

Le tableau (VI.1) ci-dessous regroupe les résultats obtenus après calcul concernant les débits aux nœuds avals du réseau.

Tableau (VI-1) : Détermination des débits aux nœuds avals

Nœuds	Longueurs (m)	Débits aux nœuds (l/s)
L24	169,8	0,903
L23	100,3	0,534
L20	76,59	0,408
L18	115	0,612
L17	127,6	0,679
L15	65,49	0,348
L11	52,94	0,282
L10	50,64	0,269
L8	63,81	0,340
L6	46,62	0,248
L3	116,5	0,620

VI.8. Modélisation et simulation du réseau hydraulique

Le moyen utilisé pour effectuer les calculs est le logiciel EPANET.

VI.8.1. Les étapes d'utilisation d'EPANET

Les étapes d'utilisation d'EPANET peuvent être résumées en cinq étapes suivantes [5] :

- Tracé du réseau ;
- La saisie des propriétés des éléments du réseau ;
- La sélection du type de la simulation ;

- Lancement de la simulation ;
- Affichage et interprétation des résultats.

VI.8.2. Modélisation du réseau

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

Dans le présent projet, la modélisation s'est portée en introduisant les différentes données suivantes :

- **Au niveau des nœuds** : l'altitude du nœud et la demande de base.
- **Au niveau des arcs** : le diamètre, la longueur et la rugosité.
- **Au niveau des réservoirs** : l'altitude et le diamètre.

VI.8.3. Simulation du réseau

Après l'introduction des paramètres du réseau, on exécute une simulation hydraulique du type permanent. Dans cette étape, et grâce à son moteur de calcul, le logiciel analyse le comportement du réseau dans les conditions requises et détermine les différentes grandeurs hydrauliques (vitesse, débit, pression et les cotes piézométriques), ce qui implique de résoudre simultanément les équilibres de masse dans les nœuds et les pertes de charge dans chaque conduite du réseau.

VI.9. Résultats et constatations

VI.9.1. Etat du réseau après la simulation

Les figures (VI.4) et (VI.5) ci-dessous présentent le réseau de distribution après simulation.

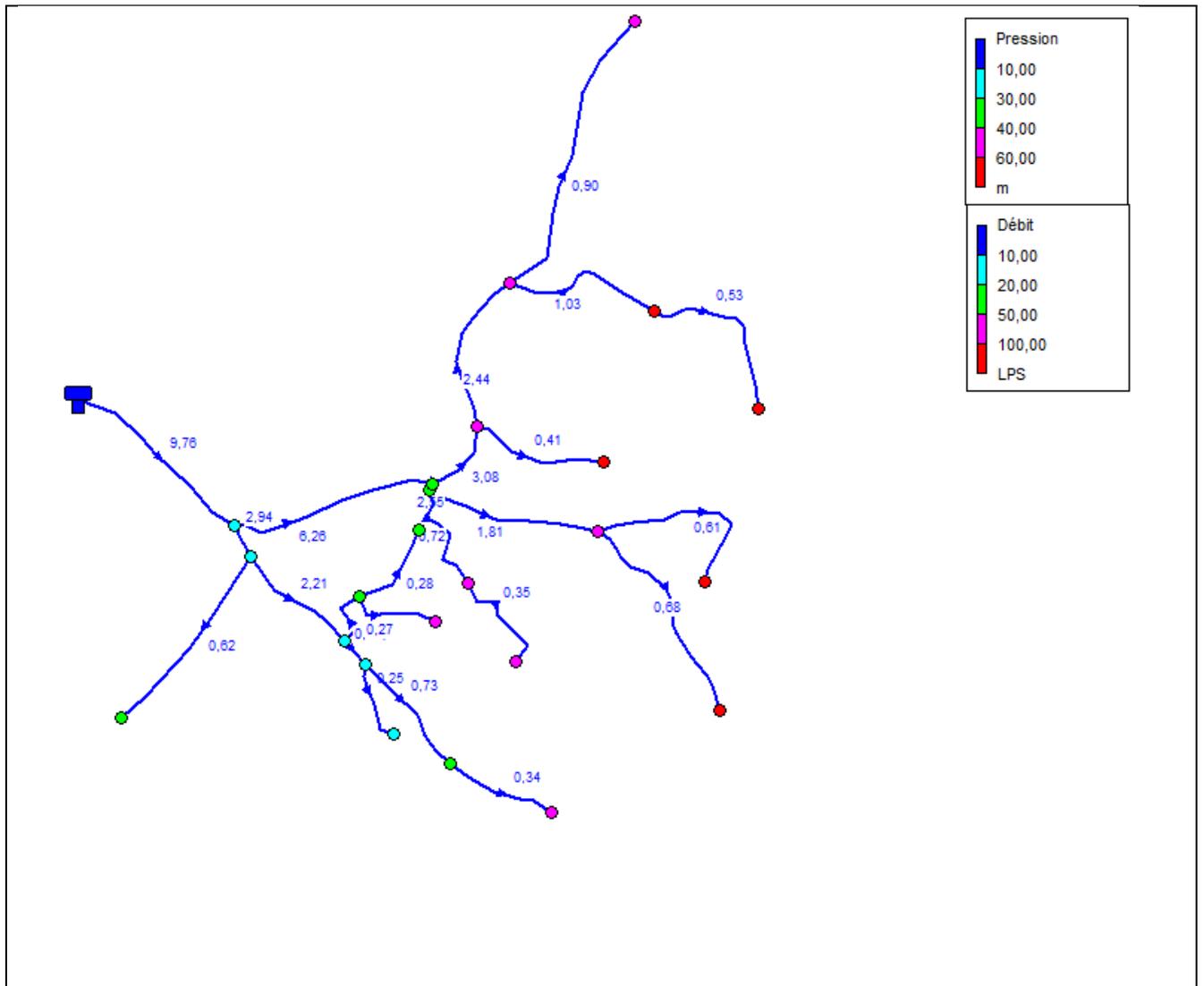


Figure (VI.4) : Sens d'écoulement et débit au niveau des tronçons et pression au niveau des nœuds du réseau du village de Tizi Laraeif

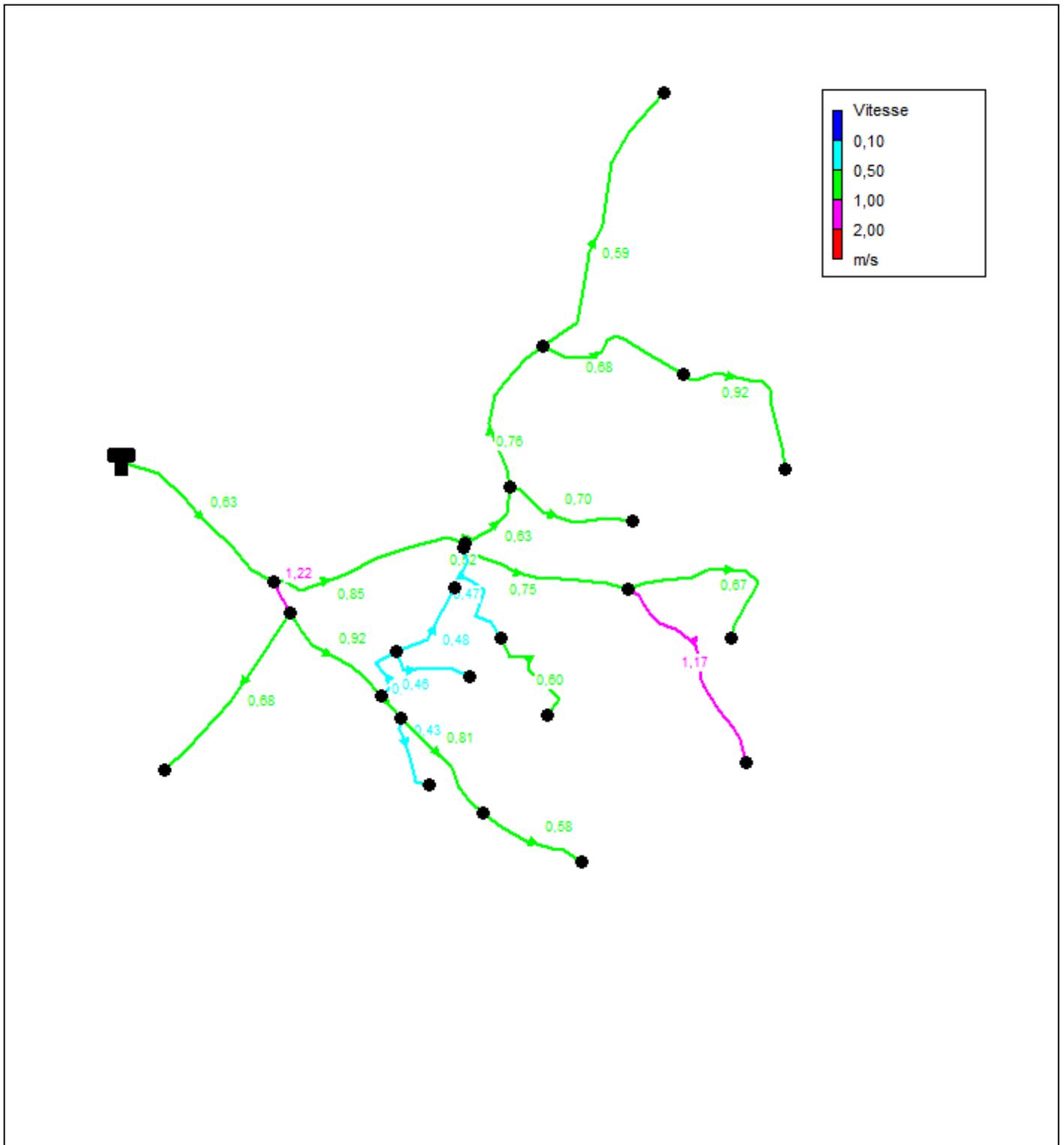


Figure (VI.5) : Sens d'écoulement et la vitesse du réseau du village de Tizi Laraeif

VI.9.2. Etat des nœuds du réseau

Dans le tableau (VI.2), en chaque nœud, on cite :

- L'altitude ;
- La demande de base ;
- La charge ;
- La pression.

Tableau (VI.2) : Etat des nœuds du réseau

Nœuds	Altitude (m)	Demande Base (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Réservoir R	777	-	779	2
Noeud L1	754,2	0,57	778,7	24,5
Noeud L2	751,98	0,11	778,13	26,15
Noeud L3	742,3	0,62	776,12	33,82
Noeud L4	749,33	0,39	776,91	27,58
Noeud L5	750,09	0,09	776,67	26,58
Noeud L6	751,65	0,25	776,24	24,59
Noeud L7	735,45	0,39	774,93	39,48
Noeud L8	718,84	0,34	773,86	55,02
Noeud L9	742,1	0,20	776,64	34,54
Noeud L10	732,75	0,27	776,08	43,33
Noeud L11	738,9	0,28	776,01	37,11
Noeud L12	738,5	0,62	777,81	39,31
Noeud L13	738,31	0,02	777,79	39,48
Noeud L14	727,92	0,37	777,35	49,43
Noeud L15	730,53	0,35	776,19	45,66
Noeud L16	717,49	0,52	776,64	59,15
Noeud L17	694,73	0,68	763,52	68,79
Noeud L18	699,72	0,61	774,7	74,98
Noeud L19	735,79	0,24	777,56	41,77
Noeud L20	715,38	0,41	775,75	60,37
Noeud L21	731,25	0,50	776,6	45,35
Noeud L22	712,94	0,50	775,41	62,47
Noeud L23	702,5	0,53	769,3	66,8
Noeud L24	719,02	0,90	774,92	55,9

VI.9.3. Etat des conduites du réseau

Dans le tableau (VI.3) suivant, on cite :

- La longueur ;
- Le diamètre et le type de matériau ;
- Le débit ;
- La vitesse ;
- Les pertes de charge unitaires dans chaque conduite ;
- Les pertes de charge totales dans chaque conduite.

Tableau (VI.3) : Etat des conduites du réseau

Tronçon	Longueur (ml)	Diamètre et Matériau (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Pertes de Charge unitaire (m/km)	Pertes de Charge Totale (m)
R-L1	106,4	PEHD 160 PN10	9,76	0,63	2,79	0,30
L1-L2	19,97	PEHD 63 PN10	2,94	1,22	28,58	0,57
L2-L3	116,5	PEHD 40 PN10	0,62	0,68	17,29	2,01
L2-L4	72,51	PEHD 63 PN10	2,21	0,92	16,89	1,22
L4-L5	17,14	PEHD 50 PN10	1,07	0,71	13,58	0,23
L5-L6	46,62	PEHD 32 PN10	0,25	0,43	9,4	0,44
L5-L7	73,92	PEHD 40 PN10	0,73	0,81	23,57	1,74
L7-L8	63,8	PEHD 32 PN10	0,34	0,58	16,81	1,07
L4-L9	37,94	PEHD 50 PN10	0,75	0,5	7,06	0,27
L9-L10	50,64	PEHD 32 PN10	0,27	0,46	10,95	0,55
L9-L11	52,94	PEHD 32 PN10	0,28	0,48	11,89	0,63
L1-L12	117,3	PEHD 110 PN10	6,26	0,85	7,65	0,90
L12-L13	3,396	PEHD 90 PN10	2,55	0,52	3,86	0,01
L13-L14	69,29	PEHD 50 PN10	0,72	0,47	6,45	0,45
L14-L15	65,49	PEHD 32 PN10	0,35	0,6	17,64	1,16
L13-L16	98,32	PEHD 63 PN10	1,81	0,97	11,71	1,15
L16-L17	127,6	PEHD 32 PN10	0,68	1,17	60,66	7,74
L16-L18	115	PEHD 40 PN10	0,61	0,52	16,88	1,94
L12-L19	44	PEHD 90 PN10	3,08	0,63	5,48	0,24
L19-L20	76,59	PEHD 32 PN10	0,41	0,7	23,57	1,81
L19-L21	94,32	PEHD 75 PN10	2,44	0,76	10,18	0,96
L21-L22	93,71	PEHD 50 PN10	1,03	0,68	12,66	1,19
L22-L23	100,3	PEHD 32 PN10	0,53	0,92	38,84	3,90
L21-L24	169,8	PEHD 50 PN10	0,9	0,59	9,89	1,68

Remarque : D'après les résultats obtenus de la simulation et le tableau (VI.2) qui nous indique la pression au niveau des nœuds du réseau on remarque que la pression aux nœuds L17, L18, L20, L22 et L23 dépassent la pression maximale pour la distribution (60 m), pour cela on doit placer des réducteurs de pressions pour baisser la pression au niveau de ces nœuds. Les

réducteurs de pressions doivent être positionnés comme suit :

- Le premier réducteur de pression réglé à 15 m sera placé au niveau du tronçon L13 - L19.
- Le deuxième réducteur de pression réglé à 25 m sera placé au niveau du tronçon L12-L16.

La figure (VI.6) et le tableau (VI.4) ces-dessous montre l'état du réseau après l'implantation des deux réducteurs de pression.

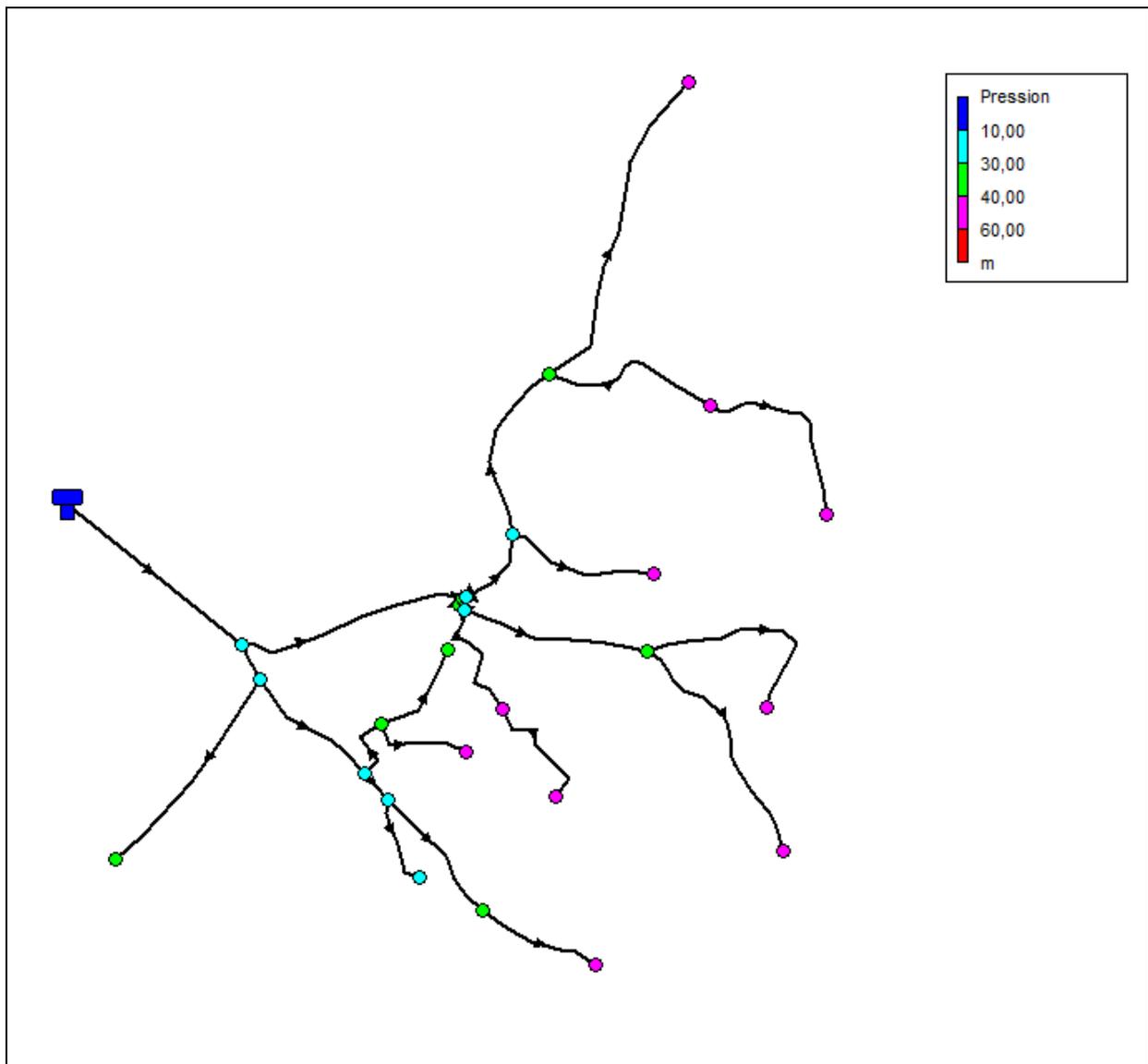


Figure (VI.6) : La pression aux nœuds du réseau après l'implantation des réducteurs de pression

Tableau (VI.4) : Caractéristiques des nœuds du réseau après l'implantation des réducteurs de pression

Nœuds	Altitude(m)	Demande Base(l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Réservoir R	777,00	-	779,00	2,00
Noeud L1	754,20	0,57	778,70	24,50
Noeud L2	751,98	0,11	778,13	26,15
Noeud L3	742,30	0,62	776,12	33,82
Noeud L4	749,33	0,39	776,91	27,58
Noeud L5	750,09	0,09	776,67	26,58
Noeud L6	751,65	0,25	776,24	24,59
Noeud L7	735,45	0,39	774,93	39,48
Noeud L8	718,84	0,34	773,86	55,02
Noeud L9	742,10	0,20	776,64	34,54
Noeud L10	732,75	0,27	776,08	43,33
Noeud L11	738,90	0,28	776,01	37,11
Noeud L12	738,50	0,62	777,81	39,31
Noeud L13	738,31	0,02	777,79	39,48
Noeud L14	727,92	0,37	777,35	49,43
Noeud L15	730,53	0,35	776,19	45,66
Noeud L16	717,49	0,52	751,64	34,15
Noeud L17	694,73	0,68	743,90	49,17
Noeud L18	699,72	0,61	749,70	49,98
Noeud L19	735,79	0,24	762,56	26,77
Noeud L20	715,38	0,41	760,75	45,37
Noeud L21	731,25	0,50	761,60	30,35
Noeud L22	712,94	0,50	760,41	47,47
Noeud L23	702,50	0,53	756,52	54,02
Noeud L24	718,84	0,34	773,86	55,02
Réducteur pression 01	738,31	0,00	752,79	14,48
Réducteur pression 02	738,50	0,00	762,81	24,31

Constatation :

Après simulation on remarque la diminution de la pression aux nœuds après installation de réducteurs de pression.

VI.10. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons fait le dimensionnement du réseau de distribution du village du Tizi Laraief dont le réseau est de type ramifié, nous avons déterminé les diamètres des différents tronçons en vérifiant les vitesses et les pressions au niveau de ces tronçons et des nœuds. La modélisation a été effectuée à l'aide du logiciel EPANET.

Après simulation on a constaté une forte pression au niveau de quelques nœuds, pour cela on a opté pour les réducteurs de pression qui ont permis la réduction de la pression aux nœuds aval.

Le réseau est dimensionné avec des conduites en PEHD (PN10) pour des diamètres intérieurs compris entre 32 mm et 160 mm.

Conclusion générale
Conclusion générale

Conclusion générale

Au cours de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable, ceci dans le but d'atteindre certains objectifs à savoir:

- L'alimentation en eau potable répondant aux besoins de la population.
- La répartition de l'eau et son acheminement vers les localités concernées.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon **2050**, dont la population de toute la zone d'étude atteindra **11687** habitants. En réalisant une collecte de données relative aux besoins, l'estimation des besoins journaliers sera de **3580, 896** (m³/j) au même horizon.

Afin d'assurer l'alimentation en eau potable dans la zone d'étude, et son acheminement gravitaire, nous avons procédé à projeter 3 réservoirs d'une capacité de stockage jumelés avec les réservoirs existants, un réservoir de 950 m³ pour le réservoir Tilmatine et 2 réservoirs de 50 m³ jumelés avec les réservoirs Maxène+Tighilt et Ath Chethla + Ath Oublaïd. Concernant le réseau d'adduction, après une étude technico-économique, nous avons choisi les diamètres tout en respectant les conditions relatives aux vitesses acceptables. Dans le cas de l'adduction gravitaire et afin d'augmenter les pertes de charge, nous avons utilisé des vannes. Le matériau des conduites adopté est le PEHD (PN10, PN16 et PN20). Pour l'adduction par refoulement on a opté pour la fonte ductile de diamètre 150 mm. En suite, on a vérifié les résultats obtenus à l'aide du logiciel Epanet et on a constaté l'arrivée de l'eau aux réservoirs de stockage avec une pression optimale.

Le choix des pompes a été porté sur les pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontal vu leur rendement qui est très élevé, avec une pompe et une autre de secours. Ce choix a été réalisé à l'aide du catalogue numérique des pompes Caprari. Par conséquent, on a obtenu les résultats suivant : une pompe du type PM100/10C pour la SR01, une pompe du type PM 80/12A pour la SR02 et pour la SR03 on a opté pour la pompe du type PM 80/7E.

Une vérification du risque d'apparition du phénomène du coup de bélier a été faite. On a constaté que les tronçons de refoulement ne présentent aucun risque. Pour les conduites

gravitaire, nous préconisons une fermeture lente des vannes pour éviter l'apparition de ce phénomène.

Par la suite, à l'aide du logiciel Epanet, nous avons modélisé puis simulé le comportement hydraulique du réseau de distribution du village Tizi Laraief. Ce qui nous a permis d'avoir les diamètres optimaux de toutes les conduites et qui répondent aux conditions de pression et de vitesse acceptables. On a trouvé quatre nœuds qui sont touchés par la surpression, pour cela nous avons proposé d'installer deux régulateurs de pression.

Références bibliographiques

[1] Données (situation géographique, relief et topographie, pluviométrie,...etc.) recueillies auprès du service du patrimoine de l'APC de Tibane.

[2] Fr. climate-data.org.

[3] Données (RGPH 2008, levé topographique de la zone d'étude, ouvrages de stockage existants,...etc.) recueillies auprès du Bureau d'Etudes Techniques et Réalisations B.T.P.H N.DEHDOUH.

[4] **Goudjil, S. et Sadelli, H.** : «Alimentation en eau potable des localités M'Nair I, M'Nair II, Heddada, Dhamnet El Fhel, Ain Belkacem et Koudiet el Assa (W. Souk Ahras) ». Mémoire de Fin d'Etudes, Master, Université de Bejaia, 2017.

[5] **Hamdani, A. et Igroufa, M.** : « Etude des réseaux d'AEP du centre de Seddouk et Périphérie, Tibouamoucine, Ighil N'djiber, Sidi Mouffok, et Seddouk Ouadda ». Mémoire de Fin d'Etudes, Master, Université de Bejaia, 2017.

[6] **Bonin, J.** : « Hydraulique urbaine », Collection de la direction des études et recherche d'électricité de France, Edition Eyrolles, 216 pages, 1977.

[7] **Dupont, A.** : « Hydraulique Urbaine » Tome II : Ouvrage de transport-Elévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, 484 pages, 1979.

[8] **Bouahmed, I. et Boughrara, A.** : « Dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Baghlia (Wilaya.Boumerdes). Mémoire de Fin d'Etudes, Master, Université de Bejaia, 2017.

[9] **Remini, H.** : « Renforcement de l'alimentation en eau potable des communes de la Daira de Chemini (Bejaia). Mémoire de Fin d'Etudes, Master, Université de Bejaia, 2015.

[10] **Hamdaoui, H. et Merzougui, K.** : « Raccordement de l'alimentation en eau potable de la commune de Sedouk à partir du transfert Akbou-Bejaia à partir du barrage Tichi-Haf, Wilaya de Bejaia ». Projet de Fin d'études, Ingéniorat, Université de Bejaia, 2010.

Annexes

Annexes

Annexe (I) : Régime de consommation des agglomérations

Heures	Coefficient de variation maximale horaire de la consommation ($k_{\max h}$)											
	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.70	1.80	1.90	2.00	2.50
0 - 1	3.50	3.35	3.20	3.00	2.50	2.00	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
1 - 2	3.45	3.25	3.25	3.20	2.65	2.10	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
2 - 3	3.45	3.30	2.90	2.50	2.20	1.85	1.50	1.00	0.90	0.85	1.00	1.20
3 - 4	3.40	3.20	2.90	2.60	2.25	1.90	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
4 - 5	3.40	3.25	3.35	3.50	3.20	2.85	2.50	2.00	1.35	2.70	3.00	3.50
5 - 6	3.55	3.40	3.75	4.10	3.90	3.70	3.50	3.00	3.85	4.70	5.50	3.50
6 - 7	4.00	3.85	4.15	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.20	5.35	5.50	4.50
7 - 8	4.40	4.45	4.65	4.90	5.10	5.30	5.50	6.50	6.20	5.85	5.50	10.20
8 - 9	5.00	5.20	5.05	4.90	5.35	5.80	6.25	6.50	5.50	4.50	3.50	8.80
9 - 10	4.80	5.05	5.40	5.60	5.85	6.05	6.25	5.50	5.85	4.20	3.50	6.50
10 - 11	4.70	4.85	4.85	4.90	5.35	5.80	6.25	4.50	5.00	5.50	6.00	4.10
11 - 12	4.55	4.60	4.60	4.70	5.25	5.70	6.25	5.50	6.50	7.50	8.50	4.10
12 - 13	4.55	4.60	4.50	4.40	4.60	4.80	5.00	7.00	7.50	7.90	8.50	3.50
13 - 14	4.45	4.55	4.30	4.10	4.40	4.70	5.00	7.00	6.70	6.35	6.00	3.50
14 - 15	4.60	4.75	4.40	4.10	4.60	5.05	5.50	5.50	5.35	5.20	5.00	4.70
15 - 16	4.60	4.70	4.55	4.40	4.60	5.30	6.00	4.50	4.65	4.80	5.00	6.20
16 - 17	4.60	4.65	4.50	4.30	4.90	5.45	6.00	5.00	4.50	4.00	3.50	10.40
17 - 18	4.30	4.35	4.25	4.10	4.60	5.05	5.50	6.50	5.50	4.50	3.50	9.40
18 - 19	4.35	4.40	4.45	4.50	4.70	4.85	5.00	6.50	6.30	6.20	6.00	7.30
19 - 20	4.25	4.30	4.40	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.35	5.70	6.00	1.60
20 - 21	4.25	4.30	4.40	4.50	4.40	4.20	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00	1.60
21 - 22	4.15	4.20	4.50	4.80	4.20	3.60	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	1.00
22 - 23	3.90	3.75	4.20	4.60	3.70	2.85	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	0.60
23 - 24	3.80	3.70	3.50	3.30	2.70	2.10	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60

Annexe (2) : Diamètres extérieurs et intérieurs des conduites en PEHD

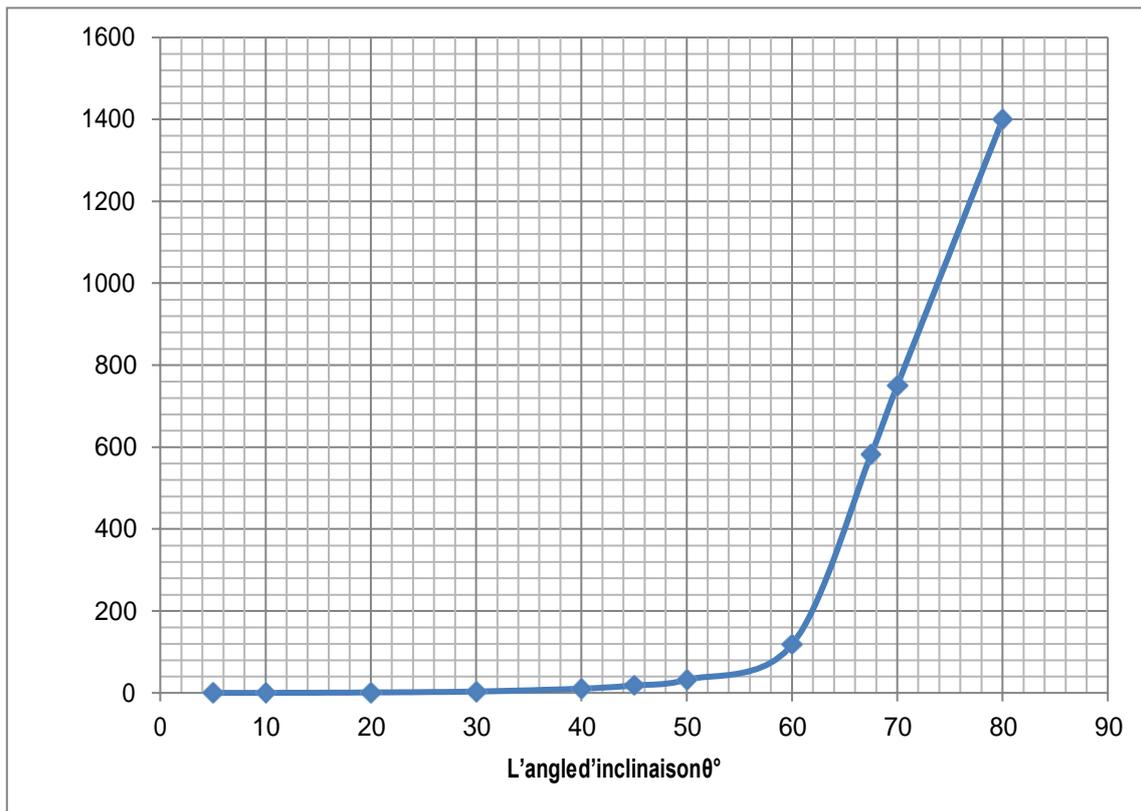
Dext	Dint PN6	Dint PN10	Dint PN16	Dint PN20
20	16	16	15,4	
25	21	21	19	
32	28	27,2	24,8	
40	36	34	31	
50	45,2	44	38,8	
63	57	55,4	48,8	
75	67,8	63,8	58,2	
90	83	79,2	73,6	69,8
110	101,6	96,8	90	85,4
125	115,4	110,2	102,2	97
160	147,6	141	130,8	124,2
200	184,6	176,2	163,6	155,2
250	230,8	220,4	204,6	194,2
315	290,8	277,6	257,8	244,6
400	369,4	352,6	327,4	310,6
500	461,8	440,6	409,2	388,4
630	581,8	555,2	515,6	

Annexe (3) : Prix et pression nominale des conduites en fonte ductile

Diamètre (mm)	L'épaisseur (mm)	Pression nominale (bar)	Prix unitaire (DA)
100	4,8	40	2800
125	4,8	40	3000
150	5,0	40	3300
200	5,4	40	3800
250	5,8	40	5750
300	6,2	40	6500
350	7,0	30	8750
400	7,8	30	11000
450	7,8	30	15300
500	7,8	30	19600
600	7,8	30	20300
700	7,8	25	24000

Annexe (4) : Evolution du coefficient d'ouverture de la vanne ξ d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture.

L'angle d'inclinaison θ°	0-5	10	20	30	40	45	50	60	70	80
ξ	0.25	0.52	1.54	3.91	10.8	18.7	32.6	118	751	1400



Représentation graphique de l'évolution du coefficient de singularité d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture

Annexe (5) : nombre de tours pour ouverture de la vanne en fonction du diamètre

DN (mm)	40	50	65	80	90	125	160	200	250
Nombre de tours d'ouverture de la vanne	12,5	12,5	13	17	21	25	30	33	41,5

Annexe (6) : Prix et pression nominale des conduites en PEHD PN 10

Diamètre (mm)	L'épaisseur (mm)	Prix unitaire (DA)
20	2,0	40,15
25	2,0	51,23
32	2,0	64,47
40	2,4	97,69
50	3,0	150,53
63	3,8	238,48
75	4,5	338,61
90	5,4	446,80
110	6,6	665,64
125	7,4	843,99
160	9,5	1382,45
200	11,9	2162,92
250	14,8	3357,81
315	18,7	5057,83
400	23,7	8115,39
500	29,7	12616,15
630	37,4	19980,32

Annexe (7) : Prix et pression nominale des conduites en PEHD PN 20

Diamètre (mm)	L'épaisseur (mm)	Prix unitaire (DA)
20	3,0	44,46
25	3,5	70,86
32	4,4	109,64
40	5,5	171,15
50	6,9	265,07
63	8,6	423,18
75	10,3	595,00
90	10,1	794,01
110	12,3	1175,74
125	14,0	1490,27
160	17,9	2423,58
200	22,4	3793,42
250	27,9	5900,88
315	35,2	9015,89
400	44,7	14529,62
500	55,8	22624,58
630	70,3	35945,05

Tableau (8) : Les caractéristiques des conduites en PEHD PN 16

Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix unitaire (DA/ml)
20	2.0	40.74
25	2.3	59.87
32	3.0	99.14
40	3.7	153.50
50	4.6	238.07
63	5.8	376.64
75	6.8	529.43
90	8.2	691.61
110	10.0	1026.15
125	11.4	1316.19
160	14.6	2151.15
200	18.2	3378.11
250	22.7	5226.50
315	28.6	8026.99
400	36.3	12966.67
500	45.4	19569.51
630	57.2	31072.20

Annexe (9) : courbe caractéristique de la pompe de la SR01

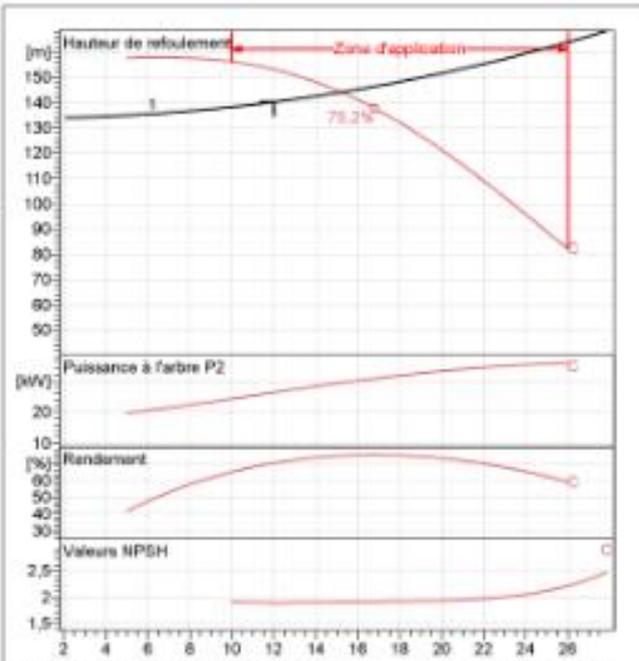


Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PM 100/ 10 C	
Caractéristiques requises	
Débit	12 l/s
Hauteur de refoulement	140 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	15,2 l/s
Hauteur de refoulement	144 m
Puissance absorbée	29,5 kW
Rendement	74,7%
Hauteur manométrique H(Q=0)	158 m
Orif. de refoulement	100 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	37 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	730 kg

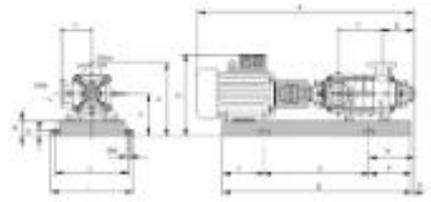
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc ou nitrile
Roulements à billes	Acier
Pressé-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement					UNI ISO 2548/C
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]	

Dimensions mm

- A = 2197
- B = 1882
- C = 770
- D = 293
- DNa = 125
- DNm = 100
- E = 210
- F = 300
- G = 1282
- H = 510
- I = 600
- L = 550
- M = 30
- N = 120
- O = 42
- P = 345
- Q = 615
- R = 620
- V = 270



Annexe (10) : courbe caractéristique de la pompe de la SR02

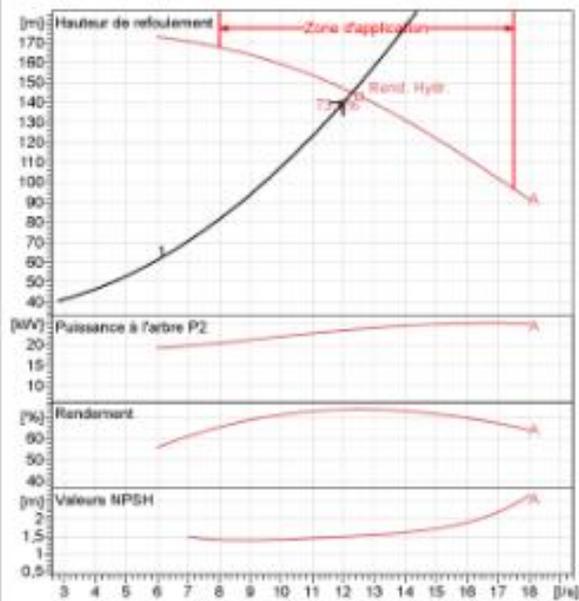


Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PM 80/ 12 A	
Caractéristiques requises	
Débit	12 l/s
Hauteur de refoulement	140 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	12,3 l/s
Hauteur de refoulement	145 m
Puissance absorbée	23,7 kW
Rendement	73,6%
Hauteur manométrique H(Q=0)	185 m
Orif. de refoulement	80 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	30 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3-
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/l ^m
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	632 kg

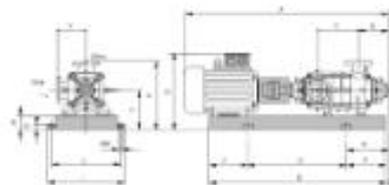
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc ou nitrile
Roulements à billes	Acier
Pressé-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement					UNI ISO 2548 C
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]	

Dimensions mm

- A = 2216
- B = 1941
- C = 870
- D = 274
- DNa = 100
- DNm = 80
- E = 195
- F = 300
- G = 1341
- H = 495
- I = 600
- L = 550
- M = 20
- N = 100
- O = 42
- P = 300
- Q = 545
- R = 550
- V = 245



Annexe (11) : courbe caractéristique de la pompe de la SR03

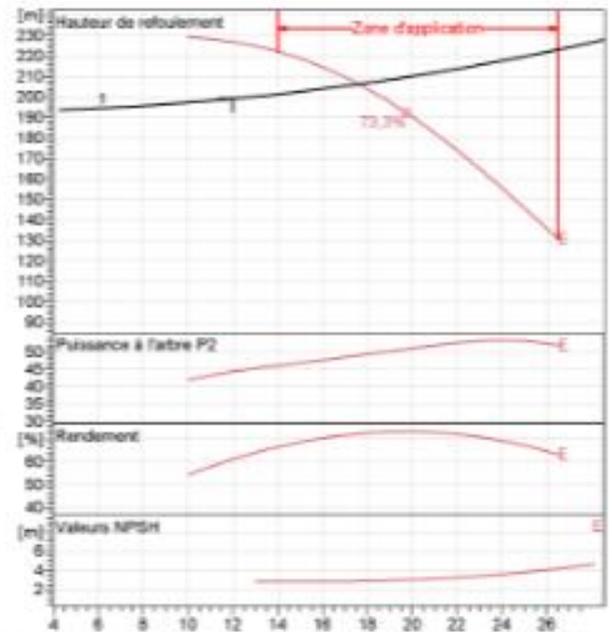
caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PM 80/ 7 E	
Caractéristiques requises	
Débit	12 l/s
Hauteur de refoulement	199 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N° de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	17.5 l/s
Hauteur de refoulement	206 m
Puissance absorbée	49 kW
Rendement	72.4%
Hauteur manométrique H(Q=0)	236 m
Orif. de refoulement	80 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 t/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	55 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3-
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	685 kg

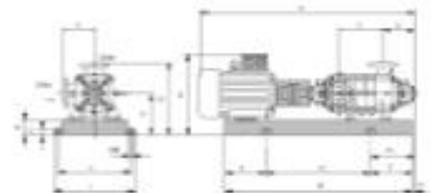
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Abris	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Presse-Ecoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement				LF4/GO 254B/C
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

- A = 2047
- B = 1715
- C = 520
- D = 274
- Dhs = 100
- Dfm = 90
- E = 185
- F = 300
- G = 1115
- H = 485
- I = 600
- L = 550
- M = 20
- N = 120
- O = 42
- P = 370
- Q = 615
- R = 763
- V = 245



Annexe (12) : La répartition horaire de débit du village de Tizi Laraief

Heures	P (%)	Consommation	
		m ³ /h	l/s
0-1	0,74	3,19	0,89
1-2	0,74	3,19	0,89
2-3	1,02	4,40	1,22
3-4	1,09	4,70	1,31
4-5	3,04	13,17	3,66
5-6	5,33	23,04	6,40
6-7	5,41	23,42	6,51
7-8	5,91	25,57	7,10
8-9	3,96	17,15	4,76
9-10	3,76	16,28	4,52
10-11	5,83	25,25	7,01
11-12	8,12	35,12	9,76
12-13	8,06	34,89	9,69
13-14	5,78	25,02	6,95
14-15	4,97	21,52	5,98
15-16	5,10	22,09	6,14
16-17	4,10	17,75	4,93
17-18	4,01	17,37	4,83
18-19	6,11	26,45	7,35
19-20	5,62	24,30	6,75
20-21	5,62	24,30	6,75
21-22	2,83	12,23	3,40
22-23	1,88	8,13	2,26
23-24	0,97	4,18	1,16
Total	100,00	432,72	120,20

Dimensionnement des réseaux d'AEP de la commune de Tibane, Daïra de Chemini,

Wilaya de Bejaia

ملخص

ندرج هذا العمل الحالي تحت منطق إمدادات مياه الشرب في بلدية تيبان دائرة شميني، ولاية بجاية. بعد جمع البيانات المتعلقة بالموقع، قمنا بحساب الحاجيات الحالية والمستقبلية للمنطقة بعدها تم حساب سعة الخزانات، تليها المضخات المناسبة لمحطات الضخ الثلاثة من أجل حماية الشبكة ضد ظاهرة المطرقة المائية، قمنا بدراسة الوسائل اللازمة لذلك، وكحل اخترنا الصمامات مع الإغلاق البطيء. وفي الأخير، قمنا بدراسة شبكة توزيع المياه لقرية تيزي لعرايف مع احترام قيم الضغط والسرعة في المجال المحدود.

. **كلمات مفتاحية:** مياه الشرب، انابيب النقل، المطرقة المائية، التوزيع.

Résumé

Ce présent travail s'inscrit dans la logique d'alimentation en eau potable de la commune de Tibane, Daïra de Chemini, Wilaya de Bejaia. Après avoir récoltées les données concernant le site, on a procédé à l'estimation des besoins actuel et future. Par la suite, nous avons conçus et dimensionné les réservoirs et les conduites d'adduction, suivie du choix des pompes adéquates pour les trois stations de pompage. Dans le but de protéger le réseau contre le phénomène du coup de bélier, nous avons étudié les moyens appropriés pour la protection, et comme solution nous avons choisi les vannes à fermeture lente. En dernier lieu, nous avons conçu et dimensionné un réseau de distribution à la base des simulations des données en respectant les pressions et les vitesses appropriées. Nous avons pris comme cas pour le réseau du village Tizi Laraief.

Mots clés : *Alimentation en eau potable, Réservoir, Adduction, Coup de bélier, Distribution.*

Abstract

This present work falls under the logic of drinking water supply of the commune of Tibane, Daira of Chemini, Wilaya of Bejaia. After having collected the data concerning the site, one carried out the estimate of the present needs and future thereafter. We conceived and dimensioned the serves and the conduits of adduction, followed by the choice of the adequate pumps for the three pumping stations. In order to protect the network against the water hammer phenomenon, we studied the suitable means for protection, and as solution we chose the valves slow closing. Lastly, we conceived and dimensioned a distribution network at the base of simulation of the data by respecting the suitable pressures and speeds. We chose the network of the Tizi Laraief region..

Keywords: *Drinking water supply, Tank, Adduction, Water hammer, Distribution.*

