

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



## Mémoire de Mastèr

Présenté à l'Université de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & d'Hydraulique

Spécialité : Hydraulique Urbaine

Option : Hydraulique Urbaine et techniques des eaux

Présenté par : Fertas Fares et Debbar Salah-eddine

---

**Thème :**

**Etude de l'alimentation en eau potable de Ain Larbi**

---

Sous la direction de : Maizi . Naziha

**Juin 2015**

---

## **REMERCIEMENTS**

*Tout d'abord, on remercie Dieu tout puissant de nous avoir donné la force et les moyens pour achever ce modeste travail.*

*On tient à remercier vivement Mme MAIZI. N notre encadreur, qui a donné un sens à notre travail grâce à ses conseils et ses orientations significatives.*

*Nos remerciements s'adressent également à Mr RAFIK BENCHATAH maitre de stage qui nous a aidé et nous a permis de faire aboutir ce travail.*

*Nos remerciements vont également aux membres de jury pour s'être intéressé à ce travail et d'avoir bien voulu nous honorer par leur présence.*

*On exprime notre gratitude à l'ensemble des enseignants du Département de Génie Civil et d'Hydraulique qui ont contribué à notre formation, en espérant que cet humble travail fera crédibilité de leurs efforts.*

*Et finalement on remercie toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

---

---

## Dédicace

---

---

*Que ce travail témoigne de mes respects*

*A mes parents*

*Grâce à leurs tendres encouragements et leurs grands sacrifices, ils ont pu créer le climat affectueux et propice à la poursuite de mes études.*

*Aucune dédicace ne pourrait exprimer mon respect, ma considération et mes profonds sentiments envers eux.*

*Je prie le bon Dieu de les bénir, de veiller sur eux, en espérant qu'ils seront toujours fiers de moi.*

*A mes sœurs et mon frère*

*Vous avez toujours été présents pour les bons conseils, Veuillez trouver dans ce modeste travail l'expression de mon affection.*

*Je vous souhaite un avenir plein de joie, de bonheur, de réussite et de sérénité.*

*Je vous exprime à travers ce travail mes sentiments de fraternité et d'amour.*

*A tous mes amis*

*Je ne peux trouver les mots justes et sincères pour vous exprimer mon affection et mes pensées, vous êtes pour moi des frères, sur qui je peux compter.*

**FARES**

---

---

---

---

## Dédicace

---

---

*Je dédie ce mémoire*

*A la mémoire de mon Père*

*Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour vous.*

*Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être.*

*Ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as consentis pour mon éducation et ma formation.*

*A ma très chère mère*

*Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que tu n'as cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge adulte.*

*Je te dédie ce travail en témoignage de mon profond amour.*

*Puisse Dieu, le tout puissant, te préserver et t'accorder santé, longue vie et bonheur.*

*A mes très chers frères*

*Mes chers frères qui me sont le père et la mère, les mots ne suffisent guère pour exprimer l'attachement, l'amour et l'affection que je porte pour vous.*

*A mes chers amis*

*En témoignage de l'amitié qui nous uni et des souvenirs de tous les moments que nous avons passé ensemble, je vous dédie ce travail et je vous souhaite une vie pleine de santé et de bonheur.*

**SALAH-EDDINE**

---

---

---

---

## Liste des tableaux

---

---

<i>Tableau I.1. 1</i> : Les jours de la glace par mois.....	4
<i>Tableau I.2.1</i> : Evaluation de la population.....	6
<i>Tableau I.2.2</i> : Calcul de la consommation moyenne journalière.....	6
<i>Tableau I.2.3</i> : Les besoins sanitaires.....	7
<i>Tableau I.2.4</i> : Les besoins scolaires.....	7
<i>Tableau I.2.5</i> : Les besoins administratifs.....	8
<i>Tableau I.2.6</i> : Les besoins socioculturels.....	8
<i>Tableau I.2.7</i> : Les besoins commerciaux.....	9
<i>Tableau I.2.8</i> : Détermination de la consommation moyenne journalière.....	9
<i>Tableau I.2.9</i> : Le coefficient ( $\beta$ ) selon le nombre d'habitants.....	11
<i>Tableau I.2.10</i> : Détermination des débits de la zone actuelle.....	12
<i>Tableau I.2.11</i> : Détermination des débits de la zone d'extension.....	12
<i>Tableau I.2.12</i> : Détermination des débits totaux.....	12
<i>Tableau II.1</i> : Dimensionnement de la conduite de forage.....	17
<i>Tableau II.2</i> : Dimensionnement des conduites d'adduction gravitaire.....	18
<i>Tableau II.3</i> : Dimensionnement de la conduite de refoulement.....	18
<i>Tableau II.4</i> : Frais d'amortissement.....	20
<i>Tableau II.5</i> : Frais d'exploitation.....	21
<i>Tableau II.6</i> : Frais totaux.....	21
<i>Tableau III.1</i> : Caractéristiques de la conduite.....	28
<i>Tableau III.2</i> : Variation des hauteurs en fonction du débit.....	29
<i>Tableau III.3</i> : Caractéristiques de la conduite du forage.....	33
<i>Tableau III.4</i> : Variation des hauteurs en fonction du débit.....	34
<i>Tableau IV.1</i> : Calcul de réservoir de la zone actuelle.....	41
<i>Tableau IV.2</i> : Calcul de réservoir de la zone d'extension.....	43
<i>Tableau V.1</i> : Calcul du coup de bélier.....	51
<i>Tableau V.2</i> : Calcul du réservoir d'air.....	55
<i>Tableau VI.1</i> : Calculs préliminaires du réseau de la zone actuelle.....	66
<i>Tableau VI.2</i> : Etat des nœuds du réseau de la zone actuelle.....	73
<i>Tableau VI.3</i> : Etat des conduites du réseau de la zone actuelle.....	75
<i>Tableau VI.4</i> : Calculs préliminaires du réseau de la zone d'extension.....	77
<i>Tableau VI.5</i> : Etat des nœuds du réseau de la zone d'extension.....	83
<i>Tableau VI.6</i> : Etat des conduites du réseau de la zone d'extension.....	84

---

---

---

## Liste des figures

---

<i>Figure I.1.1</i> : Situation géographique de Ain Larbi.....	2
<i>Figure II.1</i> : Schéma d'adduction.....	14
<i>Figure II.2</i> : Profil piézométrique.....	22
<i>Figure III.1</i> : Point de fonctionnement de la pompe.....	30
<i>Figure III.2</i> : Puissance absorbée de la pompe.....	30
<i>Figure III.3</i> : Courbe de $NPSH_{requis}$ .....	32
<i>Figure III.4</i> : Point de fonctionnement de la pompe immergée.....	35
<i>Figure IV.1</i> : Fonctionnement de la conduite BY-PASS.....	38
<i>Figure IV.2</i> : Diagramme d'équilibre du réservoir de la zone actuelle.....	42
<i>Figure IV.3</i> : Diagramme d'équilibre du réservoir de la zone d'extension.....	44
<i>Figure V.1</i> : Première phase du phénomène de coup de bélier.....	45
<i>Figure V.2</i> : Deuxième phase du phénomène de coup de bélier.....	46
<i>Figure V.3</i> : Troisième phase du phénomène de coup de bélier.....	46
<i>Figure V.4</i> : Quatrième phase du phénomène de coup de bélier.....	47
<i>Figure V.5</i> : Cheminée d'équilibre.....	48
<i>Figure V.6</i> : Réservoir à air comprimé.....	49
<i>Figure V.7</i> : Epure de Bergeron.....	56
<i>Figure V.8</i> : Dimensions du réservoir d'air.....	58
<i>Figure VI.1</i> : Réseau ramifié.....	59
<i>Figure VI.2</i> : Réseau maillé.....	60
<i>Figure VI.3</i> : Schéma des vitesses.....	69
<i>Figure VI.4</i> : Schéma des pressions.....	69
<i>Figure VI.5</i> : Schéma des vitesses après la modification des diamètres.....	70
<i>Figure VI.6</i> : Schéma des pressions après la modification des diamètres.....	71
<i>Figure VI.7</i> : Schéma de l'écoulement.....	71
<i>Figure VI.8</i> : Profil de pressions.....	72
<i>Figure VI.9</i> : Profil d'élévations.....	72
<i>Figure VI.10</i> : Schéma des vitesses.....	79
<i>Figure VI.11</i> : Schéma des pressions.....	79
<i>Figure VI.12</i> : Schéma des vitesses après la modification.....	80
<i>Figure VI.13</i> : Schéma des pressions après la modification.....	81
<i>Figure VI.14</i> : Schéma de l'écoulement.....	81

---

---

## *Liste des figures*

---

<i>Figure VI.15</i> : Profil de pressions.....	82
<i>Figure VI.16</i> : Profil d'élévations.....	82
<i>Figure VII.1</i> : Technique de pose des tubes en PEhd.....	86
<i>Figure VII.2</i> : Le terrassement.....	87
<i>Figure VII.3</i> : Remblai d'enrobage.....	87
<i>Figure VII.4</i> : Les étapes de pose des conduites en PEhd.....	88

---

---

## *Liste des abréviations*

---

**AEP** : Alimentation en eau potable

**S1**: Source N°1

**S2**: Source N°2

**S3** : Source N°3

**F** : Forage

**Pr** : Point de ramification

**NT**: Niveau du terrain

**SP** : Station de pompage

**U** : unité

**QTE** : Quantité

**P.U** : Prix unitaire

**F/P** : Fourniture et pose

**PEhd** : Polyéthylène haute densité

**DN** : Diamètre nominal

**PN** : Pression nominale

**Pa** : puissance de l'armoire de commande

**Vinc** : Volume d'incendie

**Vt** : Volume total

**V equi** : Volume d'équilibre

**NIV. Nor** : Niveau normal du volume d'air

**NIV. Dép** : Niveau du volume d'air à la fin de la dépression

**Qsp** : Débit spécifique

**Qr** : Débit en route

**Qn** : Débit de nœud

**C.T.N** : Cote du terrain naturel

---

# Table des matières

---

---

Introduction générale .....	1
Chapitre I : Présentation du lieu et estimation des besoins	
I.1 : Introduction .....	2
I.1.1 : Situation géographique :.....	2
I.1.2 : Données du site naturel: .....	3
I.1.2.1 : Le relief : .....	3
I.1.2.2 : Le réseau Hydrographique : .....	3
I.1.2.3 : Climatologie :.....	3
I.1.2.4 : Pluviométrie:.....	3
I.1.2.5 : Température:.....	4
I.1.2.6 : Le vent :.....	4
I.1.2.7 : Glace : .....	4
I.1.2.8 : Neige : .....	4
I.2.1 : Estimation des besoins en eau:.....	5
I.2.1.1 : Besoins domestiques:.....	5
I.2.1.2 : Evaluation de la population : .....	6
I.2.1.3 : Besoins sanitaires: .....	7
I.2.1.4 : Besoins scolaires: .....	7
I.2.1.5 : Besoins administratifs :.....	8
I.2.1.6 : Besoins socioculturels :.....	8
I.2.1.7 : Les besoins commerciaux : .....	9
I.2.1.8 : Détermination de la consommation moyenne en eau:.....	9
I.2.2 : Etude des variations de la consommation : .....	10
I.2.2.1 : Consommation moyenne journalière :.....	10
I.2.2.2 : Les pertes d'eau : .....	10
I.2.2.3 : La consommation totale : .....	11
I.2.2.4 : La consommation journalière maximale:.....	11
I.2.2.5 : La consommation horaire maximale : .....	11
I.2.3 : Détermination des débits : .....	12
I.2 : Conclusion :.....	12

---

---

# Table des matières

## Chapitre II : Adduction des eaux

II.1 : Introduction : .....	13
II.2 : Types d'adduction: .....	13
II.2.1 : Adduction gravitaire: .....	13
II.2.2 : Adduction par refoulement: .....	13
II.2.3 : Adduction mixte: .....	13
II.3 : Description du schéma d'adduction : .....	13
II.4 : Le calcul hydraulique : .....	15
II.4.1 : Calcul de diamètre économique : .....	15
II.4.2 : Pertes de charges: .....	15
II.4.3 : Calcul des pertes de charge linéaires : .....	17
II.4.4 : Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) : .....	17
II.4.5 : Calcul de la pression au sol : .....	17
II.5 : Dimensionnement des conduites d'adduction .....	17
a-Conduite de forage [Hp-F] .....	17
b-conduites d'adduction gravitaire: .....	18
c- conduite de refoulement : .....	18
II.6 : Calcul économique : .....	19
II.6.1 : Calcul de la puissance absorbée (P) .....	19
II.6.2 : Calcul de l'énergie consommée par la pompe (E) .....	19
II.6.3 : Calcul du prix de revient de la conduite (SP –R) .....	19
II.6.4 : Calcul du prix de l'énergie consommée (Frais d'exploitation) .....	19
II.6.5 : Calcul du frais d'amortissement (Fa) .....	20
II.6.6 : Calcul du prix total (Pt) .....	20
II.7 : Devis quantitatif et qualitatif de la conduite de refoulement .....	23
II.8 : Conclusion .....	25

# Table des matières

## Chapitre III : Station de pompage

III.1 : Introduction.....	26
III.2 : Définitions .....	26
III.2.1 : Pompe.....	26
III.2.2 : Hauteur géométrique d'aspiration .....	26
III.2.3 : Hauteur géométrique de refoulement.....	26
III.2.4 : Pertes de charge .....	27
III.2.5 : Puissance.....	27
III.2.6 : point de fonctionnement de la pompe .....	27
III.3 : Choix de la pompe .....	28
III.3.2 : Étude de cavitation.....	31
III.4 : Choix de la pompe du forage.....	33
III.5 : Conclusion : .....	35

## Chapitre IV : Calcul des réservoirs

IV.1 : Introduction.....	36
IV.2 : Définition.....	36
IV.3 : Fonctions des réservoirs .....	36
IV.4 : Types de réservoirs .....	36
IV.5 : Emplacement géographique des réservoirs .....	37
IV.6 : Choix du type de réservoir.....	37
IV.7 : Équipements de réservoirs.....	37
IV.7.1 : Trop-plein.....	37
IV.7.2 : robinet flotteur .....	37
IV.7.3 : Conduite de vidange.....	38
IV.7.4 : Conduite d'alimentation .....	38
IV.7.5 : Conduite de distribution .....	38
IV.7.6 : Conduite BY-PASS.....	38
IV.8 : Altitude des réservoirs .....	39
IV.9 : Volume de réservoir.....	39
IV.9.1 : Réserve d'équilibre (Véqui) .....	39

## Table des matières

IV.9.2 : Réserve d'incendie (Vinc) :.....	40
IV.9.3 : Réserve d'urgence .....	40
IV.10 : Détermination de la réserve totale (Vt) .....	40
IV.11 : Détermination de réserve d'équilibre de la zone d'extension .....	42
IV.12 : Conclusion .....	44

### Chapitre V : Protection des conduites contre le coup de bélier

V.1 : Introduction .....	45
V.2 : Description du phénomène :.....	45
V.4 : Dispositif "anti-bélier" .....	47
V.4.1 : Loi d'ouverture ou de fermeture des vannes .....	47
V.4.2 : Volants d'inertie.....	48
V.4.3 : Cheminée d'équilibre .....	48
V.4.4 : Réservoir à air comprimé .....	49
V.4.5 : Soupape de décharge .....	49
V.5 : Calcul du coup de bélier.....	49
V.5.1 : Calcul de la célérité des ondes.....	49
V.5.2 : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier.....	50
V.5.3 : pression maximale et minimale du retour d'onde .....	50
V.6 : Calcul du réservoir d'air.....	51
V.6.1:Calcul normal du réservoir d'air : .....	51
V.6.2 : Dimensionnement du réservoir d'air : .....	57
V.7 : Conclusion :.....	58

### Chapitre VI : Distribution d'eau

VI.1 : Introduction.....	59
VI.2 : Structure des réseaux .....	59
VI.3 : Classification des réseaux .....	59
VI.3.1 : Réseau ramifié.....	59
VI.3.2 : Réseau maillé .....	59
VI.3.3 : Réseau mixte .....	60

## Table des matières

VI.3.4 : Réseaux étagés .....	60
VI.3.5 : Réseaux à alimentations distinctes .....	60
VI.4 : Hypothèses de calcul.....	60
VI.4.1 : Débit .....	60
VI.4.2 : Vitesse .....	61
VI.4.3 : Pression .....	61
VI.5 : Principes de calcul .....	61
VI.5.1 : Débit en route (Qr) .....	61
VI.5.2 : Débit de nœud (Qnœud).....	62
VI.6 : Calcul des réseaux maillés par la méthode de Hardy Cross .....	64
VI.7 : Calcul des réseaux maillés par le logiciel EPANET .....	64
VI.7.1 : présentation du logiciel .....	64
VI.7.2 : Capacités pour la Modélisation Hydraulique .....	64
VI.7.3 : Les Étapes de l'Utilisation d'EPANET.....	64
VI.8 : Résultats de calcul.....	65
VI.8.1 : calcul du réseau de la zone actuelle.....	65
VI.8.2 : calcul du réseau de la zone d'extension .....	76
VII.9 : Conclusion .....	84

### Chapitre VII : Types des conduites et accessoires

VII.1 : Types des canalisations : .....	85
VII.1.2 : Les tuyaux en acier galvanisé : .....	85
VII.1.3 : Les tuyaux en PEhd .....	85
VII.1.3.1 : Technique de pose des conduites en PEhd :.....	86
a : Terrassement .....	86
b : Profondeur de la tranchée .....	87
c : Remblayage des tranchées .....	87
VII.2 : accessoires .....	89
VII.2.1 : Robinets-vannes à opercule .....	89
VII.2.2 : Vannes papillon .....	89
VII.2.3 : Robinets de branchement :.....	89
VII.2.4 : Clapets de retenue .....	89

## *Table des matières*

---

---

VII.2.5 : Crépines .....	90
VII.2.6 : Les ventouses manuelles .....	90
VII.2.7 : Les ventouses automatiques .....	90
VII.2.8 : Les régulateurs de pression .....	90
VII.2.9 : Les vidanges .....	91
Conclusion générale .....	92
Références bibliographiques .....	93
Annexe 1	
Annexe 2	
Annexe 3	
Annexe 4	

---

---

## *Résumé*

Ce travail consiste à modéliser le system d'alimentation en eau potable du groupement urbain de la commune de Ain Larbi à l'horizon de 2045.

Ce système se compose de plusieurs captages et un forage alimentant un réseau d'adduction gravitaire et par refoulement, desservant trois réservoirs alimentant à leurs tours deux réseaux de distribution distincts l'un en zone actuelle et l'autre en zone d'extension.

Sur la base des données des ressources en eau et des besoins globaux de la population à desservir. le système d'alimentation en eau potable a été dimen

## *Abstract*

This work aims to model a drinking water network and to seek management approach for this later for Ain Larbi city at the horizon 2045

This system consists of several catchments and a drilling feeding a supply network and by adduction of gravity, serving three reservoirs which are in turn feeding two separate distribution networks present in one zone and the other in the extended area.

For water supply studies, the main database are knowledge the water resources and population global needs to serve. The technical features of the water supply system are estimated from a study document.

## **ملخص:**

يهدف هذا العمل إلى نمذجة شبكة المياه الصالحة للشرب للمجمع الحضري لبلدية عين العربي لأفاق 2045 يتكون هذا النظام من ثلاثة منابع و بئر تغذي شبكة إمدادات عن طريق الجاذبية و بالضخ تمول ثلاثة خزانات و التي تغذي بدورها شبكتين لتوزيع المياه توجد إحداها في المنطقة الحضرية و الأخرى في منطقة التوسع. من أجل دراسة عملية التزويد بالمياه الصالحة للشرب، المعطيات الأساسية تتمثل في معرفة الموارد المائية و احتياجات السكان المراد تزويدهم، الخصائص التقنية لنظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب تقدر انطلاقاً من دراسة الملف.

---

---

## *Introduction générale*

---

---

L'alimentation en eau potable est l'un des aspects incontournables pour l'amélioration des conditions de vie et de santé des populations. L'exploitation et la gestion des systèmes d'alimentation dans les pays en voie de développement se caractérisent par un ensemble de fortes contraintes parmi lesquelles on pourrait retenir :

- ❖ La rareté et l'insuffisance de la ressource en eau ainsi que les difficultés liées à sa mobilisation ;
- ❖ La cherté de l'énergie électrique...

La question des ressources en eau demeure une préoccupation majeure pour l'Algérie. En effet, la distribution de l'eau dépend en premier lieu des disponibilités des barrages et des forages, eux-mêmes tributaires de la pluviométrie, variable au pays dans l'espace et dans le temps et tributaires des capacités des structures et des institutions compétentes à gérer les différents créneaux. Ces créneaux sont notamment :

- ❖ la construction des moyens de stockage et des réseaux d'adduction et de distribution ;
- ❖ la maintenance des infrastructures et des installations en bon état de fonctionnement ;
- ❖ la gestion des réseaux de distribution et des stations de traitement et d'épuration.

Dans cette présente étude on se propose de mettre le point sur les différents éléments nécessaires pour la conception et le dimensionnement d'un système d'Alimentation en Eau Potable (AEP) de la commune de Ain Larbi. On va y traiter les volets suivants :

- ❖ Estimation de la population ;
- ❖ Évaluation des dotations unitaires pour chaque type de consommateur ;
- ❖ Projection de la consommation en eau pour l'horizon 2045 ;
- ❖ Étude du transfert d'eau ;
- ❖ Étude de la station de pompage ;
- ❖ Étude du système de stockage ;
- ❖ Conception et dimensionnement des réseaux d'AEP.

**I.1 : Introduction :**

Dans ce chapitre

- On va présenter la région de Ain Larbi (situation géographique, relief, climatologie ... etc.).
- On va estimer les besoins en eau de chaque type de consommateur de cette région à l'horizon de 2045 afin de calculer le débit maximal moyen et journalier et le débit horaire maximal.

**I.1.1 : Situation géographique :**

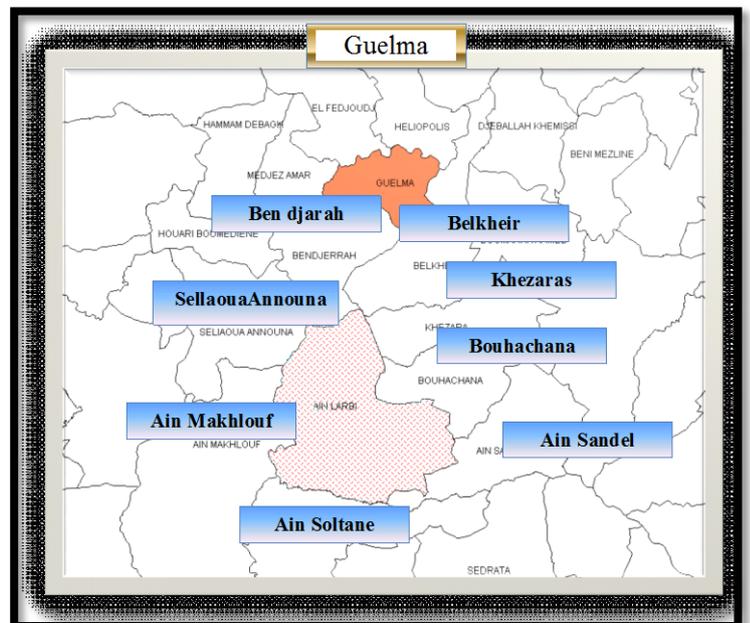
La commune de Ain Larbi se trouve au sud de la wilaya de Guelma, elle se considère des plus vieilles communes de la wilaya. Elle est devenue une commune de la daïra d'Ain Makhoulouf depuis le dernier découpage administratif en 1984 [1].

La superficie de la commune est de 167.5 Km<sup>2</sup>, et une population de 7532 habitants soit une densité de 46 habitants par Km<sup>2</sup> selon le dernier recensement du 31/12/2009.

Ain Larbi est délimitée :

- Au nord par les deux communes Ben Djarah et Belkheir.
- A l'est par les communes Khezaras, Bouhachana et Ain Sandel.
- A l'ouest par les deux communes Ain Makhoulouf et Sellaoua Announa.

Depuis 1987 l'agglomération de Abdi Mabrouk est devenue une agglomération principale de la commune, elle est distante de 35Km du siège de la wilaya et de 20Km du siège de daïra.



*Figure I.1.1 : Situation géographique de Ain Larbi*

**I.1.2 : Données du site naturel:****I.1.2.1 : Le relief :**

La pluparts des zones naturelles d'Ain Larbi sont des régions montagneuses avec des grandes pentes atteignant jusqu'à 25%, ces régions sont considérées comme propriétés d'Etat, l'altitude maximale atteint jusqu'à 1400 mètres à l'est de la commune.

Dans cette localisation géographique on trouve une grande richesse en eau représentée par un réseau hydrographique et des puits utilisés essentiellement pour l'agriculture.

Au-delà de ce côté montagneux on trouve des terrains caractérisés d'une faible hauteur au sud de la commune, l'altitude est comprise entre 643-800 mètre, par contre l'altitude des terrains du côté nord est confinée entre 500-1400 mètres.

En conséquence, la dureté du terrain provoque la dispersion de la population et augmente la difficulté de la liaison entre le nord et le sud de la commune, et ça fait certainement diminuer les surfaces extensibles de la commune.

**I.1.2.2 : Le réseau Hydrographique :**

du coté hydrographique, la commune d'Ain Larbi est caractérisée par un réseau hydrographique intense relatif à son caractère géographique Montagneux, Ce qui en découle des rivières et des cours d'eau, cette commune contient un ensemble d'oueds comme "oued al-Aar" et "oued al-Charef" et "oued cheniors" s'étendant le long des frontières ouest et sud de la commune, et un ensemble de sources et de puits comme Ain al-Soug, Ain-Djnaza, Ain-Dahra, Ain-Frass [1] .

**I.1.2.3 : Climatologie :**

Les caractéristiques géographiques de la commune d'Ain Larbi influent directement sur la situation climatique, donc on trouve deux types de climat:

- Climat subhumide à hiver frais et été doux.
- Climat sec à hiver frais et été chaud.

**I.1.2.4 : Pluviométrie:**

La commune se caractérise par des Pluies soudaines et torrentielle, et d'une variation de précipitation:

- Au sud la précipitation moyenne annuelle varie entre 400-500 mm.

- Au centre de la commune Abdi Mabrouk la précipitation moyenne annuelle varie entre 600-700 mm.
- Au sommet de Djbel Maouna un taux maximum annuel de précipitation atteignant jusqu'à 1200 mm.

**I.1.2.5 : Température:**

Ce qui concerne la variation de température on trouve:

- Une température maximale de 34°C durant la période entre le mois du juin et septembre.
- Une température moyenne de 24.2°C.
- Une température minimale de 01°C au mois de janvier.

**I.1.2.6 : Le vent :**

Quant au vent dominant on trouve généralement deux types :

- Coté nord-ouest, le vent souffle avec des pluies notamment en hiver.
- Coté sud-ouest, se caractérise par un vent de sirocco qui souffle en été avec une moyenne annuelle de 21 jours.

**I.1.2.7 : Glace :**

Elle est représentée dans le tableau ci-dessous [1] :

*Tableau I.1.1 : Les jours de la glace par mois*

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout
N° de jours/mois	0.3	3.3	9.4	8.8	5.3	4.4	2.3	0.7	0	0	0	0

On estime une moyenne de 34.5 jours/ans.

**I.1.2.8 : Neige :**

L'estimation des jours neigeux de la région de Ain Larbi est presque 13 jours par an.

**I.2.1 : Estimation des besoins en eau:**

Bien que, dans certains pays, quelques réglementations existent visant à fixer les demandes en eau potable, la quantification rigoureuse de ces demandes repose généralement sur des statistiques.

Au niveau de cette agglomération, on distingue plusieurs types de demandes en eau, selon le type de consommateur :

- Consommation domestique ou humaine.
- Consommation sanitaire.
- Consommation scolaire.
- Consommation administrative.
- Consommation socioculturelle.
- Consommation commerciale.

**I.2.1.1 : Besoins domestiques:**

La consommation domestique moyenne est généralement rapportée au nombre d'habitants, elle est alors exprimée en litres par jour et par habitant (en *l/jour/hab.*). Cette consommation varie en fonction de plusieurs facteurs: le niveau de vie, les habitudes, la disponibilité de l'eau, le climat, le prix de l'eau, la forme de la fourniture de l'eau (alimentation individuelle ou borne fontaine), etc. D'autre part, elle évolue d'une année à l'autre, en liaison avec l'évolution du niveau de vie.

Les besoins domestiques d'une agglomération quelconque peuvent être estimés par:

- ❖ soit des statistiques, qui concernent la consommation moyenne et son évolution annuelle, ainsi que le nombre total d'habitants et le taux annuel d'accroissement de la population.
- ❖ soit en comparaison avec d'autres agglomérations qui sont jugées comparables, surtout en ce qui concerne le niveau de vie et le climat, et pour lesquelles des données statistiques sont disponibles. Une petite enquête permet alors de connaître le nombre d'habitants.

D'après la subdivision d'Ain Makhoulf, la dotation de la commune de Ain Larbi est évaluée à 150 l/hab/j.

**I.2.1.2 : Evaluation de la population :**

Suivant les données auprès du service technique de la commune de Ain Larbi, le nombre d'habitants est de **8634** habitants en **2015** et d'un taux de croissance de **2.3%**.

L'évolution démographique en Algérie est donnée par la formule de l'intérêt composé :

$$P_f = P_0(1 + \alpha)^n$$

Avec :

$P_f$ : Population future à l'horizon considéré ;

$P_0$ : Population à l'année de référence ;

$\alpha$  : Taux de croissance actuel de la population en (%) ;

$n$  : Horizon considéré.

On prend un horizon (n=30 ans)

Tableau I.2.1 : Evaluation de la population

Année	2015 (zone actuelle)	2045 (zone d'extension)	2045 (total)
<b>Population</b>	<b>8634</b>	<b>8447</b>	<b>17081</b>

La consommation moyenne journalière ( $Q_{j.moy}$ ) est donnée par la relation suivante :

$$Q_{j.moy} = \frac{N.D}{1000}$$

Où :

$Q_{j.moy}$  : Consommation moyenne journalière en ( $\frac{m^3}{j}$ ) ;

N : Nombre d'habitants (hab) ;

D : Dotation journalière (l/hab/j).

Tableau I.2.2 : Calcul de la consommation moyenne journalière

Horizon	Population	Dotation (l/hab/j)	$Q_{j.moy}(m^3/j)$
<b>2015(zone actuelle)</b>	8634	150	1295.10
<b>2045 (zone d'extension)</b>	8447	150	1267.01
<b>2045 (total)</b>	17081	150	2562.11

**I.2.1.3 : Besoins sanitaires:**

Dans la région étudiée, les besoins sanitaires englobent la consommation d'établissement public hospitalier, polyclinique et le service d'épidémiologie [1].

Tableau I.2.3 : Les besoins sanitaires

Désignation	Unité	Qt	Zone actuelle 2015			Zone d'extension 2045					
			Dotation (l/unité/jour)	Nombre	Q <sub>j.moy</sub> (m <sup>3</sup> /j)	Qt	Dotation (l/unité/jour)	Nombre	Q <sub>j.moy</sub> (m <sup>3</sup> /j)		
EPH	Lit	1	100	60	6	1	100	150	15		
Polyclinique	Lit	1	50	20	1	1	50	40	02		
S.Épidémiologie	Emp	1	40	10	0.4	1	40	5	0.2		
					<b>Total</b>	<b>7.4</b>				<b>Total</b>	<b>17.2</b>

**I.2.1.4 : Besoins scolaires:**

Le tableau ci-dessous illustre les besoins scolaires en eau comme suit :

Tableau I.2.4 : Les besoins scolaires

Désignation	Unité	Qt	Zone actuelle 2015			Zone d'extension 2045					
			Dotation (l/élève/jour)	Nombre	Q <sub>j.moy</sub> (m <sup>3</sup> /j)	Qt	Dotation (l/élève/jour)	Nombre	Q <sub>j.moy</sub> (m <sup>3</sup> /j)		
Ecole	Elève	2	20	355	7.1	2	20	900	18.00		
CEM	Elève	2	20	570	11.4	2	20	930	18.6		
Lycée	Elève	1	20	310	6.2	1	20	450	9.00		
					<b>Total</b>	<b>24.7</b>				<b>Total</b>	<b>45.6</b>

**I.2.1.5 : Besoins administratifs :**

Le tableau ci-dessous illustre les besoins administratifs en eau comme suit :

Tableau I.2.5 : Les besoins administratifs

Désignation	Zone actuelle 2015					Zone d'extension 2045				
	Unité	Qt	Dotation (l/unité/jour)	Nombre	Q <sub>j.moy</sub> (m <sup>3</sup> /j)	Qt	Dotation (l/unité/jour)	Nombre	Q <sub>j.moy</sub> (m <sup>3</sup> /j)	
APC	Emp	1	15	47	0.705	1	15	13	0.195	
Bureau de poste	Emp	1	15	7	0.105	1	15	13	0.195	
Cellule sociale	Emp	1	15	5	0.075	1	15	5	0.075	
Parc communal	m <sup>2</sup>	1	06	1600	08	/	/	/	/	
Gendarmerie	élément	1	15	15	0.225	1	15	10	0.15	
<b>Total</b>					<b>9.11</b>	<b>Total</b>				<b>0.615</b>

**I.2.1.6 : Besoins socioculturels :**

Les besoins socioculturels sont représentés par le tableau suivant :

Tableau I.2.6 : Les besoins socioculturels

Désignation	Zone actuelle 2015					Zone d'extension 2045				
	Unité	Qt	Dotation (l/unité/jour)	Nombre	Q <sub>j.moy</sub> (m <sup>3</sup> /j)	Qt	Dotation (l/Unité/jour)	Nombre	Q <sub>j.moy</sub> (m <sup>3</sup> /j)	
Centre culturel	Adhérent	1	5	40	0.2	1	5	80	0.40	
Bibliothèque	Chaise	1	5	90	0.45	1	5	60	0.30	
Mosquée	Fidèle	2	10	1100	11	4	10	1400	14	
Stade communal	m <sup>2</sup>	1	25	7800	195	1	25	8000	200	
<b>Total</b>					<b>206.65</b>	<b>Total</b>				<b>214.7</b>

**I.2.1.7 : Les besoins commerciaux :**

Dépôt de céréale, abattoir et galerie présentent les besoins commerciaux de la commune de Ain Larbi [1].

Tableau I.2.7 : Les besoins commerciaux

Désignation	Zone actuelle 2015					Zone d'extension 2045				
	Unité	Qt	Dotation (l/m <sup>2</sup> /jour)	Nombre	Q <sub>j,moy</sub> (m <sup>3</sup> /j)	Qt	Dotation (l/m <sup>2</sup> /jour)	Nombre	Q <sub>j,moy</sub> (m <sup>3</sup> /j)	
Dépôt de céréale	m <sup>2</sup>	1	5	200	1	/	/	/	/	
Abattoir	Tête	1	500	100	50	1	500	200	100	
Galerie	m <sup>2</sup>	1	5	300	1.5	2	5	600	3.00	
<b>Total</b>					<b>52.5</b>				<b>Total</b>	<b>103.00</b>

**I.2.1.8 : Détermination de la consommation moyenne en eau:**

Après l'étude détaillée des différents besoins, dressons un tableau récapitulatif pour calculer le débit total nécessaire pour alimenter cette région durant 30 ans.

Tableau I.2.8 : Détermination de la consommation moyenne journalière

Désignation	2015(zone actuelle)	2045(zone d'extension)	2045 (total)
Besoins domestiques	1295.10	1267.01	2562.11
Besoins sanitaires	7.40	17.20	24.60
Besoins scolaires	24.70	45.60	70.30
Besoins administratifs	9.11	0.615	9.725
Besoins socioculturels	206.65	214.70	421.36
Besoins commerciaux	52.50	103.00	155.50
<b>Total (m<sup>3</sup>/j)</b>	<b>1595.46</b>	<b>1648.13</b>	<b>3243.59</b>

**I.2.2 : Etude des variations de la consommation :**

La demande en eau dans un système d'alimentation en eau potable varie selon l'année, la saison, les jours de la semaine et même aux heures de la même journée.

Cette demande dépend étroitement du niveau de vie qui évolue sans cesse, des conditions météorologiques variables avec la saison. Ainsi la consommation en eau potable des populations varie de façon importante ; elle est très influencée par le type du dispositif d'alimentation en eau, la disponibilité de la pression, les habitudes culturelles, les normes et les modes de vie, l'utilisation qui est faite de l'eau, ainsi que son coût et sa qualité [2].

**I.2.2.1 : Consommation moyenne journalière :**

La consommation moyenne journalière ( $Q_{j,moy}$ ) représente la somme de tous les besoins (domestique, scolaire, sanitaire, administratif, socioculturel et commerciaux).

$$Q_{j,moy} = \sum Q_i \text{ ( m}^3 \text{/J )}$$

**I.2.2.2 : Les pertes d'eau :**

Dans un réseau d'alimentation en eau potable, les pertes d'eau sont situées à différents niveaux: la prise d'eau, la station de traitement, les stations de pompage, les réservoirs, les réseaux d'adduction et de distribution, les vannes, les joints, les compteurs, etc...

Ces pertes sont aussi de différents types: eau de lavage et de nettoyage (des filtres et des décanteurs de la station de traitement, des réservoirs), les fuites dans tous les ouvrages et en particulier dans les réseaux d'adduction et de distribution, les pertes accidentelles en cas de rupture des conduites, vidange de conduites (en cas de travaux, remplacement de conduites ou de vannes, branchements avant, etc.).

Le volume de ces pertes d'eau dépend de :

- L'âge et l'état du réseau.
- La compétence et l'efficacité du service de maintenance du réseau (rapidité de détection des fuites, efficacité d'exécution des travaux, moyens humains, équipement en matériels adéquats, organisation, etc.) [3].

On estime que les pertes d'eau représentent environ 30% de la consommation moyenne journalière.

**I.2.2.3 : La consommation totale :**

La consommation totale d'eau est la somme de tous les types de consommation, les pertes comprises.

$$Q_{j.moy}^t = Q_{j.moy} \cdot 1.3$$

**I.2.2.4 : La consommation journalière maximale:**

La consommation durant le jour de l'année où la consommation est la plus élevée.

Autrement dit le produit de la consommation moyenne journalière par le coefficient de disproportionnalité (Kj).

$$Q_{j.max} = Q_{j.moy} \cdot K_j$$

Le coefficient de disproportionnalité (Kj) varie entre (1.15 - 4.30)

On prend (Kj=1.15).

**I.2.2.5 : La consommation horaire maximale :**

La consommation durant l'heure de l'année où la consommation horaire est la plus élevée, qui est le produit de la consommation horaire moyenne et le coefficient d'irrégularité horaire (Kh).

$$Q_{h.max} = Q_{h.moy} \cdot K_h$$

Où :

$$Q_{h.moy} = Q_{j.max} / 24$$

**Kh:** Coefficient d'irrégularité de la consommation horaire

**Kh = α.β** avec:

α: Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération.

Varie entre (1.2 - 1.4). Pour notre projet on prend **α=1.3**.

β: Coefficient qui tient compte de l'accroissement de la population.

Tableau I.2.9 : Coefficient (β) selon le nombre d'habitants

Hab	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
β	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.13	1.1

À l'horizon de 2045 on aura une population (Pf) environ 17081, donc on prend  $\beta=1,24$

**I.2.3 : Détermination des débits :**

Tableau I.2.10 : Détermination des débits de la zone actuelle

Consommation moyenne journalière ( $Q_{j.moy}$ )		Consommation maximale journalière ( $Q_{j.max}$ )		Consommation maximale horaire ( $Q_{h.max}$ )	
( $m^3/J$ )	(l/s)	( $m^3/J$ )	(l/s)	( $m^3/h$ )	(l/s)
2074.10	24.01	2385.21	27.61	200.36	55.65

Tableau I.2.11 : Détermination des débits de la zone d'extension

Consommation moyenne journalière ( $Q_{j.moy}$ )		Consommation maximale journalière ( $Q_{j.max}$ )		Consommation maximale horaire ( $Q_{h.max}$ )	
( $m^3/J$ )	(l/s)	( $m^3/J$ )	(l/s)	( $m^3/h$ )	(l/s)
2142.65	24.80	2463.95	28.52	206.97	57.49

Tableau I.2.12 : Détermination des débits totaux

Consommation moyenne journalière ( $Q_{j.moy}$ )		Consommation maximale journalière ( $Q_{j.max}$ )		Consommation maximale horaire ( $Q_{h.max}$ )	
( $m^3/J$ )	(l/s)	( $m^3/J$ )	(l/s)	( $m^3/h$ )	(l/s)
4216.66	48.80	4849.16	56.12	407.33	113.15

**I.2 : Conclusion :**

Dans ce chapitre on a calculé :

- ✓ Les débits maximaux journaliers, qui seront utilisés pour dimensionner les conduites d'adductions et le réservoir de stockage.
- ✓ Les débits horaires maximaux, seront utilisés pour le dimensionnement du réseau de distribution.

**Contents**

***I.1 : Introduction* ..... 2**

***I.1.1 : Situation géographique :* ..... 2**

***I.1.2 : Données du site naturel:*..... 3**

***I.1.2.1 : Le relief :* ..... 3**

***I.1.2.2 : Le réseau Hydrographique :*..... 3**

***I.1.2.3 : Climatologie :* ..... 3**

***I.1.2.4 : Pluviométrie:*..... 3**

***I.1.2.5 : Température:* ..... 4**

***I.1.2.6 : Le vent :* ..... 4**

***I.1.2.7 : Glace :* ..... 4**

***I.1.2.8 : Neige :* ..... 4**

***I.2.1 : Estimation des besoins en eau:* ..... 5**

<b>I.2.1.1 : Besoins domestiques:</b> .....	5
<b>I.2.1.2 : Evaluation de la population :</b> .....	6
<b>I.2.1.3 : Besoins sanitaires:</b> .....	7
<b>I.2.1.4 : Besoins scolaires:</b> .....	7
<b>I.2.1.5 : Besoins administratifs :</b> .....	8
<b>I.2.1.6 : Besoins socioculturels :</b> .....	8
<b>I.2.1.7 : Les besoins commerciaux :</b> .....	9
<b>I.2.1.8 : Détermination de la consommation moyenne en eau:</b> .....	9
<b>I.2.2 : Etude des variations de la consommation :</b> .....	10
<b>I.2.2.1 : Consommation moyenne journalière :</b> .....	10
<b>I.2.2.2 : Les pertes d'eau :</b> .....	10
<b>I.2.2.3 : La consommation totale :</b> .....	11
<b>I.2.2.4 : La consommation journalière maximale:</b> .....	11
<b>I.2.2.5 : La consommation horaire maximale :</b> .....	11
<b>I.2.3 : Détermination des débits :</b> .....	12
<b>I.2 : Conclusion :</b> .....	12

**II.1 : Introduction :**

L'adduction d'eau regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages architecturaux (aqueducs) vers les lieux de consommation.

**II.2 : Types d'adduction:**

On distingue trois types d'adduction :

**II.2.1 : Adduction gravitaire:**

L'écoulement de l'eau à des pressions importantes est causé par la différence des niveaux hydrauliques : l'altitude de la source est supérieure à l'altitude du point de consommation, l'eau se déplace donc grâce à la force de gravitation.

**II.2.2 : Adduction par refoulement:**

La pression sur le réseau et l'acheminement de l'eau se fait à l'aide de pompes à l'intérieur de stations de pompage.

**II.2.3 : Adduction mixte:**

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

**II.3 : Description du schéma d'adduction :**

L'alimentation de l'agglomération a été prévue à partir des trois sources (S1, S2, S3) et un forage (F).

Les trois captages se trouvent l'un près de l'autre tel que :

Les deux sources S1 et S2 fournissent respectivement des débits de ( $Q_1=12$  l/s), ( $Q_2= 13$  l/s), elles sont reliées à une troisième source (S3) assurant un débit de 20 l/s, à travers un système de conduites gravitaire de longueurs de ( $L_1=7$ m) de S1 à S3, de ( $L_2=5$ m) de S2 à S3.

La source S3 alimente directement une bache à eau avec une conduite de longueur (1082m).

Le forage est relié à la conduite de la source S3 par un point de ramification (Pr) distant de 20m de S3 et 30m du forage (F).

Le débit cumulé au point de ramification (Pr) de (37 l/s), alimente la bache à eau avec une conduite de longueur de 1062m.

Il existe une bache de capacité de  $190m^3$ , cette dernière reçoit un débit total de 57 l/s, qui sera pompé vers le réservoir de stockage par une station de pompage.



**II.4 : Le calcul hydraulique :**

Pour notre projet, on a une adduction mixte (gravitaire, refoulement) qui se compose de:

- Deux conduites gravitaires depuis les captages,
- Deux conduites par refoulement l'une à partir d'un forage et une autre à partir d'une bache à eau débitant 57 l/s vers le réservoir d'eau par une station de pompage.

**II.4.1 : Calcul de diamètre économique :**

Pour se faire on utilise la formule ci-dessous [16] :

$$D_{\text{éco}} = K\sqrt{Q}$$

Où:

$D_{\text{éco}}$  : Diamètre économique en (m).

$K = 1.1$ .

**II.4.2 : Pertes de charges:**

Il s'agit de pertes de pression dues à la résistance que rencontre le fluide en mouvement.

Connaitre leur valeur est utile pour :

- ✦ Dimensionner les conduites qui acheminent les fluides;
- ✦ Calculer les caractéristiques des pompes et les ventilateurs qui maintiennent les fluides en circulation.

Les pertes de charge peuvent être linéaires ou singulières :

- ✦ Les pertes linéaires apparaissent le long des conduites;
- ✦ Les pertes singulières se manifestent quant à elles sur des pièces spéciales qui modifient la direction ou la section de passage du fluide (par ex. réductions, dérivation, raccords, jonctions, soupapes, filtres, etc...)[6].

**II.4.3 : Calcul des pertes de charge linéaires :**

L'abaque 'perte de charge' joint en annexe [1] permet de calculer la perte de charge correspondant à un débit donné, pour un certain diamètre ou une vitesse d'écoulement particulière (en général, les vitesses d'eau à prendre en compte pour le calcul se situent entre 0.5 et 1,25 m/s)[6].

Le calcul repose sur une formule établie par Darcy Weisbach :  $J = \frac{\lambda V^2}{2gD}$

Avec :

$J$ = Perte de charge en mètre par mètre linéaire (m/ml).

$V$ = Vitesse de l'eau (m/s).

$g$  = Accélération de la gravité (m/s<sup>2</sup>)

$D$  = Diamètre intérieur du tube (mm)

$\lambda$  : Est calculé à l'aide de la formule de Colebrook:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log\left(\frac{K}{3.7D} + \frac{2.51}{\sqrt{Re \lambda}}\right)$$

Où :

$K$  = Coefficient de rugosité absolu (hauteur maximale des aspérités de la surface intérieure).

La valeur de  $K$  pour PEhd est particulièrement faible car sa surface est "idéalement lisse".

$Re$  = Nombre de Reynolds =  $VD/\nu$

Où :  $\nu$  est la viscosité cinématique de l'eau (m<sup>2</sup>/s).

La relation avec le débit  $Q$  vient de la formule :

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

Avec :

$Vm$  : La vitesse moyenne (m/s).

$Q$  : Le débit (m<sup>3</sup>/s)

$D$  : Le diamètre (m).

Pour les conduites en acier, on calcule les pertes de charges linéaires à l'aide des tables de Colebrook par la formule suivante :

$$\frac{J}{J'} = \left(\frac{Q}{Q'}\right)^2$$

Pour les conduites en PEhd, on calcule les pertes de charges linéaires à l'aide des abaques du guide d'utilisation des canalisations en PEhd.

$$\Delta H_L = J \cdot L \text{ (m)}$$

Où:

$\Delta H_L$  : Perte de charges linéaire (m).

$L$  : Longueur de la conduite (m).

$J$  : Gradient de perte de charge (m/ml).

Donc :

✦  $\Delta H_T = \Delta H_L \times 1.15$  Pour la conduite en acier ;

✦  $\Delta H_T = \Delta H_L \times 1.1$  Pour les conduites en PEhd.

**II.4.4 : Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) :**

Elle correspond à la hauteur géométrique d'une longueur équivalente aux pertes de charges totales.

$$HMT = Hg + \Delta H_T$$

Où:

Hg : Hauteur géométrique (m).

$\Delta H_T$ : Pertes de charges totales (m).

**II.4.5 : Calcul de la pression au sol :**

La pression au sol pour une conduite gravitaire est la différence entre la hauteur géométrique (Hg) et les pertes de charges totales ( $\Delta H_T$ ).

$$P/w = Hg - \Delta H_T$$

**II.5 : Dimensionnement des conduites d'adduction :**

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction, on commence par la conduite de forage ensuite les conduites qui transportent par gravité l'eau des captages vers la station de pompage et enfin la conduite de refoulement de la station de pompage jusqu'aux réservoirs de stockage.

Tous les résultats sont représentés sur les tableaux suivants :

**a-Conduite de forage [F-NT]:**

C'est une conduite en acier galvanisé, qui refoule du fond du forage un débit de 12 l/s.

Tableau II.1 : Dimensionnement de la conduite de forage

Désignation	Q (l/s)	D (m)	V (m/s)	Q' (l/s)	J' (m/ml)	J (m/ml)	L (m)	$\Delta H_T$ (m)	Hg (m)	HMT (m)
F – NT	12	100	0.98	12.39	0.01353	0.012692	61	0.89	55	55.89

**b-conduites d'adduction gravitaire:**

Ce sont des conduites en PEhd, par lesquelles on va transporter les débits de tous les captages vers la station de pompage.

Puisque l'adduction est gravitaire et les hauteurs géométriques ne sont pas importantes, donc on n'aura pas de fortes pressions, pour cela les conduites en PEhd d'une pression nominale PN=10 bars sont suffisantes pour cet emploi.

Tableau II.2 : Dimensionnement des conduites d'adduction gravitaire

Désignation	Q (l/s)	D (m)	V (m/s)	J (m/ml)	L (m)	$\Delta H_T$ (m)	Hg (m)	P/W (m)
S1 - S3	12	125	0.98	0.0150	7	0.12	0.95	0.83
S2 - S3	13	125	1.06	0.0158	5	0.087	0.23	1.81
S3 – Pr	24.12	180	0.95	0.0150	20	0.33	0.80	0.47
F – Pr	12	125	0.98	0.0150	30	0.50	0.80	48.61
Pr –SP	36.12	250	0.74	0.0035	1062	4.09	31.50	83.61
S3 –SP	20	160	0.99	0.0099	1082	11.78	32.05	20.27
R1 - R2	28.52	200	0.91	0.0071	997	7.08	12.91	5.83

**c- conduite de refoulement :**

C'est une conduite en PEhd, qui sera dimensionnée pour refouler un débit de 56.12 l/s depuis la station de pompage jusqu'au réservoir.

La hauteur manométrique totale dépasse 10 bars, donc on doit utiliser une conduite en PEhd d'une pression nominale PN=16 bars.

Tableau II.3 : Dimensionnement de la conduite de refoulement

Désignation	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	J (m/ml)	L (m)	$\Delta H_T$ (m)	Hg (m)	HMT (m)
SP- R	56.12	280	1.23	0.00506	2620	14.58	137.95	152.53
SP – R	56.12	315	1.08	0.00320	2620	9.22	137.95	147.17
SP- R	56.12	355	0.76	0.00167	2620	4.81	137.95	142.76

**II.6 : Calcul économique :**

Ce calcul est effectué afin de choisir un diamètre économique alliant frais d'exploitation et frais d'amortissement.

**II.6.1 : Calcul de la puissance absorbée (P):**

La puissance absorbée de la pompe est donnée par la formule suivante [16] :

$$P = \frac{\varpi \times Q \times HMT}{\eta} \text{ en (WATT)}$$

Avec:

**Q** : Débit en ( $m^3/s$ ) ;

**HMT** : Hauteur manométrique totale en (m) ;

**$\varpi$**  : Egale( $\rho \times g$ ), poids spécifique du mètre cube de liquide refoulé ;

**$\eta$**  : Rendement de la pompe. On prend  $\eta=75\%$

**II.6.2 : Calcul de l'énergie consommée par la pompe (E) :**

L'énergie consommée par la pompe est donnée par la formule suivante :

$$E = P \times T \times 365 \text{ (KWh)}$$

Où :

**T** : Temps de fonctionnement des pompes  $T=24$ heurs ;

**E** : Energie totale dépensée par les pompes.

**II.6.3 : Calcul du prix de revient de la conduite (SP –R) :**

$$Pc = Pr \times L$$

Où :

**Pr** : prix de mètre linéaire de la conduite ;

**L** : Longueur de la conduite.

**II.6.4 : Calcul du prix de l'énergie consommée (Frais d'exploitation) :**

$$Fe = E \times e \quad \text{Où :}$$

**E** : Energie consommée par les pompes ;

**e** : Prix d'énergie ( $e = 4,179$  DA pour le KWh).

**II.6.5 : Calcul du frais d'amortissement (Fa) :**

$$Fa = Pc \times A$$

Où :

Pc : Prix de la conduite ;

A : Annuité.

Les frais d'amortissement sont constitués par le prix de revient de la conduite depuis la fourniture jusqu'à la pose. Dans notre projet nous supposons que les frais seront amortis dans une période de 30ans, ce qui nous conduit au calcul de l'annuité 'A'

$$A = I + \frac{I}{(1 + I)^n - 1}$$

Où :

I : Taux d'annuité (on prend I=10%) ;

n : Horizon considéré.

**II.6.6 : Calcul du prix total (Pt) :**

$$Pt = Fe + Fa$$

Où :

Fe : Frais d'exploitation ;

Fa : Frais d'amortissement.

Tous les résultats seront représentés sur les tableaux ci-dessous :

Tableau II.4 : Frais d'amortissement

Diamètre (m)	Prix unitaire (DA)	Longueur (m)	Annuité (A)	Prix de conduite (DA)	Prix d'amortissement (DA)
280	9450	2620	0,106	24759000	2626416,107
315	10 000	2620	0,106	26200000	2779276,304
355	11200	2620	0,106	29344000	3112789,461

Tableau II.5 : Frais d'exploitation

<b>D(m)</b>	<b>J (m/ml)</b>	<b>L(m)</b>	<b><math>\Delta h(m)</math></b>	<b>Hmt(m)</b>	<b>P(KW)</b>	<b>E(KWh)</b>	<b>Fe(DA)</b>
0,280	0,00535	2620	15,41	153,36	112,58	986202,84	4121341,66
0,315	0,0032	2620	9,22	147,17	108,03	946358,93	3954833,96
0,355	0,00167	2620	4,81	142,76	104,79	918004,89	3836342,44

Tableau II.6 : Frais totaux

<b>Diamètre (D) m</b>	<b>Frais d'amortissement (Fa) DA</b>	<b>Frais d'exploitation (Fe) DA</b>	<b>Frais totaux (Ft) DA</b>
0,280	2626416,107	4121341,669	6747757,776
0,315	2779276,304	3954833,969	6734110,274
0,355	3112789,461	3836342,444	6949131,905



**II.7 : Devis quantitatif et qualitatif de la conduite de refoulement**

Un devis estimatif est effectué afin de déterminer le cout de la conduite de refoulement.

Tableau II.7 : Devis quantitatif et qualitatif de la conduite de refoulement

<b>N°</b>	<b>DESIGNATIONS DES TRAVAUX</b>	<b>U</b>	<b>QTE</b>	<b>P.U</b>	<b>MONTANT (H.T)</b>	
<b>TERRASSEMENT</b>						
<b>01</b>	<i>Déblai en terrain ordinaire</i>	<i>M<sup>3</sup></i>	<b>1 886,40</b>	<b>200,00</b>	<b>377 280,00</b>	
<b>02</b>	<i>Déblai mécanique en terrain semi rocheux</i>	<i>M<sup>3</sup></i>	<b>943,20</b>	<b>1 200,00</b>	<b>1 131840,00</b>	
<b>03</b>	<i>Déblai en terrain rocheux avec Brise roche</i>	<i>M<sup>3</sup></i>	<b>314,40</b>	<b>5 000,00</b>	<b>1 572000,00</b>	
<b>04</b>	<i>Remblai</i>	<i>M<sup>3</sup></i>	<b>2 676,62</b>	<b>150,00</b>	<b>401 492,55</b>	
<b>05</b>	<i>F/P de lit de sable ép = 10 cm</i>	<i>M<sup>3</sup></i>	<b>262,00</b>	<b>1 200,00</b>	<b>314 400,00</b>	
<b>CANALISATION</b>						
<b>01</b>	<i>F/P conduite en PE y compris toutes suggestions de liaison</i>	<i>DN 315 PN 16</i>	<i>ML</i>	<b>2620,00</b>	<b>10000,00</b>	<b>26200000,00</b>
		<i>DN110 PN10</i>	<i>ML</i>	<b>24,00</b>	<b>1000,00</b>	<b>24000,00</b>
<b>02</b>	<i>F/P tube en acier, y compris toutes suggestions</i>	<i>DN 300</i>	<i>ML</i>	<b>6,00</b>	<b>5000,00</b>	<b>30000,00</b>
		<i>DN 400</i>	<i>ML</i>	<b>18,00</b>	<b>7000,00</b>	<b>126000,00</b>
<b>03</b>	<i>F/P tube en acier galvanisé DN 102/114, y compris toutes suggestions</i>	<i>ML</i>	<b>3,00</b>	<b>1200,00</b>	<b>3600,00</b>	
<b>Travaux divers</b>						
<b>01</b>	<i>F/P grillage avertisseur bleu</i>	<i>ML</i>	<b>2 620,00</b>	<b>50,00</b>	<b>131 000,00</b>	
<b>02</b>	<i>F et mise en œuvre du béton dosé à 150 kg/m3</i>	<i>M<sup>3</sup></i>	<b>1,59</b>	<b>8 000,00</b>	<b>12 716,00</b>	
<b>03</b>	<i>F et mise en œuvre du béton armé dosé à 350 kg/m3</i>	<i>M<sup>3</sup></i>	<b>10,68</b>	<b>25 000,00</b>	<b>267 000,00</b>	
<b>organes et accessoires</b>						

01	F/P Té PN 16 y compris toutes suggestions de montage et liaison	en acier DN 100/300	U	1,00	6000,00	6 000,00
		en PE DN 160/110	U	3,00	8000,00	24 000,00
02	F/P Té en PE soudable DN 315/160 PN 16 y compris toutes suggestions de liaison		U	3,00	70 000,00	210 000,00
03	F/P coude 1/4 en PE soudable DN 315 PN 16 y compris toutes suggestions		U	2,00	45 000,00	90 000,00
04	F/P réservoir d'air, capacité 4 m <sup>3</sup> y compris toutes suggestions de mise en place		U	1,00	900 000,00	900 000,00
05	F/P Bride en PE soudable et collet DN 315 PN 16 y compris toutes suggestions de liaison		U	1,00	32 000,00	32 000,00
06	F/P Bride en acier y compris toutes suggestions de montage et liaison	DN 300	U	6,00	10 000,00	60 000,00
		DN 100	U	2,00	3 000,00	6 000,00
07	F/P Tampon en fonte série lourde 850 x 850 compris toutes sujétions		U	3,00	70 000,00	210 000,00
08	F/P Bouche à clé petit format PN10, y compris toutes suggestions		U	2,00	45 000,00	90 000,00
09	F/P crépine en métal inoxydable DN 100, y compris toutes suggestions de montage et liaison		U	1,00	32 000,00	32 000,00
10	F/P compteur DN 300 PN 16 y compris toutes suggestions de montage et liaison		U	6,00	10 000,00	60 000,00
11	F/P clapet anti-retour DN 300 PN 16 y compris toutes suggestions de montage et liaison		U	2,00	3 000,00	6 000,00
12	F/P manomètre PN 20 y compris toutes suggestions de montage et liaison		U	8,00	20 000,00	160 000,00
13	F/P de vanne en Fonte PN 16 y compris deux brides et collets en PE PN 16 et toutes suggestions de montage et liaison	DN 300	U	3,00	3 000,00	200 000,00
		DN 100	U	1,00	7 000,00	135 000,00
14	F/P de Ventouse en Fonte DN 100 PN 16 y compris toutes suggestions et accessoires de montage et liaison		U	1,00	180 000,00	330 000,00

**Equipements électro mécaniques**

<b>01</b>	<i>F/P Groupe électropompe vertical <math>Q=55</math> l/s, Hmt = 149,4m y compris toutes suggestions de mise en place</i>	<i>U</i>	<b>2,00</b>	<b>1000000,00</b>	<b>2 000 000,00</b>
<b>02</b>	<i>F/P armoire de commande 120 kw y compris toutes suggestions de montage et liaison</i>	<i>U</i>	<b>1,00</b>	<b>400 000,00</b>	<b>400 000,00</b>
<b>Arrêté le présent devis à la somme de (en TTC) :</b>			<b>TOTAL EN H.T</b>	<b>35 525 328,55</b>	
<i>Quarante et Un Million Cinq Cent Soixante Quatre Mille Six Cent Trente Quatre Dinars Et Quarante Centimes</i>			<b>TVA 17 %</b>	<b>6 039 305,85</b>	
			<b>TOTAL EN TTC</b>	<b>41 564 634,40</b>	

**II.8 : Conclusion :**

À partir des résultats obtenus :

- Après le calcul hydraulique, on a trouvé des vitesses acceptables et des pressions suffisantes pour transférer l'eau des captages vers les réservoirs de stockage ;
- Après le calcul économique, on a trouvé que le diamètre économique de la conduite de refoulement est (D=315mm);
- Après avoir effectué un devis quantitatif et estimatif pour la conduite d'adduction par refoulement, le prix arrêté est de l'ordre de Quarante et Un Million Cinq Cent Soixante Quatre Mille Six Cent Trente Quatre Dinars Et Quarante Centimes.

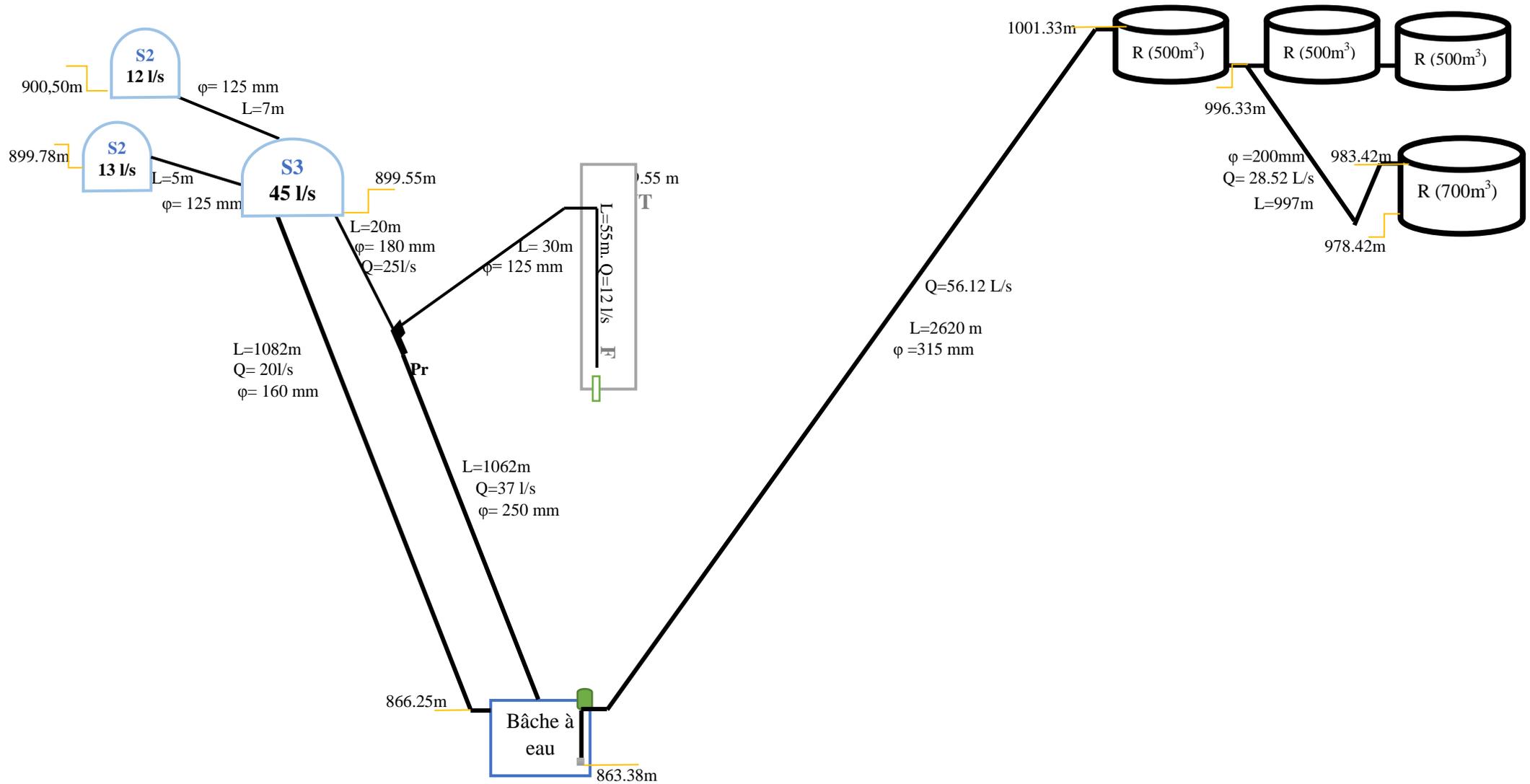


Figure II.1 : Schéma représentatif d'adduction mixte (gravitaire/par refoulement)

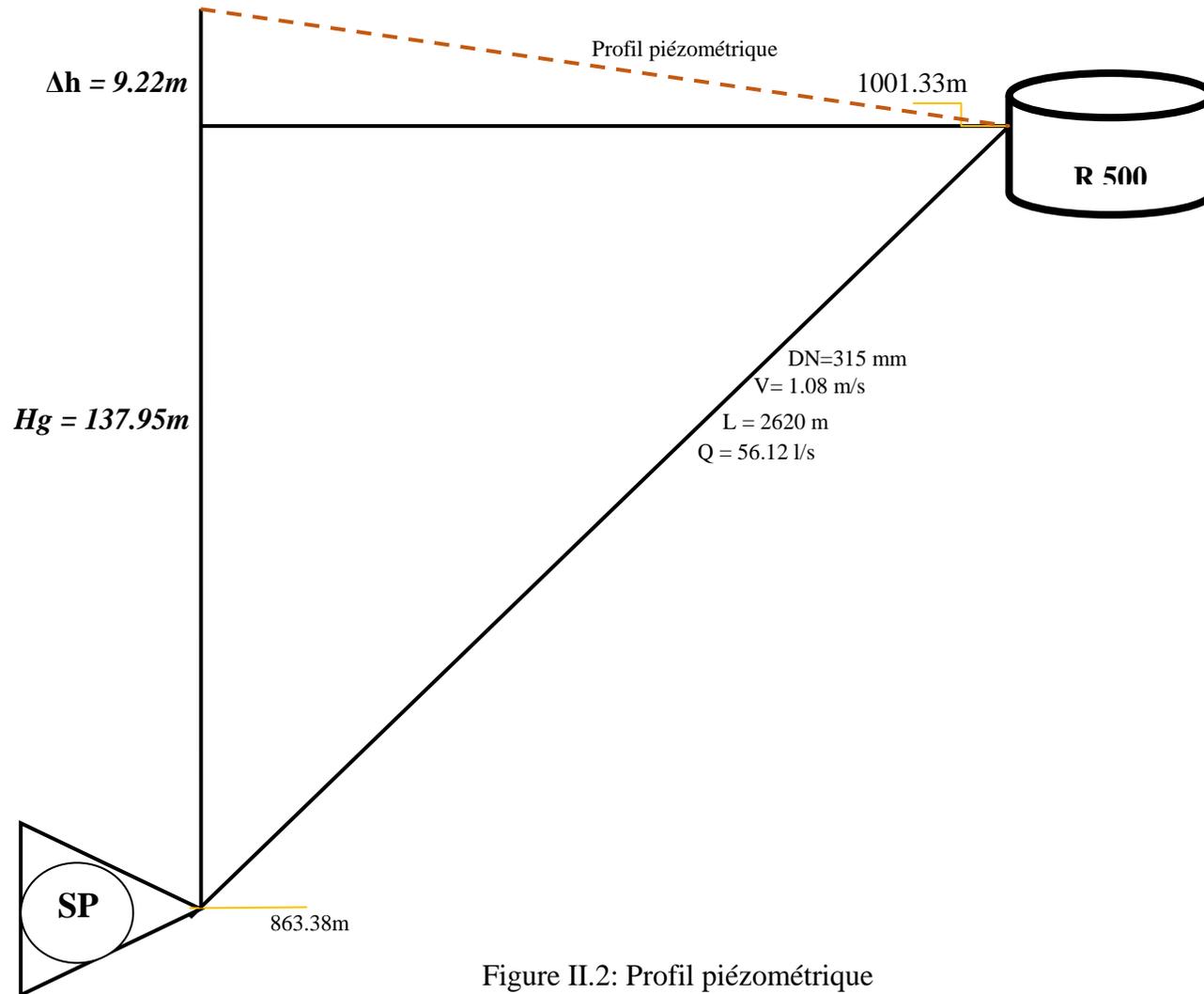


Figure II.2: Profil piézométrique

**III.1 : Introduction :**

L'exploitant d'un réseau d'eau potable est confronté à des impératifs de bon fonctionnement des installations de pompage, et est donc très soucieux de sa prise en charge ou de son renouvellement. Il est intéressant qu'il puisse donner son avis ou relater son expérience sur la conception et le choix des solutions techniques proposées [5].

C'est l'objectif de ce chapitre qui veut mettre l'accent sur les points techniques à appréhender lors d'une conception de « **station de pompage** ».

Un groupe élévatoire comprend :

- Un moteur généralement électrique ;
- Une pompe.

**III.2 : Définitions :****III.2.1 : Pompe :**

La pompe est une machine élévatoire qui sert à transformer l'énergie électrique en énergie mécanique d'un fluide à l'aide d'un mouvement de rotation continue.

Il existe plusieurs types de pompes :

- Les pompes centrifuges ;
- Les pompes volumétriques ;
- les pompes à piston.

**III.2.2 : Hauteur géométrique d'aspiration :**

La hauteur géométrique d'aspiration est la distance verticale qui sépare le niveau du liquide à l'aspiration :

- De l'axe de la pompe (pompe à axe horizontal) ;
- Du plan moyen des arrêts d'entrée des aubes de la première roue (pompe à axe vertical) [7].

**III.2.3 : Hauteur géométrique de refoulement :**

Hauteur géométrique de refoulement est la distance verticale qui sépare le niveau du liquide dans le réservoir de refoulement de l'axe ou du plan définis ci-dessus.

**III.2.4 : Pertes de charge :**

La pompe devra compenser les dissipations d'énergie dans les conduites tant d'aspiration que le refoulement ; dénommées pertes de charge, elles sont couramment évaluées en hauteur d'eau exprimée en mètres [7].

**III.2.5 : Puissance :**

La puissance est égale au travail effectué pendant l'unité de temps pour élever le débit correspondant à une hauteur égale à la hauteur manométrique pratique d'élévation totale. La puissance est donnée par la formule :

$$P = \frac{\varpi \times Q \times HMT}{\eta} \text{ en (WATT)}$$

Avec :

**Q** : Débit en ( $m^3/s$ ) ;

**HMT** : Hauteur manométrique totale en (m) ;

**$\varpi$**  : Égale ( $\rho \times g$ ), poids spécifique du mètre cube de liquide refoulé ;

**$\eta$**  : Rendement de la pompe.

**III.2.6 : point de fonctionnement de la pompe :**

Le point de fonctionnement d'une pompe est déterminé par l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe  $H=f(Q)$ , et la courbe caractéristique de la conduite  $H_c=f(Q)$ .

- La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur.
- La courbe caractéristique de la conduite est déterminée par la formule suivante :

$$H_c = H_g + \Delta H$$

Où :

**$H_g$**  : Hauteur géométrique de refoulement ;

**$\Delta H$**  : Pertes de charge dans la conduite.

$$\Delta H = RQ^2$$

Avec:

$$R = \frac{8\lambda L}{\pi^2 g D^5}$$

L: Longueur de la conduite (m) ;

D : Diamètre de la conduite (m) ;

g : Accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>) ;

$\lambda$  : Coefficient de frottement, il est donné en fonction du nombre de REYNOLDS, selon

Altschul :

$$\lambda = 0.1 \left[ 1.46 \frac{K}{D} + \frac{100}{Re} \right]^{0.25} \quad \text{Avec } K = 0.015 \text{ mm}$$

Le nombre de REYNOLDS est calculé par la formule suivante :

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

Où :

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

D : Diamètre de la conduite (m) ;

$\nu$  : Viscosité cinématique de l'eau  $\nu = 10^{-6}$  (m<sup>2</sup>/s) à une température de 20°C.

### III.3 : Choix de la pompe :

À cette étape, on va choisir et étudier la pompe optimale pour refouler un débit Q=56,12l/s à une hauteur manométrique totale HMT=147.17 m, de la station de pompage vers le réservoir de stockage.

Le tableau ci-dessous présente les caractéristiques de la conduite

Tableau III.1 : Caractéristiques de la conduite

Désignation	Q (l/s)	L (m)	D (mm)	Hg (m)	Hmt (m)	V (m/s)	RE	$\lambda$	R
SP → R	56.12	2620	315	137.95	147.17	1.08	278424	0.0145	2756.61

Pour choisir une pompe, il est nécessaire de connaître la Hauteur Manométrique Totale (HMT) ainsi que le débit (Q) que l'on souhaite obtenir à la conduite.

À l'aide du catalogue des pompes centrifuge à axe vertical (P) CAPRARI [Annexe 2], la pompe optimale pour notre projet est de type **P10F/6/35/6A**, d'une vitesse de rotation **N=2400 tr/min**[8].

Le tableau ci-dessous présente la variation des hauteurs de la pompe et de la conduite en fonction du débit.

Tableau III.2 : Variation des hauteurs en fonction du débit

Q (l/s)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Q <sup>2</sup>	Hmt=Hg+RQ <sup>2</sup>	Hp
35	0,035	0,001225	141,66	166,5
40	0,04	0,0016	142,80	163
45	0,045	0,002025	144,09	159
50	0,05	0,0025	145,53	154,5
55	0,055	0,003025	147,12	149,4
60	0,06	0,0036	148,86	143,8
65	0,065	0,004225	150,76	137,8
70	0,07	0,0049	152,80	131,3
75	0,075	0,005625	155,00	124,2
80	0,08	0,0064	157,35	116,3
85	0,085	0,007225	159,85	107,8
90	0,09	0,0081	162,51	98,4
95	0,095	0,009025	165,31	87,8
100	0,1	0,01	168,27271	75,9
110	0,11	0,0121	174,6404791	47,6

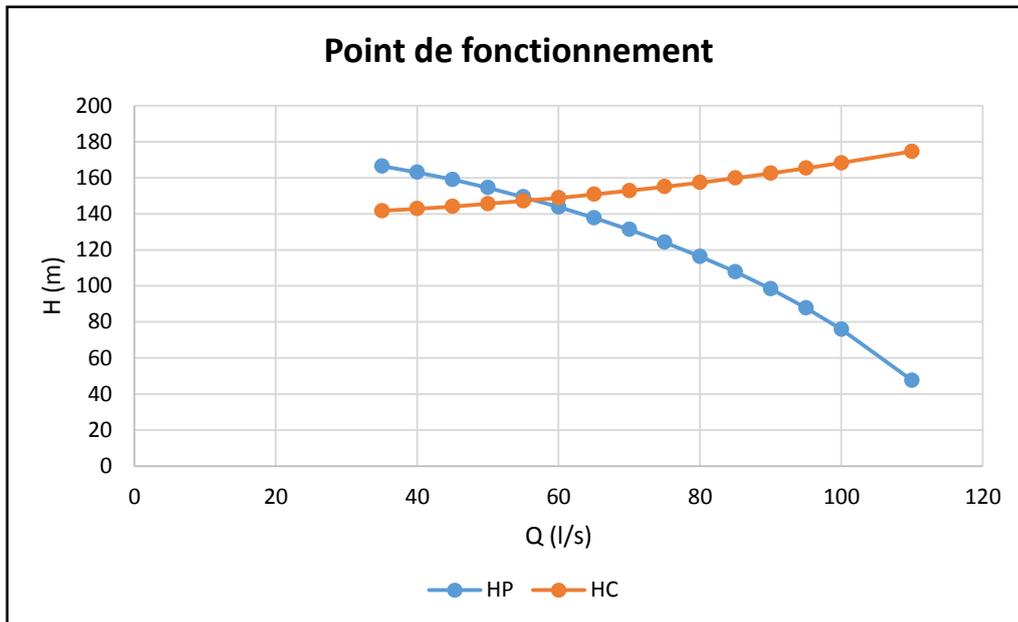


Figure III.1 : Point de fonctionnement de la pompe

D’après le graphe on remarque que le point de fonctionnement de la pompe coïncide avec le débit ( $Q = 56.12$  l/s) et la hauteur manométrique totale (HMT = 147.17) désirés.

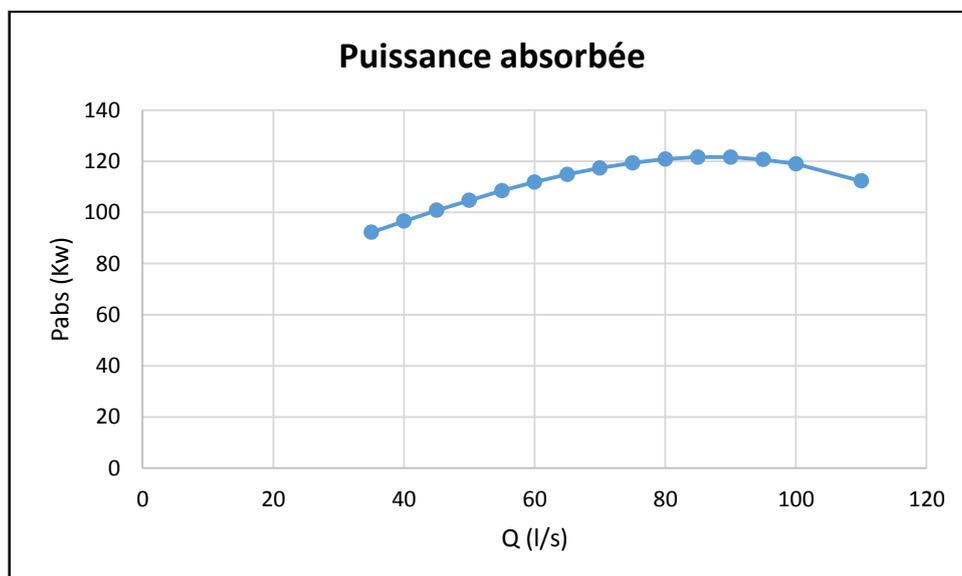


Figure III.2 : Puissance absorbée de la pompe

À l’aide du graphe, la puissance absorbée de cette pompe est  $P_{abs}=108.72$  KW.

La puissance de l'armoire de commande est la puissance absorbée avec une majoration de 10%,  $P_a = 108.72 \times 1.1 = 119.59$  KW, on prend  $P_a = 120$  KW

Alors le rendement  $\eta = 74.53$  %

### III.3.2 : Étude de cavitation :

On appelle cavitation d'une pompe centrifuge la vaporisation, à l'entrée de la roue, d'une partie du liquide pompé. C'est en effet en ce point que la pression est en général la plus basse.

On considère en général que cette vaporisation est liée au fait que la pression statique tombe en dessous de la pression de vapeur saturante du fluide pompé. En réalité, il s'agit parfois de la création de bulles de gaz dissous dans le liquide (cas de l'eau notamment), on parle alors de cavitation apparente.

Les effets de la cavitation peuvent être très néfastes pour la pompe:

- La création de bulle de vapeur à l'aspiration s'accompagnant de leur condensation brutale dans ou en sortie de roue, lorsque la pression remonte,
- Implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue,
- Vibrations anormales,
- Bruit anormal (pompage de cailloux),
- Destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations,
- Arrachement de matière dans les zones d'implosion,
- Chute du débit pompé lorsqu'apparaît le phénomène de cavitation [9].

La cavitation peut être prévue par le calcul du **NPSH** disponible à l'aspiration de la pompe, et sa comparaison avec le **NPSH** requis par la pompe.

La cavitation apparaît lorsque  $\text{NPSH}_{\text{dispo}} < \text{NPSH}_{\text{requis}}$

Pour éviter tous risques de cavitation, on doit respecter la condition suivante :

$$\text{NPSH}_{\text{dispo}} \geq \text{NPSH}_{\text{requis}}$$

Où :

$\text{NPSH}_{\text{requis}}$  = Charge nette d'aspiration requise.

$$\text{NPSH}_{\text{requis}} = \frac{P_r}{\omega} - h_v$$

Où :

$\frac{P'}{\varpi}$  : Pression absolue à l'entrée de la bride d'aspiration (m) ;

$h_v$  : Tension de vapeur (m).

La courbe  $NPSH_{requis}$  est donnée par le constructeur de la pompe.

$$NPSH_{dispo} = \frac{P_0}{\varpi} - (H_a + J_a + h_v)$$

Où :

$\frac{P_0}{\varpi}$  : Pression au plan d'aspiration (m) ;

$H_a$  : Hauteur d'aspiration (m) ;

$J_a$  : Perte de charge à l'aspiration (m).

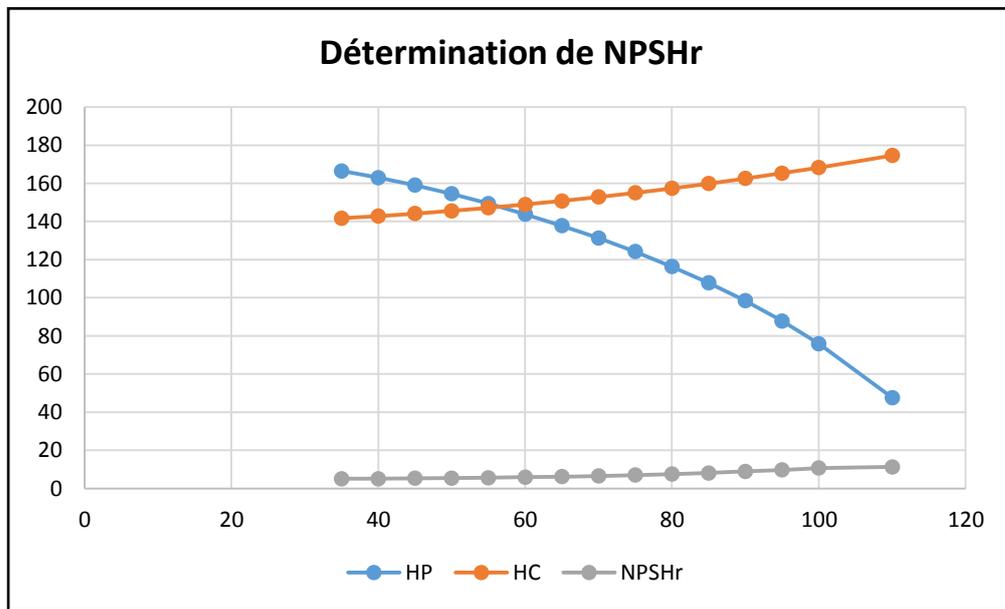


Figure III.3 :

Courbe de  $NPSH_{requis}$

Par projection du point de fonctionnement de la pompe sur la courbe de  $NPSH_{requis}$ , on trouve que  $NPSH_{requis} = 5.77$  m.

On a :

$$\frac{P_0}{\varpi} = 9,15 \text{ m ;}$$

$$H_a = 2,5 \text{ m ;}$$

$$J_a = 0.005159 \text{ m ;}$$

$$H_v = 0,24 \text{ m à } 20^\circ\text{C ;}$$

$$\text{NPSH}_{\text{dispo}} = 6.40 \text{ m.}$$

$$\text{Alors : } \text{NPSH}_{\text{dispo}} \geq \text{NPSH}_{\text{requis}}$$

Donc la pompe est bien calée.

### III.4 : Choix de la pompe du forage :

Une pompe de forage est un équipement électrique permettant de puiser l'eau dans un forage, directement dans la nappe phréatique.

Une pompe de forage s'installe, comme son nom l'indique, dans un forage, mais aussi dans un puits, une cuve profonde ou encore une rivière.

Quel que soit le modèle, une pompe de forage immergée se présente en deux parties:

- La partie moteur qui produit l'énergie nécessaire à l'aspiration de l'eau; autrement dit le moteur de pompe immergée ;
- La partie hydraulique qui aide au déplacement de l'eau, c'est-à-dire à l'aspiration ou au refoulement; autrement dit l'hydraulique de pompe immergée [10].

Pour notre cas, on désire relever du forage un débit  $Q=12$  l/s, à partir d'une profondeur  $HMT= 55.89$  m.

Les caractéristiques de la conduite sont présentées au tableau ci-dessous :

Tableau III.3 : Caractéristiques de la conduite du forage

Désignation	Q (l/s)	L (m)	D (mm)	Hg (m)	Hmt (m)	V (m/s)	RE	$\lambda$	R
F → NT	12	61	100	55	55.89	0.98	98000	0.0179	9022.03

D'après le catalogue des pompe immergée **SAER** [Annexe 2], la pompe optimale pour cet emploi et de type **NR-152E**, d'une vitesse de rotation  $N=2900$  tr/min [11].

Le tableau suivant montre la variation de la hauteur de la pompe et de la conduite en fonction du débit.

*Tableau III.4 : Variation des hauteurs en fonction du débit*

<b>Q (m<sup>3</sup>/h)</b>	<b>Q (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Q<sup>2</sup></b>	<b>Hmt=Hg+RQ<sup>2</sup></b>	<b>Hp</b>
<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>55</b>	<b>108</b>
<b>16</b>	<b>0,00444</b>	<b>1,98E-05</b>	<b>55,17821</b>	<b>–</b>
<b>18</b>	<b>0,005</b>	<b>0,000025</b>	<b>55,22555</b>	<b>–</b>
<b>20</b>	<b>0,005555556</b>	<b>3,09E-05</b>	<b>55,27846</b>	<b>90</b>
<b>22</b>	<b>0,006111111</b>	<b>3,73E-05</b>	<b>55,33693</b>	<b>87</b>
<b>24</b>	<b>0,006666667</b>	<b>4,44E-05</b>	<b>55,40098</b>	<b>84</b>
<b>26</b>	<b>0,007222222</b>	<b>5,22E-05</b>	<b>55,47059</b>	<b>81</b>
<b>28</b>	<b>0,007777778</b>	<b>6,05E-05</b>	<b>55,54578</b>	<b>78</b>
<b>30</b>	<b>0,008333333</b>	<b>6,94E-05</b>	<b>55,62653</b>	<b>75</b>
<b>32</b>	<b>0,008888889</b>	<b>7,9E-05</b>	<b>55,71285</b>	<b>71</b>
<b>34</b>	<b>0,009444444</b>	<b>8,92E-05</b>	<b>55,80474</b>	<b>68</b>
<b>38</b>	<b>0,010555556</b>	<b>0,000111</b>	<b>56,00523</b>	<b>62</b>
<b>42</b>	<b>0,011666667</b>	<b>0,000136</b>	<b>56,228</b>	<b>56</b>
<b>45</b>	<b>0,0125</b>	<b>0,000156</b>	<b>56,40969</b>	<b>52</b>
<b>48</b>	<b>0,013333333</b>	<b>0,000178</b>	<b>56,60392</b>	<b>47</b>
<b>52</b>	<b>0,014444444</b>	<b>0,000209</b>	<b>56,88237</b>	<b>39</b>
<b>56</b>	<b>0,015555556</b>	<b>0,000242</b>	<b>57,18311</b>	<b>31,2</b>
<b>60</b>	<b>0,016666667</b>	<b>0,000278</b>	<b>57,50612</b>	<b>24</b>
<b>64</b>	<b>0,017777778</b>	<b>0,000316</b>	<b>57,85141</b>	<b>15</b>

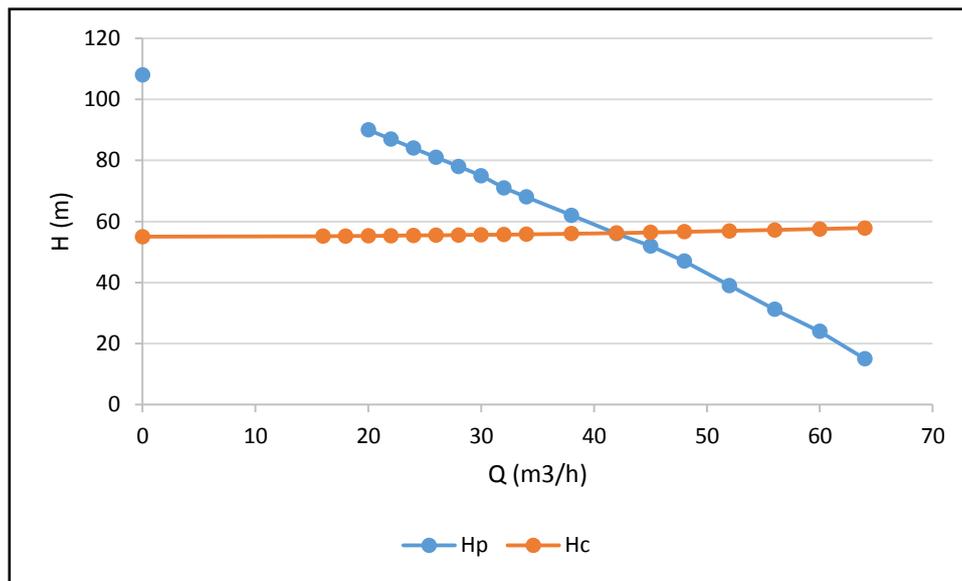


Figure III.4 : Point de fonctionnement de la pompe immergée

On remarque que le point de fonctionnement coïncide avec le débit  $Q = 43.2 \text{ (m}^3\text{/h)}$ , et la hauteur manométrique totale HMT = 55.89 m.

La puissance absorbée  $P_{\text{abs}} = 1.78 \text{ KW}$  ;

Le rendement  $\eta = 61 \%$  ;

Tant que la pompe est immergée, ça veut dire que la hauteur d'aspiration ( $H_a = 0$ ), donc on n'aura pas un problème de cavitation.

### **III.5 : Conclusion :**

Dans ce projet, deux types de pompes ont été choisies. Au niveau du forage, la pompe choisie était immergée de type SAER NR-152E, N=2900 tr/min .En ce qui concerne la conduite de refoulement, la pompe choisie est de type CAPRARI (P) à axe vertical, P10F/6/35/6A, N=2400 tr/min.

**IV.1 : Introduction :**

Les réservoirs d'eau sont, en général, nécessaires pour pouvoir alimenter, convenablement, une agglomération en eau potable. Ils sont principalement imposés par la différence entre le débit de captage ou de refoulement d'eau (plutôt constant) et le débit d'eau consommé par l'agglomération (variable en fonction de l'heure de la journée).

**IV.2 : Définition :**

Ils servent à stocker temporairement l'eau potable (car la consommation est très différente selon l'heure ou le jour) avant qu'elle soit distribuée.

**IV.3 : Fonctions des réservoirs :**

On peut regrouper les diverses fonctions des réservoirs sous cinq rubriques principales:

- Un réservoir est un *régulateur de débit* entre le régime d'adduction (déterminé par le pompage et/ou le traitement) et le régime de distribution (déterminé par la courbe de consommation).

- Un réservoir est un *régulateur de pression* en tout point du réseau. Il permet de fournir aux abonnés une pression suffisante et plus ou moins constante, indépendamment de la consommation.

- Un réservoir est un *élément de sécurité* vis-à-vis des risques d'incendie, de demande en eau exceptionnelle ou de rupture momentanée de l'adduction (panne dans la station de pompage, rupture de la conduite d'adduction, arrêt de la station de traitement,...).

- Un réservoir a une *fonction économique*, puisqu'il permet une certaine adaptation du fonctionnement du pompage de telle façon à optimiser l'ensemble adduction + réservoirs (moins de consommation d'énergie électrique pendant les heures de pointe, pompes refoulant un débit constant correspondant au rendement maximum).

- Un réservoir est un *point test*, en volume et en pression, d'un réseau maillé. Il est en effet un baromètre précis, en permanence et en continu de l'état du réseau (pression) et de l'évaluation de la demande réelle (variations de niveau) [12].

**IV.4 : Types de réservoirs**

La hauteur à donner au plan d'eau inférieur de la cuve impose, très souvent, les conditions de construction des réservoirs, qui peuvent être :

Selon la situation des lieux :

- Réservoirs complètement enterrés ;
- Réservoirs semi-enterrés ;
- Réservoirs surélevés.

Selon le matériau de construction :

- Réservoirs métalliques
- Réservoirs en béton armé ou en béton ordinaire, ou en béton précontraint.

#### ***IV.5 : Emplacement géographique des réservoirs :***

Le réservoir d'eau doit être situé le plus près possible de l'agglomération à alimenter (en limite de l'agglomération). En effet, compte tenu :

- La perte de charge sera généralement plus grande sur la conduite de distribution que sur la conduite d'adduction. Ceci fait que plus le réservoir s'éloigne de l'agglomération, plus la cote du plan d'eau doit être élevée (d'où une énergie de pompage plus grande) ;
- L'état du relief du site ;
- La hauteur maximale des immeubles.

#### ***IV.6 : Choix du type de réservoir :***

On sait qu'il existe trois types de réservoirs, pour notre projet on choisit un réservoir semi-enterré car :

- La construction est économique ;
- Le relief permet de construire ce type de réservoir;
- Étude architecturale simplifiée ;
- Etanchéité plus facile à réaliser.

#### ***IV.7 : Équipements de réservoirs :***

##### **IV.7.1 : Trop-plein :**

Le trop-plein a pour but d'assurer sans déversement du réservoir l'évacuation du débit d'adduction, pour où la pompe d'alimentation ne se serait pas arrêtée [15].

##### **IV.7.2 : robinet flotteur :**

Le robinet flotteur est un appareil de robinetterie dont la particularité est de pouvoir s'ouvrir ou se fermer en fonction du niveau d'élévation de l'eau.

Une fois que le réservoir est complètement rempli, le flotteur se retrouve à l'horizontale, et bloque l'arrivée d'eau, évitant ainsi tout débordement.

#### IV.7.3 : Conduite de vidange :

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier, afin de pouvoir évacuer les dépôts. A cet effet, le radier est réglé en pente vers l'orifice de la conduite, ce dernier étant obturé à l'aide d'une vanne de vidange.

#### IV.7.4 : Conduite d'alimentation :

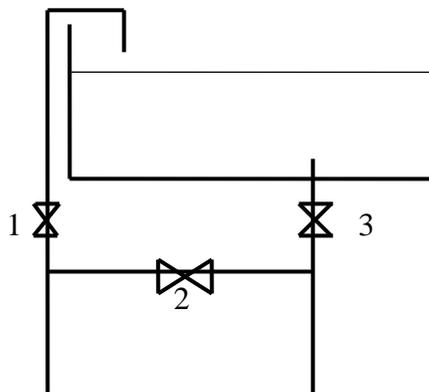
L'arrivée dans le réservoir d'une conduite de refoulement doit se faire par le bas ou en siphon, l'extrémité du siphon étant toujours noyée et du côté opposé à la conduite de départ.

#### IV.7.5 : Conduite de distribution :

La conduite de distribution doit être munie à son origine d'une crépine en acier galvanisé cylindrique terminé par un collet, d'une bride de serrage et de ses boulons. Dans le cas d'une distribution par gravité. Une crépine simple est utilisée : dans le cas d'une aspiration, il faut prévoir un clapet de pied de crépine.

#### IV.7.6 : Conduite BY-PASS :

Lorsqu'on désire assurer la distribution pendant la vidange d'un réservoir non compartimenté, il suffit de disposer un by-pass reliant la conduite d'amenée à la conduite de départ. En marche normale, les vannes 1 et 3 sont ouvertes, la vanne 2 est fermée ; au contraire, pendant que le réservoir est vide, la vanne 2 est ouverte et les vannes 1 et 3 sont fermées [15].



*Figure IV.1 : Fonctionnement de by-pass*

**IV.8 : Altitude des réservoirs :**

Un des principaux rôles du réservoir est de fournir, pendant l'heure de pointe, une pression au sol suffisante "  $H_{min}$  " en tout point du réseau de distribution (voir plus loin les valeurs de cette pression), en particulier au point le plus défavorable du réseau (le point le plus loin et/ou le plus élevé).

L'altitude du réservoir d'eau (précisément la cote de son radier) doit être calculée donc pour que, dans toute l'agglomération à alimenter, la pression soit au moins égale à  $H_{min}$ . C'est la cote du radier du réservoir qui est prise en compte, ce qui correspond au cas d'alimentation le plus défavorable (le réservoir est alors presque vide).

C'est le calcul du réseau de distribution, pendant l'heure de pointe, qui permet de déterminer les différentes pertes de charge et d'en déduire la cote de radier du réservoir.

La valeur de cette cote et la topographie des lieux détermineront le type de réservoir à adopter (semi-enterré ou surélevé). On peut, si un relief est disponible, augmenter les diamètres des conduites de distribution pour diminuer les pertes de charge et éviter la surélévation du réservoir (solution à justifier par un calcul économique) [12].

**IV.9 : Volume de réservoir :****IV.9.1 : Réserve d'équilibre ( $V_{équi}$ ) :**

La capacité des réservoirs est toujours déterminée à partir des courbes de variation des débits d'alimentation des débits distribués, avec des simplifications concernant, principalement, une approximation par paliers de la courbe de consommation.

Il faut choisir un régime de variation de l'alimentation des réservoirs [ $q_a(h)$ ] :

- Soit une adduction continue de débit horaire constant égal à  $a$  ( $= Q_{jmax} / 24$ ),
- Soit un pompage de nuit (de durée 10 h seulement: de 20 h à 6 h) de débit horaire égal à  $2,4.a$  ( $= Q_{jmax} / 10$ ),
- Soit un pompage variable durant les 24 heures de la journée.

En ce qui concerne la variation horaire de la consommation, elle varie selon l'importance de l'agglomération. Le coefficient de pointe horaire augmente quand la ville devient plus petite.

Les valeurs adoptées sont généralement 1,5 pour une très grande ville, entre 2 et 2,5 pour une ville moyenne, et pouvant atteindre 3,5 pour une petite ville. Selon l'importance de l'agglomération, il faut alors choisir un régime de variation de la consommation [qc(h)] et en déduire le volume des réservoirs [12].

**IV.9.2 : Réserve d'incendie (Vinc) :**

Pour pouvoir combattre les incendies, il faut également prévoir un certain volume d'eau ( $120m^3$ ) appelé Réserve d'incendie, pour cela il faut respecter :

- Le débit nécessaire pour combattre un ou plusieurs incendies ;
- La durée de l'incendie qu'on doit pouvoir maîtriser ;
- La pression minimale qui doit régner dans les conduites et aux poteaux [13].

**IV.9.3 : Réserve d'urgence :**

On recommande en outre d'emmagasiner un certain volume d'eau, pour pouvoir satisfaire à la demande en cas d'évènements exceptionnels et imprévisibles, comme le bris de conduites principales ou de pompes [13].

**IV.10 : Détermination de la réserve totale (Vt) :**

Pour notre cas, on a un débit maximal journalier :

$$Q_{jmax} = 56.12 \text{ l/s} \Rightarrow Q_{jmax} = 4848.77m^3/j.$$

Une adduction continue durant 24 heures, alors le débit horaire maximal est :

$$a = Q_{jmax}/24 \Rightarrow a = 202.03 \text{ m}^3/h.$$

Tableau V.1 : Calcul de la réserve d'équilibre de la zone actuelle

Horaire	%	temps	Qjmax/24	Adduction	Distribution	Différence
0_4	0,01	4	202,032	808,128	193,95072	614,18
4_5	0,02	5	202,032	1010,16	290,92608	719,23
5_6	0,03	6	202,032	1212,192	436,38912	775,80
6_7	0,05	7	202,032	1414,224	678,82752	735,40
7_9	0,065	9	202,032	1818,288	1309,16736	509,12
9_10	0,055	10	202,032	2020,32	1575,8496	444,47
10_11	0,045	11	202,032	2222,352	1794,04416	428,31
11_12	0,055	12	202,032	2424,384	2060,7264	363,66
12_14	0,07	14	202,032	2828,448	2739,55392	88,89
14_15	0,055	15	202,032	3030,48	3006,23616	24,24
15_16	0,045	16	202,032	3232,512	3224,43072	8,08
16_17	0,05	17	202,032	3434,544	3466,86912	-32,33
17_19	0,065	19	202,032	3838,608	4097,20896	-258,60
19_20	0,05	20	202,032	4040,64	4339,64736	-299,01
20_21	0,045	21	202,032	4242,672	4557,84192	-315,17
21_22	0,03	22	202,032	4444,704	4703,30496	-258,60
22_23	0,02	23	202,032	4646,736	4800,28032	-153,54
23_24	0,01	24	202,032	4848,768	4848,768	0,00

$$V_{\text{equi}} = \text{MAX}(V_{\text{add}} - V_{\text{dis}}) + \text{MIN}|(V_{\text{add}} - V_{\text{dis}})|$$

$$V_{\text{equi}} = 775.80 + 315.17$$

$$V_{\text{equi}} = 1090.97 \text{ m}^3$$

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

$$V_{\text{t}} = V_{\text{equi}} + V_{\text{inc}}$$

$$V_t = 1090.97 + 120$$

$$V_t = 1210,97 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow \quad V_t = 1500 \text{ m}^3$$

Comme il existe déjà deux réservoir de capacité  $500 \text{ m}^3$  chacun, donc on rajoute un troisième réservoir de capacité  $500 \text{ m}^3$

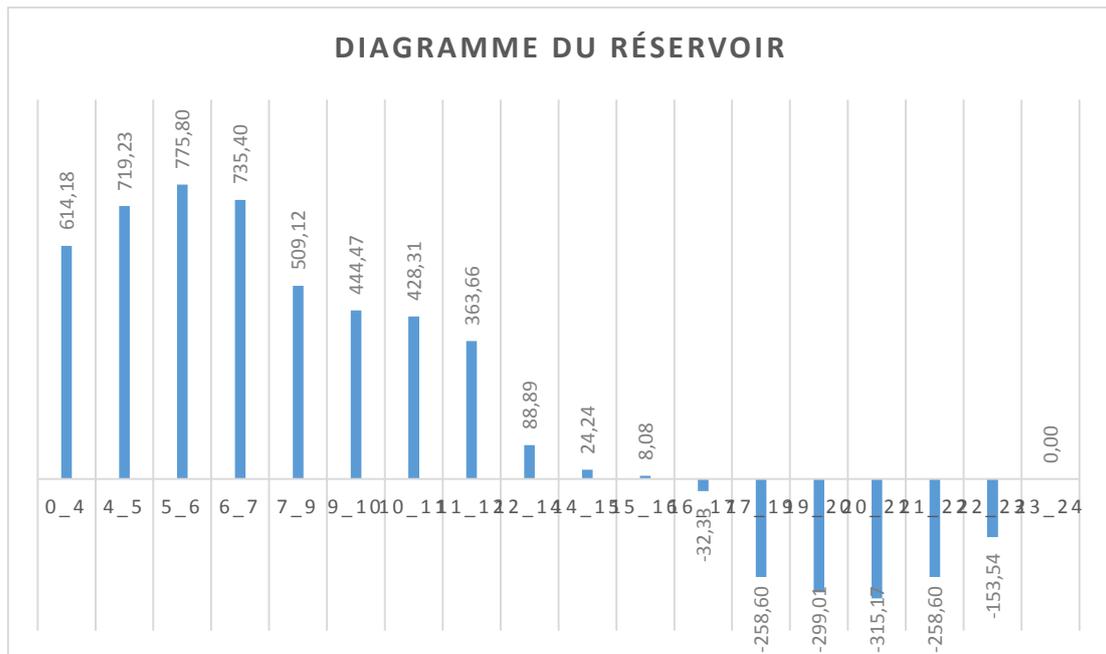


Figure IV.2 : Diagramme d'équilibre du réservoir de la zone actuelle

**IV.11 : Détermination de réserve d'équilibre de la zone d'extension :**

Pour le cas de la zone d'extension, on a un débit maximal journalier :

$$Q_{jmax} = 28.52 \text{ l/s} \Rightarrow Q_{jmax} = 2463.95 \text{ m}^3/\text{j}.$$

Une adduction continue durant 24 heures, alors le débit horaire maximal est :

$$a = Q_{jmax}/24 \Rightarrow a = 202.03 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Tableau V.2 : Calcul de la réserve d'équilibre de la zone d'extension

Horaire	%	temps	Qjmax/24	Adduction	Distribution	Différence
0_4	0,01	4	102,66	410,66	98,56	312,10
4_5	0,02	5	102,66	513,32	147,84	365,49
5_6	0,03	6	102,66	615,99	221,76	394,23
6_7	0,05	7	102,66	718,65	344,95	373,70
7_9	0,065	9	102,66	923,98	665,27	258,72
9_10	0,055	10	102,66	1026,65	800,79	225,86
10_11	0,045	11	102,66	1129,31	911,66	217,65
11_12	0,055	12	102,66	1231,98	1047,18	184,80
12_14	0,07	14	102,66	1437,31	1392,13	45,17
14_15	0,055	15	102,66	1539,97	1527,65	12,32
15_16	0,045	16	102,66	1642,64	1638,53	4,11
16_17	0,05	17	102,66	1745,30	1761,73	-16,43
17_19	0,065	19	102,66	1950,63	2082,04	-131,41
19_20	0,05	20	102,66	2053,30	2205,24	-151,94
20_21	0,045	21	102,66	2155,96	2316,12	-160,16
21_22	0,03	22	102,66	2258,63	2390,04	-131,41
22_23	0,02	23	102,66	2361,29	2439,32	-78,03
23_24	0,01	24	102,66	2463,96	2463,96	0,00

$$V_{\text{equi}} = \text{MAX}(V_{\text{add}} - V_{\text{dis}}) + \text{MIN}|(V_{\text{add}} - V_{\text{dis}})|$$

$$V_{\text{equi}} = 394.23 + 160.16$$

$$V_{\text{equi}} = 554.39 \text{ m}^3$$

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

$$V_{\text{t}} = V_{\text{equi}} + V_{\text{inc}}$$

$$V_{\text{t}} = 554.39 + 120$$

$$V_{\text{t}} = 674.39 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow \quad V_{\text{t}} = 700 \text{ m}^3$$

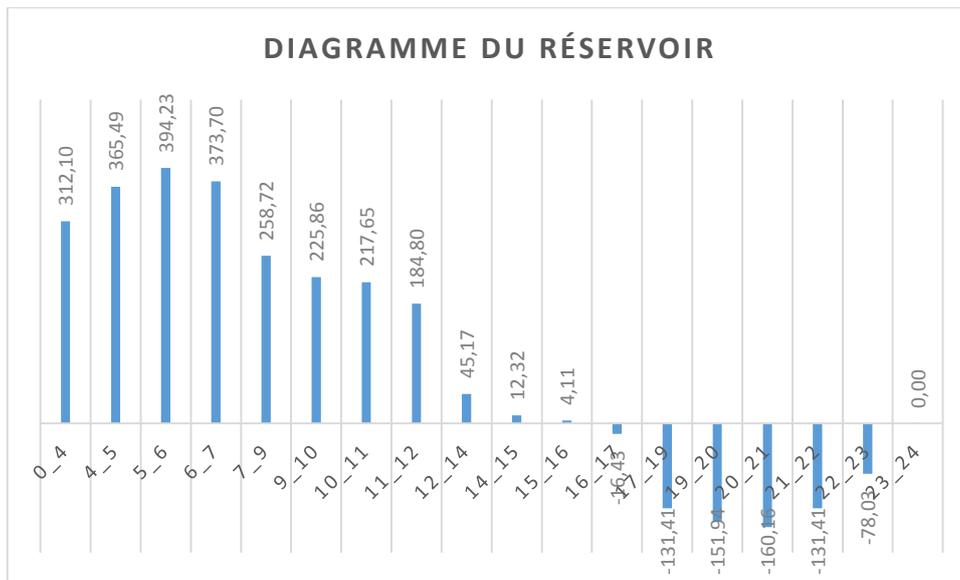


Figure V.3 : Diagramme d'équilibre du réservoir de la zone d'extension

**IV.12 : Conclusion :**

À la commune de Ain Larbi, il existe déjà deux réservoirs, la capacité de chacun étant de  $500m^3$  et vu l'estimation du volume du réservoir à l'horizon 2045 qui est de l'ordre de  $1500m^3$ , donc on va projeter un troisième réservoir de  $500m^3$ .

Pour la zone d'extension on aura besoin d'un réservoir de capacité  $V_t = 700 m^3$

## Contents

<i>IV.1 : Introduction</i> .....	36
<i>IV.2 : Définition</i> .....	36
<i>IV.3 : Fonctions des réservoirs</i> .....	36
<i>IV.4 : Types de réservoirs</i> .....	36
<i>IV.5 : Emplacement géographique des réservoirs</i> .....	37
<i>IV.6 : Choix du type de réservoir</i> .....	37
<i>IV.7 : Équipements de réservoirs</i> .....	37
<b>IV.7.1 : Trop-plein</b> .....	37
<b>IV.7.2 : robinet flotteur</b> .....	37
<b>IV.7.3 : Conduite de vidange</b> .....	38
<b>IV.7.4 : Conduite d'alimentation</b> .....	38
<b>IV.7.5 : Conduite de distribution</b> .....	38
<b>IV.7.6 : Conduite BY-PASS</b> .....	38
<i>IV.8 : Altitude des réservoirs</i> .....	39
<i>IV.9 : Volume de réservoir</i> .....	39
<b>IV.9.1 : Réserve d'équilibre (V<sub>équi</sub>)</b> .....	39
<b>IV.9.2 : Réserve d'incendie (V<sub>inc</sub>) :</b> .....	40
<b>IV.9.3 : Réserve d'urgence</b> .....	40
<i>IV.10 : Détermination de la réserve totale (V<sub>t</sub>)</i> .....	40
<i>IV.11 : Détermination de réserve d'équilibre de la zone d'extension</i> .....	42
<i>IV.12 : Conclusion</i> .....	44

**V.1 : Introduction :**

Le coup de bélier est une onde de pression provoquée par une variation rapide du régime hydraulique et que se propage dans l'eau et dans la conduite qui la contient. Le changement de pression peut être positif (au-dessus de la pression normal d'opération) ou négatif. Il peut découler de la fermeture d'une vanne, d'une panne d'électricité, etc...

Le coup de bélier est la source de bruit et de bris. C'est un phénomène non négligeable dans les postes de pompage et les réseaux de distribution, auquel on doit porter une attention particulière lorsque les vitesses sont élevées et que les conduites sont particulièrement longues. On doit installer des conduites ou des réservoirs ouverts à l'atmosphère pour éviter les problèmes causés par les coups de bélier [13].

**V.2 : Description du phénomène :**

Lors de l'arrêt d'une ou plusieurs pompes, le débit à travers la station de pompage est brusquement interrompu. 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 ne se comporte alors plus de manière incompressible : une réduction locale de pression est provoquée, entraînant une décompression du fluide et, en conséquence, la contraction de la conduite.

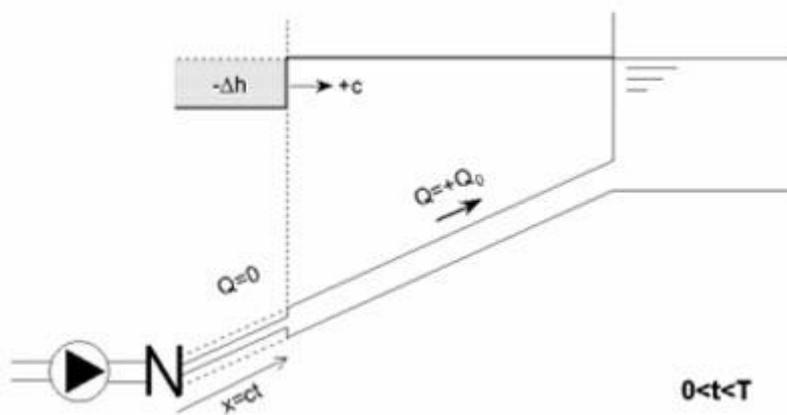


Figure V.1 : Première phase du phénomène de coup de bélier

Ce phénomène crée une disponibilité temporaire de masse de liquide qui permet de maintenir en mouvement, durant quelques instants encore, la couche de fluide immédiatement

en aval ; puis le mouvement cesse, la couche se décomprime et fournit un volume qui permet le mouvement de la couche suivante et ainsi de suite. Ainsi est engendrée une dépression qui se propage dans la conduite à la vitesse des ondes élastiques  $c$  jusqu'à ce que toute la conduite soit soumise à la dépression ainsi engendrée, soit après un temps  $T=L/c$ , où  $L$  est la longueur de la conduite entre les pompes et le réservoir.

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.

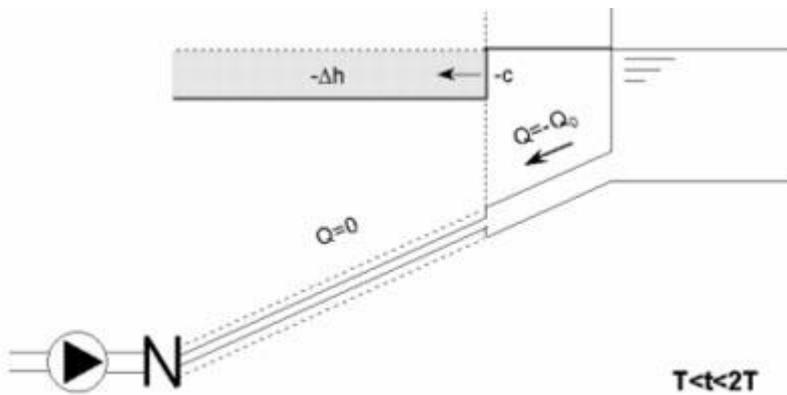


Figure V.2 : Deuxième phase du phénomène de coup de bélier

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 distension de la conduite. Ce processus se transmet jusqu'au réservoir, où il arrive au bout du temps  $3T$ .

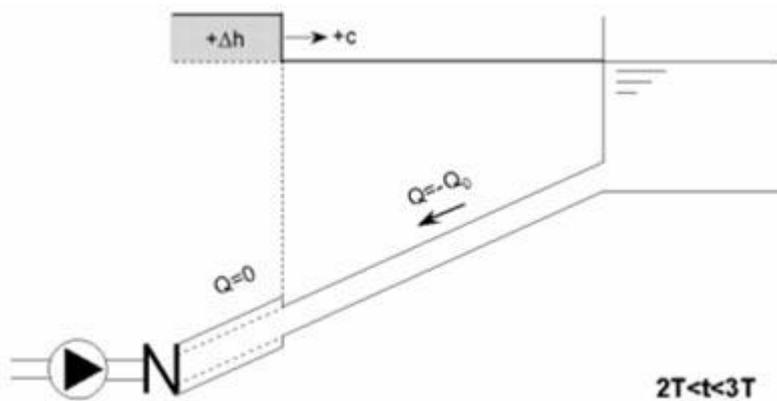
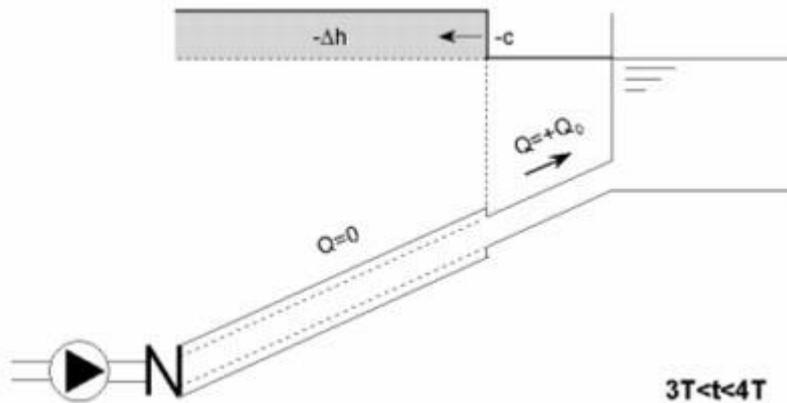


Figure V.3 : Troisième phase du phénomène de coup de bélier

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 propageant vers les pompes.



*Figure V.4 : Quatrième phase du phénomène de coup de bélier*

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 dépression et de surpression ne se trouvaient pas progressivement amorties [14].

#### **V.4 : Dispositif "anti-bélier" :**

Afin d'éviter que la conduite n'implose ou n'explose, il est souvent nécessaire de mettre en place des dispositifs "anti-bélier"[14].

##### **V.4.1 : Loi d'ouverture ou de fermeture des vannes :**

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 des 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 [14].

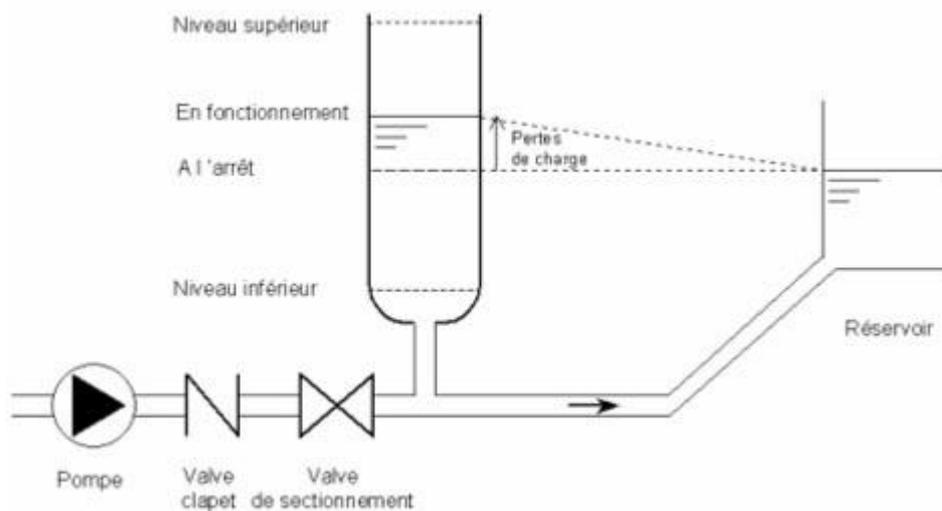
#### V.4.2 : Volants d'inertie :

L'utilisation d'un volant d'inertie monté sur l'arbre du groupe électropompe peut permettre l'augmentation du temps d'arrêt. Economiquement, cette solution n'est viable que pour des conduites de refoulement de quelques centaines de mètres : de plus grandes conduites nécessiteraient des volants de taille exagérée ou impliqueraient des appels d'intensité de courant lors des phases de démarrage trop importants.

La deuxième famille de solutions se compose principalement de dispositifs tels que les cheminées d'équilibre et les réservoirs à air [14].

#### V.4.3 : Cheminée d'équilibre :

Lorsque les conditions topographiques et les hauteurs géométriques le permettent, il peut être envisagé d'introduire une cheminée d'équilibre, constituée par un réservoir en contact avec l'air libre. Ce dispositif permet de réduire les effets du coup de bélier. 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 [14].

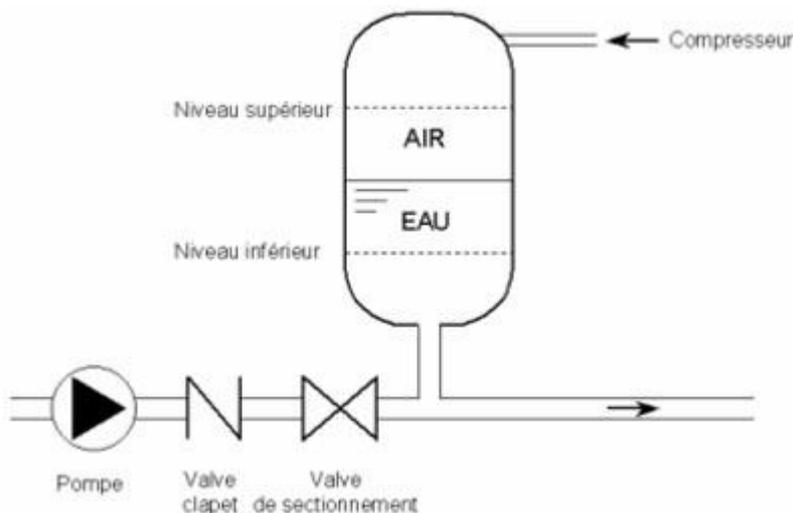


*Figure V.5 : Cheminée d'équilibre*

**V.4.4 : 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. 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 le sens de l'écoulement s'inverse, l'air du réservoir se comprime permettant ainsi de stocker un volume d'eau [14].



*Figure V.6 : Réservoir à air comprimé*

**V.4.5 : Soupape de décharge :**

La soupape de décharge est un appareil de sécurité capable d'évacuer instantanément un débit important. Il protège les conduites contre les suppressions dues aux changements brutaux de régime dans les réseaux (coup de béliers).

Par exemple fermeture trop rapide de vanne, déplacement brutal de poche d'air dans la conduite, arrêt des pompes.



**V.5 : Calcul du coup de bélier :**

**V.5.1 : Calcul de la célérité des ondes :**

La célérité de l'onde élastique 'a' est fonction du fluide écoulé (ici de l'eau) et des caractéristiques de la conduite (diamètre et épaisseur).

Dans le cas d'une conduite indéformable,  $c$  correspond à la vitesse de propagation du son dans l'eau ( $\sim 1400$  m/s). Mais lorsque l'on prend en compte la déformation de la conduite, cette vitesse de propagation diminue :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k \frac{D}{e}}} \left( \frac{m}{s} \right)$$

Où :

$D$  : Diamètre intérieur de la conduite en (m) ;

$e$  : Epaisseur de la conduite en (m) ;

$K$  : Coefficient numérique dépendant le matériau de canalisation ;

Pour les conduites en PEhd ( $K=83$ ).

### V.5.2 : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier :

L'amplitude du coup de bélier est fonction de la loi de variation de débit et de la célérité de l'onde. Dans le cas d'une variation de débit rapide (temps d'annulation du débit inférieur au temps correspondant à l'allée et venue d'une onde élastique soit  $2T$ ), on montre que :

$$\Delta p = \frac{a V_0}{g}$$

Où :

$\Delta p$  : Valeur maximale du coup de bélier ;

$V_0$  : Vitesse moyenne du coup de bélier en ( $m/s^2$ ) ;

$g$  : Accélération de la pesanteur  $g=9,81$  m/s.

### V.5.3 : pression maximale et minimale du retour d'onde :

On cas de l'arrêt brusque de la pompe, on calcule la valeur de la pression maximale et minimale du retour d'onde dans les conduites de refoulement par la formule :

- Cas de surpression  $H_{max} = Hg + \Delta p$

- Cas de dépression  $H_{min} = Hg - \Delta p$

Les conduites en PEhd ne peuvent résister à une pression maximale plus de 16 bars.

Les résultats de calcul du coup de bélier sont représentés au tableau ci-dessous :

Tableau V.2 : Calcul du coup de bélier

Désignation	D (mm)	L (m)	e (m)	K	a (m/s)	V <sub>0</sub> (m/s)	H <sub>g</sub> (m)	Δp (m)	H <sub>max</sub> (m)	H <sub>min</sub> (m)
Tronçon SP→ R	315	2620	28.6	83	1411.20	1.08	137.95	155.36	293.31	-17.41

Après le calcul du coup de bélier, on remarque que la valeur de la surpression dépasse la valeur de la résistance pratique de la conduite en PEhd PN (16 bars). Donc on doit dimensionner un réservoir anti-bélier.

**V.6 : Calcul du réservoir d'air :**

Ce dispositif est excessivement simple et protégera l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions.

Le réservoir d'air peut être calculé par :

- La méthode du calcul simplifiée de Albert Vibert pour des installations modestes (30 l/s environ ; 1000 à 1200 m de longueur de refoulement) ;
- La méthode du calcul normal à l'aide de l'épure de Bergeron pour les installations importantes.

Pour la présente étude, comme le débit est de 56,12 l/s et la longueur de refoulement de 2620m, alors on doit calculer le réservoir d'air par la méthode de Bergeron.

**V.6.1: Calcul normal du réservoir d'air :**

*Principe :* c'est par l'épure de Bergeron que seront déterminées les valeurs de dépression et de surpression maximales dans la conduite après s'être fixé, au préalable, les caractéristiques du réservoir d'air (U<sub>0</sub>) et son dispositif d'étranglement.

Le principe en est le suivant, une fois fixées a priori les dimensions du réservoir et celles de l'étranglement.

1° Il sera fait application du diagramme de Bergeron où l'on aura toutefois gradué les abscisses selon les vitesses de l'eau dans la conduite.

2° On prend **L/a** comme unité de temps

Au temps zéro survient la disjonction et commence le régime transitoire.

Au temps 1, au réservoir le régime est encore initial et le point **1R** de départ de l'observateur vers la pompe est donné par l'intersection de la vitesse  $V_0$  de l'eau en régime normal dans la conduite et de l'horizontale passant par la valeur de la pression absolue  $Z_0 = H_0 + 10$ .

L'observateur remontant le courant verra les points du régime se déplacer sur la droite  $+a/gs$  et au temps 2, nous obtiendrons un point **2P** à l'intersection de cette droite et l'horizontale passant par la pression régnant dans la conduite. Pour que ce point convienne, il faut, qu'il coïncide avec la vitesse finale choisie  $V_f$ , de l'eau dans la conduite pour l'intervalle de temps considéré. Cette construction ne peut s'effectuer que par approximations successives.

Ensuite, chaque droite  $-a/gs$  se réfléchit sur l'horizontale passant par la valeur de  $Z_0$ . En effet, cette horizontale correspond au niveau immuable d'arrivée de l'eau dans le réservoir d'eau.

3° Il sera tenu compte des pertes de charge dans l'organe d'étranglement, lesquelles, on l'a vu plus haut, auront des valeurs différentes selon que l'eau monte vers le réservoir d'eau ou descend vers le réservoir d'air.

4° Il sera tenu compte des pertes de charge dans la conduite, qui seront supposées concentrées en un point, au départ de la pompe, comme s'il existait à cet emplacement un diaphragme fictif donnant la même perte de charge [12].

*Application du principe* : (c'est donc un calcul par approximations successives que l'on doit effectuer).

À la suite de l'arrêt brusque, l'eau continue de monter vers le réservoir d'eau pendant un certain temps avec une vitesse décroissante. À un moment donné, la vitesse de l'eau est nulle puis, toute la colonne redescend vers le réservoir d'air avec une vitesse négative qui va croître en valeur absolue puis décroître pour revenir nulle etc...

On considère qu'au cours d'un aller-retour d'onde, un intervalle de temps  $\theta = 2L/a$ . Comme les sommets **2P**, **4P**, **6P**...ect, de l'épure correspondent à des états finals, c'est la vitesse finale de l'eau au cours de l'intervalle qui doit être considérée et c'est la vitesse  $V_f$  que l'on se fixe au départ, a priori.

Par ailleurs, en partant d'un volume initial arbitraire du réservoir d'air, et en utilisant la valeur de la vitesse finale choisie du temps considéré, la pression dans le réservoir est calculée à la fin de l'intervalle, puis celle en aval de l'étranglement et en aval du diaphragme fictif représentatif des pertes de charge dans la conduite. Une pression dans la conduite est ainsi trouvée.

On vérifie alors, en menant une horizontale passant par la valeur de cette pression finale, que cette droite coupe bien  $a/g_s$  au droit de  $V_f$ , sinon les calculs seront recommencés avec une autre vitesse de  $V_f$  [12].

- Pendant le temps  $\theta$ , l'augmentation du volume d'air  $\Delta U$  est calculée par :

$$\Delta U = S \cdot V_m \cdot \theta$$

Où :

$S$  : Section de la conduite ( $m^2$ );

$V_m$  : Vitesse moyenne (m/s) ;  $V_m = \frac{V_0 + V_f}{2}$

$V_0$  : Vitesse initiale (m/s) ;

$V_f$  : Vitesse finale choisie (m/s).

- Le volume d'air dans le réservoir :

$$U = U_0 + \Delta U$$

$U_0$  : Volume d'air initial choisi ( $m^3$ ).

- La pression dans le réservoir d'air :

$$Z = \frac{(Z_0 + \delta_0) U_0^{1.4}}{U^{1.4}}$$

$\delta_0$  : Pertes de charge dans la conduite en marche normale (m)

$$\delta_0 = 1.1 \frac{\lambda L}{2\varphi g} V_f^2$$

$\lambda$  : Coefficient des pertes de charge ;

$\varphi$  : Diamètre de la conduite (m) ;

$L$  : Longueur de la conduite (m) ;

- Vitesse dans la tubulure :

À la montée :

$$\frac{v_1}{v_f} = \frac{\varphi^2}{0.92d^2} = \mathbf{K}$$

d sera choisi pour que K reste comprise entre 15 et 20

À la descente :

$$\frac{v_1}{v_f} = \frac{2\varphi^2}{d^2} \mathbf{K'}$$

- La perte de charge :

À la montée :

$$\Delta h_1 = \frac{v_1^2}{2g} \mathbf{c}$$

c : Coefficient de perte de charge dans la tuyère, il est déterminé à partir du graphe [Annexe3] en fonction de m.

$$\mathbf{m = d'^2 / D^2}$$

À la descente :

$$\Delta h_2 = \frac{v_2^2}{2g} \mathbf{c'}$$

$$\mathbf{m' = 0,4d^2 / D^2}$$

- Pression absolue dans la conduite (avec pdc) :

À la montée :

$$\mathbf{Z - \Delta h_1}$$

À la descente :

$$\mathbf{Z + \Delta h_2}$$

- Pression finale absolue dans la conduite (sans pdc) :

À la montée :

$$\mathbf{Z - \Delta h_1 - \delta}$$

À la descente :

$$\mathbf{Z + \Delta h_2 + \delta}$$





**V.6.2 : Dimensionnement du réservoir d'air :**

Pour le tronçon (SP → R500)

- Pendant la phase de la dépression, le volume d'air qui était de  $3 \text{ m}^3$ , passe à  $3.372 \text{ m}^3$  à la fin de la dépression et la pression dans la conduite tombe à  $133.725 \text{ m}$  soit une dépression de  $157.598 - 133.725 = 23.873 \text{ m}$ .

- Pendant la phase de la surpression, le volume d'air à la fin de la surpression était de  $2.998 \text{ m}^3$  et la pression dans la conduite est montée à  $158.444 \text{ m}$ .

Vu que  $158.444 - 157.598 = 0.846 \text{ m}$ . Il y a une faible surpression.

- Nous prenons une cuve cylindrique équipée de deux fonds bombés de diamètre  $1.5 \text{ m}$  et une capacité de  $4 \text{ m}^3$  étant donnée les valeurs trouvées pour les variations du volume d'air ( $U_{\max}$ ).

- Les fonds elliptiques ont une hauteur de  $0.40 \text{ m}$ , le volume d'air contenu dans les calottes est de :

$$2 \frac{1}{2} \frac{4}{3} \pi \left(\frac{1.5}{2}\right)^2 \cdot 0.40 = 0.942 \text{ m}^3$$

Il reste pour la partie cylindrique :

$$4 - 0.942 = 3.058 \text{ m}^3$$

La section de la cuve :

$$S = \pi \frac{1.5^2}{4} = 1.767 \text{ m}^2$$

Hauteur de la partie cylindrique:

$$\frac{3.058}{1.767} = 1.731 \text{ m}.$$

Hauteur totale de l'appareil :

$$1.731 + 2 \cdot 0.40 = 2.531 \text{ m}.$$

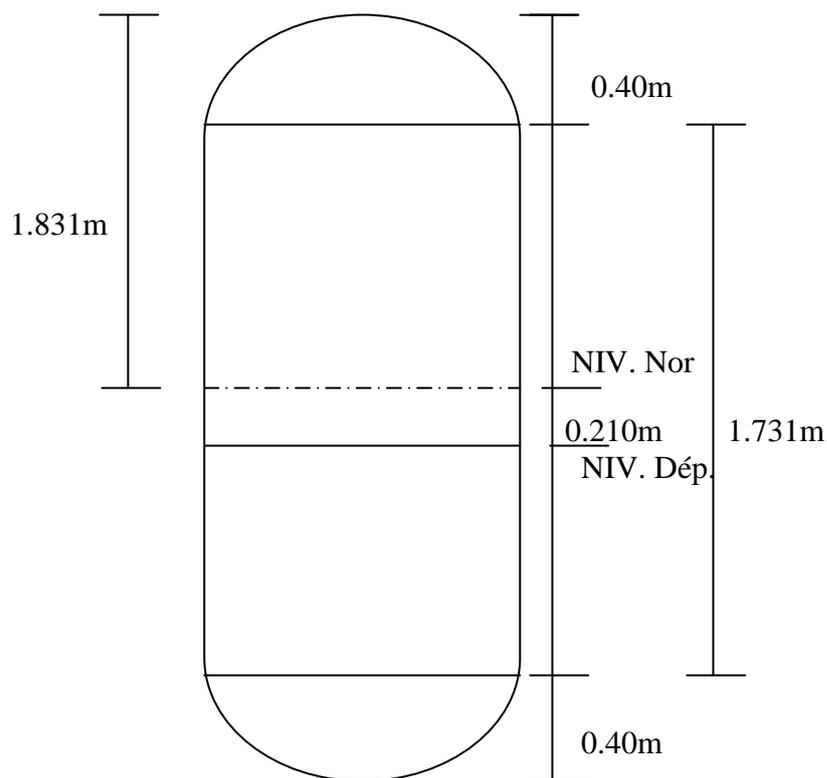
- Le volume du fond elliptique du sommet :  $0.942/2 = 0.471 \text{ m}^3$ , reste pour la partie cylindrique  $3 - 0.471 = 2.529 \text{ m}^3$ , correspondant à une hauteur de  $2.529 / 1.767 = 1.431 \text{ m}$ .

- Donc le niveau normal de l'anti-bélier se situera à une distance de :

$$0.40 + 1.431 = 1.831 \text{ m} \text{ à partir du sommet de l'appareil.}$$

- Variation max du niveau ci-dessus pendant la phase de dépression. Le volume de l'air augmente au maximum  $3.372 - 3 = 0.372 \text{ m}^3$  par rapport au niveau normal. Le niveau va s'abaisser à  $0.372 / 1.767 = 0.210 \text{ m}$ .

- En phase de surpression, le niveau d'air est presque confondu avec le niveau de l'anti-bélier en fonction normale soit :  $(3 - 2.988) / 1.767 = 0.00658\text{m}$ .



*Figure V.8 : Dimensions du réservoir d'air*

### **V.7 : Conclusion :**

La protection de la conduite de refoulement était réalisée par un réservoir d'air, dimensionné par la méthode de Bergeron qui a abouti à un réservoir anti-bélier de volume  $4\text{m}^3$ .

**Contents**

<b>V.1 : Introduction</b> .....	45
<b>V.2 : Description du phénomène :</b> .....	45
<b>V.4 : Dispositif "anti-bélier"</b> .....	47
<b>V.4.1 : Loi d'ouverture ou de fermeture des vannes</b> .....	47
<b>V.4.2 : Volants d'inertie</b> .....	48
<b>V.4.3 : Cheminée d'équilibre</b> .....	48
<b>V.4.4 : Réservoir à air comprimé</b> .....	49
<b>V.4.5 : Soupape de décharge</b> .....	49
<b>V.5 : Calcul du coup de bélier</b> .....	49
<b>V.5.1 : Calcul de la célérité des ondes</b> .....	49
<b>V.5.2 : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier</b> .....	50
<b>V.5.3 : pression maximale et minimale du retour d'onde</b> .....	50
<b>V.6 : Calcul du réservoir d'air</b> .....	51
<b>V.6.1: Calcul normal du réservoir d'air :</b> .....	51
<b>V.6.2 : Dimensionnement du réservoir d'air :</b> .....	57
<b>V.7 : Conclusion :</b> .....	58

Tableau V.2 : Calcul du réservoir d'air par la méthode de Bergeron

Intervalle de temps ( $\theta$ )	Variation du volume d'air $\Delta U = S \cdot \theta \cdot V_m$	Volume d'air $U = U_0 + \Delta U$	pression dans le réservoir d'air $Z = 733.702/U^{1.4}$	vitesse dans la tubulure Montée $v_1 = 18.84V_f^2$ Descente $V_1 = 16.41V_f^2$	P.D.C dans la tuyère Montée $\Delta h_1 = 0.021V_1^2$ descente $\Delta h_2 = 0.033V_2^2$	conduite avec P.D.C ( $\delta$ ) Montée Z- h1 Descente Z+ h2	P.D.C dans la conduite de refoulement $\delta = 8.27 V_f^2$	Pression dans la conduite avec P.D.C( $\delta$ ) Montée Z- h1- $\delta$ Descente Z+ h2+ $\delta$	La vitesse lue sur la graphique ( $V_f$ )	Désignation du point	Vitesse moyenne ( $V_m$ )	Vitesse finale choisie ( $V_f$ )
0	0	3 m <sup>3</sup>	Z <sub>0+ δ<sub>0</sub></sub> 157.598	-	-	-	δ <sub>0</sub> = 9.648	Z <sub>0</sub> = 147.950	1.08	1R	-	1.08
0	0,100	3,100	150,506	18,461	7,296	143,210	8,107	135,104	0,990	2P	1,035	0,990
20	0,088	3,188	144,742	12,665	3,434	141,308	5,562	135,746	0,820	4P	0,905	0,820
30	0,071	3,259	140,333	7,958	1,356	138,977	3,495	135,482	0,650	6P	0,735	0,650
40	0,055	3,314	137,097	4,340	0,403	136,694	1,906	134,788	0,480	8P	0,565	0,480
50	0,038	3,352	134,938	1,695	0,062	134,876	0,744	134,132	0,300	10P	0,390	0,300
60	0,020	3,372	133,826	0,228	0,001	133,825	0,100	133,725	0,110	12P	0,205	0,110
70	0,002	3,374	133,692	0,059	0,000	133,692	0,030	133,722	-0,060	14P	0,025	-0,060
80	-0,016	3,358	134,611	1,287	0,054	134,665	0,648	135,313	-0,280	16P	-0,170	-0,280
90	-0,032	3,326	136,427	2,370	0,183	136,610	1,194	137,804	-0,380	18P	-0,330	-0,380
100	-0,042	3,283	138,885	3,940	0,506	139,391	1,986	141,377	-0,490	20P	-0,435	-0,490
110	-0,050	3,233	141,925	4,964	0,804	142,729	2,502	145,231	-0,550	22P	-0,520	-0,550
120	-0,054	3,179	145,329	5,332	0,927	146,256	2,687	148,944	-0,570	24P	-0,560	-0,570
130	-0,053	3,125	148,810	4,610	0,693	149,504	2,323	151,827	-0,530	26P	-0,550	-0,530
140	-0,048	3,078	152,068	3,472	0,393	152,461	1,750	154,211	-0,460	28P	-0,495	-0,460
150	-0,040	3,038	154,860	2,127	0,148	155,007	1,072	156,079	-0,360	30P	-0,410	-0,360
160	-0,029	3,009	156,959	0,945	0,029	156,988	0,476	157,464	-0,240	32P	-0,300	-0,240
170	-0,017	2,992	158,206	0,199	0,001	158,207	0,100	158,307	-0,110	34P	-0,175	-0,110
180	-0,003	2,988	158,457	0,030	0,000	158,457	0,013	158,444	0,040	36P	-0,035	0,040
190	0,010	2,999	157,705	0,544	0,006	157,699	0,239	157,459	0,170	38P	0,105	0,170



**VI.1 : Introduction :**

A partir du ou des réservoirs, l'eau est distribuée dans un réseau de canalisation sur lesquelles les branchements seront piqués en vue de l'alimentation des abonnés.

Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre suffisant, de façon à assurer le débit maximal avec une pression au sol compatible avec la hauteur des immeubles.

**VI.2 : Structure des réseaux:**

L'eau est distribuée aux consommateurs par des réseaux de conduites locaux, à l'intérieur de la zone alimentée. Les principaux éléments d'un réseau de distribution sont: les conduites, les branchements et les pièces spéciales (coudes, raccordements, vannes, compteurs, bouches d'incendies, ...). Les conduites de distribution doivent suivre les rues de la ville et sont posées en terre, généralement, sous le trottoir [12].

**VI.3 : Classification des réseaux :**

Selon les liaisons entre les différents tronçons de distribution, on distingue généralement deux types de réseaux: réseaux ramifiés et réseaux maillés.

**VI.3.1 : Réseau ramifié:**

La caractéristique d'un réseau ramifié est que l'eau circule, dans toute la canalisation, dans un seul sens (des conduites principales vers les conduites secondaires, vers les conduites tertiaires,..). De ce fait, chaque point du réseau n'est alimenté en eau que d'un seul côté [12].

*Avantage* : économique.

*Inconvénients* : manque de sécurité.

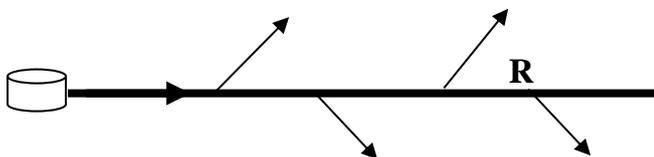


Figure VI.1 : Réseau ramifié

**VI.3.2 : Réseau maillé :**

Le réseau maillé dérive du réseau ramifié par connexion des extrémités des conduites (généralement jusqu'au niveau des conduites tertiaires), permettant une alimentation de retour.

Ainsi, chaque point du réseau peut être alimenté en eau de deux ou plusieurs côtés. Les petites rues sont toujours alimentées par des ramifications [12].

*Avantages* : plus de sécurité, répartition plus uniforme des débits et pression.

*Inconvénients* : plus coûteux, plus difficile à calculer.

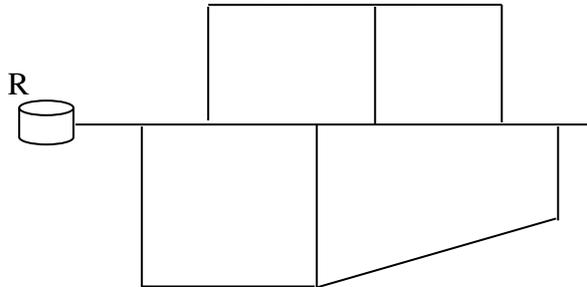


Figure VI.2 : Réseau maillé

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

**VI.3.3 : Réseau mixte**, qui est un réseau maillé comportant, en cas de besoin, quelques ramifications permettant d'alimenter quelques zones isolées de la ville (zones industrielles ou zones rurales).

**VI.3.4 : Réseaux étagés** : dans le cas où la topographie est très tourmentée.

**VI.3.5 : Réseaux à alimentations distinctes** : réseau d'eau potable et réseau d'eau non potable.

En général, on utilise un réseau maillé pour alimenter une zone urbaine et un réseau ramifié pour alimenter une zone rurale.

#### **VI.4 : Hypothèses de calcul:**

Les mêmes principes fondamentaux, évoqués pour les conduites d'adductions, s'appliquent aussi pour les canalisations de distribution: caractéristiques hydrauliques (pertes de charge linéaires et singulières, ligne piézométrique), diamètre économique, types de tuyaux, protection contre les coups de bélier, pose des conduites et accessoires (vannes, robinets, ventouse, brise charge, pièces spéciales) [4].

#### **VI.4.1 : Débit :**

Une estimation, aussi précise que possible, doit être faite des besoins en eau de l'agglomération à alimenter. On calcule aussi le débit pendant l'heure de pointe.

Les conduites de distribution devront pouvoir transiter les plus forts débits. Le calcul hydraulique des canalisations se fait donc avec le débit de pointe (pendant les heures de pointe).

Il faut aussi vérifier le comportement du réseau de distribution en cas d'incendie (heure de pointe + incendie). Le débit d'incendie à prévoir au point le plus défavorable du réseau est de  $60 \text{ m}^3/\text{h}$  (soit  $17 \text{ l/s}$ ). On tient compte de plusieurs incendies en même temps dans le cas d'une grande ville ou d'une agglomération à haut risque d'incendie [4].

**VI.4.2 : Vitesse :**

La vitesse de l'eau dans le diamètre choisi d'un tronçon de distribution quelconque sera entre  $0,50$  et  $1,25 \text{ m/s}$ .

Les vitesses inférieures à  $0,50 \text{ m/s}$  favorisent le dépôt solide dans les canalisations. Les vitesses supérieures à  $1,25 \text{ m/s}$  risquent de favoriser les fuites et les coups de bélier, et de créer les cavitations et les bruits.

**VI.4.3 : Pression :**

Le réseau doit assurer des pressions comprises entre  $10$  et  $40\text{m}$ . En vue de la bonne tenue des canalisations et des joints (limitation des fuites et des bruits), il faut éviter les fortes pressions.

**VI.5 : Principes de calcul:**

Un réseau de distribution est subdivisé en tronçons délimités par des nœuds (points particuliers: réservoir, croisement de conduites, prélèvements importants, changement de diamètre, extrémité du réseau, vanne,...).

**VI.5.1 : Débit en route (Qr):**

Le débit en route est un débit qui entre à l'amont du tronçon et ne sort pas à l'aval puisque, par définition, il est consommé par les abonnés tout le long du tronçon.

Ce débit en route, supposé uniformément réparti sur toute la longueur du tronçon, est calculé par la méthode suivante:

$$Q_r = Q_{sp} \times L_i$$

Où :

$Q_{sp}$  : le débit spécifique en ( $\text{l/s/ml}$ ) ;

$L_i$  : longueur de la conduite.

Le débit spécifique est donné par:  $Q_{sp} = Q_{h \max} / \sum L_i$

Où :

$L_{tot}$  est la longueur totale du réseau de distribution ;

$Q_{h \max}$  est le débit de point total consommé par l'agglomération.

### **VI.5.2 : Débit de nœud ( $Q_{nœud}$ ):**

Le débit de nœud est la moitié de la somme des débits en routes ( $Q_r$ ) dans les tronçons reliés au nœud (n), plus le débit concentré ( $Q_c$ ).

$$Q_{nœud} = \frac{1}{2} \sum Q_{r_n} + Q_c$$

Où :

$Q_{r_n}$  : débit en route d'un tronçon relié au nœud (n) ;

$Q_c$  : le débit concentré. Pour cette étude  $Q_c = 0$

### **VI.6 : Calcul des réseaux maillés par la méthode de Hardy Cross :**

Pour un réseau maillé, après le calcul des débits en route de tous les tronçons, on répartit ces débits aux nœuds du réseau. Il faut vérifier que la somme des débits aux nœuds est égale à la somme des débits en route de tous les tronçons.

Cette méthode repose sur les deux lois suivantes :

1<sup>re</sup> Loi : En un nœud quelconque du réseau, la somme des débits qui arrivent à ce nœud est égale à la somme des débits qui en partent:

$$\sum Q_r = \sum Q_{nœuds}$$

2<sup>ème</sup> Loi : Le long d'un parcours orienté et fermé (une maille), la somme algébrique des pertes de charge est nulle:

$$\sum \Delta H = 0$$

La méthode de Hardy Cross consiste, tout d'abord, à se fixer une répartition provisoire des débits ainsi qu'un sens d'écoulement dans tout le réseau, tout en respectant la première loi.

Cette première répartition permet de choisir les diamètres, tout au moins provisoires, des canalisations (avec des vitesses entre 0,50 et 1,25 m/s) et de calculer les pertes de charge correspondantes.

Ordinairement, la somme algébrique des pertes de charge ne peut pas être nulle, dans toutes les mailles, dès le premier coup. Sans changer les diamètres choisis et sans perturber la première loi, on doit modifier la répartition initiale supposée des débits dans les tronçons afin de rectifier les pertes de charge et vérifier la deuxième loi.

Une fois la 2<sup>ème</sup> loi n'est pas vérifiée dès le premier coup et nous allons chercher la correction à faire ( $\Delta Q$ ), cette correction est donnée par la formule suivante :

$$\Delta Q = - \frac{\sum_{i=1}^n \Delta H_i}{2 \sum_{i=1}^n \left| \frac{\Delta H_i}{Q_i} \right|}$$

Les débits positifs, par rapport à l'orientation choisie, seront corrigés par ( $\Delta Q$ ), affecté de son signe, alors que les débits négatifs seront corrigés par ( $\Delta Q$ ) multiplié par -1.

Si, pour les nouveaux débits, la deuxième loi n'est toujours pas vérifiée, il faudra de nouveau corriger les débits. Ainsi, on se rapprochera de zéro pour la somme algébrique des pertes de charge du contour.

Dans le cas de deux mailles adjacentes, la conduite commune sera affectée par les deux corrections des débits calculées pour les deux mailles, affectées de leurs signes respectifs.

Généralement, on arrête les itérations lorsque, pour toutes les mailles:

- $|\Delta Q| \leq 0.5 \text{ l/s}$  ;
- $|\sum \Delta H_i| \leq 0.4 \text{ l/s}$  ;

Dans le cas où le calcul est fait à l'aide d'un logiciel, on peut aller plus loin dans la précision.

Si la solution obtenue ne vérifie pas les conditions imposées (des vitesses entre 0,50 et 1,25 m/s et, éventuellement, des pressions suffisantes), on doit modifier le choix initial des diamètres de certains tronçons et recommencer le calcul dès le début.

Notons que la solution (la répartition finale des débits) sera fonction des diamètres choisis dès le départ (qui dépendent de la première répartition des débits) [12].

La méthode de Hardy Cross a permis la mise au point de plusieurs logiciels de calcul d'écoulement dans les réseaux maillés en charge et qui sont disponibles actuellement (exemple: LOOP, EPANET...).

### **VI.7 : Calcul des réseaux maillés par le logiciel EPANET :**

#### **VI.7.1 : présentation du logiciel :**

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs.

EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud,

#### **VI.7.2 : Capacités pour la Modélisation Hydraulique**

Une modélisation hydraulique scrupuleuse et complète est la première condition pour pouvoir modéliser la qualité de l'eau de manière efficace. EPANET contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes:

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy-Manning.
- Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés, etc.
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût

Il peut modéliser différents types de vannes, comme des clapets antiretour, des vannes de contrôle de pression ou débit, des vannes d'arrêt, etc.

- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (le diamètre peut varier avec la hauteur).
- Il peut y avoir différentes catégories de demandes aux nœuds, chacune avec une caractéristique propre.
- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression (buses par exemple).
- Le fonctionnement de station de pompage peut être piloté par des commandes simples, (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou des commandes élaborées plus complexes.

#### **VI.7.3 : Les Étapes de l'Utilisation d'EPANET**

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

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

**VI.8 : Résultats de calcul :**

Dans le village de Ain Larbi il existe une zone actuelle et une zone d'extension à long terme montrée au PDAU (plan directeur d'aménagement et d'urbanisme).

D'après le terrain accidenté séparant les deux zones on ne peut pas alimenter cette région par un seul réseau, pour cela on va opter à deux réseaux distincts, un réseau alimente la zone actuelle et un réseau pour la zone d'extension.

**VI.8.1 : calcul du réseau de la zone actuelle :**

Le réseau de la zone actuelle est constitué de sept mailles, quarante nœuds, quarante-cinq conduites et alimenté par un débit total ( $Q_h \text{ max} + Q_{\text{inc}}$ ) de 72.65 l/s.

- Dimensionnement de la conduite principale reliant le réservoir et le nœud 1 :

$$Q = 72.65 \text{ l/s} \Rightarrow Q = 0.07265 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = K\sqrt{Q} \Rightarrow D = 0.29649 \text{ m}$$

Alors **DN = 315 mm**

- Les calculs préliminaires de ce réseau sont présentés au tableau suivant :

Tableau VI.1 : Calculs préliminaires du réseau de la zone actuelle

N° du nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/s)	Qr (l/s)	Qn (l/s)	Qtronçon (l/s)	DN (l/s)	C.T.N (m)
1	1 – 2	90	0.016	1.45	1.06	35.00	200	984.15
	1 – 10	42		0.68		36.59	200	
2	2 – 1	90		1.45	2.36	35.00	200	975.91
	2 – 3	66		1.06		03.00	90	
	2 – 11	138		2.22		29.64	160	
3	3 – 2	66		1.06	1.54	03.00	90	973.54
	3 – 4	126		2.03		01.46	90	
4	4 – 3	126		2.03	2.84	01.46	90	974.89
	4 – 5	138		2.22		02.65	63	
	4 – 15	90		1.45		01.27	90	
5	5 – 4	138		2.22	1.35	02.65	63	975.44
	5 – 6	30		0.48		04.00	75	
6	6 – 5	30		0.48	1.49	04.00	75	980.32
	6 – 23	84		1.35		27.28	160	
	6 – 7	72		1.16		32.77	200	
7	7 – 6	72		1.16	1.40	32.77	200	983.24
	7 – 8	102		1.64		34.17	200	
8	8 – 7	102		1.64	1.11	34.17	200	982.30
	8 – 9	36	0.58	35.28		200		
9	9 – 8	36	0.58	0.63	35.28	200	979.04	
	9 – 10	42	0.68		35.81	200		
10	10 – 9	42	0.68	0.86	35.81	200	980.21	
	10 – 1	42	0.68		56.59	200		
11	11 – 2	138	2.22	2.07	29.64	160	975.77	
	11 – 12	120	1.93		27.57	160		
12	12 – 11	120	1.93	2.07	27.57	160	971.34	
	12 – 13	138	2.22		25.50	160		
13	13 – 12	138	2.22	1.74	25.50	160	968.52	
	13 – 14	78	1.25		35.76	140		
14	14 – 13	78	1.25	1.59	35.76	140	966.83	
	14 – 15	120	1.93		22.17	140		
15	15 – 14	120	1.93	2.36	22.17	140	965.45	
	15 – 4	90	1.45		01.27	90		
	15 – 16	84	1.35		21.08	160		
16	16 – 15	84	1.35	1.16	21.08	160	960.17	
	16 – 17	60	0.96		19.92	160		
17	17 – 16	60	0.96	1.11	19.92	160	957.33	
	17 – 18	78	1.25		18.81	160		
18	18 – 17	78	1.25	1.11	18.81	160	955.07	
	18 – 19	60	0.96		17.70	160		

N° du nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/s)	Qr (l/s)	Qn (l/s)	Qtronçon (l/s)	DN (l/s)	C.T.N (m)
19	19 – 18	60	0.016	0.96	2.12	17.70	160	954.10
	19 – 32	96		1.54		11.58	110	
	19 – 20	108		1.74		04.00	63	
20	20 – 19	108		1.74	1.59	04.00	63	967.19
	20 – 21	90		1.45		02.41	63	
21	21 – 20	90		1.45	3.33	02.41	63	970.69
	21 – 26	168		2.70		04.08	110	
	21 – 22	156		2.51		05.00	110	
22	22 – 21	156		2.51	4.48	05.00	110	979.65
	22 – 24	288		4.63		16.21	90	
	22 – 23	114		1.83		25.69	160	
23	23 – 22	114		1.83	1.59	25.69	160	981.45
	23 – 6	84		1.35		27.28	160	
24	24 – 22	288		4.63	2.89	16.21	90	980.11
	24 – 25	72		1.16		13.32	63	
25	25 – 24	72		1.16	1.37	13.32	63	968.04
	25 – 40	66		1.06		09.95	90	
	25 – 26	132		0.51		02.00	75	
26	26 – 25	132		0.51	4.11	02.00	75	970.75
	26 – 21	168		2.70		04.08	110	
	26 – 37	222		3.57		02.13	63	
	26 – 27	90		1.45		00.16	63	
27	27 – 26	90		1.45	1.06	00.16	63	968.85
	27 – 28	42		0.68		01.22	63	
28	28 – 27	42		0.68	0.53	01.22	63	961.39
	28 – 29	24		0.39		01.75	63	
29	29 – 28	24		0.39	0.53	01.75	63	959.44
	29 – 30	42		0.68		02.28	63	
30	30 – 29	42		0.68	0.82	02.28	63	952.90
	30 – 31	60		0.96		03.10	75	
31	31 – 30	60	0.96	2.94	03.10	75	951.35	
	31 – 33	96	1.54		03.08	63		
	31 – 32	210	3.38		09.12	110		
32	32 – 31	210	3.38	2.46	09.12	110	952.75	
	32 – 19	96	1.54		11.58	110		
33	33 – 31	96	1.54	1.78	03.08	63	950.57	
	33 – 34	126	2.03		01.30	40		
34	34 – 33	126	2.03	2.51	01.30	40	948.91	
	34 – 35	186	2.99		01.23	63		
35	35 – 34	186	2.99	1.93	01.23	63	946.65	
	35 – 36	54	0.87		03.16	160		

N° du nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/s)	Qr (l/s)	Qn (l/s)	Qtronçon (l/s)	DN (l/s)	C.T.N (m)
36	36 – 35	54	0.016	0.87	1.35	03.16	160	954.07
	36 – 37	114		1.83		04.51	40	
37	37 – 36	114		1.83	3.38	04.51	40	966.19
	37 – 26	222		3.57		02.13	63	
	37 – 38	84		1.35		05.76	63	
38	38 – 37	84		1.35	1.06	05.76	63	965.94
	38 – 39	48		0.77		06.82	63	
39	39 – 38	48		0.77	1.49	06.82	63	967.88
	39 – 40	138		2.22		08.31	75	
40	40 – 39	138		2.22	1.63	08.31	75	972.59
	40 - 25	66	1.06	09.95		90		
<b>Somme</b>		<b>4520</b>		<b>72.65</b>	<b>72.63</b>			

Après les calculs préliminaires du réseau de la zone actuelle, on remarque que la somme des débits en route et des débits nodaux est égale au débit total 72.65 l/s. Alors la première loi de la méthode de Hardy Cross est vérifiée.

On introduit dans le logiciel la valeur de l'élévation et du débit de chaque nœud, le diamètre, la longueur et la rugosité de chaque tronçon pour obtenir les résultats des pressions aux nœuds, des vitesses et la répartition finale des débits.

Affichage des résultats sous forme de schémas

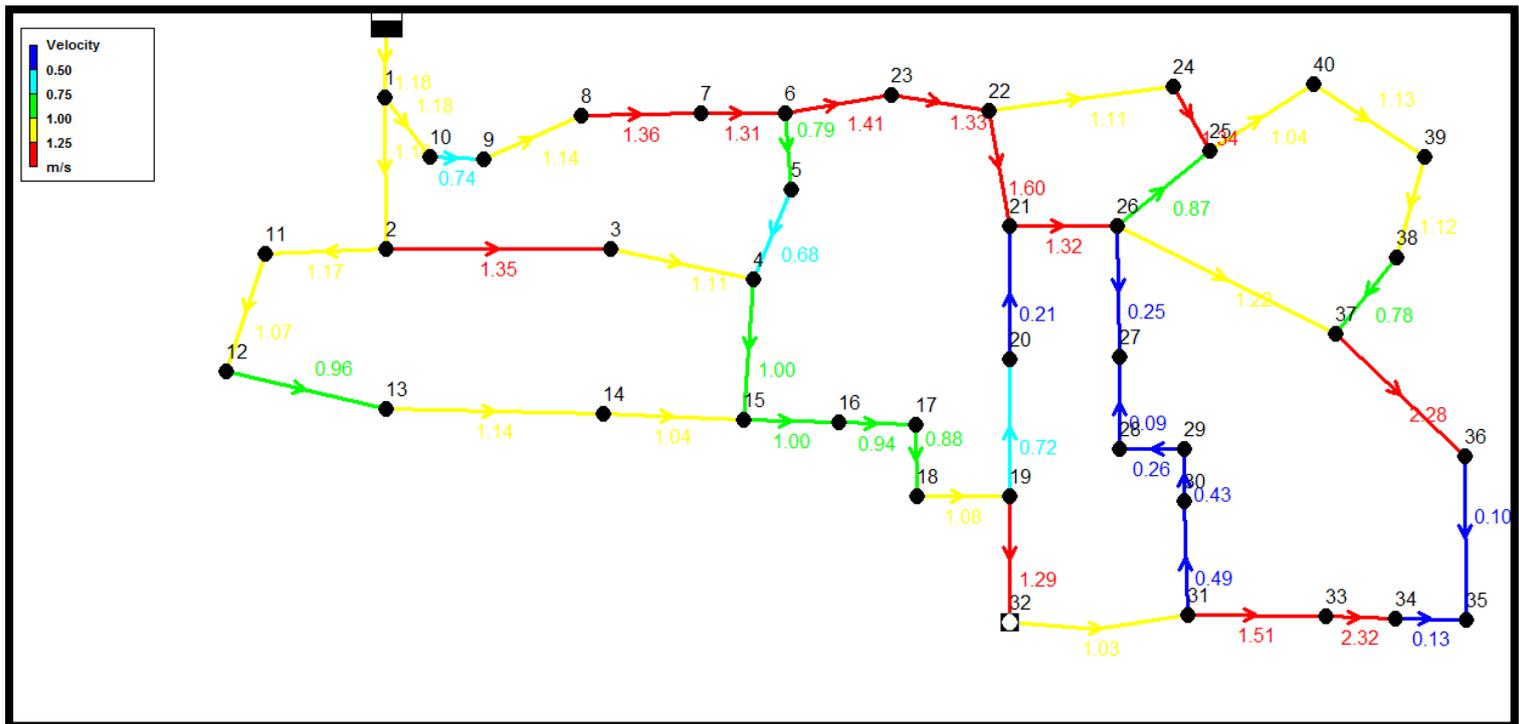


Figure VI.3 : Schéma des vitesses

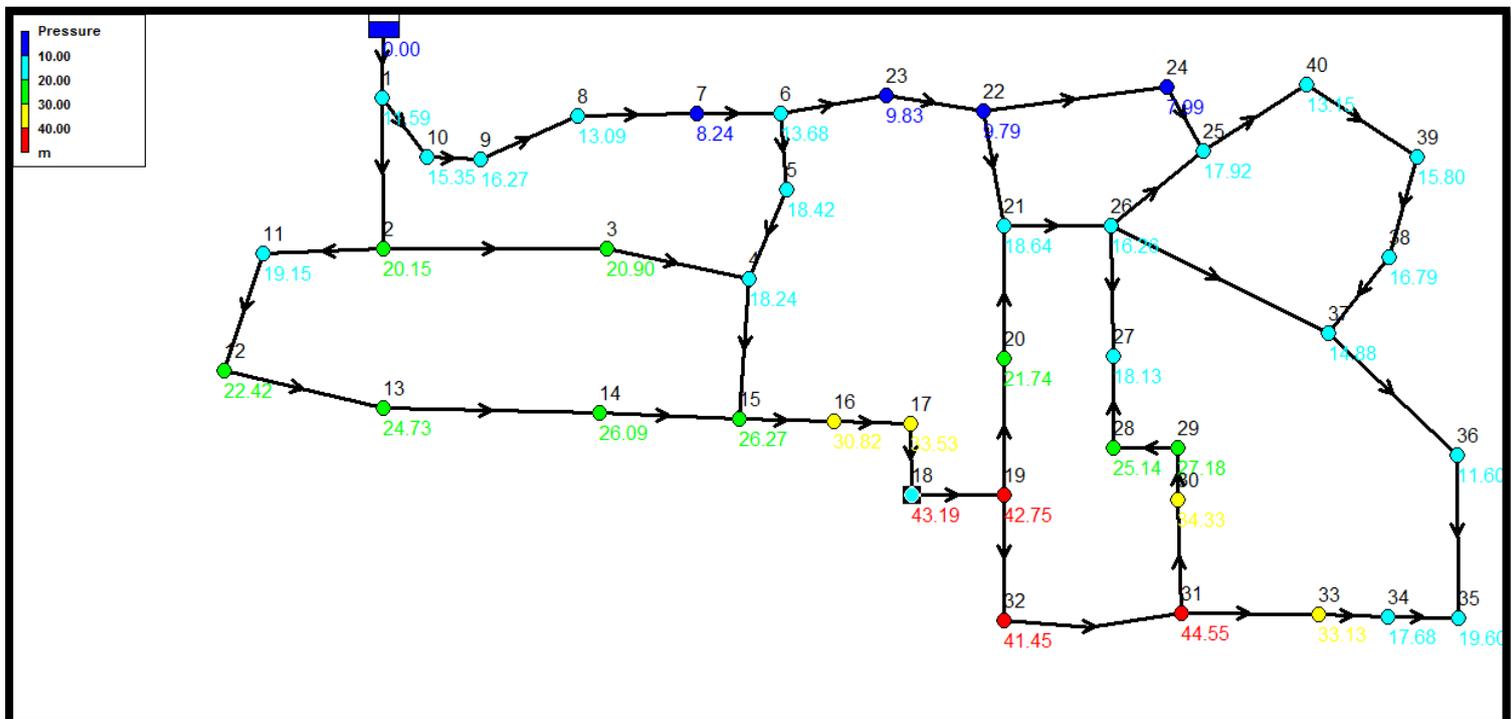


Figure VI.4 : Schéma des pressions

**Remarque :**

D'après le schéma des vitesses et le schéma des pressions, on remarque que certaines vitesses ne sont pas comprises à l'intervalle [0.5 ; 1.25] m/s, et certaines pression ne sont pas entre [10 ; 40] m.

Donc on doit modifier les diamètres pour normaliser les vitesses et les pressions.

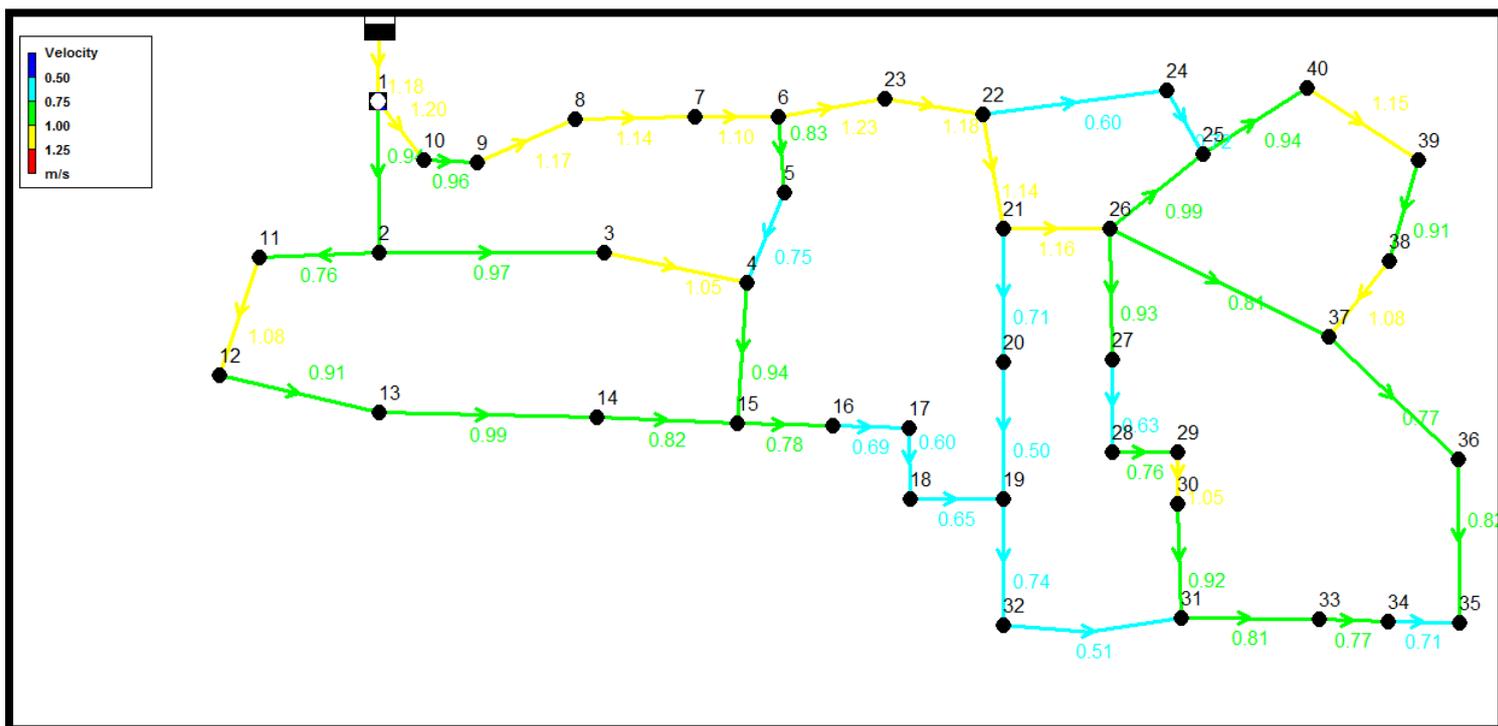


Figure VI.5 : Schéma des vitesses après la modification des diamètres

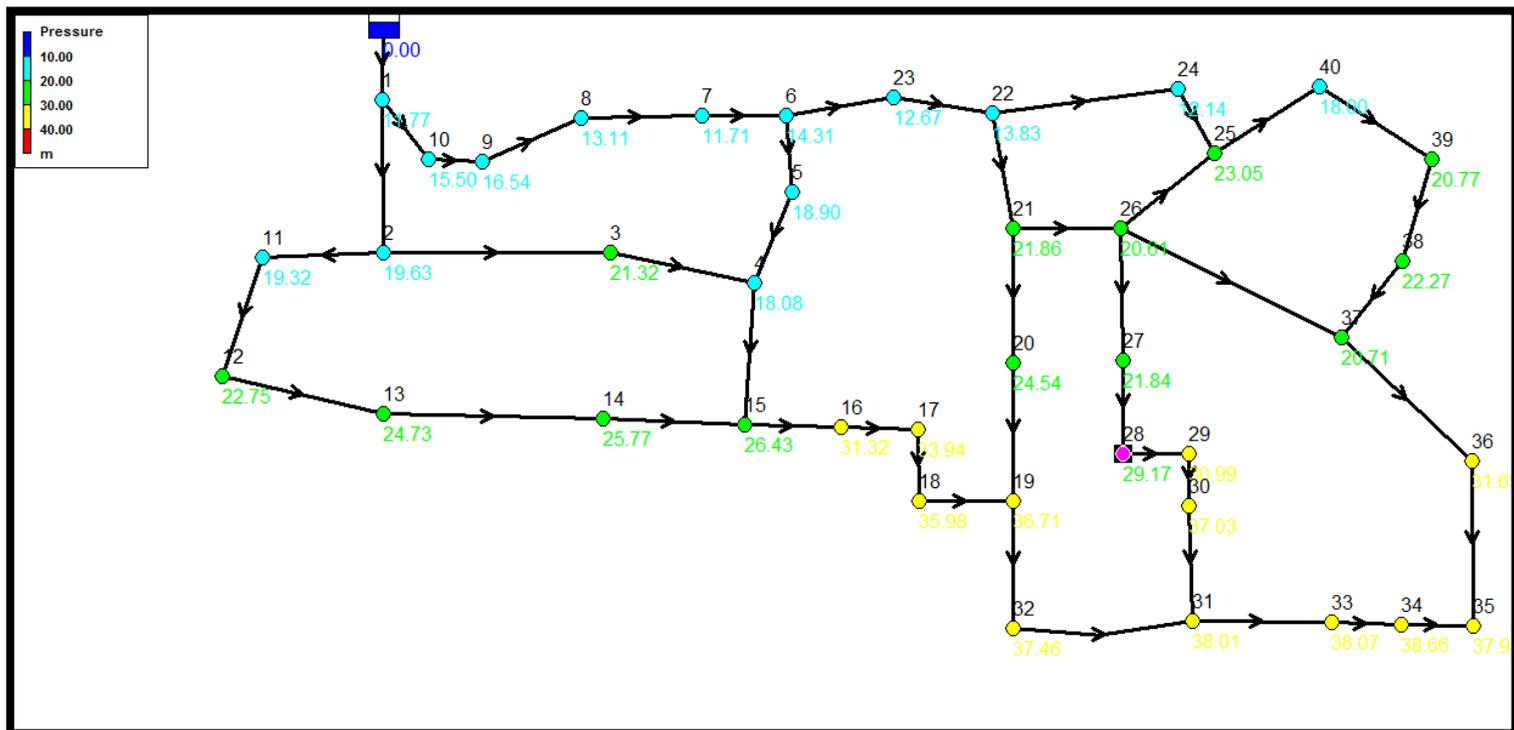


Figure VI.6 : Schéma des pressions après la modification des diamètres

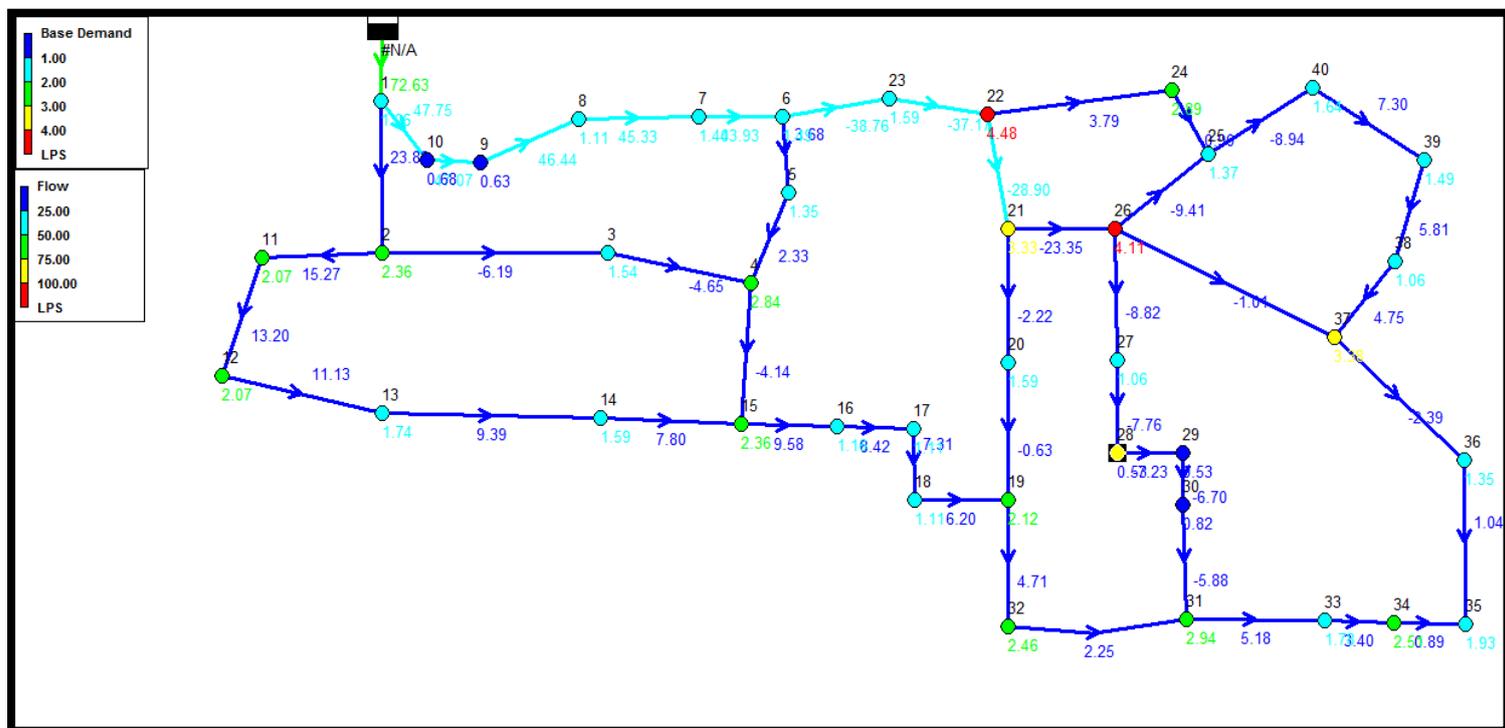


Figure VI.7 : Schéma de l'écoulement

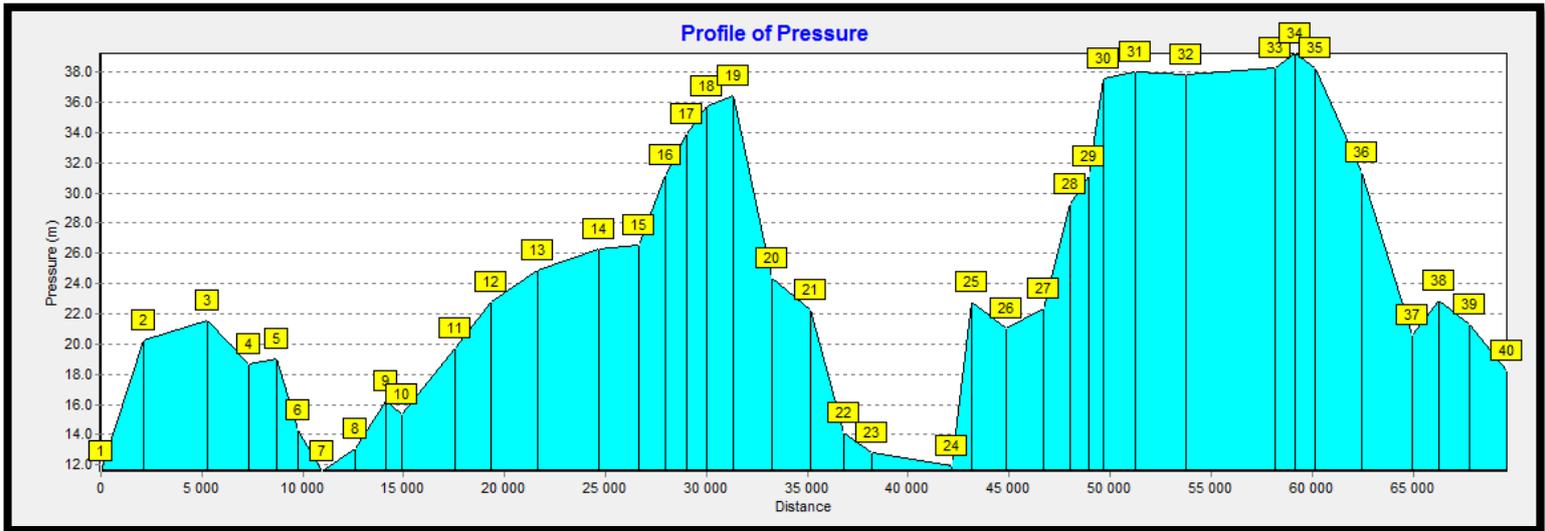


Figure VI.8 : Profil des pressions

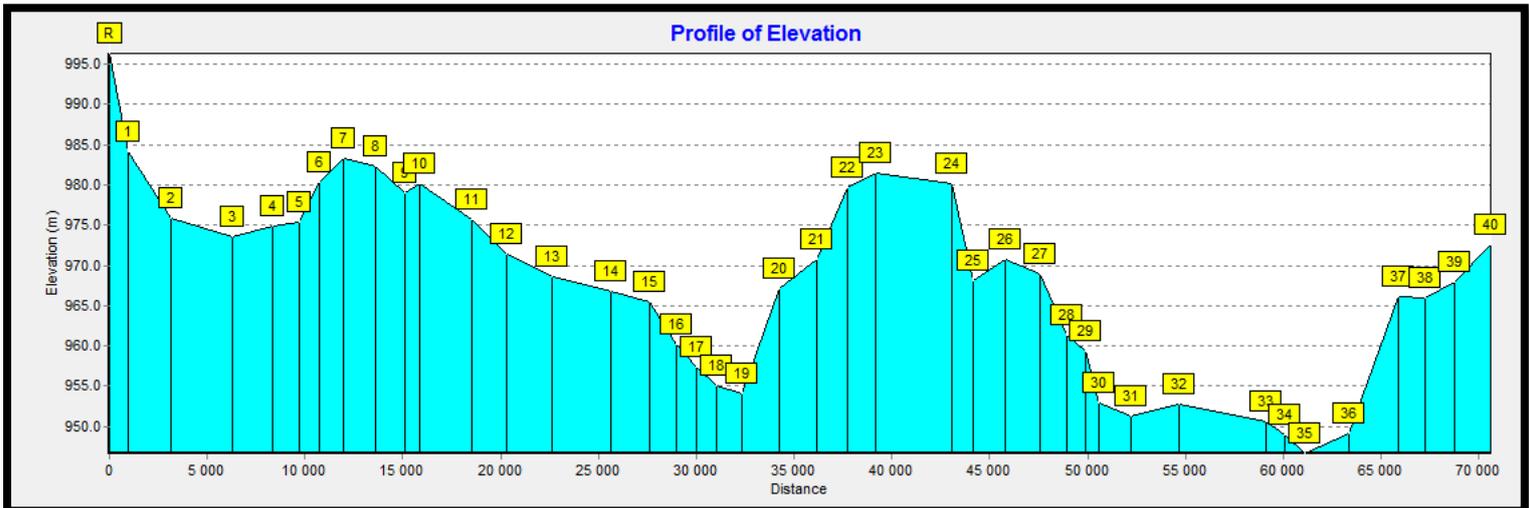


Figure VI.9 : Profil d'élévations

Affichage des résultats sous forme de tableaux

N° du nœud	Élévation (m)	Demande base (l/s)	Hauteur piézométrique (m)	Pression (m)
1	984.15	1.06	995.92	11.77
10	979.21	0.68	995.71	15.50
9	979.04	0.63	995.58	16.54
8	982.30	1.11	995.41	13.11
7	983.24	1.40	994.95	11.71
6	980.32	1.49	994.63	14.31
5	975.44	1.35	994.34	18.90
4	974.89	2.84	992.97	18.08
3	973.54	1.54	994.86	21.32
2	975.91	2.36	995.54	19.63
11	975.77	2.07	995.09	19.32
12	971.34	2.07	994.09	22.75
13	968.52	1.74	993.25	24.73
14	966.83	1.59	992.60	25.77
15	965.45	2.36	991.88	26.43
16	960.17	1.16	991.49	31.32
17	957.33	1.11	991.27	33.94
18	955.07	1.11	991.05	35.98
19	954.10	2.12	990.81	36.71
20	967.19	1.59	991.73	24.54
21	970.69	3.33	992.55	21.86
22	979.65	4.48	993.48	13.83
23	981.45	1.59	994.12	12.67
24	980.11	2.89	992.25	12.1

N° du nœud	Elévation (m)	Demande base (l/s)	charge (m)	Pression (m)
25	968.04	1.37	991.09	23.05
26	970.75	4.11	991.36	20.61
27	968.85	1.06	990.69	21.84
28	961.39	0.53	990.56	29.17
29	959.44	0.53	990.43	30.99
30	952.90	0.82	989.93	37.03
31	951.35	2.94	989.36	38.01
32	952.75	2.46	990.21	37.46
33	950.57	1.78	988.64	38.07
34	948.91	2.51	987.57	38.66
35	946.65	1.93	984.59	37.94
36	954.07	1.35	985.72	31.65
37	966.19	3.38	986.90	20.71
38	965.94	1.06	988.21	22.27
39	967.88	1.49	988.65	20.77
40	972.59	1.64	990.59	18.00
Réservoir R	996.33	Sans valeur	996.33	00.00

Tableau VI.2 : Etat des nœuds du réseau de la zone actuelle

Tableau VI.3 : Etat des conduites du réseau de la zone actuelle

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
R - 1	110	315	0.015	72.63	1.18	3.75
1 - 10	42	250	0.015	47.75	1.20	5.03
10 - 9	42	250	0.015	47.07	0.96	2.93
9 - 8	36	225	0.015	46.44	1.17	4.78
8 - 7	102	250	0.015	45.33	1.14	4.57
7 - 6	72	250	0.015	43.93	1.10	4.31
6 - 5	30	75	0.015	3.68	0.83	9.75
5 - 4	138	63	0.015	2.33	0.75	9.93
3 - 4	126	75	0.015	-4.65	1.05	14.97
2 - 3	66	90	0.015	-6.19	0.97	10.38
1 - 2	90	200	0.015	23.82	0.94	4.16
2 - 11	138	160	0.015	15.27	0.76	3.28
11 - 12	120	125	0.015	13.20	1.08	8.34
12 - 13	138	125	0.015	11.13	0.91	6.11
13 - 14	78	110	0.015	9.39	0.99	8.34
14 - 15	120	110	0.015	7.80	0.82	5.95
4 - 15	90	75	0.015	-4.14	0.94	12.10
15 - 16	84	125	0.015	9.58	0.78	4.65
16 - 17	60	125	0.015	8.42	0.69	3.68
17 - 18	78	125	0.015	7.31	0.60	2.85
18 - 19	60	110	0.015	6.20	0.65	3.93
20 - 19	108	40	0.015	-0.63	0.50	8.53
21 - 20	90	63	0.015	-2.22	0.71	9.11
22 - 21	156	200	0.015	-28.90	1.14	5.93
23 - 22	114	200	0.015	-37.17	1.18	5.64
6 - 23	84	200	0.015	-38.76	1.23	6.09
19 - 32	96	90	0.015	4.71	0.74	6.31
32 - 31	210	75	0.015	2.25	0.51	4.02
30 - 31	60	90	0.015	-5.88	0.92	9.42
29 - 30	42	90	0.015	-6.70	1.05	11.96
28 - 29	24	110	0.015	-7.23	0.76	5.18
27 - 28	42	125	0.015	-7.76	0.63	3.17
26 - 27	90	110	0.015	-8.82	0.93	7.44
21 - 26	168	160	0.015	-23.35	1.16	7.13
22 - 24	288	90	0.015	3.79	0.60	4.26
25 - 40	66	110	0.015	-8.94	0.94	7.63
26 - 25	32	110	0.015	-9.41	0.99	8.38
31 - 33	96	90	0.015	5.18	0.81	7.51
33 - 34	126	75	0.015	3.40	0.77	8.49
34 - 35	186	40	0.015	0.89	0.71	16.04
36 - 35	54	40	0.015	1.04	0.82	20.88

37 - 36	114	63	0.015	-2.39	0.77	10.39
Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
26 - 37	222	40	0.015	-1.01	0.81	20.07
40 - 39	138	90	0.015	7.30	1.15	14.01
39 - 38	48	90	0.015	5.81	0.91	9.24
38 - 37	84	75	0.015	4.75	1.08	15.55
24 - 25	72	40	0.015	-0.90	0.72	16.17

### VI.8.2 : calcul du réseau de la zone d'extension :

Le réseau de la zone d'extension est constitué de sept mailles, vingt-deux nœuds, vingt-huit conduites et sera alimenté par un débit total ( $Q_h \text{ max} + Q \text{ inc}$ ) de 74.49 l/s.

- Dimensionnement de la conduite principale reliant le réservoir et le nœud 1 :

$$Q = 74.49 \text{ l/s} \Rightarrow Q = 0.07449 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = K\sqrt{Q} \Rightarrow D = 0.300221 \text{ m}$$

Alors **DN = 315 mm**

- Les calculs préliminaires de ce réseau sont présentés au tableau suivant :

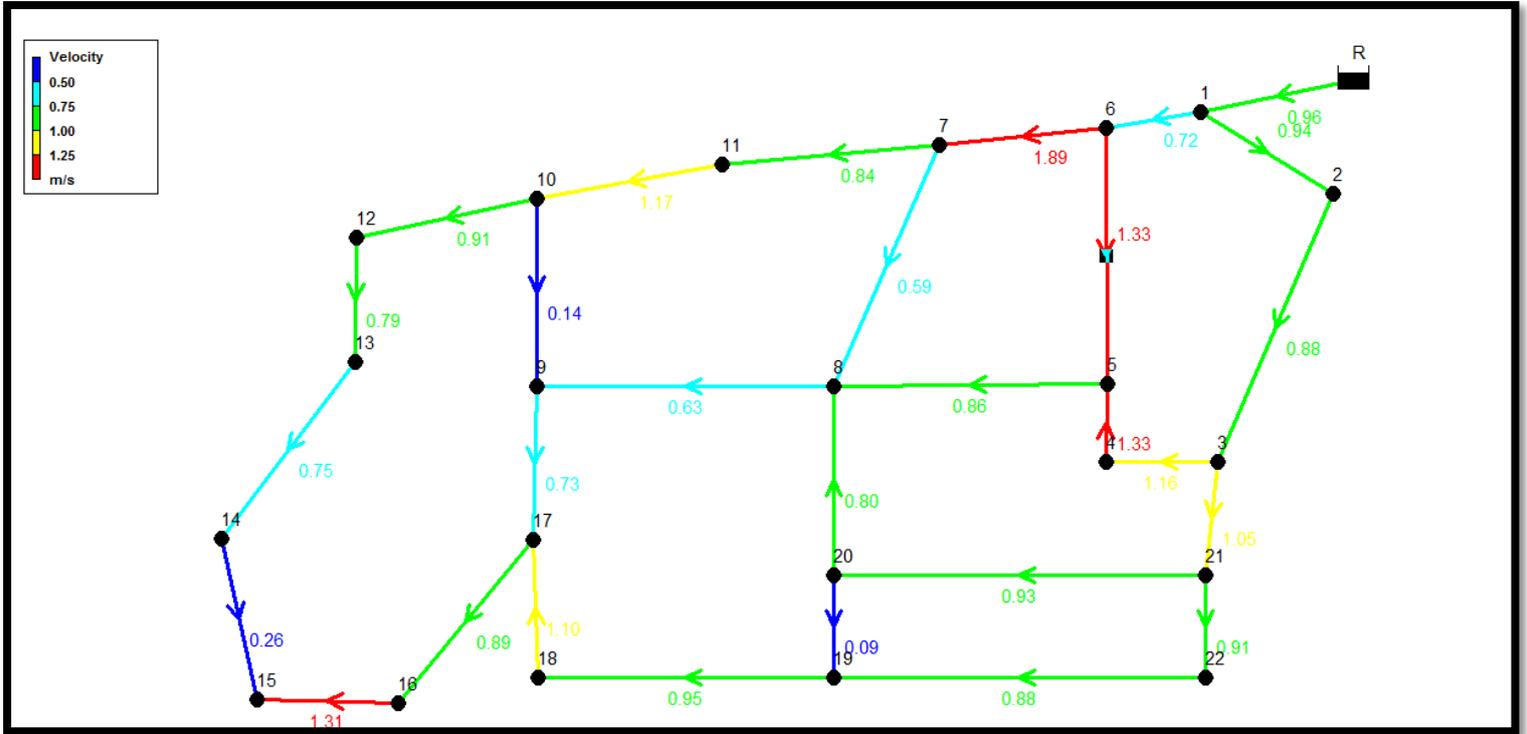
Tableau VI.4 : Calculs préliminaires du réseau de la zone d'extension

N° du nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/s)	Qroute (l/s)	Qnœud (l/s)	Qtronçon (l/s)	DN (m)	C.T.N (m)
1	1 – 2	66	0.016	1.08	1.38	36.11	250	967.15
	1 – 6	102		1.67		37.00	250	
2	2 – 1	66		1.08	2.65	36.11	250	960.27
	2 – 3	258		4.23		33.46	250	
3	3 – 2	258		4.23	3.05	33.46	250	945.49
	3 – 4	42		0.69		04.00	75	
	3 – 21	72		1.18		26.41	200	
4	4 – 3	42		0.69	0.98	04.00	75	942.18
	4 – 5	78		1.28		03.02	63	
5	5 – 4	78		1.28	4.47	03.02	63	951.55
	5 – 6	204		3.34		10.00	125	
	5 – 8	264		4.32		08.55	110	
6	6 – 5	204		3.34	3.88	10.00	125	965.06
	6 – 7	168		2.75		23.12	180	
	6 – 1	102		1.67		37.00	250	
7	7 – 6	168	2.75	4.47	23.12	200	961.12	
	7 – 8	222	3.64		02.00	63		
	7 – 11	156	2.56		16.65	160		
8	8 – 7	222	3.64	7.52	02.00	63	953.09	
	8 – 5	264	4.32		08.55	110		
	8 – 9	204	3.34		06.97	110		
	8 – 20	228	3.73		03.94	75		
9	9 – 8	204	3.34	4.27	06.97	110	948.85	
	9 – 10	96	1.57		02.00	63		
	9 – 17	222	3.64		04.70	90		
10	10 – 9	96	1.57	2.75	02.00	63	952.38	
	10 – 11	162	2.65		14.05	160		
	10 – 12	7811	1.28		09.30	110		
11	11 – 10	162	2.65	2.60	14.05	160	957.94	
	11 – 7	156	2.56		16.65	160		
12	12 – 10	78	1.28	1.13	09.30	110	945.76	
	12 – 13	60	0.98		08.17	110		
13	13 – 12	60	0.98	2.80	08.17	110	938.87	
	13 – 14	282	4.62		05.37	90		
14	14 – 13	282	4.62	3.93	05.37	90	935.12	
	14 – 15	198	3.24		01.44	63		
15	15 – 14	198	3.24	2.46	01.44	63	933.79	
	15 – 16	102	1.67		01.04	40		

16	16 – 15	102		1.67	2.31	01.04	40	935.71
	16 – 17	180		2.95		03.35	75	

N° du nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qsp (l/s)	Qr (l/s)	Qn (l/s)	Qtronçon (l/s)	DN (l/s)	C.T.N (m)
17	17 – 16	180	0.016	2.95	4.13	03.35	75	938.90
	17 – 9	222		3.64		04.70	90	
	17 – 18	102		1.67		02.60	63	
18	18 – 17	102		1.67	2.60	02.60	63	935.67
	18 – 19	216		3.54		05.38	90	
19	19 – 18	216		3.54	5.01	05.38	90	938.23
	19 – 20	96		1.57		02.00	63	
	19 – 22	300		4.91		12.39	125	
20	20 – 19	96		1.57	5.06	02.00	63	942.32
	20 – 21	96		4.82		07.00	110	
	20 – 8	228		3.73		03.94	75	
21	21 – 20	294		4.82	3.78	07.00	110	941.14
	21 – 22	96	1.57	15.63		160		
	21 – 3	72	1.18	26.41		200		
22	22 – 21	96	1.57	3.24	15.63	160	939.20	
	22 – 19	300	4.91		12.39	125		
<b>Somme</b>		<b>4548</b>		<b>74.49</b>	<b>74.47</b>			

Après les calculs préliminaires du réseau de la zone d'extension, on remarque que la somme des débits en route et des débits nodaux est égale au débit total soit 74.49 l/s. Alors la première loi de la méthode de Hardy Cross est vérifiée.



Affichage des résultats sous forme de schémas

Figure VI.10 : Schéma des vitesses

Figure VI.11 : Schéma des pressions

**Remarque :**

D'après le schéma des vitesses et le schéma des pressions, on remarque que certaines vitesses ne sont pas comprises à l'intervalle [0.5 ; 1.25] m/s, et certaines pression ne sont pas entre [10 ; 40] m.

Donc on fait des modifications des diamètres pour normaliser les vitesses et les pressions.

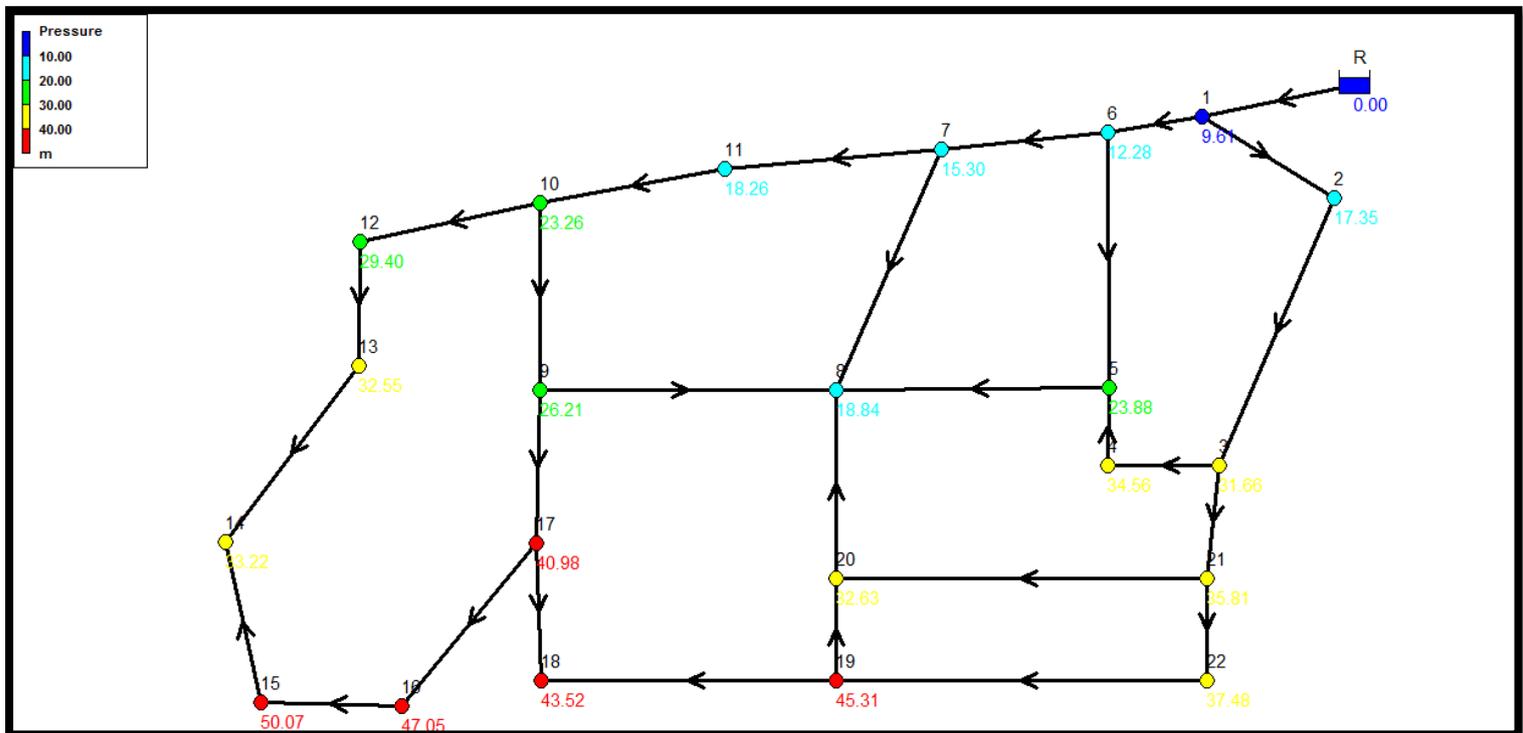
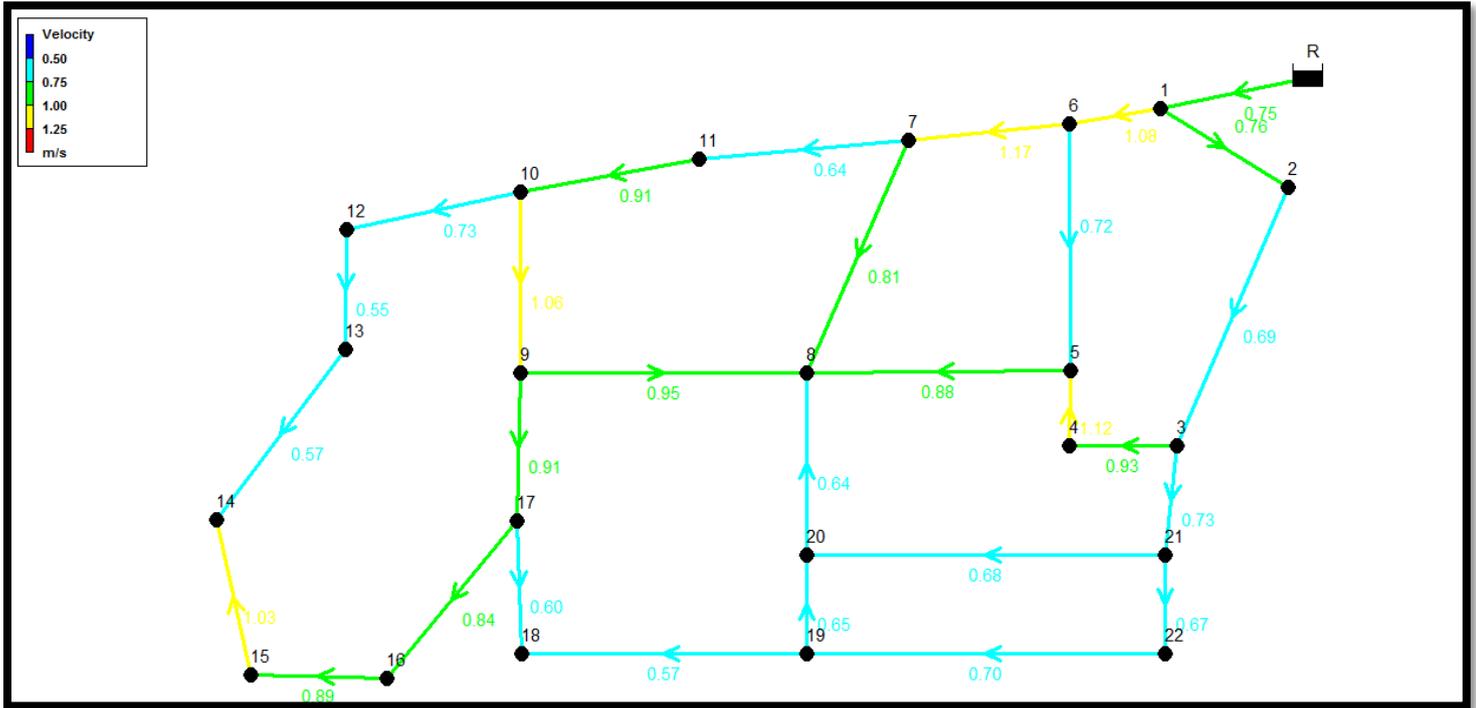


Figure VI.12 : Schéma des vitesses après la modification



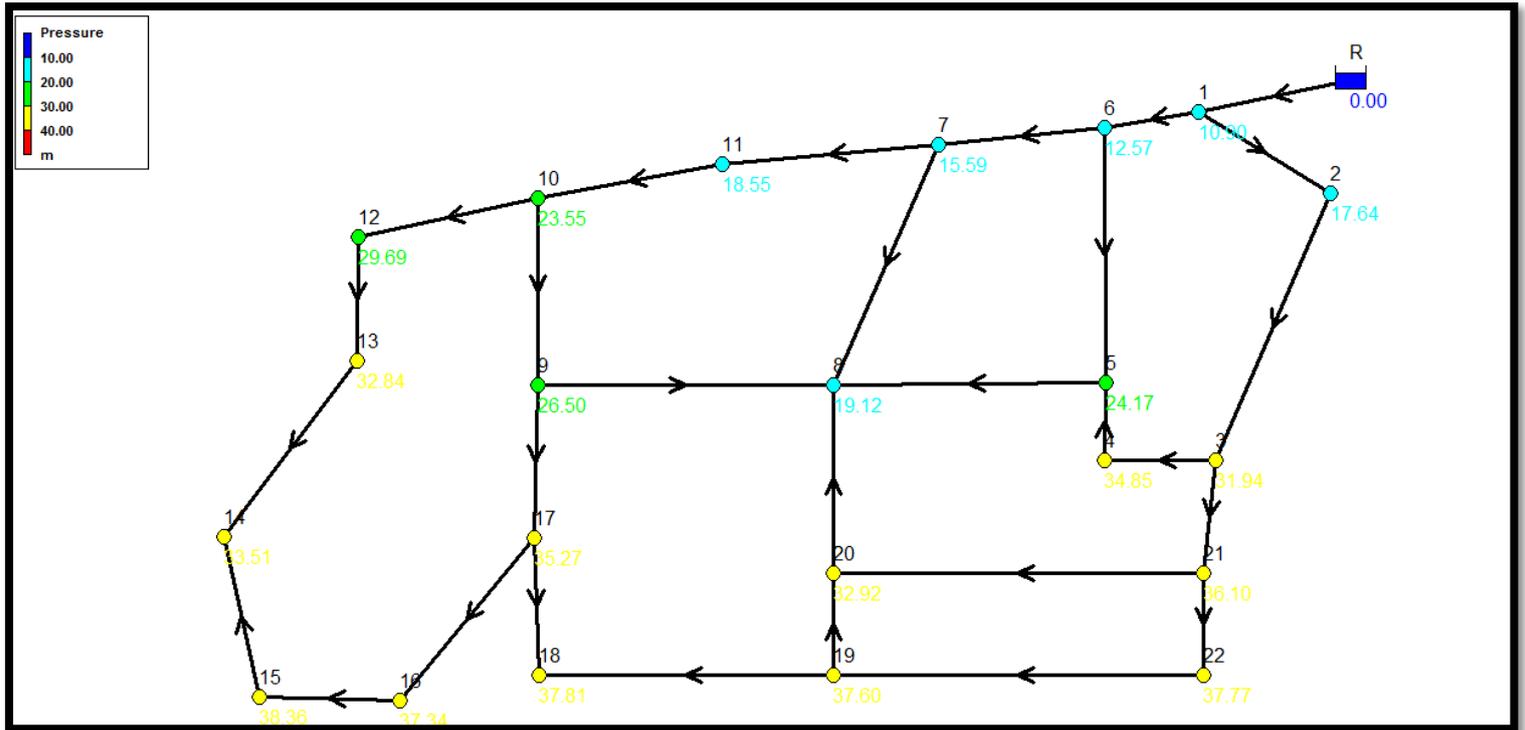


Figure VI.13 : Schéma des pressions après la modification

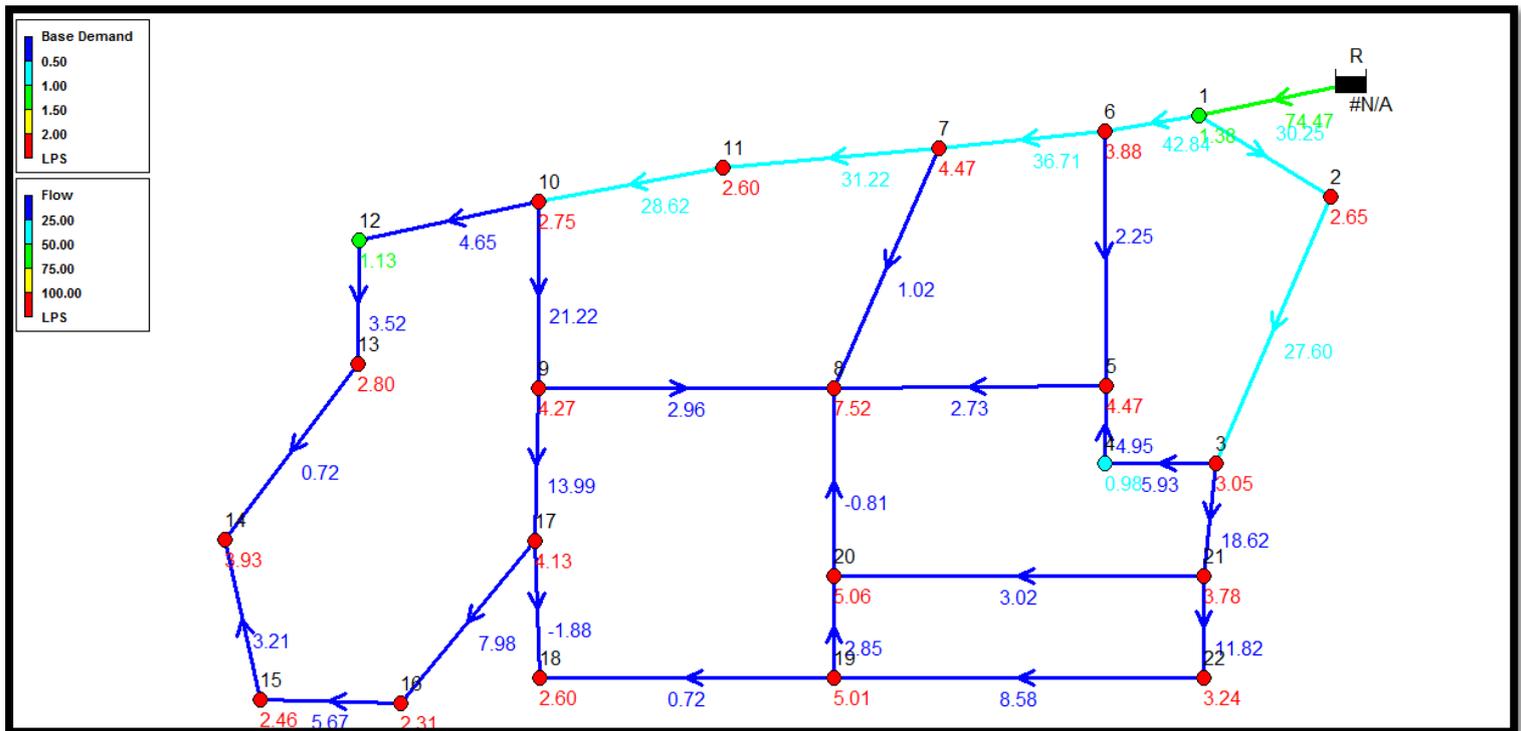


Figure VI.14 : Schéma de l'écoulement

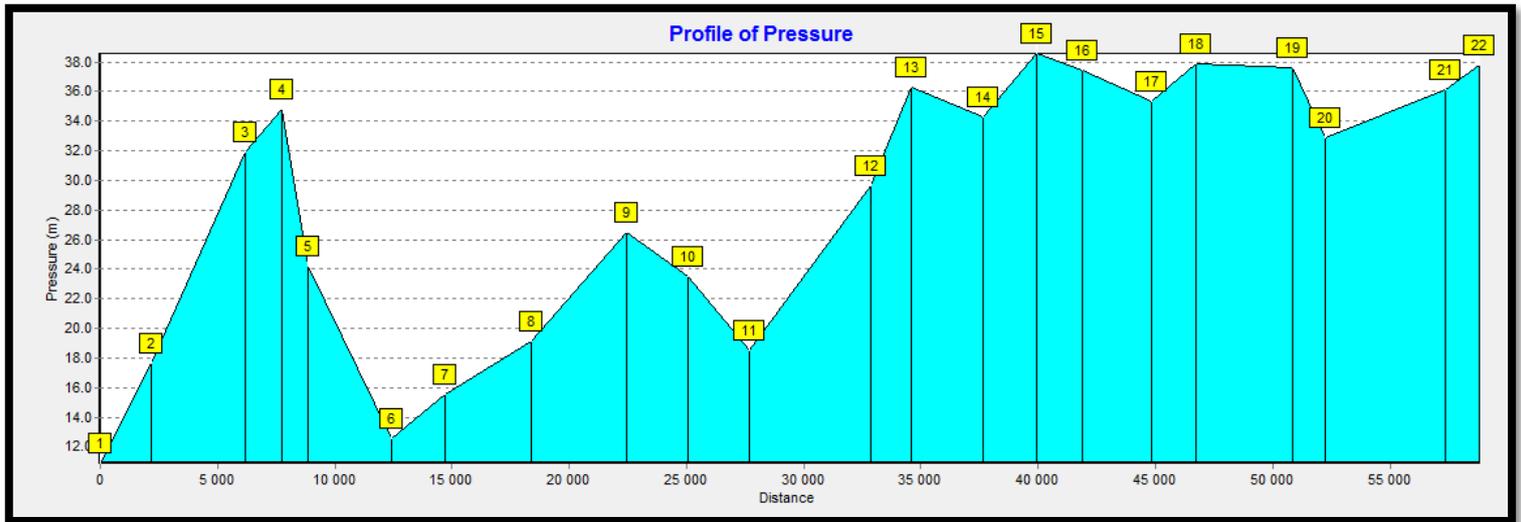


Figure VI.15 : Profil de pressions

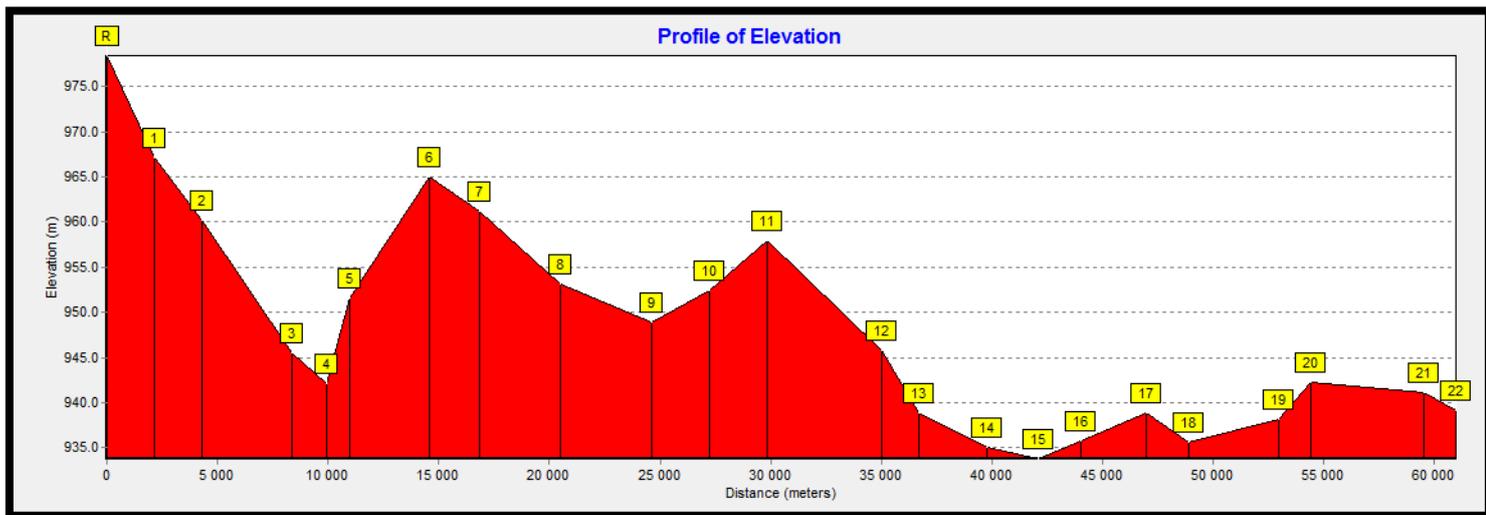


Figure VI.16 : Profil d'élévations

Affichage des résultats sous forme de tableaux

Tableau VI.5 : Etat des nœuds du réseau de la zone d'extension

N° du nœud	Elévation (m)	Demande base (l/s)	Hauteur piézométrique (m)	Pression (m)
1	967.15	1.38	978.05	10.90
2	960.27	2.65	977.91	17.64
3	945.49	3.05	977.43	31.94
4	942.18	0.98	977.03	34.85
5	951.55	4.47	975.72	24.17
6	965.06	3.88	977.63	12.57
7	961.12	4.47	976.71	15.59
8	953.09	7.52	972.21	19.12
11	957.94	2.60	976.49	18.55
10	952.38	2.75	975.93	23.55
9	948.85	4.27	975.35	26.50
21	941.14	3.78	977.24	36.10
20	942.32	5.06	975.24	32.92
22	939.20	3.24	976.97	37.77
19	938.23	5.01	975.83	37.60
18	935.67	2.60	973.48	37.81
17	938.90	4.13	974.17	35.27
16	935.71	2.31	973.05	37.34
15	933.79	2.46	972.15	38.36
14	935.12	3.93	968.63	33.51
13	938.87	2.80	971.71	32.84
12	945.76	1.13	975.45	29.69
Réservoir R	978.42	Sans valeur	978.42	0.00

Tableau VI.6 : Etat des conduites du réseau de la zone d'extension

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
1 - 2	66	250	0.0150	30.24	0.76	2.18
2 - 3	258	250	0.0150	27.59	0.69	1.84
3 - 4	42	90	0.0150	5.93	0.93	9.59
4 - 5	78	75	0.015	4.95	1.12	16.76
6 - 5	204	63	0.0150	2.25	0.72	9.35
1 - 6	102	250	0.015	42.85	1.08	4.12
6 - 7	168	200	0.0150	36.72	1.17	5.51
5 - 8	264	63	0.0150	2.73	0.88	13.27
7 - 8	222	40	0.015	1.02	0.81	20.21
7 - 11	156	250	0.0150	31.23	0.64	1.38
11 - 10	162	200	0.0150	28.63	0.91	3.49
10 - 9	96	160	0.0150	20.94	1.04	5.83
9 - 8	204	63	0.0150	2.97	0.95	15.42
3 - 21	72	200	0.0150	18.61	0.73	2.65
21 - 20	294	75	0.015	3.01	0.68	6.81
20 - 8	228	40	0.0150	-0.81	0.64	13.25
21 - 22	96	160	0.0150	11.81	0.67	2.81
22 - 19	300	125	0.0150	8.57	0.70	3.80
19 - 20	96	75	0.0150	2.85	0.65	6.16
19 - 18	216	40	0.0150	0.71	0.57	10.68
17 - 18	102	63	0.0150	-1.89	0.61	6.82
9 - 17	222	160	0.0150	13.70	0.89	5.14
10 - 12	78	90	0.0150	4.95	0.78	6.90
12 - 13	60	90	0.015	3.82	0.60	4.32
13 - 14	282	40	0.0150	1.02	0.81	20.26
15 - 14	198	63	0.0150	2.91	0.93	14.90
16 - 15	102	90	0.0150	5.37	0.84	8.01
17 - 16	180	110	0.0150	7.68	0.81	5.79
R - 1	297	315	0.015	74.47	0.75	1.23

**VII.9 : Conclusion**

Dans ce chapitre, on a dimensionné et équilibré un réseau pour la zone actuelle et un autre pour la zone d'extension projetée à long terme afin d'assurer aux habitants une quantité suffisante d'eau.

## Contents

<i>VI.1 : Introduction</i> .....	59
<i>VI.2 : Structure des réseaux</i> .....	59
<i>VI.3 : Classification des réseaux</i> .....	59
<b>VI.3.1 : Réseau ramifié</b> .....	59
<b>VI.3.2 : Réseau maillé</b> .....	59
<b>VI.3.3 : Réseau mixte</b> .....	60
<b>VI.3.4 : Réseaux étagés</b> .....	60
<b>VI.3.5 : Réseaux à alimentations distinctes</b> .....	60
<i>VI.4 : Hypothèses de calcul</i> .....	60
<b>VI.4.1 : Débit</b> .....	60
<b>VI.4.2 : Vitesse</b> .....	61
<b>VI.4.3 : Pression</b> .....	61
<i>VI.5 : Principes de calcul</i> .....	61
<b>VI.5.1 : Débit en route (Qr)</b> .....	61
<b>VI.5.2 : Débit de nœud (Qnœud)</b> .....	62
<i>VI.6 : Calcul des réseaux maillés par la méthode de Hardy Cross</i> .....	62
<i>VI.7 : Calcul des réseaux maillés par le logiciel EPANET</i> .....	64
<b>VI.7.1 : présentation du logiciel</b> .....	64
<b>VI.7.2 : Capacités pour la Modélisation Hydraulique</b> .....	64
<b>VI.7.3 : Les Étapes de l'Utilisation d'EPANET</b> .....	64
<i>VI.8 : Résultats de calcul</i> .....	65
<b>VI.8.1 : calcul du réseau de la zone actuelle</b> .....	65
<b>VI.8.2 : calcul du réseau de la zone d'extension</b> .....	76
<i>VII.9 : Conclusion</i> .....	85

**VII.1 : Types des canalisations :**

Elles sont destinées au transport de débits généralement important. De nombreux types de tuyaux sont disponibles pour constituer une conduite. On peut les classer en fonction des matériaux avec lesquels ils sont fabriqués : fonte grise, fonte ductile, acier, béton armé, béton armé précontraint, PVC, polyéthylène.

Le choix des tuyaux utilisés est en fonction de la pression et de la nature du terrain, des coûts de fourniture et de mise en œuvre, mais aussi de la facilité à réaliser les raccordements, les prises de branchement, la réparation en cas de fuite.

Les tuyaux les mieux adaptés pour notre projet sont en PEhd (polyéthylène haute densité) et l'acier galvanisé.

**VII.1.2 : Les tuyaux en acier galvanisé :**

Tubes particuliers, immergés dans des bains de zinc, sont employés dans le cas où l'on voudrait éviter l'oxydation du matériel qui emmènerait une pollution du fluide transporté. Très employés dans le bâtiment pour les conduites d'eau, ils sont facilement raccordés à d'autres éléments de l'installation par une liaison filetée ou soudée par brasage.

Ce type de conduite (acier galvanisé) a été utilisé dans le forage F afin d'éviter la vibration de la conduite soumise à la puissance de la pompe immergée.

**VII.1.3 : Les tuyaux en PEhd :**

Les canalisations en PEHD sont utilisées pour leur aptitude à supporter les contraintes mécaniques causées par la pression du fluide transporter et ou différents efforts de déformation.

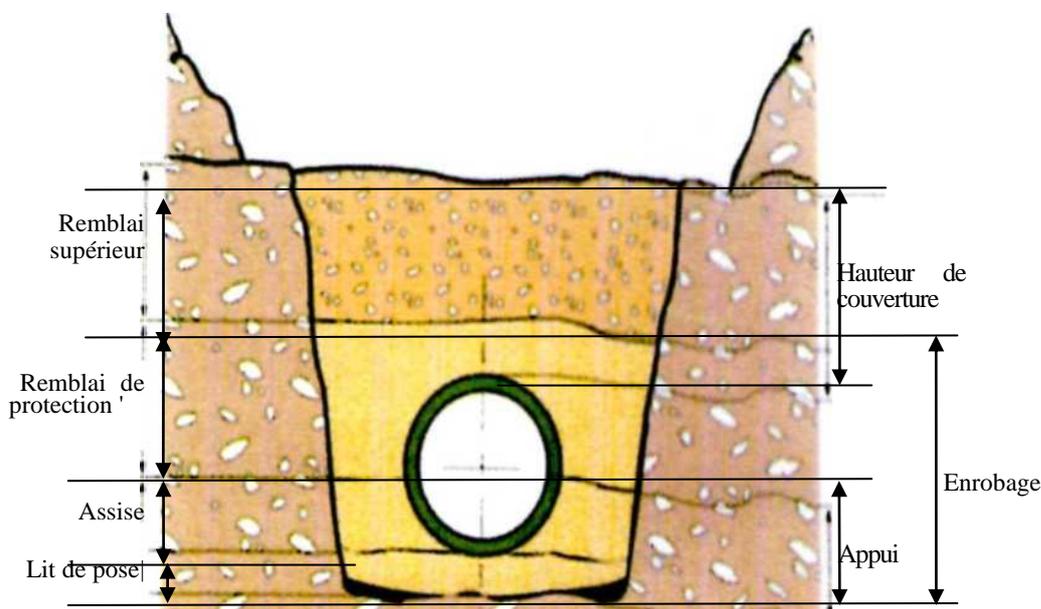
La déformation met en jeu trois propriétés :

- Elasticité instantanée comparable à l'élasticité des métaux: le corps déformé reprend ses dimensions primitives dès que la contrainte cesse ;
- Elasticité retardée ou viscoélasticité : la déformation disparaît pendant que le corps revient à son état initial ;
- Aptitude au fluage : sous l'action d'une contrainte de longue durée, même relativement modérée, la déformation peut devenir permanente et irréversible.

Cette contrainte prolongée, qui se traduira soit par une diminution de l'épaisseur du tube, soit au bout de plusieurs années par l'apparition et la propagation de fissures, affaiblit peu à peu les caractéristiques mécaniques des canalisations PEhd [6].

### VII.1.3.1 : Technique de pose des conduites en PEhd :

- Les tubes en PEhd se prêtent parfaitement à la pose en tranchée.
- Leur légèreté et leur mode d'assemblage rapide rendent la mise en œuvre plus aisée.
- La performance à long terme des conduites pression en PEhd dépend directement de la qualité de l'exécution et des matériaux utilisés à la pose du produit.
- Une surveillance compétente est recommandée à toutes les étapes.



*Figure VII.1 : Technique de pose des tubes en PEhd*

#### a : Terrassement :

La tranchée doit être suffisamment large pour y permettre un travail aisé des ouvriers, réaliser les points et effectuer convenablement les remblais tout en respectant les valeurs minimales autorisées.

Ainsi le largeur minimal ( $L$ ) de la tranchée en fond de fouille sera égal au diamètre nominal ( $DN$ ) de la canalisation, augmentée en fonction de plusieurs paramètres.

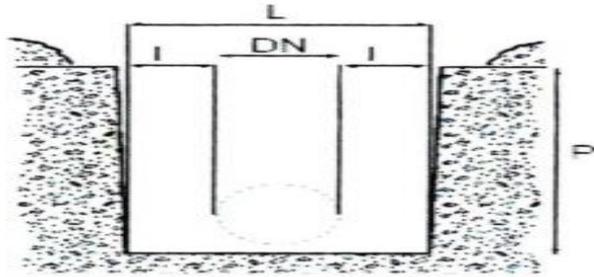


Figure VII.2 : Le terrassement

**b : Profondeur de la tranchée :**

D'une manière générale, la profondeur minimale recommandée est de 0.8 m par rapport à la génératrice supérieure pour les canalisations d'adduction d'eau, ou 0.4 m pour les branchements posée en terrain privé sans circulation.

Il convient de maintenir la tranchée aussi sèche que possible à l'aide des techniques appropriées d'épuisement des eaux.

**c : Remblayage des tranchées :**

Le remblayage des tranchées comporte en général deux phases principales *Remblai d'enrobage* et le *Remblai supérieur* :

- c.1 : Remblai d'enrobage**, comprend:
- Le lit de pose
  - L'assise
  - Le remblai de protection

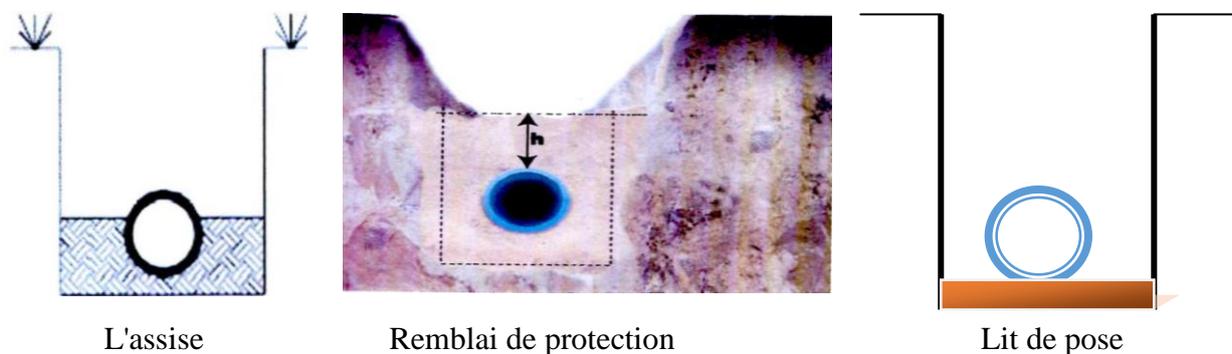


Figure VII.3 : Remblai d'enrobage

c.2 : Remblai supérieur :

L'exécution du remblai supérieur peut comporter la réutilisation des déblais d'extraction de la fouille, si le maître de l'ouvrage l'autorise [6].

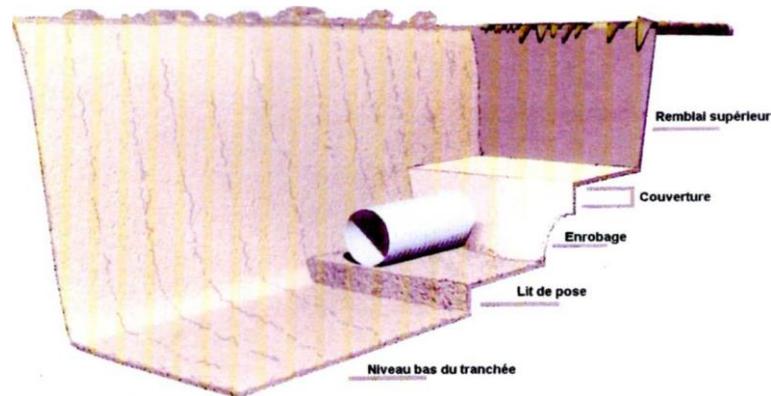


Figure VII.4 : Les étapes de pose des conduites en PEhd

### VII.2 : accessoires

Une canalisation exige divers organes accessoires, dont les principaux sont :

#### VII.2.1 : Robinets-vannes à opercule :

Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale.

Ils sont, généralement constitués par une portion de tuyau à bride, en fonte ductile, surmontée d'une calotte, en fonte ductile, et par une vanne qui est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écrou fixé à la vanne.



#### VII.2.2 : Vannes papillon :

Les Vannes papillon sont des appareils de réglage de débit et de sectionnement, et sont l'encombrement est moindre que pour les appareils précédente.

Il s'agit d'un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon.



#### VII.2.3 : Robinets de branchement :

Robinets de branchement proprement dits comprennent :

- Les robinets d'arrêt, qui possèdent deux brides de raccordement s'incorporant aux canalisations de branchement ;
- Les robinets de prise, comportant une bride et un nez fileté pour raccord au collier de prise en charge



#### VII.2.4 : Clapets de retenue :

Les clapets de retenue sont des appareils de robinetterie à fonctionnement automatique destinés à empêcher le passage d'un fluide dans certaines conditions ; ils sont surtout utilisés dans les stations de pompage.

Les clapets de retenue sont placés aux points bas des canalisations d'aspiration ; leur but est de maintenir à l'arrêt la colonne d'aspiration pleine d'eau, afin d'éviter le désamorçage de la pompe. Placés sur la conduite de refoulement, à la sortie même de la pompe. Ils retiennent, à arrêt, la colonne d'eau placée dans cette conduite.



**VII.2.5 : Crépines :**

Les crépines sont des appareils en forme de panier percés de trous, placés à l'extrémité des conduites d'aspiration, afin d'empêcher l'introduction de corps étrangers dans celles-ci. Elles peuvent être en cuivre, en acier galvanisé, en acier inoxydable ou en matière plastique.

**VII.2.6 : Les ventouses manuelles :**

Sont constituées d'une prise verticale montée sur la génératrice supérieure d'un tuyau et d'un robinet à commande manuelle.

**VII.2.7 : Les ventouses automatiques :**

Comportent un flotteur sphérique logé dans un corps en fonte mis à l'atmosphère par un orifice placé à la partie supérieure du couvercle.

En fonctionnement normal, la ventouse est pleine d'eau, le flotteur est plaqué sur l'orifice ce qui rend étanche le dispositif. Lorsqu'une poche d'air se produit, le niveau baisse dans le corps de l'appareil. Le flotteur descend et libère l'orifice par lequel l'air peut s'échapper.

Les ventouses automatiques sont placées dans les regards maçonnés visitables.

**VII.2.8 : Les régulateurs de pression :**

On distingue :

*Les régulateurs aval* : qui assurent une pression constante et réglable quelles que soient les variations de pression à l'amont de l'appareil et la demande de débit à l'aval. L'appareil se ferme quand la demande de débit est nulle.

*Les régulateurs amont* : qui maintiennent une pression constante et réglable à l'amont de l'appareil quelles que soient les variations de pression à l'aval et les débits.

L'appareil reste fermé tant que la pression à l'amont n'atteint pas la valeur fixée.

*Les régulateurs amont/aval* : qui assurent une pression amont supérieure ou



égale à une valeur minimum fixée et délivre une pression aval égale ou inférieure à une valeur maximum souhaitée.

L'appareil reste fermé lorsque le débit est nul et tant que la pression amont ne dépasse pas le minimum fixé.

**VII.2.9 : Les vidanges :**

Il est facile d'imaginer que l'eau qui émerge de terre, parfois avec une certaine vitesse, entraîne dans ses turbulences des corps inertes (poussière, sable ou petits cailloux) qui vont, à l'occasion d'un écoulement plus régulier et moins agité, venir se déposer dans les points bas des adductions.

On comprend donc aisément l'intérêt qu'il y a de disposer d'une vidange qui permettra de temps à autre, de vider l'adduction en entraînant ainsi l'ensemble des dépôts qui obstruent les tuyaux.

**Contents**

<b>VII.1 : Types des canalisations :</b> .....	85
<b>VII.1.2 : Les tuyaux en acier galvanisé :</b> .....	85
<b>VII.1.3 : Les tuyaux en PEhd</b> .....	85
<b>VII.1.3.1 : Technique de pose des conduites en PEhd :</b> .....	86
<b>a : Terrassement</b> .....	86
<b>b : Profondeur de la tranchée</b> .....	87
<b>c : Remblayage des tranchées</b> .....	87
<b>VII.2 : accessoires</b> .....	89
<b>VII.2.1 : Robinets-vannes à opercule</b> .....	89
<b>VII.2.2 : Vannes papillon</b> .....	89
<b>VII.2.3 : Robinets de branchement :</b> .....	89
<b>VII.2.4 : Clapets de retenue</b> .....	89
<b>VII.2.5 : Crépines</b> .....	90
<b>VII.2.6 : Les ventouses manuelles</b> .....	90
<b>VII.2.7 : Les ventouses automatiques</b> .....	90
<b>VII.2.8 : Les régulateurs de pression</b> .....	90
<b>VII.2.9 : Les vidanges</b> .....	91

## *Conclusion générale*

La planification d'un système d'alimentation en eau potable repose sur une analyse précise et bien détaillée de la demande totale d'une agglomération. En effet, cette analyse permet un choix optimal de toutes les composantes du système et un bon dimensionnement des ouvrages.

Pour ce qui est du travail effectué, l'analyse globale de la demande en eau pour une zone actuelle et une autre d'extension projetée à moyen à long terme, a permis de connaître le débit maximal journalier (total) qui est de 56,12 l/s, et un débit horaire maximal (total) de 113,15 l/s qui serait nécessaire pour une alimentation correcte du village de Ain Larbi durant 30 ans.

La disponibilité de ce débit sera assurée par trois captages de sources et un forage équipé par une pompe immergée.

Le débit de ces captages sera transporté par un système de conduites gravitaire vers une bache à eau de capacité de 190 m<sup>3</sup>, et sera refoulé aux réservoirs par une station de pompage.

La station de pompage contient deux pompes à axe verticale CAPRARI (P) d'une puissance de 100,3 KW et un rendement de 79,60 %, la première est bien calée pour refouler un débit de 56,12 l/s à une hauteur manométrique totale 145,53 m, par une conduite en PEhd de longueur de 2620 m, un diamètre (DN = 315 mm) et une pression (PN = 16 bars), et la deuxième est une pompe de secours en cas de panne.

En plus des deux réservoirs d'une capacité totale de 1000 m<sup>3</sup> existants dans cette commune on va projeter un troisième de 500 m<sup>3</sup> qui alimentera la partie existante. Un autre réservoir d'une capacité de 700 m<sup>3</sup> alimentera la zone d'extension.

Comme il est impossible d'alimenter ce village par un seul réseau, on a opté pour deux réseaux distincts tracés au PDAU de la commune de Ain Larbi. À l'aide du logiciel EPANET, on a équilibré les deux réseaux pour avoir des vitesses et des pressions au sol admissibles.

À la fin de cette étude, on a choisi une partie de notre projet soit la conduite de refoulement afin de faire un devis quantitatif et estimatif donnant un montant de l'ordre de Quarante et Un Million Cinq Cent Soixante Quatre Mille Six Cent Trente Quatre Dinars Et Quarante Centimes

## Références Bibliographiques

---

- [1] : *Service technique, APC Ain Larbi.*
- [2] : *DHW, subdivision, Ain Makhlouf.*
- [3] : [http://www.revist.ci/REVIST\\_19/REVIST\\_19\\_11.pdf](http://www.revist.ci/REVIST_19/REVIST_19_11.pdf).
- [4] : <http://www.scribd.com/doc/206587295/Poly-Alimentation-en-Eau-Potable-Moussa-2002#scribd>.
- [5] : *F. Valiron, Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement (Tome I), Lyonnaise des eaux, Technique et documentation – Lavoisier, 1994.*
- [6] : *SARL Tubex, Guide d'utilisation des canalisations en PEhd, B.P N°10 Bir-El-Djir – 31130 –Oran – Algérie.*
- [7] : *C.Gomella et H.Guerrée, La distribution d'eau dans les agglomérations urbaines et rurales, Troisième édition 1980, éditions Eyrolles, 61, boulevard saint-Germain, paris-5<sup>e</sup>*
- [8] : *Catalogue CAPRARI, POMPES CENTRIFUGES A AXE VERTICAL, 996400N/12-14- copyright © 2014 Caprari S.p.A.*
- [9] : [http://www.azprocede.fr/Cours\\_GC/pompe\\_cavitation.html](http://www.azprocede.fr/Cours_GC/pompe_cavitation.html).
- [10] : [http://www.motralec.com/pompe\\_de\\_forage.html](http://www.motralec.com/pompe_de_forage.html).
- [11] : *Catalogue SAER ELECTROPOMPE immergée, via Circonvallazione, 22 – 42016 Guastalla (RE) Italie.*
- [12] : *A. Dupont, hydraulique urbaine Tome 2, ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux.*
- [13] : *F. G. Brière, Distribution et collecte des eaux, deuxième édition, revue et corrigée, presses internationales polytechnique.*
- [14] : [http://www.si.enscachan.fr/accueil\\_V2.php?page=affiche\\_ressource&id=18&page2=annexe&numannexe=1](http://www.si.enscachan.fr/accueil_V2.php?page=affiche_ressource&id=18&page2=annexe&numannexe=1).
- [15] : *J. Bonin, Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations petites et moyenne importance, Edition Eyrolles, 61, Bd Saint Germain Paris 1986.*