

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude du systeme d'alimentation en eau potable de la ville  
d'Ain Soltane (w. Ain defla) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0040-12

APA Citation ( توثيق APA):

Kebouchi, Makhoulf (2012). Etude du systeme d'alimentation en eau potable de la  
ville d'Ain Soltane (w. Ain defla)[Mem Ing, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics.

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات، مذكرات، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

RÉPUBLIQUE ALGERIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ÉCOLE NATIONALE SUPÉRIEURE D'HYDRAULIQUE - ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique*

**Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable**

### **THEME :**

**ETUDE DU SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU  
POTABLE DE LA VILLE D'AIN SOLTANE (W.AIN DEFLA)**

**Présenté par :**

**M<sup>r</sup> : KEBOUCHI Makhoulouf**

### **DEVANT LES MEMBRES DU JURY**

<b>Nom et Prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
<b>M<sup>r</sup> O.KHOJET-KESBA</b>	<b>M C A</b>	<b>Président</b>
<b>M<sup>r</sup> Y.DERNOUNI</b>	<b>M A.A</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>me</sup> L.TAFAT</b>	<b>M A.A</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>M<sup>r</sup> R.KERID</b>	<b>M A.B</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>r</sup> M.BELALI</b>	<b>M A.B</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>r</sup> M.BACHIR CHERIF</b>	<b>M A.B</b>	<b>Promoteur</b>

Octobre 2012

## DEDICACES

*A ma mère qui m'a comblé d'affection, d'amour et de tendresse, et qui n'a de souhait que celui de me voir réussir. Que dieu la protège et me la garde*

*A mon père qui n'œuvre que dans le but de me garantir une vie meilleure, de m'aider à aller de l'avant et d'atteindre mes objectifs. Que dieu le guérisse et le garde*

*A ma chère petite sœur **KATIA***

*A ma sœur **RADIA**, son mari et ses enfants **MAHDI** et **IMANE***

*A ma sœur **SABRINA**, son mari et ses enfants **ADEL** et **MARIA***

*A mes chers frères : **AKLI**, **BERAMTANE** et **ACHOUR***

## REMERCIEMENTS

*Avant tout je remercie DIEU TOUT PUISSANT de m'avoir donné le courage et la volonté pour accomplir ce travail et d'arriver à son terme.*

*Je remercie mon promoteur Mr. BCHIR CHERIF, pour ses conseils, sa disponibilité, sa patience et sa compréhension ;*

*Je remercie également tous les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer et de juger ce travail ;*

*Je remercie très particulièrement M<sup>me</sup> HOULI pour ses encouragements, son aide et son soutien pendant les moments difficiles, ainsi que M<sup>me</sup> ZENDAGUI pour ses précieux conseils et son aide;*

*Je tiens à remercier M<sup>me</sup> DHINA chef de service d'AEP de la DHW de Blida ainsi que le personnel du service d'AEP de la DHW de Aïn Defla, qui m'ont accueilli dans leurs services ;*

*Je tiens aussi à remercier tous mes amis, qui m'ont apporté leur amitié, leurs aides et soutiens pendant mon séjour à Blida.*

*Et A tous ceux qui ont contribué à l'élaboration et l'achèvement de ce mémoire de près ou de loin ;*

*Un chaleureux remerciement pour toute ma famille pour son soutien et encouragement, en particulier mes chers parents, mes chers frères et sœurs, et surtout ma sœur Sabrina et ma tante Hassina et leurs familles.*

## ملخص:

منذ نحو عشرين عاما بلدنا يخصص المزيد من الاستثمارات الهامة لإنجاز البنى التحتية لحشد الموارد المائية التي تقدر بـ 19,3 مليار متر مكعب سنويا، من أجل تعويض النقص الهائل للمياه في الوقت الذي يرتفع الطلب عليها بكثرة.

في هذا السياق يندرج هذا العمل الذي يهدف إلى دراسة المخطط الرئيسي للتزويد بمياه الشرب لبلدية عين السلطان (ولاية عين الدفلى)، وهذا عن طريق استغلال الآبار المتوفرة، زيادة سعة التخزين وتصميم أنظمة إيصال وتوزيع المياه.

## Résumé:

Depuis une vingtaine d'années, notre pays consacre des investissements de plus en plus importants pour la réalisation d'infrastructures de mobilisation des ressources hydriques estimées à 19,3 milliards de mètres cubes par an, afin de palier au manque d'eau énorme au moment même où la demande grimpe en flèche.

Dans ce contexte s'inscrit le présent travail, qui a pour objectif l'étude du schéma directeur d'alimentation en eau potable de la commune d'Aïn Soltane (Wilaya d'Aïn Defla), et ce par l'exploitation des forages existants, augmentation de la capacité de stockage et conception des systèmes d'adduction et de distribution d'eau.

## Abstract:

Since about twenty years, our country dedicates more important investments for the realization of infrastructures of mobilization of water resources estimated at 19,3 billion cubic meters a year, has at the end to compensate for the lack of huge water at the very moment when the demand increased.

In the context, this work which has for objective the study of the master plan of the drinkable water supply of the municipality of Aïn Soltane (Ain Defla) by the exploitation of the existing drillings through increasing storage capacity and designing water supply and distribution systems.

# SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
----------------------------	---

## CHAPITRE I

### PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

INTRODUCTION .....	3
I-1- SITUATION GEOGRAPHIQUE .....	3
I-2- SITUATION TOPOGRAPHIQUE .....	3
I-3- SITUATION GEOLOGIQUE .....	4
I-4- SITUATION CLIMATOLOGIQUE.....	4
I-4-1- CLIMAT .....	4
I-4-2- TEMPÉRATURES.....	4
I-4-3- PLUVIOMÉTRIE .....	4
I-4-4- VENT.....	4
I-5- SITUATION HYDRAULIQUE .....	4
I-5-1- RESSOURCES .....	4
I-5-2- RÉSEAU ACTUEL.....	5
I-5-3- ADDUCTION.....	5
I-5-4- STOCKAGE.....	5
CONCLUSION.....	5

## CHAPITRE II

### EVALUATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

INTRODUCTION .....	7
II-1- ESTIMATION DE LA POPULATION A DESSERVIR.....	7
II-2- EVALUATION DES DEBITS DE CONSOMMATION .....	7
II-2-1- ESTIMATION DE LA CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE .....	8
II-2-1-1- Estimation des besoins en eau pour chaque catégorie de consommateur ...	8
II-2-1-2- Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale .....	9
II-2-2- ESTIMATION DES CONSOMMATIONS MAXIMALES ET MINIMALES .....	9
II-2-2-1- Consommation maximale journalière .....	9
II-2-2-2- Consommation minimale journalière.....	9
II-2-2-3- Consommation maximale horaire .....	10
II-2-2-4- Coefficient d'irrégularité minimale horaire ( $K_{min, h}$ ).....	10
II-3- EVOLUTION DE LA CONSOMMATION HORAIRE EN FONCTION DU NOMBRE D'HABITANT .....	11

<b>CONCLUSION .....</b>	<b>12</b>
-------------------------	-----------

## **CHAPITRE III**

### **RESEAU DE DISTRIBUTION**

<b>INTRODUCTION .....</b>	<b>14</b>
<b>III-1- HYPOTHESES DE DIMENSIONNEMENT D'UN RESEAU D'AEP.....</b>	<b>14</b>
<b>III-2- CLASSIFICATION DES RESEAUX .....</b>	<b>14</b>
<b>III-3- PRINCIPE DU TRACE DU RESEAU.....</b>	<b>15</b>
<b>III-4- CHOIX DU MATERIAU DES CONDUITES.....</b>	<b>15</b>
<b>III-5- CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU DE DISTRIBUTION .....</b>	<b>18</b>
III-5-1- DETERMINATION DU DEBIT SPECIFIQUE .....	18
III-5-2- DETERMINATION DES DEBITS ROUTE .....	18
III-5-3- DETERMINATION DES DEBITS NODAUX .....	18
<b>III-6- SIMULATION DU RESEAU.....</b>	<b>20</b>
<b>III-7- ROBINETTERIE ET EQUIPEMENTS DIVERS.....</b>	<b>24</b>
III-7-1- ROBINETS VANNES.....	24
III-7-2- POTEAUX OU BOUCHES D'INCENDIE .....	25
III-7-3- REGULATEURS DE PRESSION .....	26
III-7-4- PIECES SPECIALES DE RACCORD .....	27
<b>III-8- GESTION ET MAINTENANCE DU RESEAU .....</b>	<b>27</b>
<b>CONCLUSION .....</b>	<b>28</b>

## **CHAPITRE IV**

### **ETUDE DES RESERVOIRS**

<b>INTRODUCTION .....</b>	<b>30</b>
<b>IV-1- ROLES DES RESERVOIRS.....</b>	<b>30</b>
<b>IV-2- CHOIX DU SITE DU RESERVOIR.....</b>	<b>30</b>
<b>IV-3- CLASSIFICATION DES RESERVOIRS.....</b>	<b>31</b>
<b>IV-4- CAPACITE DES RESERVOIRS .....</b>	<b>31</b>
<b>IV-5- EQUIPEMENTS DES RESERVOIRS.....</b>	<b>33</b>
IV-5-1- CONDUITE D'ARRIVEE .....	34
IV-5-2- CONDUITE DE DEPART .....	34
IV-5-3- CONDUITE DE TROP-PLEIN .....	34
IV-5-4- CONDUITE DE DECHARGE OU DE VIDANGE.....	34
IV-5-5- CONDUITE BY-PASS .....	34
IV-5-6- MATERIALISATION DE LA RESERVE D'INCENDIE .....	34

<b>IV-6- ENTRETIEN DES RESERVOIRS.....</b>	<b>35</b>
<b>CONCLUSION.....</b>	<b>35</b>

## **CHAPITRE V**

### **ETUDE DE L'ADDUCTION ET POMPAGE**

<b>INTRODUCTION.....</b>	<b>37</b>
<b>V-1- ETUDE DE L'ADDUCTION.....</b>	<b>37</b>
V-1-1- DEFINITION.....	37
V-1-2- CHOIX DU TRACE DE L'ADDUCTION.....	37
V-1-3- CHOIX DES MATERIAUX DE LA CONDUITE.....	38
V-1-4- DIAMETRE ECONOMIQUE D'UNE CONDUITE D'ADDUCTION.....	38
V-1-5- CALCUL TECHNICO-ECONOMIQUE DU DIAMETRE DU RESEAU D'ADDUCTION.....	40
<i>V-1-5-1- Calcul des frais d'exploitation.....</i>	<i>40</i>
<i>V-1-5-2- Frais d'amortissement.....</i>	<i>42</i>
V-1-6- RESULTATS DES CALCULS.....	43
<b>V-2- POMPAGE.....</b>	<b>47</b>
V-2-1- DEFINITION D'UNE POMPE.....	47
V-2-2- LES DIFFERENTS TYPES DE POMPES ET LEURS CARACTERISTIQUES.....	48
V-2-3- LES CARACTERISTIQUES D'UNE POMPE.....	49
V-2-4- POINT DE FONCTIONNEMENT D'UNE POMPE.....	50
V-2-5- CRITERES DE CHOIX DU TYPE DE POMPE.....	51
V-2-6- COUPLAGE DES POMPES.....	51
V-2-7- DETERMINATION DES POMPES A INSTALLER POUR CHAQUE FORAGE.....	52
<i>V-2-7-1- Détermination du point de fonctionnement des pompes installées.....</i>	<i>53</i>
<b>CONCLUSION.....</b>	<b>60</b>

## **CHAPITRE VI**

### **POSE DE CANALISATION**

<b>INTRODUCTION.....</b>	<b>62</b>
<b>VI-1- CONTRAINTES GENERALES D'EXECUTION.....</b>	<b>62</b>
<b>VI -2- PIQUETAGE DES OUVRAGES.....</b>	<b>62</b>
<b>VI -3- TERRASSEMENTS.....</b>	<b>63</b>
VI -3-1- DEBROUSSAILLAGE ET DEFRICHAGE.....	63
VI -3-2- DECAPAGE ET MISE EN DEPOT DE LA TERRE ARABLE.....	63
VI -3-3- CLASSIFICATION DES FOUILLES.....	63
VI -3-4- EXCAVATIONS EN FOUILLES.....	63
<i>VI -3-4-1- Reconnaissance et sondage.....</i>	<i>63</i>
<i>VI -3-4-2- Travaux d'excavation.....</i>	<i>64</i>
<i>VI -3-4-3- Consolidation du sol et drainage sous conduite.....</i>	<i>64</i>

<i>VI -3-4-4- Aires provisoires de dépôt et de stockage</i> .....	64
<i>VI -3-4-5- Fouilles en tranchées</i> .....	65
<b>VI -4- ASSEMBLAGE DES TUYAUX</b> .....	<b>65</b>
VI -4-1- TRANSPORT, LIVRAISON, MANUTENTION, STOCKAGE ET MISE A PIED D'ŒUVRE	65
VI -4-2- ASSEMBLAGE DES TUYAUX EN POLYETHYLENE .....	65
<b>VI -5- POSE DES CANALISATIONS EN TRANCHEES</b> .....	<b>68</b>
VI -5-1- REMBLAIEMENT DES TRANCHEES .....	68
<i>VI -5-1-1- Lit de pose</i> .....	69
<i>VI -5-1-2- Remblai primaire</i> .....	69
<i>VI -5-1-3- Remblai secondaire</i> .....	69
VI -5-2- GRILLAGE AVERTISSEUR.....	69
VI -5-3- POSE DE LA ROBINETTERIE.....	70
<b>VI -6- CONSTRUCTION DES OUVRAGES COURANTS</b> .....	<b>70</b>
VI -6-1- BUTEES, ANCRAGES ET CALAGES .....	70
VI -6-2- OUVRAGES DE DISTRIBUTION ET REGARDS .....	71
VI -6-3- BOUCHES D'INCENDIE .....	71
VI -6-4- MURS DE SOUTÈNEMENT ET DE PROTECTION .....	74
<b>VI -7- EPREUVES EN TRANCHEE</b> .....	<b>74</b>
VI -7-1- DESCRIPTION .....	74
VI -7-2- EXECUTION.....	74
<b>VI -8- DESINFECTION DES INSTALLATIONS</b> .....	<b>75</b>
VI -8-1- DESCRIPTION .....	75
VI -8-2- MODE D'EXECUTION .....	75
VI -8-3- ANALYSES .....	76
<b>CONCLUSION GENERALE</b> .....	<b>78</b>
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES</b>	
<b>ANNEXES</b>	

## Liste des tableaux

Tableau 1 : Pluie moyenne mensuelle à Ain Soltane (1998-2008).....	4
Tableau 2 : Caractéristiques des forages .....	5
Tableau 3 : Caractéristiques du réservoir de stockage .....	5
Tableau 4 : La population de la ville Ain Soltane pour différents horizons.....	7
Tableau 5 : Détermination des besoins domestiques.....	8
Tableau 6 : Détermination des besoins des différentes catégories de consommateur.....	8
Tableau 7 : Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale.....	9
Tableau 8 : $\beta_{max}$ en fonction du nombre d'habitants.....	10
Tableau 9 : $\beta_{min}$ en fonction du nombre d'habitants.....	11
Tableau 10 : Répartition des débits horaires de la ville d'Ain Soltane.....	11
Tableau 11 : Différents matériaux de conduites.....	16
Tableau 12 : Débits en route et débits nodaux pour le cas de pointe .....	19
Tableau 13 : Etat des nœuds.....	20
Tableau 14 : Etat des nœuds après installation des vannes stabilisatrices .....	21
Tableau 15 : Etat des tronçons (cas de pointe) .....	22
Tableau 16 : Etat des nœuds.....	23
Tableau 17 : Etat des tronçons : .....	23
Tableau 18 : Détermination de la capacité de réservoir «en pourcentage».....	32
Tableau 19 : Calcul des pertes de charge pour les différents tronçons .....	44
Tableau 20 : Calcul de la hauteur manométrique totale de chaque pompe .....	45
Tableau 21 : Calcul des frais d'amortissement et le frais d'exploitation.....	47
Tableau 22 : Caractéristiques des pompes au point de fonctionnement.....	59
Tableau 23 : Caractéristiques des pompes F2 et F3 après réglage.....	59

## Liste des figures

Figure 1 : Situation géographique de la ville d'Ain Soltane .....	3
Figure 2 : Types de réseaux.....	15
Figure 3 : Robinets vannes .....	25
Figure 4 : Poteaux d'incendie.....	25
Figure 5 : Bouche d'incendie .....	26
Figure 6 : Schéma d'un régulateur de pression .....	27
Figure 7 : Equipements d'un réservoir. ....	33
Figure 8 : Matérialisation de la réserve d'incendie. ....	35
Figure 9 : Schéma général de l'adduction .....	38
Figure 10 : Détermination du diamètre économique.....	39
Figure 11 : Constitution d'une pompe centrifuge.....	48
Figure 12 : Courbes des NPSH.....	50
Figure 13 : Exemple de courbes caractéristiques d'une pompe axiale et centrifuge.....	50
Figure 14 : Point de fonctionnement d'une pompe .....	51
Figure 15 : Couplage de deux pompes en série.....	52
Figure 16 : Couplage de deux pompes en parallèle.....	52
Figure 17 : Courbes caractéristiques de la pompe choisie .....	53
Figure 18 : Courbes caractéristiques des conduites.....	55
Figure 19 : Courbe caractéristique de la pompe F2.....	56
Figure 20 : Courbe caractéristique de la pompe F3 et la résultante F2+F3.....	57
Figure 21 : Courbe caractéristique de la pompe F1 et la résultante F1+F2+F3 .....	58
Figure 22 : Coupe type en tranchée.....	68
Figure 23 : Massif de butée latéral à section rectangulaire ou trapézoïdale.....	70
Figure 24 : Massif de butée inférieur à section rectangulaire .....	71
Figure 25 : Ventouse sur conduite : montage plan de principe .....	72
Figure 26 : Vidange avec regard visitable.....	73
Figure 27 : Bouche d'incendie type PAM ou similaire (coupe transversale).....	73

## Liste des planches

- Planche N°1 : Plan de masse et réseau d'AEP projeté
- Planche N°2 : Levé topographique du champ de captage et le réseau d'adductions.
- Planche N°3 : Profil en long des tronçons F1-B et B-R.
- Planche N°4 : Profil en long des tronçons F3-A et A-B.
- Planche N°5 : Profil en long du tronçon F2-A.

# **INTRODUCTION GENERALE**

## INTRODUCTION GENERALE

L'eau façonne la surface de la terre non seulement sur le plan géologique en creusant des vallées et des gorges, mais également par l'importante influence qu'elle exerce sur l'essor et la chute des civilisations. Nous savons également que l'eau donne la vie et qu'elle sustente notre environnement et notre culture. Pourtant, la demande mondiale d'eau grimpe en flèche en même temps que la démographie et la qualité des ressources en eaux existantes baisse à cause de la pollution.

Les potentialités en eau connues à ce jour en Algérie sont estimées à 19,3 milliards de mètres cubes par an dont 13,7 milliards dans les régions du nord du pays et 5,6 milliards de m<sup>3</sup> dans les régions sahariennes. Dans la phase de croissance que connaît notre pays, les besoins correspondant aux différents usages, agricoles, urbains et industriels, sont actuellement supérieurs aux ressources en eau mobilisées, ce qui nécessite des arbitrages d'affectation, parfois difficiles notamment en situation de sécheresse. Depuis une vingtaine d'années, notre pays consacre des investissements de plus en plus importants pour la réalisation d'infrastructures de mobilisation et de distribution d'eau potable.

Ces efforts vont permettre de répondre totalement ou partiellement aux besoins des populations, qui depuis des années sont confrontées à de graves problèmes d'approvisionnement en eau. En effet, la population de la commune d'Aïn Soltane (sud-est du chef-lieu de wilaya d'Aïn Defla) déplore une situation qui persiste en dépit de l'existence sur ce territoire d'un réservoir principal et de cinq forages, selon des sources proches de cette municipalité. En revanche, c'est le déficit en capacité de stockage qui serait à l'origine du manque d'eau au niveau de plusieurs villages et agglomérations secondaires.

Cette commune forte de plus de 22 000 habitants ne dispose actuellement que d'un seul château d'eau d'une capacité de 400 m<sup>3</sup>. Les deux autres châteaux d'eau, d'une capacité de 200 et 50 m<sup>3</sup> qui approvisionnaient le village d'Ouled Salem sont depuis l'année 2000 destinés à la commune d'Oued Djemaâ (extrême sud-est du chef-lieu de wilaya d'Aïn Defla). Du coup, les villages d'Ouled Salem, Hallil, El Qarya, Doumaz et Beni Amrane souffrent au quotidien de la rareté du précieux liquide dans une région aux potentialités hydriques non négligeables. D'aucuns déplorent la non-maîtrise par les pouvoirs publics du réseau de distribution hydrique. Celui-ci, reconnaissent les responsables locaux, nécessite le renouvellement des canalisations devenues vétustes, ce qui porte également préjudice à la qualité de l'eau.

Dans ce sillage, la présente étude vient s'étaler sur cette situation, en envisageant des interventions sur le réseau hydrique passant par l'étude du schéma directeur d'approvisionnement en eau de qualité, et ce par:

- La mobilisation des potentialités hydriques existantes et leur exploitation en de bonnes conditions tout en augmentant les capacités de stockage;
- La conception des systèmes d'adduction et de distribution d'eau dans les règles de l'art en assurant une eau conforme aux normes en vigueur;

# **Chapitre I :**

## **Présentation de la zone d'étude**

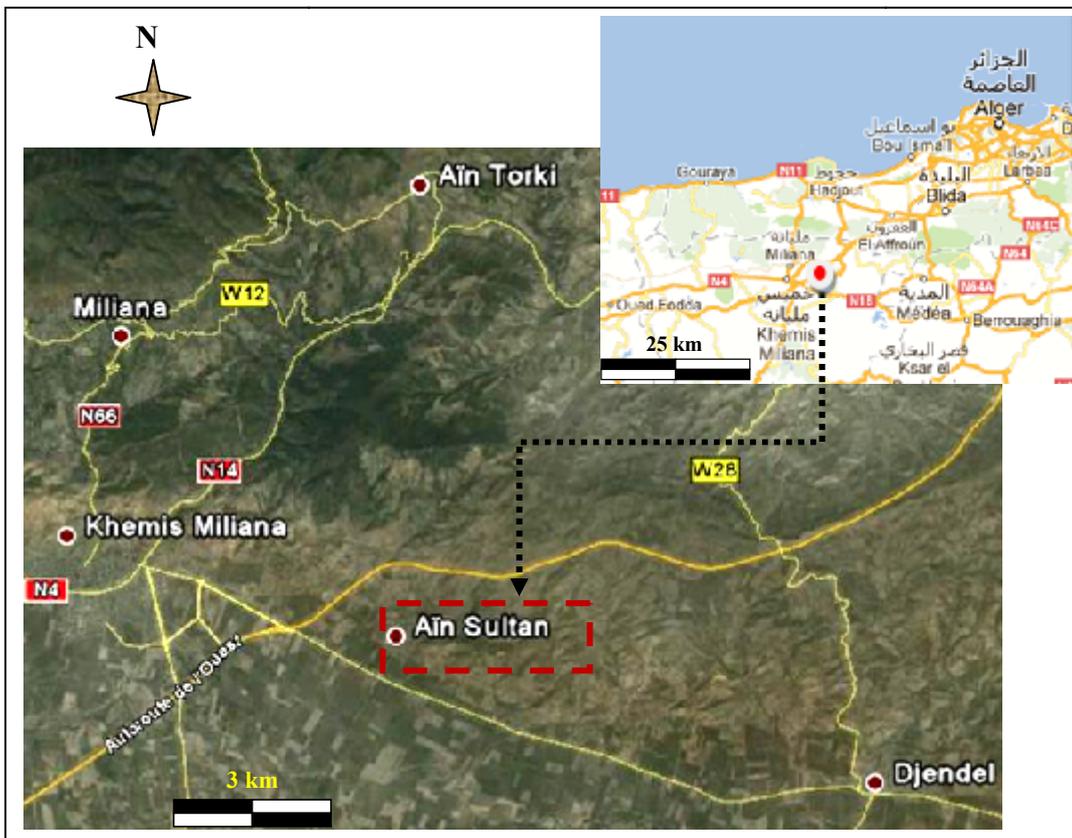
## Introduction

Avant d'entamer cette étude, il vient premièrement de jeter la lumière et de présenter le secteur de l'étude en question ceci en citant et en résumant l'ensemble des variables géographiques, topographiques, géologiques, climatologiques et hydrauliques qui définissent la région d'étude qui est Ain Soltane dans la wilaya d'Ain Defla.

### I-1- Situation géographique

La commune d'Ain Soltane (Figure 1) se situe à 40 km à l'est de chef lieu de la wilaya d'Ain Defla. Elle est limitée par :

- La commune de Ain Turki et Hoceinia au nord.
- La commune Oued Djemaa et Borj Emir Khaled au sud
- La commune Djendel et Ain Lachiakh à l'Est.
- La commune de khemis Miliana et Bir O. Khellifa à l'Ouest.



(Source : <http://maps.google.fr/>)

**Figure 1 : Situation géographique de la ville d'Ain Soltane**

### I-2- Situation topographique

Le relief d'Ain Soltane favorise surtout l'écoulement pluvial par simple gravité où la collecte de ces débits nécessite des petits ouvrages de drainage.

La ville d'Ain Soltane présente des reliefs uniformes, avec une pente variant de 0,3% à 5.5% et dont les altitudes varient de 417 m à 505 m.

### **I-3- Situation géologique**

Les caractères géologiques des bassins versants des affluents de la rive droite et de la rive gauche de l'Oued Cheliff qui traverse la région d'Est en Ouest sont dissemblables car ils résultent d'une histoire géologique différente, à savoir :

Du côté sud, les bassins des affluents de la rive gauche sont constitués de matériaux tendres sensibles à l'érosion et produisant des matériaux fins facilement mis en suspension. La présence de traits gypseux est un élément favorable à la salinité des eaux.

Mais du côté opposé, les bassins des affluents de la rive droite sont constitués des mêmes matériaux tendres sensibles à l'érosion, mais les grés qui ont plus de tendance de ce côté fait que le charriage est plus important dans les oueds du Nord que du Sud et favorise ainsi des phénomènes d'érosion assez appuyés qui compromettent la capacité de stockage superficiel dans la région.

### **I-4- Situation climatologique**

#### **I-4-1- Climat**

Le climat de la zone d'étude est de type continental, il est caractérisé par un été chaud et sec, et un hiver froid et pluvieux.

#### **I-4-2- Températures**

Les températures moyennes enregistrées, pendant la période 1998-2008, sont de 28,8 °C en été et 10,5 °C en hiver.

#### **I-4-3- Pluviométrie**

La pluviométrie moyenne annuelle, pour la période 1998-2008 est de 415 mm/an, Le tableau ci-dessous nous donne la répartition moyenne annuelle de la pluviométrie.

**Tableau 1 : Pluie moyenne mensuelle à Ain Soltane (1998-2008).**

<b>Mois</b>	<b>S</b>	<b>O</b>	<b>N</b>	<b>D</b>	<b>J</b>	<b>F</b>	<b>M</b>	<b>A</b>	<b>M</b>	<b>JUI</b>	<b>JUL</b>	<b>A</b>
<b>P (mm)</b>	16,5	38,9	54,6	59,8	61,5	54,7	45,9	40,4	33,3	5,8	1,1	2,3

#### **I-4-4- Vent**

Les vents dominants sont généralement Ouest, Nord Ouest et Est.

### **I-5- Situation hydraulique**

#### **I-5-1- Ressources**

L'alimentation en eau potable de la ville d'Ain Soltane est assurée totalement par les eaux souterraines, et ce à partir d'un forage (F1) situé dans la même localité à 2 km au sud du centre ville. On signale également l'existence de deux autres forages (F2 et F3) en très bon état, situés pas très loin du premier forage dans la même localité.

Les caractéristiques de ces forages sont données dans le tableau ci-après :

**Tableau 2 : Caractéristiques des forages**

Nom de forage	Lieu de forage	Débit
		(l/s)
F1	AIN SOLTANE	30
F2	AIN SOLTANE	32,5
F3	AIN SOLTANE	40

**I-5-2- Réseau actuel**

Le réseau de distribution présente de nombreux problèmes dus essentiellement à sa vétusté. Il est réalisé au fur et à mesure de l'extension de la ville sans aucune étude préalable qui a engendré la non satisfaction de la demande en eau des abonnés, et la présence de pressions importantes qui est la cause principale des fuites et le déboitement des conduites enregistrés sur le terrain. On retrouve aussi des branchements et des piquages illicites ainsi que des conduites qui passent en dessous du réseau d'assainissement, ce qui pourra mettre en péril la santé publique.

Pour remédier à tous ces problèmes, la rénovation totale du réseau existant demeure la solution la plus envisageable dont ce sujet traite sa faisabilité et sa conception.

**I-5-3- Adduction**

L'adduction reliant le forage F1 et le réservoir Al Agueur est dans un état presque défectueux vu qu'elle contient plusieurs fuites qui sont dues à la situation critique des ouvrages de protections et de maintient de la conduite ; ajoutons à cela les piquages directs à partir de celle-ci, ce qui est strictement interdit. Donc celle-ci doit impérativement être refaite.

**I-5-4- Stockage**

Le stockage de l'eau potable d'Ain Soltane est assuré actuellement par un seul réservoir de 400 m<sup>3</sup> semi-enterrés. Il est implanté à l'est de la commune à côté d'oued el Agueur.

Il existe également deux autres réservoirs de 2x500 m<sup>3</sup> au centre ville de la même localité à coté de la mosquée. Ceux ci ne sont pas exploités à cause des problèmes techniques dans leurs Génie civil.

**Tableau 3 : Caractéristiques du réservoir de stockage**

Type d'ouvrage	Capacité (m <sup>3</sup> )	Cote radier (m)	Cote trop plein	Emplacement
Réservoir Semi enterré R1	400	498	502.5	Est de la commune à côté d'oued Lagueur

**Conclusion**

Au terme de ce chapitre, il vient de signaler que le réseau existant ainsi que l'adduction et quelques ouvrages de stockage sont soit partiellement ou entièrement défectueux. Un nouveau réseau doit être projeté et doit tenir compte de ces nouvelles variables afin de remédier à ces problèmes.

**Chapitre II :**  
**Evaluation des besoins en eau potable**

## Introduction

Les systèmes d'adduction, de stockage ou de distribution qu'on envisage d'utiliser doivent répondre aux besoins de la population pendant une certaine période appelée durée d'utilisation. C'est pourquoi on doit prévoir quelle sera la population à desservir et quels seront ses besoins en eau durant la vie du système projeté ; qui peut être de courte durée 5 à 10 ans ou de longue durée 10 à 50 ans. Et pour y parvenir on doit analyser la croissance démographique de la zone d'étude durant les années passées.

### II-1- Estimation de la population à desservir

La population de la ville d'Ain Soltane, d'après les données recueillies et les statistiques de 2008, évolue à un taux de croissance de 3,5%, et elle est estimée en 2008 à 15242 habitants. Elle est répartie en trois zones qui sont le chef lieu de la ville, la zone secondaire et la zone éparsée. La majorité se concentre au niveau de chef lieu de la ville et la partie secondaire avec des pourcentages respectifs de 55,78% et 37%.

Pour l'estimation de la population future nous utiliserons la formule de l'équation des intérêts composés qui s'écrit comme suit :

$$P_n = P_0 \times (1 + \tau)^n \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

$P_n$  : la population à l'horizon de calcul.

$P_0$  : la population actuelle (2008).

$\tau$  : Le taux d'accroissement moyen annuel de la population (0,035).

$n$  : le nombre des années d'écart.

Nous allons donc résumer l'ensemble des résultats de calcul dans le tableau 4 :

**Tableau 4 : La population de la ville Ain Soltane pour différents horizons.**

Année	2008	2011	2025	2030
Taux de croissance	3,5%	3,5 %	3,5 %	3,5 %
Nombre d'habitants	15242	16899	27355	32490

### II-2- Evaluation des débits de consommation

Pour une quelle conque agglomération, la consommation totale d'eau comprend l'eau destinée a la consommation domestique, la consommation industrielle et commerciale ainsi que l'eau utilisée à des fins publiques (nettoyage des rues et lutte contre les incendies). Elle varie en fonction de type de consommateur au sein de l'agglomération. C'est pour cela, qu'il est indispensable d'identifier toutes les catégories de consommateurs rencontrées au niveau d'une agglomération.

La consommation domestique dépend de niveau de vie et des habitudes de la population, ainsi les besoins en eau domestiques, exprimés en litre par habitant et par 24 heures, varient d'une agglomération à une autre, elle peut aller de 40 l/j/hab dans les pays sous développés à

1000 l/j/hab dans les pays développés et pour les pays en voie de développement comme l'Algérie, elle est de l'ordre de 150 l/j/hab à 200 l/j/hab.

### II-2-1- Estimation de la consommation moyenne journalière

Le débit moyen journalier est évalué par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy.j}} = \sum \frac{q_i \cdot N_i}{1000} \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

$Q_{\text{moy.j}}$  : consommation moyenne journalière en [m<sup>3</sup>/j] ;

$q_i$  : Norme moyenne journalière de la consommation propre à chaque catégorie [l/j/hab] ;

$N_i$  : Nombre de consommateur dans chaque catégorie [hab] ;

$i$  : Nombre de catégorie ;

#### II-2-1-1- Estimation des besoins en eau pour chaque catégorie de consommateur

##### II-2-1-1-a- Besoins domestiques

Les besoins domestique sont récapitulés dans le tableau 5 :

**Tableau 5 : Détermination des besoins domestiques.**

Année	Nombre d'habitant	Dotation moyenne [l/j/hab]	Consommation moyenne journalière [m3/j]
2011	16899	150	2534,85
2040	32490	150	4873,5

##### II-2-1-1-b- Besoins en eau des autres catégories

Les besoins scolaires, socioculturels et sportifs, et les besoins publics sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau 6 : Détermination des besoins des différentes catégories de consommateur.**

Catégorie	désignation	dotation moyenne [l/j/unité]	unité	Nombre d'unités	Consommation moyenne journalière [m3/j]
<b>Besoins scolaires</b>	Ecoles	10	élève	1800	18
	CEM	10	élève	1200	12
	Total				30
<b>Besoins socioculturels et sportifs</b>	Bibliothèque	5	surface (m2)	335	1,675
	Stade	5	surface (m2)	6000	30
	Mosquées	25	fidèles	1600	40
	Total				71,675
<b>Besoins publics</b>	APC	15	employés	20	0,3
	PTT	15	employés	5	0,075
	Gendarmerie	15	employés	20	0,3
	Total				0,675

**II-2-1-2- Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale**

Après le calcul détaillé des besoins en eau de chaque catégorie de consommateur, dressons un tableau récapitulatif pour pouvoir calculer le débit total nécessaire pour l'alimentation de la ville d'Ain Soltane à l'horizon d'étude.

**Tableau 7 : Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale.**

Type de besoins	Consommation moyenne journalière (m <sup>3</sup> /j)
Domestiques	4873,5
Scolaires	30
Socioculturels et sportifs	71,675
Publics	0,675
Total	4975,85

Donc le débit moyen journalier est de :

$$Q_{moy, j} = 4975,85 \text{ m}^3/\text{j}$$

**II-2-2- Estimation des consommations maximales et minimales**

La consommation en eau varie en fonction des jours, des semaines et des mois. Elle dépend essentiellement du mode de vie de l'abonné et l'importance de l'agglomération. Cette variation est considérablement importante dans les zones rurales et les petites villes, et faible si la population est importante.

**II-2-2-1- Consommation maximale journalière**

C'est le volume d'eau consommé pendant la journée la plus chargée de l'année, il est l'élément de base de dimensionnement des ouvrages de traitement et de pompage. Il s'obtient par la formule suivante :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} Q_{moy,j} \dots\dots\dots(3)$$

Avec :

$Q_{max,j}$  : Consommation maximale journalière.

$Q_{moy,j}$  : Consommation moyenne journalière.

$K_{max,j}$  : Coefficient de pointe journalière, il varie entre 1,1 et 1,3.

Dans notre cas on prend :  $K_{max, j} = 1,3$ .

Donc on aura :  $Q_{max,j} = 6468,61 \text{ m}^3/\text{j}$

**II-2-2-2- Consommation minimale journalière**

C'est le volume d'eau consommé pendant la journée la moins chargée de l'année, il est calculé comme suit :

$$Q_{min,j} = K_{min,j} Q_{moy,j} \dots\dots\dots(4)$$

Avec :

$Q_{min,j}$  : Consommation minimale journalière.

$Q_{moy,j}$  : Consommation moyenne journalière.

$K_{min,j}$  : Coefficient d'irrégularité minimale journalière, il varie entre 0,7 et 0,9.

Pour  $K_{min,j} = 0,9$  on aura :  $Q_{min,j} = 3980,68 \text{ m}^3/\text{j}$ .

**II-2-2-3- Consommation maximale horaire**

C'est le débit de dimensionnement des ouvrages de distribution, il est observé généralement aux environs de midi de la journée de la plus forte consommation. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \frac{Q_{max,j}}{24} \dots\dots\dots(5)$$

Avec :

$Q_{max,j}$  : débit maximum journalier en  $\text{m}^3/\text{j}$  ;

$Q_{max,h}$  : débit maximum horaire en  $\text{m}^3/\text{h}$  ;

$K_{max,h}$  : coefficient d'irrégularité maximale horaire, qui est obtenu comme suit :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \beta_{max} \dots\dots\dots(6)$$

Avec :

$\alpha_{max}$  : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local.

$\beta_{max}$  : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau 5 donne sa variation en fonction du nombre d'habitant.

**Tableau 8 :  $\beta_{max}$  en fonction du nombre d'habitants.**

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

A.N:  $K_{max,h} = \alpha_{max} \beta_{max} = 1,3 \cdot 1,18 = 1,5$

Donc :  $Q_{max,h} = 404,3 \text{ m}^3/\text{h} = 112,3 \text{ l/s}$

**II-2-2-4- Coefficient d'irrégularité minimale horaire ( $K_{min,h}$ )**

C'est le débit consommé généralement pendant la nuit, il est calculé par la formule ci-dessous :

$$Q_{min,h} = K_{min,h} \frac{Q_{max,j}}{24} \dots\dots\dots(7)$$

Avec :

$Q_{max,j}$  : débit maximum journalier en  $\text{m}^3/\text{j}$  ;

$Q_{min,h}$  : débit minimum horaire en  $\text{m}^3/\text{h}$  ;

$K_{min,h}$  : coefficient d'irrégularité minimale horaire ;

$$K_{min,h} = \alpha_{min} \beta_{min} \dots\dots\dots(8)$$

Avec :

$\alpha_{\min}$  : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de 0,4 à 0,6.

$\beta_{\min}$  : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau 6 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

**Tableau 9 :  $\beta_{\min}$  en fonction du nombre d'habitants.**

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
$\beta_{\min}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6

A.N:  $K_{\min,h} = \alpha_{\min} \beta_{\min} = 0,6 \cdot 0,6 = 0,36$

Donc :  $Q_{\min,h} = 97,03 \text{ m}^3/\text{h} = 26,95 \text{ l/s}$

### II-3- Evolution de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires dans une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans l'annexe 1

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

Pour notre cas la répartition, qui nous convient est celle variant entre 10 001 et 50 000 hab.et représentant le coefficient de pointe égal à 1,5 comme calculé ci-après.

**Tableau 10 : Répartition des débits horaires de la ville d'Ain Soltane.**

Heures (h)	variation de la consommation en %	Débits Horaires (m <sup>3</sup> /h)	Heures (h)	variation de la consommation en %	Débits Horaires (m <sup>3</sup> /h)
0-1	1,5	97,03	12-13	5	323,43
1-2	1,5	97,03	13-14	5	323,43
2-3	1,5	97,03	14-15	5,5	355,77
3-4	1,5	97,03	15-16	6	388,12
4-5	2,5	161,72	16-17	6	388,12
5-6	3,5	226,40	17-18	5,5	355,77
6-7	4,5	291,09	18-19	5	323,43
7-8	5,5	355,77	19-20	4,5	291,09
8-9	6,25	404,29	20-21	4	258,74
9-10	6,25	404,29	21-22	3	194,06
10-11	6,25	404,29	22-23	2	129,37
11-12	6,25	404,29	23-24	1,5	97,03

### **Conclusion**

L'apport du forage (F1), alimentant la ville d'Ain Soltane est insuffisant pour satisfaire la future demande de celle-ci, car sa production journalière est de  $2160 \text{ m}^3/\text{j}$ , alors que la demande est estimée à  $6468,61 \text{ m}^3/\text{j}$ .

On doit donc exploiter les deux forages F2 et F3, avec un débit de  $29,9 \text{ l/s}$  chacun et ce pendant 20 h.

# **Chapitre III :**

## **Réseau de distribution**

## **Introduction**

Le réseau de distribution est l'ensemble de conduites qui véhiculent l'eau du réservoir vers les abonnés, ces conduites doivent présenter des diamètres suffisants pour pouvoir assurer le passage du plus fort débit de la journée avec une pression au sol convenable.

### **III-1- Hypothèses de dimensionnement d'un réseau d'AEP**

#### **III-1-1- Débit**

Les canalisations doivent, comme l'on a déjà cité, transiter le plus fort débit de la journée qui est le débit de pointe ; par conséquent le calcul hydraulique du réseau sera fait avec le débit maximum horaire ( $Q_{\max, h}$  calculé au chapitre II).

On doit aussi vérifier le comportement du réseau en cas d'éventuels incendies aux points défavorables. [2]

#### **III-1-2- Choix des diamètres**

Les diamètres seront choisis de telle sorte que la vitesse de l'eau soit comprise entre 0,5 m/s et 1,5 m/s, car les vitesses faibles favorisent les dépôts et les vitesses élevées risquent de créer les cavitations et favoriser le coup de bélier.

Le diamètre des tronçons, où on prévoit de placer les poteaux d'incendie, doit être supérieur à 100 mm. [2]

#### **III-1-3- Pression**

Le réseau doit être dimensionné pour assurer une pression minimale au sol, qui est en général de 10 m, mais on peut admettre des pressions de 5 m au niveau des points les plus élevés.

La pression maximale ne doit pas dépasser 60 m pour assurer la bonne tenue des canalisations et de leurs joints. [2]

### **III-2- Classification des réseaux**

Il existe deux sortes de réseaux, le réseau ramifié et le réseau maillé qui est le plus courant.

#### **III-2-1- Réseau ramifié**

Dans ce type de réseau les conduites ne comportent aucune alimentation en retour (figure 2-a), qui signifie que l'eau circule dans un seul sens (de la conduite principale vers la conduite secondaire).

Il a l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture, un accident sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés d'aval.

#### **III-2-2- Réseau maillé :**

C'est le cas le plus rencontré en distribution d'eau potable. Il permet l'alimentation en retour, ce qui signifie que chaque point du réseau peut être alimenté en eau de deux ou plusieurs cotés (figure 2-b). Contrairement donc au réseau ramifié il présente plus de sécurité et de souplesse dans la distribution de l'eau, car en cas d'accident au niveau d'un tronçon, il suffit de l'isoler et tous les abonnés situés à l'aval seront alimentés par les autres conduites.

Il est, bien entendu, plus coûteux, mais en raison de ses avantages il est toujours préférable au réseau ramifié.

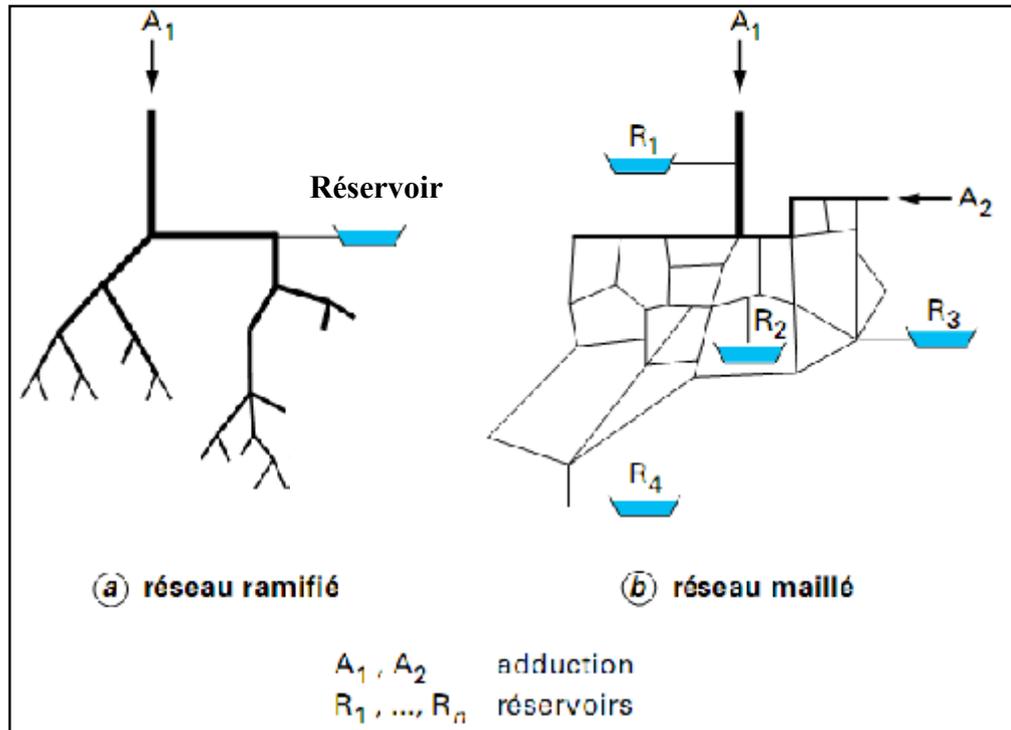


Figure 2 : Types de réseaux

Le réseau peut être éventuellement mixte (maillé + ramifié), qui est un réseau maillé comportant quelques ramifications permettant d'alimenter quelques zones isolées de la ville.

### III-3- Principe du tracé du réseau

Le tracé du réseau exige un certain nombre des conditions qu'il faut respecter.

- Tout d'abord, il faut repérer les endroits où les besoins sont importants, c'est-à-dire les quartiers ayant une forte densité de population.
- Déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution aux consommateurs.
- Tracer les conduites principales, parallèlement entre elles et doivent être situées sur les côtes géodésiques les plus élevées pour bien répartir l'eau.
- Les conduites principales doivent être reliées entre elles, par des conduites secondaires pour former des boucles à fin d'alimenter l'intérieur des quartiers. [5]

### III-4- Choix du matériau des conduites

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression, de l'agressivité due aux eaux et au sol, et d'ordre économique (coût, disponibilité sur le marché), ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes ...) permettent de faire le bon choix. Parmi ces matériaux tels regroupés dans le tableau qui suit, on distingue entre autre : l'acier, la fonte ductile, le PVC (polyvinyle de chlorure) et le PE (polyéthylène).

**Tableau 11 : Différents matériaux de conduites**

Matériaux	Avantages et inconvénients
<p><b><u>La fonte ductile</u></b> est pérenne et dispose d'une profusion (abondance extrême) de pièces pour les branchements et raccordement mais, présente un nombre de joints important et nécessite des butées "béton" lors des changements de direction pour les joints standards.</p> <p><b>L'acier</b> permet une réduction importante du nombre de joints et est concurrentiel à la fonte au niveau du prix mais, nécessite une protection cathodique contre la corrosion.</p>	<p><b><u>La fonte ductile (41.7 à 5 % de carbone)</u></b> : le carbone de la fonte grise se présente sous forme de graphite Lamellaire qui peut entraîner la formation de fissures. La fonte ductile a une meilleure résistance mécanique car elle est à graphite sphéroïdal (GS) ce qui élimine tout risque de propagation des fissures. Pour éviter la corrosion, elle est revêtue intérieurement de mortier de ciment et extérieurement de zinc métallique et de peinture bitumineuse. Lorsque que l'eau est très agressive, les revêtements sont renforcés_ Les raccords entre tuyaux se font par emboîtement avec joint élastomère, tous les 6 a 8 m (selon le diamètre), Ces joints permettent des orientations angulaires importantes mais exigent des butées en béton ou des systèmes de verrouillage adaptés pour les changements de direction. L'installation de la fonte nécessite un remblai plus soigné que pour l'acier. les coûts de manutention sont plus chers car la fonte est plus lourde, tout comme les coûts hors pose pour les diamètres 400 mm.</p> <p><b><u>L'acier (011 à 1.7 % de carbone)</u></b> ; L'élasticité de l'acier, déterminée par l'épaisseur du corps et la nuance d'acier utilisée, est plus importante que celle de la fonte. Les risques d'ovalisation sont donc plus grands pour des tubes plus légers. Deux types de revêtements intérieurs sont appliqués pour assurer une protection contre la corrosion : le mortier de ciment pour les petits diamètres (80 à 600 mm) et la résine époxy pour les grands diamètres (500 à 2500 mm). Les revêtements extérieurs sont tri -couches résine époxy de forte adhérence à l'acier et de bonne résistance chimique adhésif copolymère ; polyéthylène (ou polypropylène). Malgré cela, l'acier nécessite une protection cathodique contre la corrosion extérieure. L'assemblage réalisé par soudure est plus cher que les raccords pratiqués sur la fonte mais assure une bonne étanchéité ainsi qu'une continuité de la résistance mécanique et de la flexibilité de la conduite sans point faible aux joints. L'absence de joint dans les grandes portions rectilignes permet une pose plus rapide que celle de la fonte.</p>

**Tableau 11 (Suite)**

<b>Matériaux</b>	<b>Avantages et inconvénients</b>
<p><b>Le béton</b> est un bon compromis entre l'acier et la fonte (pose continue sans joint, protection cathodique inutile) mais peut affecter les Caractéristiques organoleptiques de l'eau.</p> <p><b>Le PE:</b> résiste à la corrosion, à la casse et aux IV, permet une manutention plus aisée mais demande un savoir faire spécifique pour les raccords. A des risques d'ovalisation pour les gros diamètres</p>	<p><b>Le béton âme - tôle :</b> les tuyaux en béton. utilisés pour des diamètres de 400 à 4000 mm, ont un tube médian en acier mince terminé par des bagues d'about pour permettre leur assemblage soit par joints soudés et rejointoiement au mortier, soit par joints à garniture en élastomère (petits diamètres). Dans le cas des joints soudés, l'acier garantit l'étanchéité absolue et immédiate de la conduite et participe à sa résistance mécanique. Le béton assure quant à lui une protection contre la corrosion intérieure et extérieure. L'inconvénient du béton est qu'il peut affecter les caractéristiques organoleptiques de l'eau par relargage de produits.</p> <p><b>Le PE :</b> le polyéthylène se divise en deux classes selon le procédé de fabrication et les additifs utilisés : le PE haute densité (PEHD) et le PE basse densité (PEBD), plus souple et moins cher. Les diamètres peuvent aller jusqu'à 2500 mm. Pour les petits diamètres, le PE peut s'enrouler en couronne sur des centaines de mètres ce qui permet de diminuer le nombre de raccords et donc le risque de fuites. Sa souplesse lui donne également une grande adaptabilité au sol et une grande résistance au choc mais peut en contrepartie entraîner des risques d'ovalisation pour les plus gros diamètres. Il est inerte chimiquement et donc ne se corrode pas. Il résiste aux UV grâce au noir de carbone et est reconnaissable par son liseré bleu spécifique à l'eau potable. Par contre, les raccords demandent un savoir faire spécifique car le collage n'est pas possible : il faut une fusion. Elle se fait par soudure bout à bout (au miroir) ou par électrofusion pour les petits diamètres (chère pour les gros diamètres). La soudure bout à bout à une meilleure résistance mécanique mais sa mise en œuvre sur le terrain est plus lourde.</p>

Notre choix s'est porté sur l'utilisation du PE que ce soit le PE100 (polyéthylène haute densité appelé PEHD) ou le PE80 (polyéthylène basse densité appelé PEBD), pour les nombreux avantages qu'ils offrent et leur adéquation avec les exigences de bon fonctionnement du réseau.

Les diamètres nominaux ainsi que les diamètres extérieurs et intérieurs sont donnés dans l'annexe 2.

### III-5- Calcul hydraulique du réseau de distribution

#### III-5-1- Détermination du débit spécifique

Pour le calcul du débit spécifique, on admet l'hypothèse selon laquelle les besoins domestiques sont uniformément répartis sur toute la longueur du réseau de distribution, et il sera exprimé en litre par seconde et par mètre linéaire (l/s/ml). Le débit spécifique qui est fonction du linéaire se calcule comme suit:

$$Q_{sp} = \frac{Q_{max,h}}{L_i} \dots\dots\dots(9)$$

Avec :

$Q_{sp}$  : débit spécifique (l/s/ml).

$Q_{max,h}$  : débit maximum horaire.

$\sum L_i$  : somme des longueurs du réseau.

On aura donc :  $Q_{sp} = 112,3/8182,86$

$$Q_{sp} = 0,01371/s/ml$$

#### III-5-2- Détermination des débits route

Le débit en route se définit comme étant le débit réparti uniformément le long d'un tronçon de réseau et il est déterminé comme suit :

$$Q_{ri} = Q_{sp} \times L_i \dots\dots\dots(10)$$

Avec :

$L_i$  : longueur du tronçon numéro (i), (m) ;

$Q_{ri}$  : débit route du tronçon numéro (i), (l/s) ;

#### III-5-3- Détermination des débits nodaux

C'est le débit concentré en chaque point de jonction des conduites du réseau, il est déterminé comme suit :

$$Q_{ni} = 0,5 \sum Q_{ri} \dots\dots\dots(11)$$

Avec :

$Q_{ni}$  : débit au nœud i (l/s).

$\sum Q_{ri}$  : somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i (l/s).

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau 12.

#### Remarque :

Ces calculs sont faits pour le cas de pointe (de 8h à 12 h), pour le calcul des débits à n'importe quelle heure de la journée, il suffit de multiplier les résultats présentés dans le tableau par le rapport ( $Q_h/Q_{max,h}$ ) où  $Q_h$  est le débit horaire à l'heure considérée.

**Tableau 12 : Débits en route et débits nodaux pour le cas de pointe**

Nœud	Tr	Long (m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)	Nœud	Tr	Long (m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
2	R-2	396,5	0	2,65	18	17-18	149,97	2,06	3,92
	2-3	77,74	1,07			18-19	267,42	3,67	
	2-7	307,88	4,23			18-20	153,38	2,1	
3	2-3	77,74	1,07	2,81	19	18-19	267,42	3,67	1,84
	3-4	146,48	2,01		20	18-20	153,38	2,1	1,05
	3-6	185,16	2,54		21	17-21	77,24	1,06	2,58
4	3-4	146,48	2,01	21-22		161,19	2,21		
	4-5	179,12	2,46	21-25		137,28	1,88		
5	4-5	179,12	2,46	2,08	22	21-22	161,19	2,21	1,11
	5-6	123,41	1,69		23	15-23	269,65	3,7	4,16
6	5-6	123,41	1,69	23-24		132,14	1,81		
	3-6	185,16	2,54	23-29		204	2,8		
	6-8	127,52	1,75	24	16-24	230,89	3,17	5,22	
7	2-7	307,88	4,23		23-24	132,14	1,81		
	7-8	99,09	1,36		24-25	182,07	2,5		
	7-13	338,86	4,65		24-31	216,09	2,97		
8	6-8	127,52	1,75	3,5	25	21-25	137,28	1,88	2,67
	7-8	99,09	1,36			24-25	182,07	2,5	
	8-9	113,57	1,56			25-26	70,46	0,97	
	8-10	169,77	2,33		26	25-26	70,46	0,97	
9	8-9	113,57	1,56	26-27		235,34	3,23	3,53	
	9-12	412,71	5,66	26-28	208,05	2,86			
	9-11	125,1	1,72	27	26-27	235,34	3,23	1,61	
10	8-10	169,77	2,33	2,8	28	26-28	208,05	2,86	2,52
	10-11	157,61	2,16			28-34	159,67	2,19	
	10-13	80,78	1,11		29	23-29	204	2,8	3,52
11	9-11	125,1	1,72	29-30		128,58	1,76		
	10-11	157,61	2,16	29-31		180,56	2,48		
	11-12	160,24	2,2	30	29-30	128,58	1,76	0,88	
	11-14	194,45	2,67	31	29-31	180,56	2,48	2,92	
12	9-12	412,71	5,66		24-31	216,09	2,97		
	11-12	160,24	2,2		31-32	28,42	0,39		
	12-14	184,71	2,53	32	31-32	28,42	0,39	1,55	
13	7-13	338,86	4,65		32-33	116,22	1,6		
	10-13	80,78	1,11		34-32	81,17	1,11		
	13-15	100,91	1,38	33	32-33	116,22	1,6	0,8	
14	11-14	194,45	2,67	3,09	34	28-34	159,67	2,19	2,88
	12-14	184,71	2,53			34-32	81,17	1,11	
	14-16	71,26	0,98			34-35	179,36	2,46	
15	13-15	100,91	1,38	3,95	35	34-35	179,36	2,46	1,97
	15-16	204,51	2,81			35-36	89,83	1,23	
	15-23	269,65	3,7			35-37	17,72	0,24	
16	14-16	71,26	0,98	4,71	36	35-36	89,83	1,23	0,62
	15-16	204,51	2,81		37	35-37	17,72	0,24	5,37
	16-17	180	2,47			37-38	298,68	4,1	
	16-24	230,89	3,17			37-39	190,63	2,62	
17	16-17	180	2,47	37-40		275,97	3,79	2,79	
	17-18	149,97	2,06	38	37-38	298,68	4,1		2,05
	17-21	77,24	1,06	39	37-39	190,63	2,62		1,31
					40	37-40	275,97	3,79	1,89

**III-6- Simulation du réseau**

On procède à la simulation des différents paramètres du réseau à l'aide du logiciel EPANET, qui est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et de la qualité de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour de l'eau et de suivre l'origine de l'eau.

On donnera l'état des tronçons pour le cas de pointe et le cas de pointe plus incendie, pour vérifier si la condition des vitesses est satisfaite. En ce qui concerne les nœuds on va présenter leurs états dans les deux cas déjà cités, ainsi qu'aux heures de faible consommation (0h), vu que les pressions importantes se manifestent pendant ces heures.

Les résultats sont présentés dans les tableaux qui suivent.

**Tableau 13 : Etat des nœuds**

N° du Nœud	Altitude (m)	Pression à 10 h (m)	Pression à 0 h (m)	N° du Nœud	Altitude (m)	Pression à 10 h (m)	Pression à 0 h (m)
2	485	22,26	23,96	22	454	43,8	54,29
3	478,8	28,16	30,14	23	475,3	25,56	33,21
4	473,75	33	35,17	24	464,95	35,17	43,51
5	463,55	42,89	45,35	25	456,53	42,23	51,83
6	473,5	32,7	35,38	26	450,51	47,8	57,82
7	482,06	23,78	26,8	<b>27</b>	<b>435,11</b>	<b>61,57</b>	<b>73,1</b>
8	480,29	25,16	28,54	<b>28</b>	<b>439,11</b>	<b>58,75</b>	<b>69,19</b>
9	472,52	32,18	36,26	29	467,47	31,77	40,93
10	480,13	24,48	28,64	30	455	42,14	53,25
11	475,35	28,66	33,38	31	457,49	40,9	50,84
12	458,43	44,86	50,25	32	457,6	40,58	50,72
13	471,19	33,17	37,57	33	450	46,56	58,21
14	460,18	42,38	48,45	34	452,49	45,29	55,8
15	464,42	39,23	44,29	<b>35</b>	<b>431,5</b>	<b>63,96</b>	<b>76,63</b>
16	461,26	40,64	47,32	<b>36</b>	<b>431,3</b>	<b>63,39</b>	<b>76,77</b>
17	456,49	43,34	51,95	<b>37</b>	<b>428,2</b>	<b>67,06</b>	<b>79,91</b>
<b>18</b>	<b>442,5</b>	<b>55,45</b>	<b>65,8</b>	<b>38</b>	<b>439</b>	<b>52,98</b>	<b>68,88</b>
<b>19</b>	<b>440</b>	<b>55,55</b>	<b>68,13</b>	<b>39</b>	<b>423</b>	<b>70,11</b>	<b>84,96</b>
20	450	46,8	58,22	<b>40</b>	<b>422</b>	<b>67,09</b>	<b>85,68</b>
21	460,63	38,51	47,76				

Les pressions au niveau de la plupart des nœuds se situent entre 2 et 6 bars ; qui sont des pressions acceptables pour un réseau d'alimentation en eau potable ; mis à part quelques uns où la pression dépasse les 6 bars dans la région basse de la ville. On préconise donc d'installer des vannes stabilisatrices-aval à l'amont des tronçons 17-18, 25-26 et 32-34 qui maintiendront respectivement les pressions inférieures à 35, 25 et 20 bars.

Le tableau suivant donne les pressions aux nœuds après installation de ces vannes.

**Tableau 14 : Etat des nœuds après installation des vannes stabilisatrices**

N° du Nœud	Pression à 10 h (m)	Pression à 0 h (m)	N° du Nœud	Pression à 10 h (m)	Pression à 0 h (m)
2	22,26	23,96	23	25,73	33,25
3	28,16	30,14	24	35,27	43,53
4	33	35,17	25	41,24	51,52
5	42,89	45,35	26	30,08	30,82
6	32,7	35,38	27	43,85	46,11
7	23,78	26,8	28	39,61	41,6
8	25,16	28,54	29	32,25	41,02
9	32,17	36,26	30	42,62	53,34
10	24,48	28,64	31	41,65	50,99
11	28,64	33,38	32	41,42	50,88
12	44,84	50,24	33	47,41	58,36
13	33,18	37,57	34	24,9	27,54
14	42,34	48,44	35	43,57	48,37
15	39,25	44,29	36	43	48,51
16	40,58	47,31	37	46,67	51,65
17	42,92	51,83	38	32,59	40,62
18	47,11	48,86	39	49,72	56,7
19	47,21	51,19	40	46,7	57,42
20	38,46	41,28	<b>41</b>	<b>25</b>	<b>25</b>
21	37,81	47,56	<b>42</b>	<b>20</b>	<b>22,43</b>
22	43,11	54,09	<b>43</b>	<b>35</b>	<b>35</b>

Les nœuds indiqués en gras dans le tableau représentent les nœuds avals des vannes stabilisatrices, et on constate à présent que toutes les pressions sont dans l'intervalle admis.

On va présenter dans le tableau qui suit les résultats de la simulation concernant les différents tronçons du réseau.

**Tableau 15 : Etat des tronçons (cas de pointe)**

Tr	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	PDC (m/km)	Tr	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	PDC (m/km)
R-2	500	112,3	0,85	1,81	18-20	63	1,05	0,56	7,48
2-3	315	49,04	0,94	3,82	15-23	180	21,87	1,29	9,80
3-4	225	13,44	0,51	1,39	16-24	180	17,78	1,04	7,00
4-5	200	11,21	0,53	1,76	17-21	125	9,51	1,16	12,55
5-6	180	9,13	0,54	1,95	21-22	63	1,11	0,59	8,29
3-6	250	32,8	1	4,10	21-25	125	5,82	0,71	4,94
2-7	315	60,61	1,16	4,58	23-24	140	8,7	0,84	6,06
6-8	250	38,93	1,18	5,90	24-25	125	10,06	1,23	13,51
7-8	250	30,94	0,94	4,02	25-26	140	13,21	1,28	13,32
8-9	250	39,64	1,21	6,67	26-27	75	1,61	0,61	6,95
9-12	140	6,43	0,62	3,45	26-28	125	8,07	0,98	9,00
7-13	225	24,55	0,92	4,35	28-34	110	5,55	0,87	8,34
8-10	225	26,73	1,01	4,90	23-29	140	9	0,87	6,40
9-11	225	28,74	1,08	5,60	29-30	50	0,88	0,74	16,38
10-11	110	3,7	0,58	3,98	29-31	125	4,6	0,56	3,22
11-12	110	3,96	0,62	4,51	24-31	160	11,2	0,83	5,02
10-13	225	20,23	0,76	3,00	31-32	180	12,89	0,76	4,21
11-14	200	24,11	1,15	7,56	32-33	50	0,8	0,68	13,89
12-14	125	5,19	0,63	4,05	32-34	180	10,54	0,62	2,60
13-15	250	41,21	1,25	6,98	34-35	140	13,21	1,28	12,90
14-16	200	26,21	1,25	9,52	35-36	50	0,62	0,52	8,57
15-16	160	15,39	1,15	8,94	35-37	140	10,62	1,03	11,58
16-17	160	19,11	1,42	13,48	37-38	75	2,05	0,77	10,99
17-18	110	6,81	1,07	12,55	37-39	63	1,31	0,7	11,30
18-19	75	1,84	0,69	8,97	37-40	63	1,89	1,01	22,36

Les vitesses dans l'ensemble des tronçons se situent entre 0,5 m/s et 1,5 m/s, qui sont des vitesses admissibles pour un réseau d'alimentation en eau potable.

A présent on va donner les résultats pour le cas de pointe plus incendie. On doit signaler que les débits route des tronçons, ainsi que les débits nodaux sont les même que le cas de pointe sauf pour le nœud où on doit soutirer le débit de lutte contre l'incendie qui est de 17 l/s. Pour notre cas, on a choisi le nœud 34 comme étant le nœud qui va assurer ce débit, vu qu'il est situé loin de réservoir, et il a une pression à l'heure de pointe relativement faible.

**Tableau 16 : Etat des nœuds**

N° du Nœud	Pression (m)	N° du Nœud	Pression (m)	N° du Nœud	Pression (m)
2	21,83	16	38,03	30	37,28
3	27,65	17	39,94	31	34,66
4	32,45	18	47,11	32	34
5	42,23	19	47,21	33	39,99
6	31,95	20	38,46	<b>34</b>	<b>23,92</b>
7	22,9	21	34,47	35	42,6
8	24,14	22	39,76	36	42,03
9	30,91	23	22,01	37	45,7
10	23,11	24	31,12	38	31,61
11	27,11	25	37,45	39	48,74
12	43,12	26	29,96	40	45,73
13	31,68	27	43,72	41	25
14	40,16	28	39,07	42	20
15	37,39	29	26,92	43	35

On remarque une légère baisse des pressions, mais restent toujours dans la fourchette 2-6 bars. Le nœud 34 a une pression de 2,4 bars qui dépasse largement la pression minimale pour la lutte contre les incendies, qui est de 1 bar. Donc la présence d'un incendie n'a pas affecté le fonctionnement de notre réseau de point de vue pression.

**Tableau 17 : Etat des tronçons :**

Tronçon	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	PDC Unit. (m/km)	Tronçon	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	PDC Unit. (m/km)
R-2	129,29	0,98	2,37	18-20	1,05	0,56	7,48
2-3	56,02	1,07	4,92	15-23	29,12	1,71	16,67
3-4	15,17	0,57	1,74	16-24	25,75	1,51	13,95
4-5	12,94	0,62	2,3	17-21	11,28	1,38	17,24
5-6	10,86	0,64	2,7	21-22	1,11	0,59	8,29
3-6	38,04	1,16	5,4	21-25	7,59	0,93	8,1
2-7	70,62	1,35	6,1	23-24	11,04	1,07	9,43
6-8	45,91	1,4	8,02	24-25	9,21	1,12	11,45
7-8	35,95	1,09	5,32	25-26	14,13	1,37	15,09
8-9	46,01	1,4	8,82	26-27	1,61	0,61	6,95
9-12	7,46	0,72	4,54	26-28	8,99	1,1	10,99
7-13	29,56	1,11	6,15	28-34	6,47	1,02	11,07
8-10	32,34	1,22	6,98	23-29	13,91	1,35	14,35
9-11	34,09	1,28	7,7	29-30	0,88	0,74	16,38

Tableau 17 (suite)

Tronçon	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	PDC Unit. (m/km)	Tronçon	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	PDC Unit. (m/km)
10-11	4,16	0,65	4,94	29-31	9,51	1,16	12,39
11-12	4,49	0,71	5,68	24-31	22,37	1,66	18,13
10-13	25,38	0,95	4,57	31-32	28,96	1,7	19,26
11-14	29,39	1,4	10,94	32-33	0,8	0,68	13,89
12-14	6,75	0,82	6,58	32-34	26,61	1,56	14,6
13-15	51,36	1,56	10,54	34-35	13,21	1,28	12,9
14-16	33,05	1,57	14,71	35-36	0,62	0,52	8,57
15-16	18,3	1,36	12,32	35-37	10,62	1,03	11,58
16-17	20,88	1,55	15,9	37-38	2,05	0,77	10,99
17-18	6,81	1,07	12,55	37-39	1,31	0,7	11,3
18-19	1,84	0,69	8,97	37-40	1,89	1,01	22,36

Contrairement aux pressions, les vitesses augmentent à cause de l'augmentation du débit. La vitesse la plus élevée enregistrée est de 1,71 m/s, qui reste une vitesse acceptable vu que l'incendie ne survient qu'occasionnellement.

### III-7- Robinetterie et équipements divers

Le fonctionnement et l'exploitation d'un réseau de distribution nécessitent ; en service normal comme en cas d'incendie ; que l'on dispose d'un certain nombre d'accessoires qui ont pour rôle :

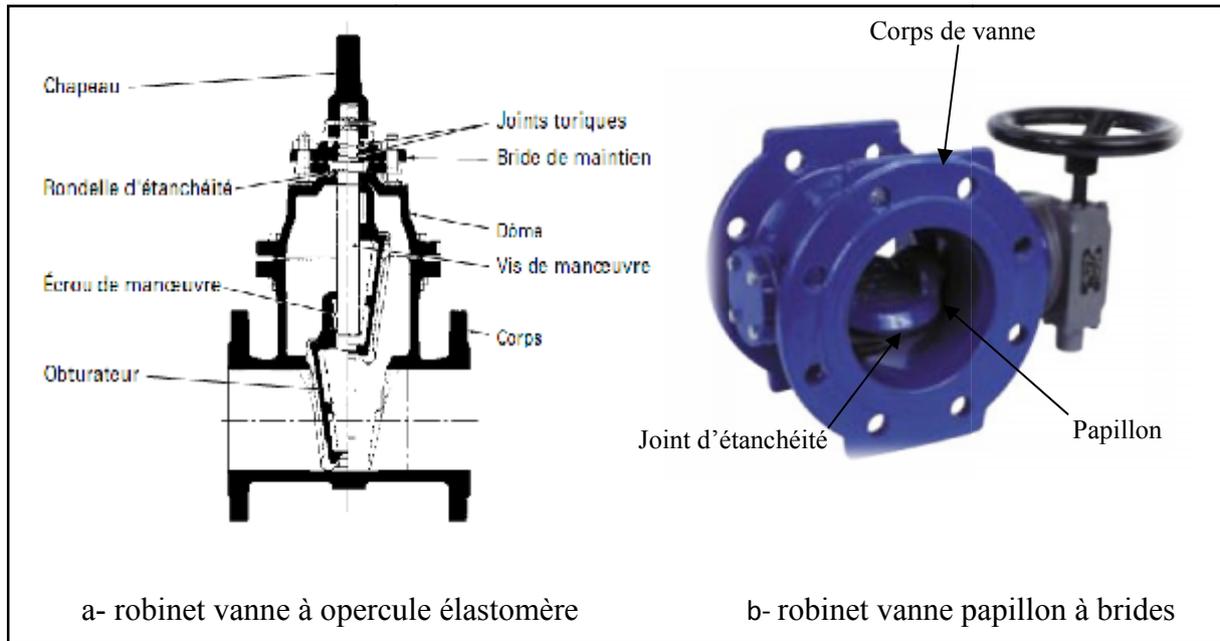
- Assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et assurer les débits.
- Protéger les canalisations.
- Soutirer les débits.

Parmi ces accessoires on distingue les robinets, les poteaux d'incendie (bouches d'incendies), les régulateurs de pression.

#### III-7-1- Robinets vannes

On distingue :

- Les robinets vannes à opercule : sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. De surcroît, à partir d'un certain diamètre, il convient d'installer des by-pass pour équilibrer les pressions qui s'exercent des deux côtés du coin quand on veut le manoeuvrer à partir de la position fermée. Le corps du robinet vanne est en fonte, la vis et son écrou (figure 3-a).
- Les vannes papillon peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manoeuvre est faible. À partir d'un certain diamètre (200 à 300 mm) les robinets vannes des deux types sont généralement motorisés (figure 3-b).

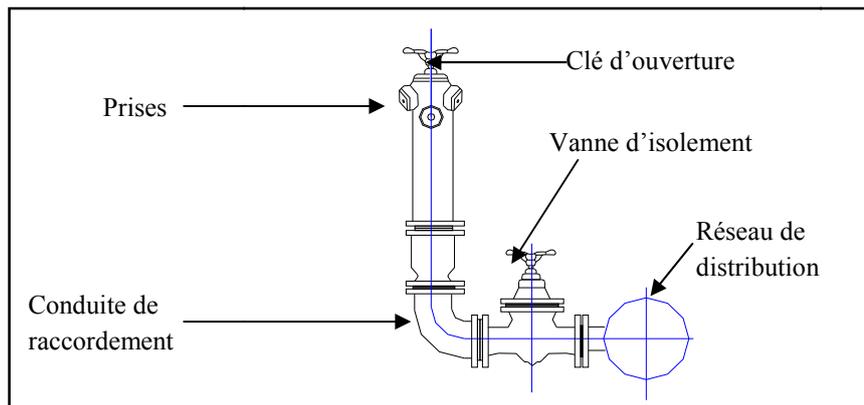


**Figure 3 : Robinets vannes**

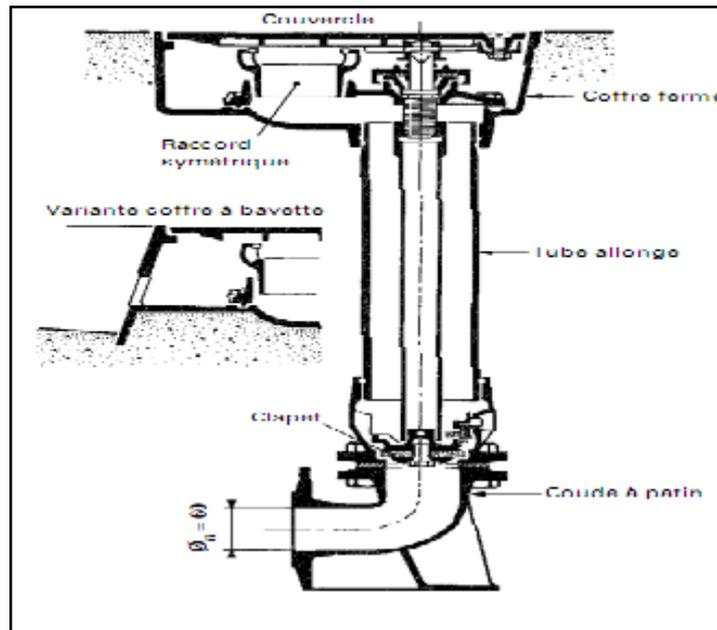
**III-7-2- Poteaux ou bouches d'incendie**

Leur diamètre est normalisé à 100 ou 125 mm. Ils doivent être alimentés par des conduites de même diamètre, qui doivent assurer un débit minimal de 17 l/s sous 1 bar ; la disposition du réseau (réserve d'incendie) doit permettre aux pompiers de disposer de 120 m<sup>3</sup>.

Quand ils ne sont pas en service, les poteaux d'incendie (figure 4) sont mis hors gel par vidange de leur corps, commandée par la fermeture de leur vanne. Ils peuvent, dans certains cas, prendre la forme d'une bouche d'incendie et/ou de lavage (figure 5).



**Figure 4 : Poteaux d'incendie**



**Figure 5 : Bouche d'incendie**

### III-7-3- Régulateurs de pression

Un réseau se porte bien lorsque les débits et les pressions varient dans des fourchettes raisonnables. Il en va de même pour les installations privées des particuliers et de l'industrie. On a donc imaginé et mis en place des régulateurs, réducteur-stabilisateur de pression aval: ces appareils fonctionnent sur le principe de pilotes à ressort taré permettant les réglages par gammes de pression de 0,1 à 21 bar (voir figure 6).

La pression aval agit directement dans la chambre de commande sous la partie haute du clapet par un orifice particulier. La pression aval est équilibrée à tout moment par l'action du ressort, ce qui provoque les déplacements du clapet lorsque le débit ou la pression du réseau varient.

➤ **Réglage :**

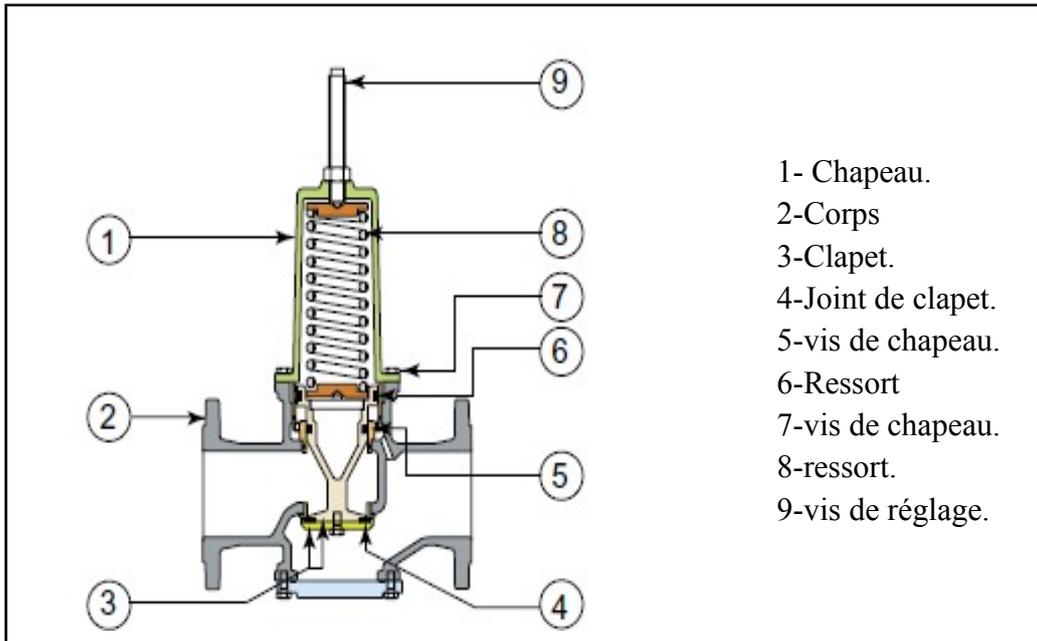
Raccorder l'appareil selon le sens d'écoulement indiqué par une flèche. Augmenter ou diminuer la pression aval jusqu'à la valeur désirée en tournant la vis supérieure. Pour augmenter, tourner dans le sens des aiguilles d'une montre, pour diminuer agir dans le sens inverse.

➤ **Protection :**

Pour assurer un fonctionnement parfait et durable de l'appareil en exploitation, nous préconisons l'installation en amont d'un filtre à tamis.

➤ **Avantage :**

- Pression aval réduite et pratiquement constante ;
- Disposition de l'appareillage mobile de la partie supérieure de l'appareil ;
- Possibilité de purge par robinet de la plaque de fond ;
- Amortissement des mouvements de l'équipage mobile assurant un fonctionnement anti-bélier ;



**Figure 6 : Schéma d'un régulateur de pression**

**III-7-4- Pièces spéciales de raccord**

Il existe toute une gamme de raccords en PE, les raccordements se font par électrosoudage ou par soudage bout à bout (appelé soudage au miroir), on trouve :

- les Tés : utilisés pour le raccordement des canalisations secondaires sur la canalisation principale.
- les coudes : utilisés en cas de changement de direction.
- les cônes de réduction : ce sont des organes de raccord en cas de changement de diamètre.

**III-8- Gestion et maintenance du réseau**

Le vieillissement d'une conduite correspond à sa dégradation dans le temps qui dus soit au mauvais fonctionnement hydraulique du réseau (changement de pression), soit au chut de rendement de réseau par des coupures intempestives...). Pour cela une gestion et une maintenance régulières sont indispensables. La gestion des réseaux d'alimentation en eau potable à pour objet d'assurer :

- La pérennité des ouvrages par des options de conservation ;
- L'entretien courant des réseaux et des ouvrages mécaniques par des interventions de nettoyage, de dépannage et de maintenance ;
- L'exploitation par la régulation des débits et la synchronisation, relevage, traitement, stockage et distribution ;

La maintenance, de son côté, est un ensemble des mesures servant à préserver l'état initial ainsi qu'à constater et évaluer l'état réel des dispositifs technique d'un système d'alimentation en eau potable, en procédant régulièrement aux opérations d'entretien, d'inspection et de remise en état.

### **Conclusion**

Après avoir conçu le réseau de distribution, nous avons pu vérifier son fonctionnement pendant les heures critiques (cas de pointe, présence d'incendie et cas de faible consommation), à l'aide du logiciel Epanet. Nous avons constaté que les pressions et les vitesses sont acceptables sur l'ensemble du réseau, excepté dans quelques parties où les vitesses sont faibles, et les pressions élevées dues à la grande dénivelée entre le réservoir et les nœuds qui se trouvent à la partie sud de la région. Afin de remédier à ce problème nous avons utilisé des réducteurs de pression.

# **Chapitre IV :**

## **Etude des réservoirs**

## **Introduction**

Le réservoir est un ouvrage intermédiaire entre les réseaux d'adduction et les réseaux de distribution. C'est un ouvrage aménagé pour contenir de l'eau, soit destinée à la consommation publique, soit de l'eau à usage industriel. Ces derniers possèdent des débits non uniformes durant la journée ; d'où le rôle du réservoir qui permet de gérer les débits selon la demande.

### **IV-1- Rôles des réservoirs**

Plus souvent, les installations d'adduction et de distribution d'eau comportent un réservoir. Ce réservoir a une double fonction :

a) Il assure la sécurité de la distribution, soit en cas de défaillance de courte durée, soit pour fournir rapidement une quantité d'eau importante (pour éteindre un incendie par exemple ;

b) Il assure la régulation entre les différents débits :

➤ Débit consommé, qui est plus souvent presque nul la nuit, et peut atteindre trois à quatre fois le débit moyen journalier (et parfois davantage) à certaines heures de la journée,

➤ Débit des sources d'approvisionnement, généralement peut variable au cours de la journée (ou débit des pompes de puits, souvent appelées à fonctionner de façon continue ou presque),

➤ Débit des pompes d'adduction : si la puissance des pompes électriques est très élevée (refoulement à hauteur importante), on peut être conduit par économie à les utiliser principalement de nuit, à des heures où la consommation est très faible ; au contraire, s'il s'agit d'une pompe à moteur Diesel nécessitant une certaine surveillance, on pourra choisir de pomper uniquement de jour. De plus, le réservoir peut permettre de constituer une réserve d'eau pour lutter contre d'éventuels incendies.

En outre, dans les agglomérations présentant de fortes dénivellations (plusieurs dizaines de mètres), un réservoir situé à une hauteur intermédiaire sera nécessaire, pour éviter une pression trop élevée sur les ouvrages inférieurs. [3]

### **IV-2- Choix du site du réservoir**

Le choix du site du réservoir est limité par des considérations d'économie et de pression aux points d'alimentation. Cette pression doit être supérieure à 10 m et ne doit pas dépasser les 40 m, par conséquent l'emplacement du réservoir diffère d'une agglomération à une autre, selon sa disposition et sa topographie et on peut rencontrer les cas de figures suivants :

- Sur des terrains plats, le réservoir doit être installé au centre de gravité de l'agglomération, car plus il est loin de cette dernière plus il est haut ou le diamètre de la conduite de distribution est grand, ce qui revient plus cher.

- La présence d'un relief à proximité d'une agglomération, nous permet d'installer un réservoir semi-enterré, qui est plus économique qu'un réservoir sur élevé, à une côte assurant au mieux les conditions de pression. Et si le niveau de la source d'eau est suffisamment élevé par rapport à l'agglomération, le réservoir sera installé sur la pente du relief entre les deux, pour que le remplissage de ce dernier soit gravitaire, qui est encore plus économique.

- Dans une agglomération présentant une dénivellée importante, plus de 50 m, l'installation de deux ou plusieurs réservoirs à des côtes différentes est nécessaire, pour que le plus élevé alimente la partie supérieure de l'agglomération, et le bas alimente la partie inférieure. Ainsi on évitera les pressions trop élevées au niveau des ouvrages inférieurs.

- Si l'agglomération est allongée, on doit projeter des réservoirs à ses extrémités pour équilibrer la pression. [1]

#### **IV-3- Classification des réservoirs**

D'après la nature des matériaux, on distingue :

- Les réservoirs métalliques ;
- Les réservoirs en maçonnerie ;
- Les réservoirs en bétons armé, ordinaire ou précontraint ;

D'après la situation des lieux, ils peuvent être :

- Enterrés ;
- Semi-enterrés ;
- Surélevés, sur tour ; [1]

#### **IV-4- Capacité des réservoirs**

Un réservoir doit avoir une capacité suffisante pour pouvoir emmagasiner, d'une part ce qui arrive en trop pendant les heures où la consommation est minimale (pendant la nuit), et d'autre part le volume destiné à être distribué pendant les heures de pointe. Elle varie selon la différence entre les heures de fonctionnement de l'adduction et la variation de la consommation journalière.

En addition à cela, le réservoir doit comporter une réserve pour combattre les incendies, qui doit être disponible à tout moment. Elle est estimée au minimum à 120 m<sup>3</sup>, car l'engin de base de lutte contre les incendies est la motopompe de 60 m<sup>3</sup>/h, et la durée approximative d'extinction d'un incendie moyen est évaluée à 2 h.

Et pour éviter l'entrée d'air dans la canalisation, on doit prévoir un volume nécessaire afin de s'assurer qu'une charge de 0,5 m soit toujours ménagée au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite de distribution. [1]

- **Calcul de la capacité de stockage pour la ville D'Ain Soltane**

Pour le calcul de la capacité de stockage on utilisera la méthode analytique qui dépendra, d'une part du régime de consommation figurant dans le tableau 10 (chapitre-II), et d'autre part du régime d'apport d'eau à partir de la source vers le réservoir que nous avons fixé à raison de 20 heures d'apport du fait d'un pompage à partir des forages.

En conséquence, la capacité sera déduite à partir des résidus entre l'apport et le départ d'eau pour chaque heure pendant 24 heures comme le montre le tableau ci-après.

**Tableau 18 : Détermination de la capacité de réservoir «en pourcentage»**

Heures (h)	consommation en %	Apport en %	Arrivée d'eau dans le réservoir (%)	Départ d'eau du réservoir (%)	Reste d'eau dans le réservoir (%)
0-1	1,5	0		-1,5	8,5
1-2	1,5	0		-1,5	7
2-3	1,5	0		-1,5	5,5
3-4	1,5	0		-1,5	4
4-5	2,5	5	2,5		6,5
5-6	3,5	5	1,5		8
6-7	4,5	5	0,5		8,5
7-8	5,5	5		-0,5	8
8-9	6,25	5		-1,25	6,75
9-10	6,25	5		-1,25	5,5
10-11	6,25	5		-1,25	4,25
11-12	6,25	5		-1,25	3
12-13	5	5		0	3
13-14	5	5		0	3
14-15	5,5	5		-0,5	2,5
15-16	6	5		-1	1,5
16-17	6	5		-1	0,5
17-18	5,5	5		-0,5	0
18-19	5	5		0	0
19-20	4,5	5	0,5		0,5
20-21	4	5	1		1,5
21-22	3	5	2		3,5
22-23	2	5	3		6,5
23-24	1,5	5	3,5		<b>10</b>

Dans la dernière colonne, nous devons choisir la période où la cuve est vide comme dans notre cas (18-19) h, à partir de là, on fait le cumul des valeurs des colonnes (4) et (5).

Le volume utile est donnée par :

$$V_u = \frac{a(\%)Q_{\max,j}}{100} \dots\dots\dots(12)$$

Avec :

$V_u$  : Volume utile du réservoir ( $m^3$ ).

$a\%$  : Résidu maximum qui est de 10% (colonne 6 du tableau 9)

$Q_{\max,j}$ : débit maximum journalier ( $m^3/j$ ) ( $Q_{\max,j} = 6468,61 m^3/j$ ).

Donc le volume du réservoir sera :

$$V_u = \frac{10 \ 6468,61}{100} = 646,86 m^3$$

A cela on ajoute la réserve d'incendie de l'ordre de 60 m<sup>3</sup>/h pendant 2 heures donc le volume d'incendie minimum est 120 m<sup>3</sup>.

La capacité totale sera :  $V_t = V_u + V_{inc}$

$$V_t = 766,86 \text{ m}^3$$

On note que la capacité totale du réservoir de la ville d'Ain Soltane est de 400 m<sup>3</sup>, alors que le volume calculé est estimé à 766,86 m<sup>3</sup>, donc la capacité existante n'est pas suffisante pour assurer le stockage nécessaire à l'alimentation en eau de la ville à l'horizon 2030.

On doit donc réaliser un deuxième réservoir avec un volume de 500 m<sup>3</sup> pour prévoir ce déficit en stockage. Il sera implanté à la même côte que l'existant, vu que ce dernier répond aux exigences techniques du réseau.

#### IV-5- Equipements des réservoirs

Tout réservoir doit comporter les équipements qui sont illustrés dans la figure n°7, et qui sont les suivants :

- Une conduite d'arrivée ;
- Une conduite de départ ;
- Une conduite de trop-plein ;
- Une conduite de vidange ;
  - Une conduite by-pass ;
  - Un système de matérialisation d'incendie ;

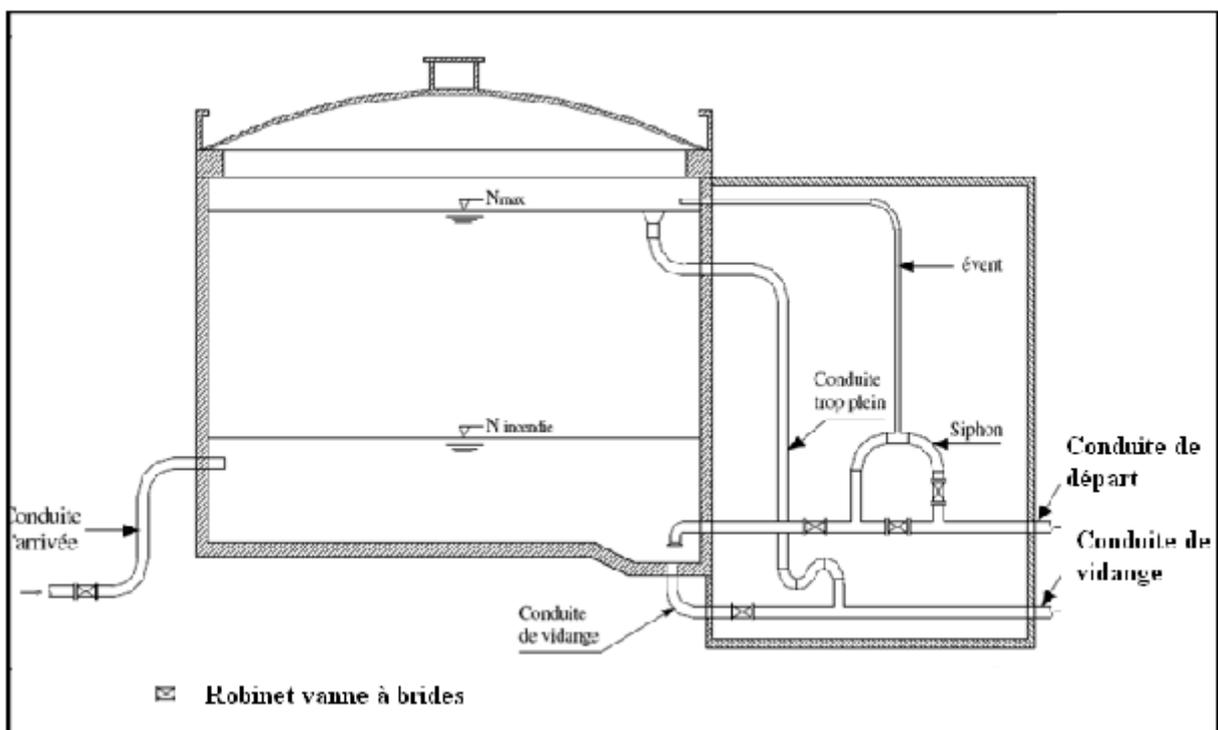


Figure 7 : Equipements d'un réservoir.

#### **IV-5-1- Conduite d'arrivée**

La conduite d'arrivée d'eau peut être placée soit au fond du réservoir, soit à la partie supérieure. Elle est munie à son extrémité d'un dispositif permettant de stopper l'arrivée d'eau lorsque le réservoir est plein.

#### **IV-5-2- Conduite de départ**

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque centimètre au-dessus du radier pour éviter l'entrée de matières en suspension. Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

#### **IV-5-3- Conduite de trop-plein**

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau au réservoir en cas où la pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein. Ces conduites doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tous corps étrangers.

#### **IV-5-4- Conduite de décharge ou de vidange**

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier. Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable.

#### **IV-5-5- Conduite by-pass**

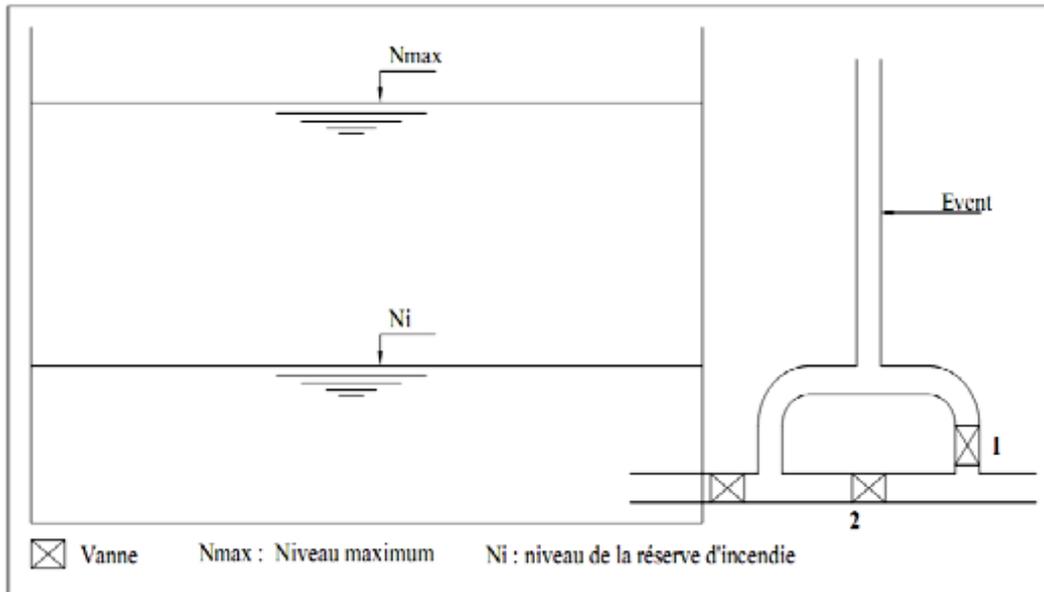
C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour son entretien ou dans le cas d'un incendie à forte charge.

#### **IV-5-6- Matérialisation de la réserve d'incendie**

Comme la réserve d'incendie doit être disponible à tout moment, alors il faut en interdire matériellement l'utilisation en service normal. Et pour cela, on prévoit un dispositif permettant de l'isoler et ne la rendre accessible qu'en cas de besoin.

Le dispositif le plus utilisé est constitué, comme le montre la figure 8, d'un siphon qui se désamorçe quand le niveau de la réserve est atteint. En service normal, la vanne 1 est ouverte et la vanne 2 est fermée. Si le niveau dans le réservoir atteint le niveau de la réserve ( $N_i$ ), le siphon se désamorçe grâce à l'évent ouvert à l'air libre et la réserve ne sera pas utilisée. En cas d'incendie, il suffit d'ouvrir la vanne 2.

Ainsi donc, la réserve d'incendie est toujours disponible tout en assurant son renouvellement.



**Figure 8 : Matérialisation de la réserve d'incendie.**

#### IV-6- Entretien des réservoirs

Les structures du réservoir doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne toutes les fissures éventuelles que les phénomènes de corrosions sur les parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui y règne.

Un soin particulier est à apporter au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que :

- Isolement et vidange de la cuve ;
- Elimination des dépôts sur les parois ;
- Examen et réparations éventuelles de celle-ci ;
- Désinfection à l'aide des produits chlorés ;
- Remise en service ;

A noter que le réservoir est le maillon le plus faible de toute la chaîne de distribution parce qu'il met l'eau en contact avec l'atmosphère.

#### Conclusion

Le besoin en stockage de la ville d'Ain Soltane est à présent satisfait, en augmentant sa capacité de 500 m<sup>3</sup>. Et pour assurer une bonne qualité de l'eau stockée on doit suivre ces quelques consignes concernant les réservoirs.

- Limiter l'entrée de la lumière naturelle pour éviter les risques de prolifération d'algues.
- Éviter l'élévation de la température de l'eau par une bonne isolation thermique et ceci pour limiter l'activité biologique et protéger la structure contre les microfissurations.
- Aménager des évacuations pour les eaux pluviales.
- Prévoir des accès au réservoir empruntable par des véhicules en toute saison.

**Chapitre V :**  
**Etude de l'adduction et pompage**

## **Introduction**

Dans tout projet de transfert ou d'adduction, la source d'eau se trouve souvent loin du réservoir de distribution ou de stockage. Et d'après ce qu'on rencontre fréquemment quand il s'agit de l'exploitation des eaux souterraines, cette source se situe à une altitude plus basse que celle de ce réservoir

De ce fait, un pompage s'avère nécessaire pour faire parvenir l'eau jusqu'au réservoir. Le dimensionnement de la station de pompage, ainsi que le choix du type, et du diamètre de la conduite de refoulement repose sur une étude technique et économique. Et c'est ce qu'on va détailler dans ce présent chapitre.

### **V-1- Etude de l'adduction**

#### **V-1-1- Définition**

L'adduction peut être définie comme étant le transport d'eau de la source (champ de captage, ou station de traitement), vers les zones de consommation.

D'après leurs fonctionnements, les adductions peuvent être classées en trois groupes:

##### **V-1-1-1- Adduction gravitaire**

L'écoulement de l'eau peut être à surface libre ou en charge. L'altitude de la source est, dans ce cas, supérieure à celle du point de consommation. [2]

##### **V-1-1-1- Adduction par refoulement**

Dans ce cas la source se trouve à un niveau bas par rapport au point d'arrivée, et l'écoulement est en charge par pompes. [2]

##### **V-1-1-1- 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 conduites est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon. [2]

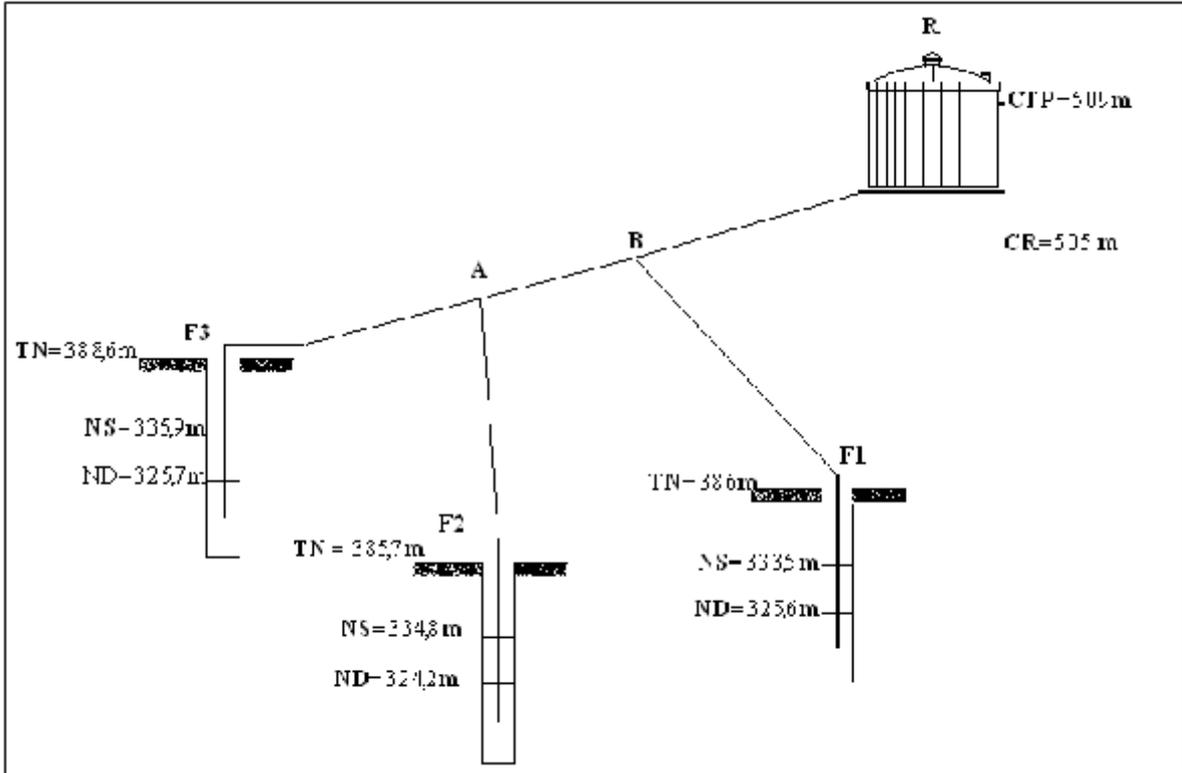
#### **V-1-2- Choix du tracé de l'adduction**

En vue de l'établissement d'une conduite d'adduction, il y a lieu de tenir compte de certaines conditions qui doivent être impérativement respectés tel que:

- Rechercher un profil en long aussi régulier que possible. Celui-ci étant établi, de préférence dans le sens de la rampe dans le cas d'une adduction en refoulement et dans le sens de la pente dans le cas d'une adduction gravitaire.
- Eviter les contre-pentes qui peuvent donner lieu à des bouchons d'air lors de l'exploitation de l'adduction.
- Concevoir un tracé peu sinueux afin de minimiser le nombre de butée.
- Minimiser la longueur du tracé afin de diminuer le coût du projet afin de réduire au maximum la hauteur manométrique totale
- Favoriser l'accotement des routes afin de faciliter l'accès aux engins pendant la réalisation et aidera plus tard le gestionnaire à détecter les fuites dès leur apparition.

- Prendre en considération la nature du sol traversé par le tracé. Il faut qu'il soit le moins possible agressif.
- Eviter au maximum les traversés de massif boisé ainsi que les rivières, les routes et chemin de fer. Leur traversée fait grimper le coût du projet. [5]

Le tracé choisi pour notre adduction est donné dans la planche n°2, avec un schéma général comme le montre la figure 9:



**Figure 9 : Schéma général de l'adduction**

### V-1-3- Choix des matériaux de la conduite

Le choix du matériau des conduites enterrées dépend aussi bien de leur fiabilité technique et économique. Cette faisabilité sur le plan technique dépend de plusieurs exigences telles que :

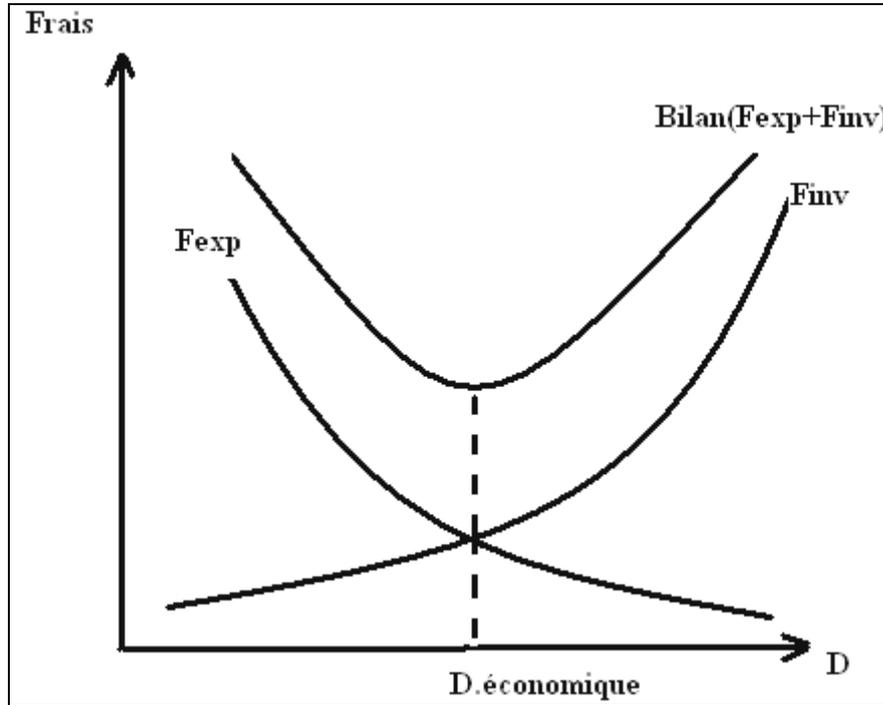
- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
- Adaptation aux terrains de pose ;
- Bonne étanchéité ;
- Facilité d'entretien et de mise en service ;
- La disponibilité sur le marché local (de préférence) ;

Dans le projet, nous avons opté pour les conduites en PEHD PN20, et cela en raison des avantages qu'elles présentent.

### V-1-4- Diamètre économique d'une conduite d'adduction

Choisir un diamètre plus grand se traduit par une dépense initiale (frais d'investissement) plus élevée, et une perte de charge plus faible, donc des dépenses de pompage (frais

d'exploitation) moins élevées, et vice versa. Le diamètre le plus économique est alors donné par les dépenses totales minimales ( $F_{inv} + F_{exp}$ ), comme illustré dans la figure suivante.



**Figure 10 : Détermination du diamètre économique.**

Plusieurs formules ont été proposées pour le calcul du diamètre économique, on citera :

La formule de BRESS :  $D_{eco} = 1,5 \sqrt{Q}$  .....(13)

La formule de BONIN :  $D_{eco} = \sqrt{Q}$  .....(14)

Avec :

$D_{eco}$ : Diamètre économique de la canalisation en (m).

$Q$  : Débit en  $m^3/s$ .

La formule de Vuibert :  $D_{eco} = A (e/f)^{0,154} * Q^{0,46}$  .....(15)

Avec :

$A$  : vaut 1,547 pour un pompage 24h/24, et 1,35 pour un pompage 10h/24.

$e$  : Prix du KWH.

$f$  : Prix du Kg de fonte.

La formule de Meunier :  $D_{eco} = (1 + 0,02 n) Q$  .....(16)

Avec :

$n$  : Nombre d'heurs de pompage.

**V-1-5- Calcul technico-économique du diamètre du réseau d'adduction**

**V-1-5-1- Calcul des frais d'exploitation**

Le calcul des frais d'exploitation, revient à déterminer le coût de l'énergie électrique consommée par la station de pompage pendant l'année, ils sont donnés par :

$$F_{exp} = E e \dots\dots\dots(17)$$

Avec :

E: énergie électrique consommée par la pompe en (Kw H).

e: prix unitaire d'un Kwh imposé par la SONELGAZ. (e=4,17DA).

L'énergie électrique est le produit de la puissance de la pompe et le temps de fonctionnement de celle-ci pendant l'année, elle est calculé par :

$$E = P t 365 \dots\dots\dots(18)$$

Tel que :

t : est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas t =20h

P : puissance de la pompe en (kW), qui est donnée par la formule suivante :

$$P = \frac{\rho g Q H_{MT}}{\eta} \dots\dots\dots(19)$$

Avec :

ρ : Masse volumique de l'eau

Q : débit de la pompe en (m<sup>3</sup>/s)

η : rendement de la pompe = 70%

H<sub>MT</sub> : la hauteur manométrique totale de la pompe.

• **Détermination de la hauteur manométrique totale**

La H<sub>MT</sub> d'une pompe est la différence de pression en mètre colonne d'eau (mce) entre les orifices d'aspiration et de refoulement, (hauteur géométrique d'élévation totale) y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement ( H<sub>T,asp</sub> + H<sub>ref</sub>).

$$H_{MT} = H_g + \Delta H_{T,asp} + \Delta H_{T,ref} \dots\dots\dots(20)$$

La hauteur géométrique est la différence entre la côte piézométrique du point d'arrivée (Réservoir) et côte piézométrique du point de départ de l'eau (niveau dynamique du forage (NDF)).

$$H_g = C_{PR} - N_{DF} \dots\dots\dots(21)$$

• **Calcul des pertes de charges**

Les pertes de charge sont les pertes d'énergie du fluide circulant dans une canalisation, elles dépendent de la forme, des dimensions et de la rugosité de cette dernière ainsi que de la vitesse d'écoulement et de la viscosité du fluide.

On distingue deux formes de pertes de charge :

- Les pertes de charge linéaires occasionnées par les frottements du fluide sur la paroi interne de la canalisation.
- Les pertes de charge singulières qui résultent de la résistance à l'écoulement du fluide provoquée par les accidents de parcours (coudes, élargissement ou rétrécissement de la section, organes de réglage... etc).

**a) Pertes de charge linéaires**

Les pertes de charge linéaires sont déterminées à partir de la formule de DARCY-WEIBACH :

$$\Delta H_l = \frac{\lambda V^2}{2g D} L \dots\dots\dots(22)$$

Avec :

$\Delta H_l$  : Pertes de charge en mètre colonne d'eau (mce).

V : vitesse moyenne de l'écoulement (m/s).

g : accélération de la pesanteur ; g =9.81 (m/s<sup>2</sup>)

D : diamètre de la conduite (m)

$\lambda$  : coefficient de pertes de charge.

Le coefficient  $\lambda$  est en fonction du nombre de Reynolds ainsi que la rugosité absolue de la conduite ( $K_s$ ) en millimètre. Il est obtenu par la formule de COLEBROOK :

$$\frac{1}{\lambda} = -2 \log \left( \frac{K_s}{3,7 \cdot D} + \frac{2,51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} \right) \dots\dots\dots(23)$$

L'utilisation directe de cette formule demande, du fait de sa forme implicite, un calcul par approximations successives en partant d'une valeur initiale  $\lambda_0$ , obtenue par la formule de NIKURADZE :

$$\lambda_0 = \left( 1,14 - 0,86 \ln \frac{K_s}{D} \right)^{-2} \dots\dots\dots(24)$$

Le nombre de Reynolds s'obtient comme suit :

$$Re = \frac{V D}{\nu} \dots\dots\dots(25)$$

$\nu$  : est la viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOCKS :

$$\nu = \frac{0,0178}{(1+0,0337 t+0,000221 t^2)} \dots\dots\dots(26)$$

Avec :

t: température de l'eau en degré Celsius.

Pour t = 20°C on aura  $\nu = 0,01$  stocks, donc  $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

La rugosité absolue est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois internes de la conduite :

$$K_s = K_0 + \alpha T \dots\dots\dots(27)$$

Avec :

$K_0$ : rugosité absolue des tuyaux neufs, égale à 0,8 mm.

$\alpha$  : vieillissement de la conduite.

$\alpha = 0,04 \text{ mm/an}$

T: temps de service, T = 30 ans.

Alors,  $K_s = 0,8 + 0,04 * 30 = 2 \text{ mm}$ .

**b) Pertes de charge singulières**

Les pertes de charge singulières sont estimées à 15% des pertes charges linéaires

$$\Delta H_s = 15\% * \Delta H_l \dots\dots\dots(28)$$

**c) Pertes de charge totales**

C'est la somme des pertes de charge linéaires et singulières, on a donc :

$$\Delta H_T = 1,15 * \Delta H_l \dots\dots\dots(29)$$

**V-1-5-2- Frais d'amortissement**

Les frais d'amortissement sont donnés par :

$$F_{am} = P_{rc} * A \text{ [DA]} \dots\dots\dots(30)$$

$P_{rc}$ : prix de la conduite en (DA), (annexes 3)

A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante:

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \dots\dots\dots(31)$$

i: Taux d'annuité annuel, i = 8 %

n: nombre d'années d'amortissement, n = 20 ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{20} - 1} + 0,08 = 0,0888$$

**V-1-6- Résultats des calculs**

Les résultats des calculs sont regroupés dans les tableaux 19, 20 et 21.

Le tableau 19 représente le calcul des pertes de charge dans chaque tronçon pour les différents diamètres, le choix de la gamme des diamètres pour les calculs est basé sur l'intervalle des vitesses acceptables (de 0,5 m/s à 1,5 m/s). Ensuite on trouvera dans le tableau 20 le calcul des différentes hauteurs manométriques totales (HMT1, HMT2 et HMT3), pour les pompes immergées des forages (F1, F2 et F3), ces HMTs sont calculées pour chaque combinaison de diamètres possible entre les tronçons (F1-B, F2-A, F3-A), (A-B) et (B-R). Enfin, le tableau 21 représente le calcul des dépenses d'investissement ainsi que celles d'exploitation.

En comparant toutes les dépenses totales (Bilan) dans la colonne 8 du tableau 21, on trouve que les dépenses minimales sont de 8,27 million de dinars qui correspond à la ligne 19 du même tableau.

Sur la même ligne (L19) du tableau 20 on trouve le diamètre économique de chaque tronçon de l'adduction, et ils sont les suivants :

$$D_{F1-B} = D_{F2-A} = D_{F3-A} = D_{A-B} = 315 \text{ mm, et } D_{B-R} = 500 \text{ mm}$$

**Tableau 19 : Calcul des pertes de charge pour les différents tronçons**

		F3-A				F2-A		F1-B		
Diamètre	Débit	Vitesse	Longueur	ΔHlin	ΔHtotale	ΔHunit	Longueur	ΔHtotale	Longueur	ΔHtotale
(mm)	(l/s)	(m/s)	(m)	(m)	(m)	m/ml	(m)	(m)	(m)	(m)
200	29,95	1,584	310	10,6251	12,22	0,0394	663	26,13	625	24,63
250	29,95	1,012	310	3,21437	3,70	0,0119	663	7,91	625	7,45
315	29,95	0,638	310	0,94344	1,08	0,0035	663	2,32	625	2,19
A-B										
Diamètre	Longueur	Débit	Vitesse	ΔHlin	ΔHtotale	Diamètre	Longueur	Vitesse	ΔHlin	ΔHtotale
(mm)	(m)	(l/s)	(m/s)	(m)	(m)	(mm)	(m)	(m/s)	(m)	(m)
250	357	59,9	2,023	14,75	16,96	315	1107	1,913	30,0595	34,57
315	357	59,9	1,275	4,32	4,97	400	1107	1,186	8,4552	9,72
400	357	59,9	0,791	1,22	1,40	500	1107	0,759	2,59056	2,979
B-R										

Tableau 20 : Calcul de la hauteur manométrique totale de chaque pompe

	F3-A			F2-A			F1-B			A-B			B-R		
	Diamètre	Longueur	ΔHtotale	Longueur	ΔHtotale	Longueur	ΔHtotale	Diamètre	Longueur	ΔHtotale	Diamètre	Longueur	ΔHtotale		
L1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13		
L2	310,00	310,00	12,22	663,00	26,13	625,00	24,63	250	357,00	16,96	315	1107,00	34,57		
L3	310,00	310,00	12,22	663,00	26,13	625,00	24,63	250	357,00	16,96	400	1107,00	9,72		
L4	310,00	310,00	12,22	663,00	26,13	625,00	24,63	315	357,00	4,97	315	1107,00	34,57		
L5	310,00	310,00	12,22	663,00	26,13	625,00	24,63	315	357,00	4,97	400	1107,00	9,72		
L6	310,00	310,00	12,22	663,00	26,13	625,00	24,63	400	357,00	1,40	500	1107,00	2,98		
L7	310,00	310,00	12,22	663,00	26,13	625,00	24,63	400	357,00	1,40	500	1107,00	2,98		
L8	310,00	310,00	12,22	663,00	26,13	625,00	24,63	400	357,00	1,40	500	1107,00	2,98		
L9	310,00	310,00	3,70	663,00	7,91	625,00	7,45	250	357,00	16,96	315	1107,00	34,57		
L10	310,00	310,00	3,70	663,00	7,91	625,00	7,45	250	357,00	16,96	400	1107,00	9,72		
L11	310,00	310,00	3,70	663,00	7,91	625,00	7,45	315	357,00	4,97	315	1107,00	34,57		
L12	310,00	310,00	3,70	663,00	7,91	625,00	7,45	315	357,00	4,97	400	1107,00	9,72		
L13	310,00	310,00	3,70	663,00	7,91	625,00	7,45	315	357,00	4,97	500	1107,00	2,98		
L14	310,00	310,00	3,70	663,00	7,91	625,00	7,45	400	357,00	1,40	400	1107,00	9,72		
L15	310,00	310,00	3,70	663,00	7,91	625,00	7,45	400	357,00	1,40	500	1107,00	2,98		
L16	310,00	310,00	3,70	663,00	7,91	625,00	7,45	400	357,00	1,40	500	1107,00	2,98		
L17	310,00	310,00	1,08	663,00	2,32	625,00	2,19	315	357,00	4,97	315	1107,00	34,57		
L17	310,00	310,00	1,08	663,00	2,32	625,00	2,19	315	357,00	4,97	400	1107,00	9,72		
L19	310,00	310,00	1,08	663,00	2,32	625,00	2,19	315	357,00	4,97	500	1107,00	2,98		
L20	310,00	310,00	1,08	663,00	2,32	625,00	2,19	400	357,00	1,40	400	1107,00	9,72		
L21	310,00	310,00	1,08	663,00	2,32	625,00	2,19	400	357,00	1,40	500	1107,00	2,98		

Tableau 20 (suite)

	F1			F3			F2		
	Hg(F1-R)	HMT1	CPB	Hg(F3-B)	HMT3	CPA	Hg(F2-A)	HMT2	
	14=CPR-ND(F1)	15=14+13+7	16=ND(F1)+15-7	17=16-ND(F2)	18=17+3+10	19=ND(F3)+18-3	20=19-ND(F2)	21=20+5	
L1	183,40	242,60	543,57	217,87	247,04	560,53	236,33	262,46	
L2	183,40	217,76	518,72	193,02	222,20	535,68	211,48	237,61	
L3	183,40	211,01	511,98	186,28	215,46	528,94	204,74	230,87	
L4	183,40	242,60	543,57	217,87	235,05	548,53	224,33	250,47	
L5	183,40	217,76	518,72	193,02	210,21	523,69	199,49	225,62	
L6	183,40	211,01	511,98	186,28	203,46	516,94	192,74	218,88	
L7	183,40	217,76	518,72	193,02	206,64	520,12	195,92	222,05	
L8	183,40	211,01	511,98	186,28	199,90	513,38	189,18	215,31	
L9	183,40	225,42	543,57	217,87	238,52	560,53	236,33	244,23	
L10	183,40	200,58	518,72	193,02	213,68	535,68	211,48	219,39	
L11	183,40	193,83	511,98	186,28	206,93	528,94	204,74	212,64	
L12	183,40	225,42	543,57	217,87	226,53	548,53	224,33	232,24	
L13	183,40	200,58	518,72	193,02	201,69	523,69	199,49	207,39	
L14	183,40	193,83	511,98	186,28	194,94	516,94	192,74	200,65	
L15	183,40	200,58	518,72	193,02	198,12	520,12	195,92	203,83	
L16	183,40	193,83	511,98	186,28	191,37	513,38	189,18	197,08	
L17	183,40	220,16	543,57	217,87	223,92	548,53	224,33	226,65	
L17	183,40	195,31	518,72	193,02	199,07	523,69	199,49	201,81	
<b>L19</b>	<b>183,40</b>	<b>188,57</b>	<b>511,98</b>	<b>186,28</b>	<b>192,33</b>	<b>516,94</b>	<b>192,74</b>	<b>195,07</b>	
L20	183,40	195,31	518,72	193,02	195,51	520,12	195,92	198,24	
L21	183,40	188,57	511,98	186,28	188,76	513,38	189,18	191,50	

**Tableau 21 : Calcul des frais d'amortissement et le frais d'exploitation.**

	P1	P2	P3	E	Cexp	Frais amo	Bilan
	(Kwatt)	(Kwatt)	(Kwatt)	KWH	million DA	million DA	million DA
L1	101,83	110,16	103,69	2304464,89	9,61	1,45	11,06
L2	91,40	99,73	93,26	2076089,08	8,66	1,90	10,56
L3	88,57	96,90	90,43	2014094,91	8,40	2,61	11,01
L4	101,83	105,13	98,66	2230977,22	9,30	1,55	10,85
L5	91,40	94,70	88,23	2002601,41	8,35	2,00	10,35
L6	88,57	91,87	85,40	1940607,24	8,09	0,91	9,01
L7	91,40	93,20	86,73	1980742,68	8,26	1,55	9,81
L8	88,57	90,37	83,90	1918748,51	8,00	2,14	10,15
L9	94,62	102,51	100,11	2169859,15	9,05	1,72	10,76
L10	84,19	92,08	89,69	1941483,34	8,10	2,17	10,26
L11	81,36	89,25	86,86	1879489,17	7,84	2,87	10,71
L12	94,62	97,48	95,08	2096371,47	8,74	1,81	10,55
L13	84,19	87,05	84,65	1867995,67	7,79	2,26	10,05
L14	81,36	84,22	81,82	1806001,49	7,53	0,91	8,45
L15	84,19	85,55	83,16	1846136,94	7,70	1,81	9,51
L16	81,36	82,72	80,33	1784142,77	7,44	2,41	9,85
L17	92,41	95,13	93,99	2055123,15	8,57	2,23	10,80
L17	81,98	84,71	83,56	1826747,35	7,62	2,69	10,30
<b>L19</b>	<b>79,15</b>	<b>81,87</b>	<b>80,73</b>	<b>1764753,17</b>	<b>7,36</b>	<b>0,91</b>	<b>8,27</b>
L20	81,98	83,21	82,06	1804888,62	7,53	2,23	9,76
L21	79,15	80,38	79,23	1742894,45	7,27	2,83	10,10

## V-2- Pompage

### V-2-1- Définition d'une pompe

Les pompes sont des appareils qui génèrent une différence de pression entre les tubulures d'entrée et de sortie. Suivant les conditions d'utilisation, ces machines communiquent au fluide, de l'énergie potentielle (par accroissement de la pression en aval) soit de l'énergie cinétique par la mise en mouvement du fluide.

Ainsi, on peut vouloir augmenter le débit (accroissement d'énergie cinétique) ou/et augmenter la pression (accroissement d'énergie potentielle) pour des fluides gazeux, liquides, visqueux, très visqueux...etc. C'est pourquoi la diversité des pompes est très grande.

### V-2-2- Les différents types de pompes et leurs caractéristiques

Il existe deux grandes catégories de pompes qui sont:

**a- les pompes volumétriques** : dans ces pompes, l'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et à l'orifice de refoulement (grand encombrement).

Elles sont surtout destinées au pompage des fluides visqueux, et elles élèvent de faibles débits à des pressions élevées. On distingue :

- Les pompes rotatives ;
- Les pompes à rotor excentré, à rotor oscillant, à palettes, à engrenages ;
- Les pompes à piston (alternatives).

**b- Les turbopompes** : Elles sont essentiellement constituées d'une roue, munie d'aubes ou d'ailettes, animée d'un mouvement de rotation, fournit au fluide de l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression, par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur. On distingue trois classes de turbopompe qui sont :

- les pompes centrifuges (à basse et haute pression), elles sont utilisées pour des hauteurs d'élévation importantes (plusieurs dizaines de mètres).
- les pompes hélices, elles élèvent des débits importants (plusieurs centaines de litres) à des hauteurs faibles (quelques mètres).
- les pompes hélico-centrifuges.

Cette classification est basée sur la forme de la trajectoire à l'intérieur du rotor de la pompe (roues radiales, semi-radiales, axiales).

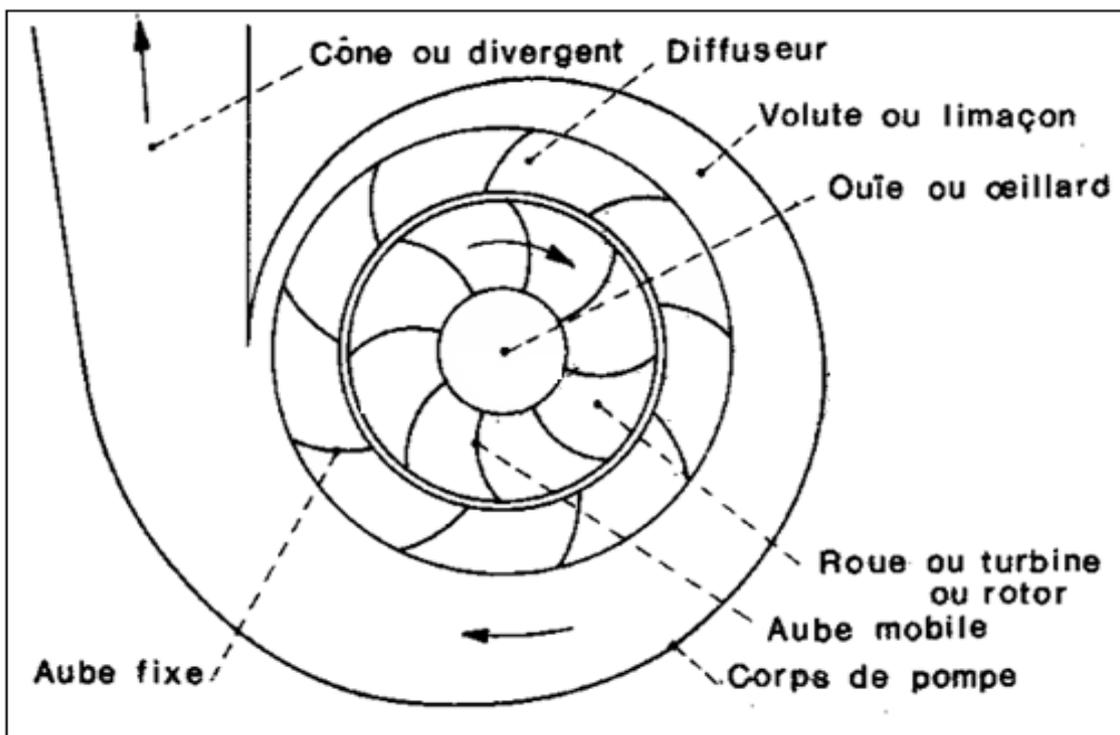


Figure 11 : Constitution d'une pompe centrifuge.

### V-2-3- Les caractéristiques d'une pompe

- La hauteur manométrique totale d'élévation  $H_mT$ , qui est la hauteur donnée à l'eau par la pompe.
- La puissance  $P_a$  absorbée par la pompe (en Joules/s ou en Watts) est égale au travail effectué par la pompe, pendant l'unité de temps, pour élever le débit d'eau  $Q$  (en  $m^3/s$ ) à une hauteur de refoulement  $H$  (en m).
- Le rendement de la pompe  $\eta$  est égal au rapport de la puissance fournie  $P_f$  sur la puissance absorbée  $P_a$ . Le rendement  $\eta$  est toujours inférieur à 1, comme dans tout système de transformation d'énergie.

$$\eta = \frac{P_f}{P_a} \dots\dots\dots(32)$$

Où,  $g$  est l'accélération de la pesanteur (= 9,81 m/s<sup>2</sup>) et  $\rho$  est la masse volumique de l'eau ( $\rho = 1000 \text{ Kg/m}^3$ )

- Hauteur maximale d'aspiration (pompes centrifuges) : Théoriquement, l'on sait qu'en faisant le vide dans un tube, il est impossible de faire monter l'eau à une hauteur supérieure à la pression atmosphérique.

- Lorsque  $H = 0.000 \text{ [m]}$   $h = 10.33 \text{ m}$
- Pour une altitude  $A$   $h = 10.33 - 0.0012 A \text{ m}$

En réalité, cette hauteur est nettement moins élevée; perte de hauteur due aux pertes de charge et à la mise en vitesse du liquide. Il faut d'autre part que la pression absolue à l'ouïe d'aspiration se maintienne largement au-dessus de la tension de vapeur du liquide pour éviter le désamorçage de la pompe et les problèmes de cavitation (formation dans le liquide de bulles de vapeur, les quelles, entrant dans la turbine à un endroit de plus haute pression, s'entrechoquent violemment en créant de très hautes pressions spécifiques d'où risque de destruction de la pompe). Les possibilités d'aspiration sont définies par le NPSH (net positive suction head)

**NPSH disponible** : est la valeur de la pression absolue mesurée sur l'axe de la bride d'aspiration de la pompe.

**NPSH requis** : chaque constructeur possède pour chaque type de pompe et pour une vitesse de rotation déterminée, une courbe donnant la valeur du NPSH requis en fonction du débit de la pompe considérée.

Pour éviter le phénomène de cavitation on doit avoir  $NPSH \text{ disponible} > NPSH \text{ requis}$ , et dans l'exemple illustré par la figure suivante, le point I représente le début de cavitation de la pompe.

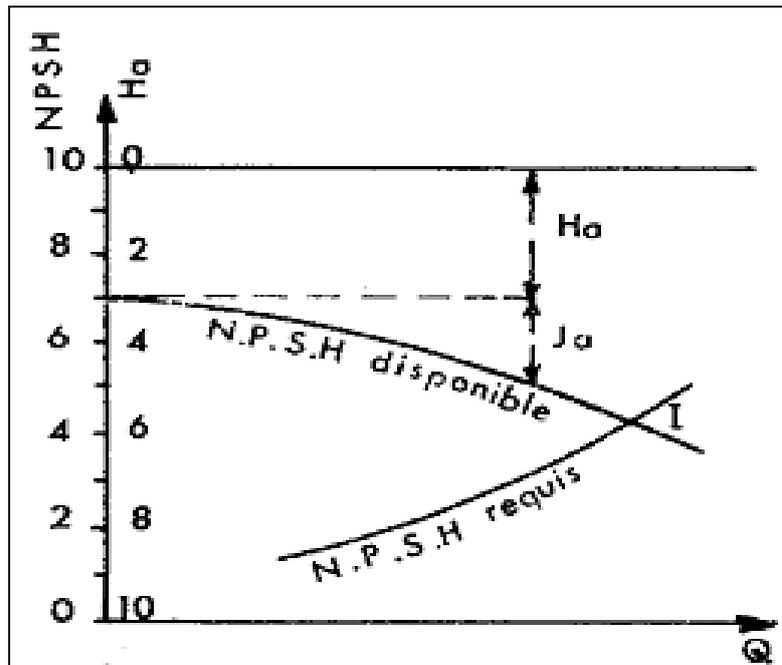


Figure 12 : Courbes des NPSH.

Ces caractéristiques sont données par le constructeur sous forme de courbes en fonction du débit  $Q$  :  $H = f(Q)$ ;  $P = f(Q)$ ;  $11 = f(Q)$  et, éventuellement,  $NPSH = f(Q)$ .

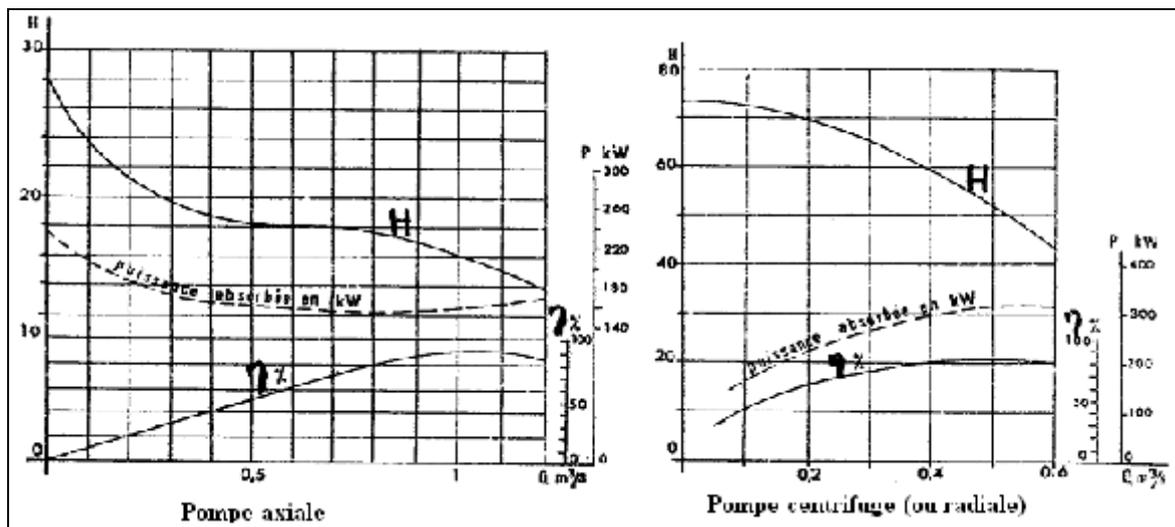


Figure 13 : Exemple de courbes caractéristiques d'une pompe axiale et centrifuge.

#### V-2-4- point de fonctionnement d'une pompe

Pour déterminer le point de fonctionnement d'une pompe débitant dans une conduite, il faut tracer la courbe  $H = f(Q)$  de la pompe, ainsi que la courbe caractéristique de la conduite qui est la représentation graphique de la perte de charge totale ( $J_T$ ) de cette même conduite en fonction du débit, tracée à partir d'une hauteur  $H_g$ .

Le point de fonctionnement de la pompe est l'intersection des deux courbes, comme le montre la figure suivante :

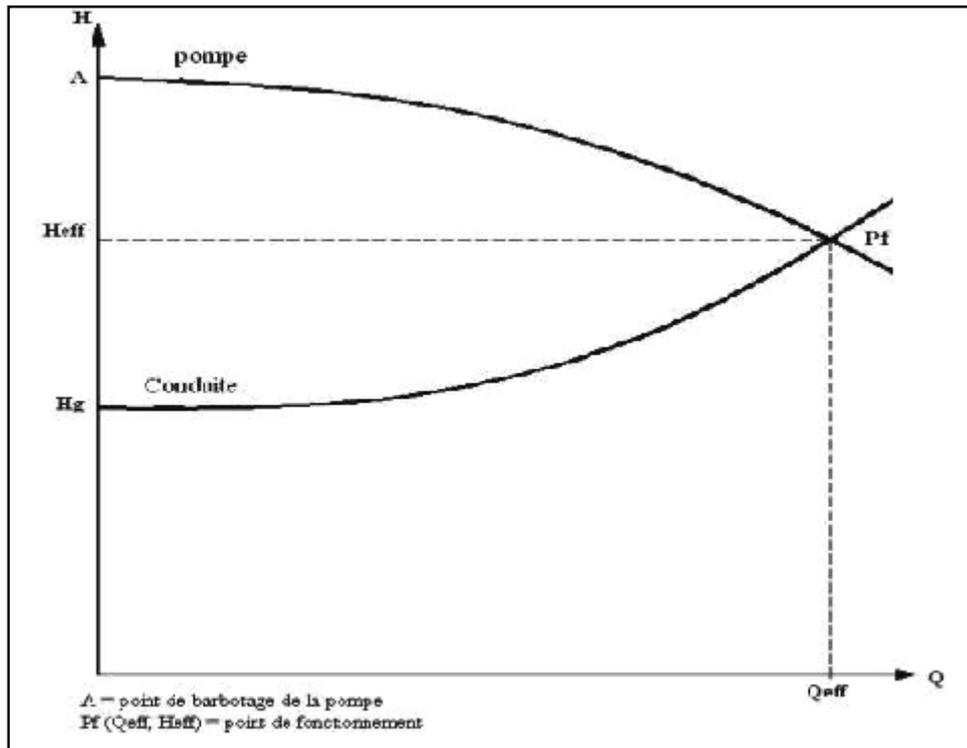


Figure 14 : Point de fonctionnement d'une pompe

#### V-2-5- Critères de choix du type de pompe

- **En fonction des caractéristiques hydrauliques :** On choisit les pompes qui peuvent fournir le débit et la hauteur d'élévation désirés.
- **En fonction des conditions particulières d'utilisation**
  - Pompe à piston et pompe centrifuge avec hydro-éjecteur, utilisées pour le pompage de l'eau dans les puits profonds avec un faible débit.
  - Pompes centrifuges monocellulaires et multicellulaires, caractérisées par une hauteur d'élévation importante, qui varie avec la variation de la vitesse de rotation de la pompe.
    - 1450 tr/min h élévation environ 60 m
    - 2900 tr/min h élévation environ 100 m
- **Recherche du régime optimal :** On choisit les pompes donnant le meilleur rendement avec une puissance absorbée minimale et un  $NPSH_{requis}$  faible.

#### V-2-6- Couplage des pompes

En cas de besoin, dans un réseau d'adduction, nous pouvons utiliser des pompes en série (pour augmenter la hauteur de refoulement) ou des pompes en parallèle (pour augmenter le débit).

- **Couplage en série**

Comme le cas des pompes centrifuges multicellulaires. Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde. Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe s'ajoutent.

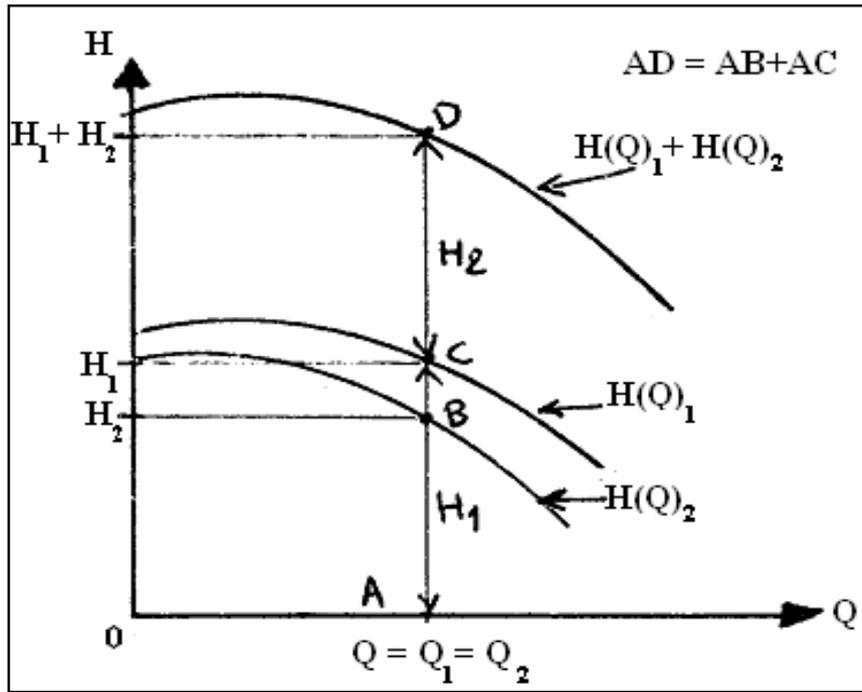


Figure 15 : Couplage de deux pompes en série

- **Couplage en parallèle**

Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun, le débit de ce dernier sera composé de la somme des débits de chaque pompe.

La caractéristique de l'ensemble des groupes sera obtenue en sommant pour une même ordonnée H les débits abscisses de chaque groupe.

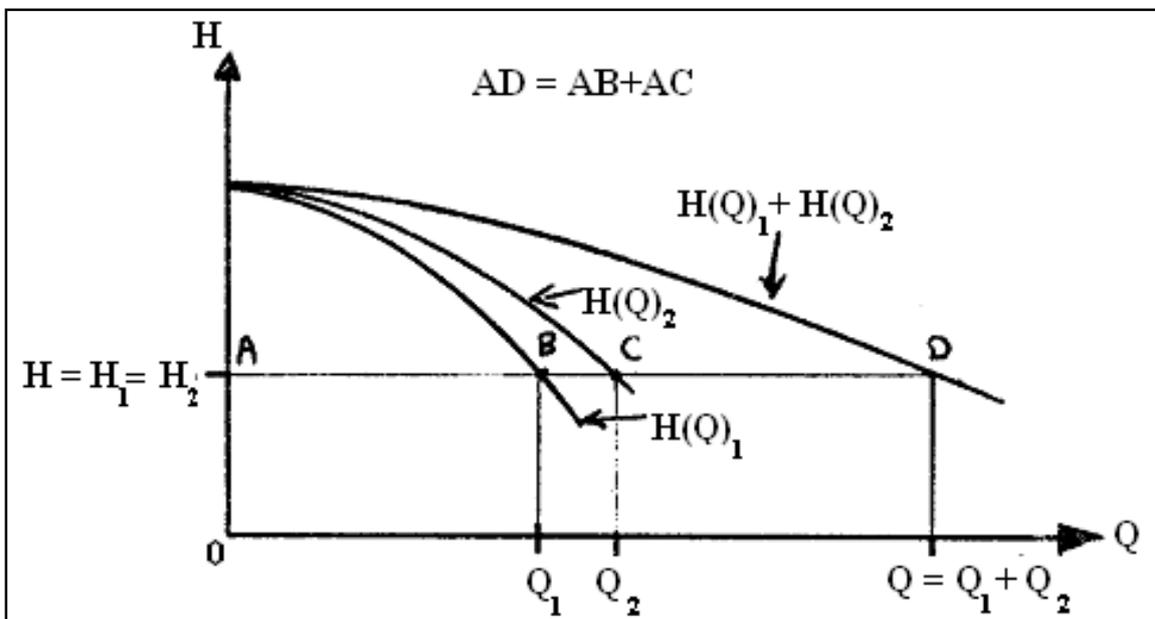


Figure 16 : Couplage de deux pompes en parallèle

### V-2-7- Détermination des pompes à installer pour chaque forage

Comme le pompage va se faire à partir des forages, on va choisir les groupes immergés de marque Caprari. Et d'après le catalogue de ce même constructeur, pour satisfaire les

conditions d'installation de notre projet (débit refoulé et HMT, figurant dans le tableau 19, ligne 19) on peut utiliser le même type de pompe qui est « P8C/5/30/9A », avec 9 étages.

Les courbes caractéristiques de la pompe choisie sont données dans la figure suivante :

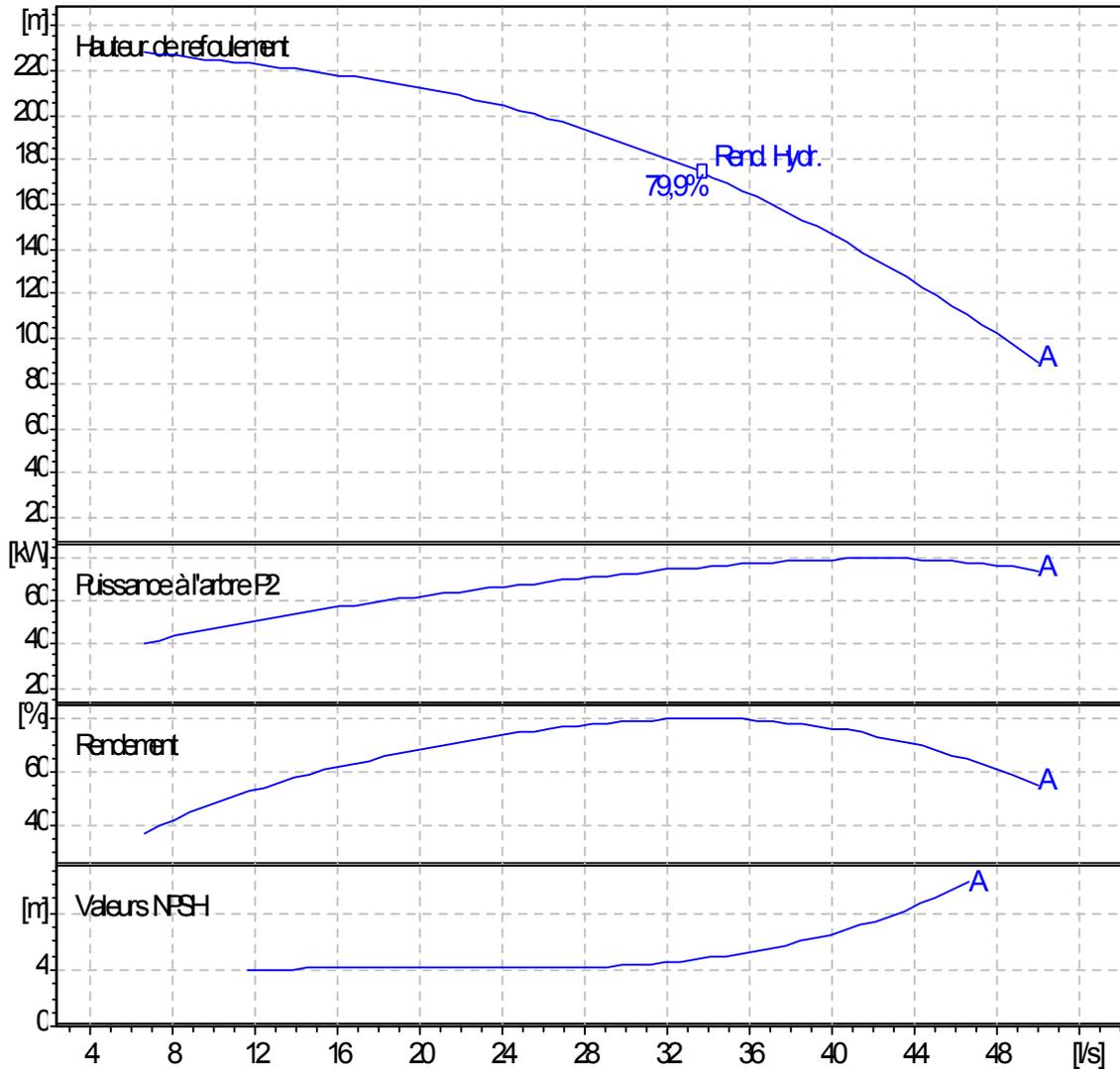


Figure 17 : Courbes caractéristiques de la pompe choisie

**V-2-7-1- Détermination du point de fonctionnement des pompes installées**

Il s'agit d'un couplage des pompes fonctionnant en parallèles, pour la détermination du point de fonctionnement de chacune des pompes graphiquement, on va procéder comme suit :

1. Tracer les courbes donnant la hauteur en fonction du débit ( $H=f(Q)$ ) pour chacune des pompes ( $(H - Q)_{F1}^{F1}$ ,  $(H - Q)_{F2}^{F2}$ ,  $(H - Q)_{F3}^{F3}$ ), ces courbes sont tracées par rapport au plan de référence qui est le niveau dynamique du forage F2.
2. Tracer les courbes donnant la perte de charge en fonction du débit pour chaque conduite ( $J_{F1-B}$ ,  $J_{F2-A}$ ,  $J_{F3-A}$ ,  $J_{A-B}$ ,  $J_{B-R}$ ).
3. Pour le tronçon F2-A, les courbes  $(H - Q)_{F2}^{F2}$  et  $(H - Q)_{F3}^{F3}$  deviennent à l'extrémité A  $(H - Q)_A^{F2}$  et  $(H - Q)_A^{F3}$ , après les avoir diminuées avec les ordonnées de  $J_{F2-A}$  et  $J_{F3-A}$  respectivement.

4. Au nœud A, les deux conduites F2-A et F3-A débitent en parallèle, les débits s'ajoutent pour une même hauteur. Par addition des abscisses des courbes  $(H - Q)_A^{F2}$  et  $(H - Q)_A^{F3}$ . On obtient  $(H - Q)_A^{F2+F3}$ .
5. Au nœud B, on obtient la caractéristique  $(H - Q)_B^{F2+F3}$  en soustrayant de la courbe  $(H - Q)_A^{F2+F3}$  les ordonnées de  $J_{A-B}$ .
6. La caractéristique  $(H - Q)_B^{F1}$  s'obtient en soustrayant les ordonnées de  $J_{F1-B}$  à  $(H - Q)_B^{F2+F3}$ .
7. Ajouter à  $(H - Q)_B^{F2+F3}$  la caractéristique  $(H - Q)_B^{F1}$  par addition des abscisses, ce qui donne la caractéristique  $(H - Q)_B^{F1+F2+F3}$ .
8. Enfin, de la courbe précédente on retranche les ordonnées de  $J_{B-R}$ , pour obtenir la caractéristique finale de l'énergie de l'eau au point d'arrivée R, et c'est la courbe  $(H - Q)_R^{F1+F2+F3}$ .

Pour la clarté du tracé, on a séparé les graphes dans plusieurs épures, comme suit :

- Figure 18: représente les caractéristiques des conduites  $J_{F1-B}$ ,  $J_{F2-A}$ ,  $J_{F3-A}$ ,  $J_{A-B}$ , et  $J_{B-R}$  ;
- Figure 19: représente les courbes  $(H - Q)_{F2}^{F2}$  et  $(H - Q)_A^{F2}$ .
- Figure 20: représente les courbes  $(H - Q)_{F3}^{F3}$ ,  $(H - Q)_A^{F3}$ ,  $(H - Q)_A^{F2+F3}$ , et  $(H - Q)_B^{F2+F3}$ .
- Figure 21: représente les courbes  $(H - Q)_{F1}^{F1}$ ,  $(H - Q)_B^{F1}$ ,  $(H - Q)_B^{F1+F2+F3}$ , et  $(H - Q)_R^{F1+F2+F3}$ .

La détermination du point de fonctionnement de chaque pompe se fait en sens inverse, en suivant ces étapes :

1. Sur la figure 21, on trace une horizontale à la hauteur 184,8 m qui correspond à la côte du trop plein de réservoir par rapport au plan de référence. Cette horizontale coupe la courbe  $(H - Q)_R^{F1+F2+F3}$  au point D, qui est rappelé en E sur la courbe  $(H - Q)_B^{F1+F2+F3}$ .
2. L'horizontale passant par E, coupe  $(H - Q)_B^{F1}$  en F, rappelé en G sur  $(H - Q)_{F1}^{F1}$ , et qui correspond au point de fonctionnement de la pompe F1 ( $Q_1=29,85$  l/s,  $H_1=190$  m)
3. On passe à la figure 20, on trace une horizontale à la même hauteur que celle passant par E de la figure 4, cette horizontale coupe  $(H - Q)_B^{F2+F3}$  en H, rappelé en I sur  $(H - Q)_A^{F2+F3}$ .
4. L'horizontale passant par I, coupe  $(H - Q)_A^{F3}$  en J rappelé sur  $(H - Q)_{F3}^{F3}$  en point K qui correspond au point de fonctionnement de la pompe F3 ( $Q_3=28,85$  l/s, et  $H_3=193,2$  m).
5. Enfin, on passe à la figure 12 et on trace une horizontale à la même hauteur que la précédente, elle coupe  $(H - Q)_A^{F2}$  en L que l'on rappelle en M sur  $(H - Q)_{F2}^{F2}$ . Ce dernier point représente le point de fonctionnement de la pompe F2 ( $Q_2=27,95$  l/s et  $H_2=194,35$  m).

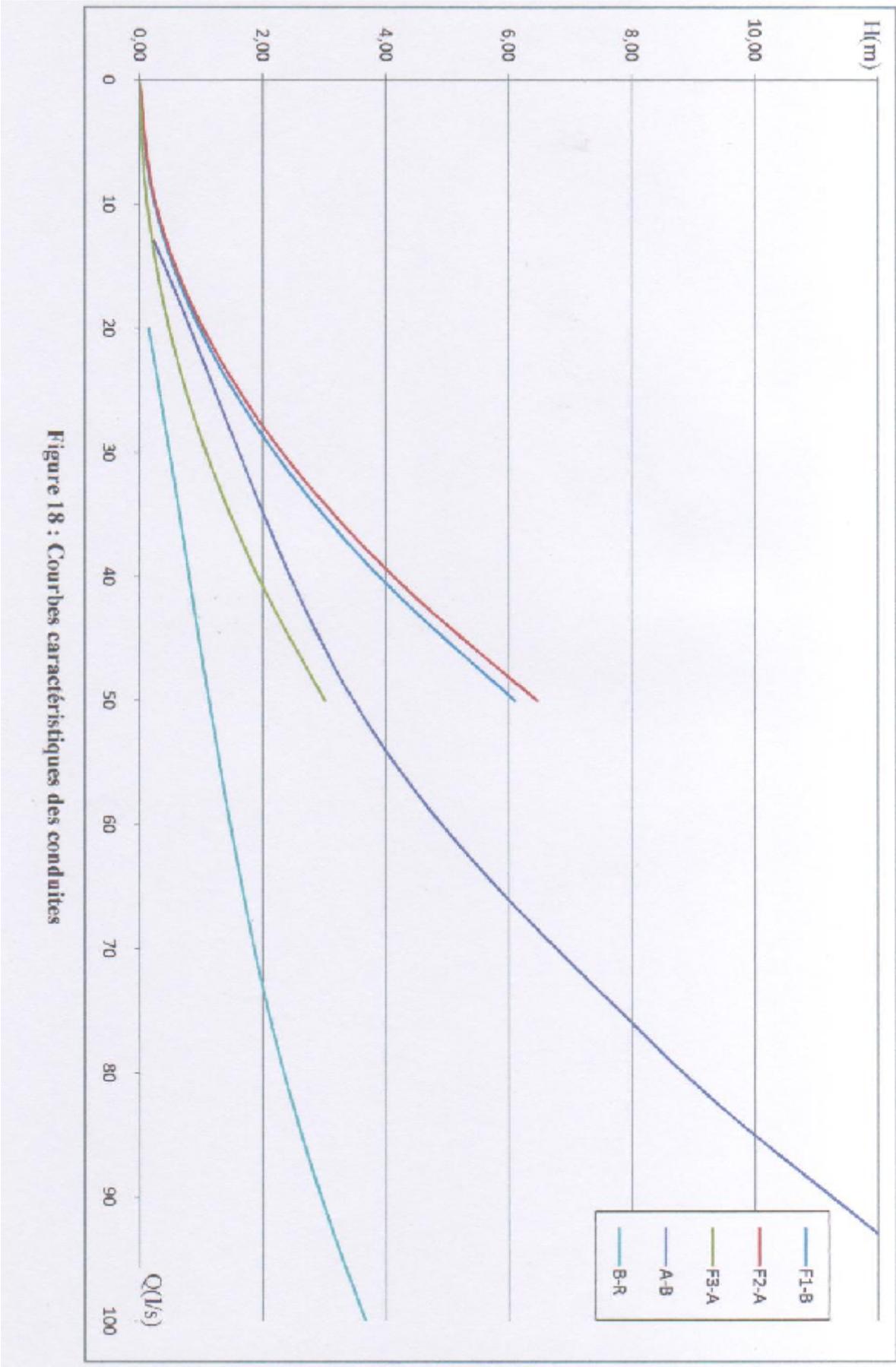


Figure 18 : Courbes caractéristiques des conduites

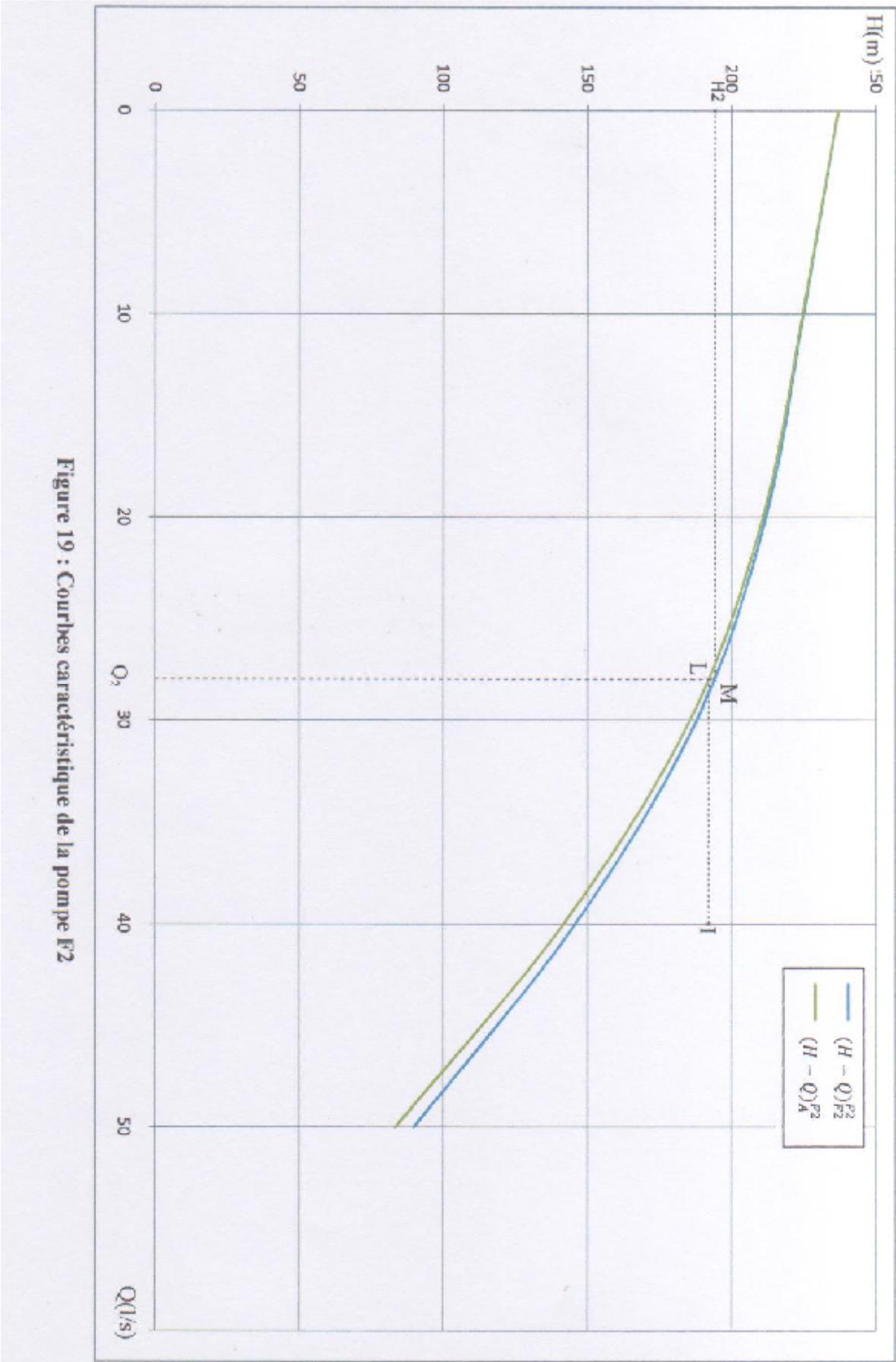


Figure 19 : Courbes caractéristique de la pompe F2

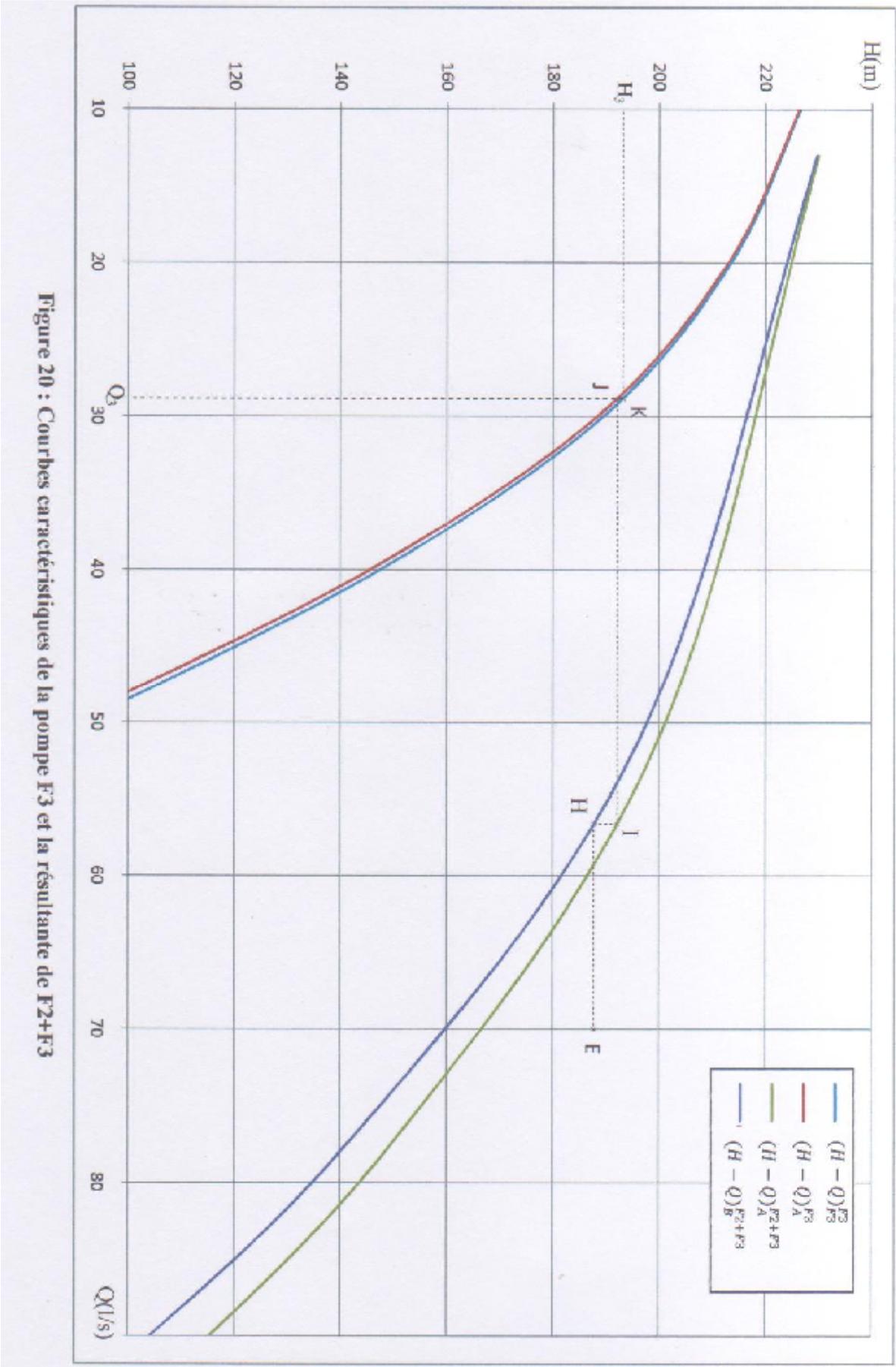


Figure 20 : Courbes caractéristiques de la pompe F3 et la résultante de F2+F3

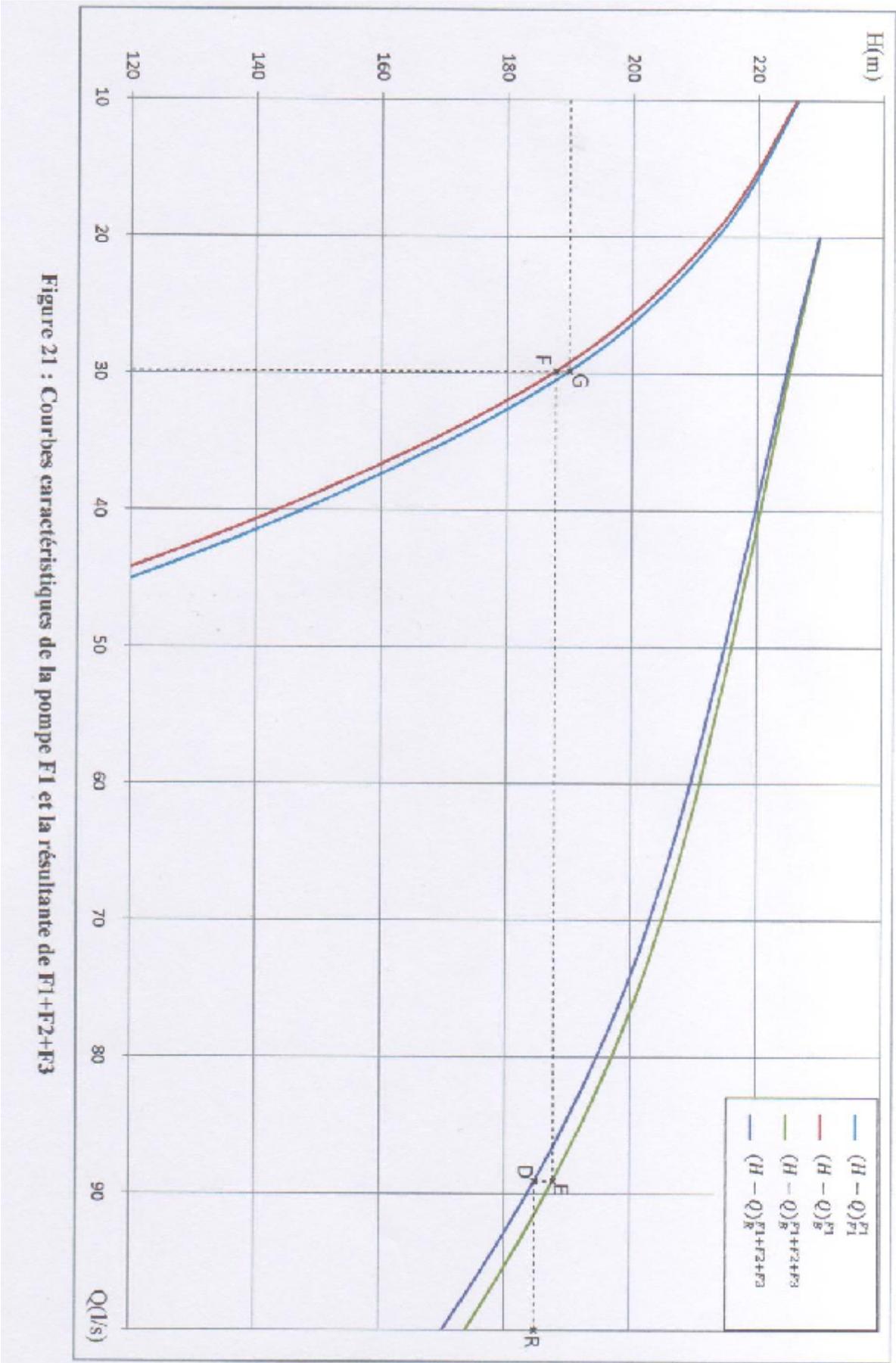


Figure 21 : Courbes caractéristiques de la pompe F1 et la résultante de F1+F2+F3

A cet effet, on a déterminé le point de fonctionnement de chaque pompe de l'installation en utilisant la méthode citée et détaillée précédemment. Le tableau suivant résume les différentes caractéristiques des pompes au point de fonctionnement ainsi que les caractéristiques souhaitées de chaque pompe.

**Tableau 22 : Caractéristiques des pompes au point de fonctionnement**

Pompe	Q <sub>d</sub> (l/s)	H <sub>d</sub> (m)	Type	Q <sub>pf</sub> (l/s)	H <sub>pf</sub> (l/s)	P <sub>abs</sub> (kw)	η (%)	n (tr/min)
F1	29,95	188,57	P8C/5/30/ 9A	29,85	190	72,1	78,7	2900
F2		192,33		28,95	194,35	70,3	77,5	2900
F3		195,07		28,85	193,2	71,2	78,2	2900

- Q<sub>d</sub>, H<sub>d</sub> : Débit et hauteur d'élévation demandés
- Q<sub>pf</sub>, H<sub>pf</sub> : Débit et hauteur d'élévation au point de fonctionnement

On constate que pour F2 et F3, le débit demandé est supérieur au débit de fonctionnement, on va devoir donc adapter ces deux pompes aux conditions de l'installation. Pour ce faire, on va faire un réglage qualitatif qui consiste à augmenter la vitesse de rotation de la pompe.

La nouvelle vitesse de la pompe sera d'après la loi de similitude :

$$n_1 = n \frac{Q_d}{Q_{pf}} \dots\dots\dots(33)$$

Avec :

- n<sub>1</sub> : nouvelle vitesse de rotation de la pompe ;
- n : vitesse initiale de rotation de la pompe ;

La puissance absorbée et le rendement de la pompe après réglage sont donnés par :

$$P_{abs1} = P_{abs} \left(\frac{n_1}{n}\right)^3 \dots\dots\dots(34)$$

$$\eta_1 = \frac{P_f}{P_{abs1}} \dots\dots\dots(35)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 23 : Caractéristiques des pompes F2 et F3 après réglage**

Pompe	Q <sub>pf</sub> (l/s)	H <sub>pf</sub> (l/s)	n <sub>1</sub> (tr/min)	P <sub>abs1</sub> (kw)	η <sub>1</sub> (%)
F2	29,95	194,35	3000	77,83	72,6
F3		193,2	3011	79,69	71,92

## **Conclusion**

Au cours de ce chapitre, nous avons pu déterminer le diamètre économique de la conduite de refoulement qui relie les trois forages au réservoir de stockage.

Pour ce faire, nous avons tout d'abord fait le choix du tracé de la conduite de refoulement en la faisant passer par le cheminement le plus adéquat en terme de longueur et d'économie d'exécution (frais d'excavations et d'indemnisations).

En effet, les résultats du calcul économique du diamètre de la conduite de refoulement par rapport à la variante choisie sont les suivants (voir le schéma explicatif représenté dans la figure 9):

Le diamètre de la conduite reliant le forage N°1 au point B est le même que celui de la conduite reliant le forage N°2 au point A, ainsi que celle reliant le forage N°3 au point A, de même que le tronçon A-B; et qui est de 315 mm.

Tandis que le diamètre de la conduite reliant le point B et le réservoir de distribution est de 500 mm.

# **Chapitre VI :**

## **Pose de canalisation**

## **Introduction**

Après l'étude technique et de conception de notre réseau, on doit planifier des techniques pour la pose de la canalisation ainsi sa protection. Cette planification est indispensable pour des raisons économiques, cette canalisation coûte environ 80% du coût de projet. Une bonne planification, induit forcément à une bonne protection et par conséquent une longue durée de vie du projet.

### **VI-1- Contraintes générales d'exécution**

Cet article est destiné à informer l'Entrepreneur des contraintes et difficultés d'exécution auxquels sont soumis les travaux et attirer son attention sur les moyens et le matériel qu'il doit mettre en œuvre pour mener à bien l'opération dans le plus grand intérêt. Les contraintes sont de types et de natures multiples et résultent entre autres :

- De la topographie et de l'architecture horizontale du réseau de voirie qui est dans certains cas composé de voies à faibles gabarits de passage ;
- De l'encombrement du sous sol par la présence des réseaux d'eau potable, d'assainissement, électriques (câbles moyenne tension), téléphoniques ainsi que le réseau d'eau traditionnel ;
- De la destination des revêtements de sol en dalles et pavés de pierres taillées qui sont considérés comme des éléments architecturaux ;
- Des difficultés d'accès et de stockage des matériaux et équipements ;
- De l'impératif de préserver les structures des bâtiments, édifices et monuments contre les dégradations et dommages qui pourraient les fragiliser, la destruction et les salissures diverses ;
- De l'importance des sections d'ouverture des fouilles dans certains cas ;
- De la mise en œuvre des dispositifs de soutènement des parois de fouille compte tenu de la nature des sols, de la profondeur de fouille et des risques éventuels vis à vis des bâtiments existants (effondrement, apparition de fissures, etc.) ;

### **VI -2- Piquetage des ouvrages**

Le plan de piquetage est établi par l'Entrepreneur et soumis à l'approbation du maître d'œuvre. Il comporte :

- Le repérage des points d'angles et points spéciaux de la canalisation par rapport à des repères fixes qui sont représentés sur les supports topographiques des plans d'exécution ;
- Les longueurs et sections des différents tronçons avec spécification du diamètre, de la nature et de la classe des canalisations ;
- Le repérage des ouvrages existants à proximité ;
- La désignation des travaux préparatoires nécessaires à l'installation de la canalisation et de ses équipements (abattage d'arbres, démolition de mur, déviation d'ouvrages existants etc.).

## **VI -3- Terrassements**

### **VI -3-1- Débroussaillage et défrichage**

L'Entrepreneur procède avant tous travaux de terrassement au débroussaillage et au défrichage des emprises des ouvrages, des pistes d'accès et des terrains mis à disposition pour l'installation du chantier, le stockage du matériel et des déblais réutilisés.

Le débroussaillage et le défrichage consistent en l'abattage, la coupe, l'arrachage et l'enlèvement de tous les arbres, arbustes, broussailles, racines et toute autre végétation située sur l'emprise du chantier. Le déplacement des arbres (déplantation et replantation) doit être exécuté après accord et suivant les recommandations et exigences des services responsables.

Cette opération doit être conduite de telle manière à prévenir tout dommage aux arbres conservés et aux installations ou aux constructions existantes. Tous les talus, dépressions consécutives à l'opération, devront être remblayés avec des matériaux convenables et compactés pour se conformer avec la surface du sol environnant. [8]

### **VI -3-2- Décapage et mise en dépôt de la terre arable**

Les terrains non revêtus situés directement sur l'emprise des fouilles pour canalisations ou autres ouvrages, sont décapés à la lame sur une hauteur de 20 cm. La terre arable et les pierrailles de surface ainsi recueillies sont mises en dépôt dans l'emprise du chantier en vue de leur réutilisation comme remblai final. L'utilisation de la terre arable comme remblai permanent est proscrite. [8]

### **VI -3-3- Classification des fouilles**

Les fouilles sont classées comme suit :

- **Fouilles en terrain ordinaire :** les matériaux des fouilles en terrain ordinaire peuvent être excavés au moyen de pelles (éventuellement mécaniques) et pioches. Ces matériaux ne nécessitent ni l'emploi de compresseur, ni l'emploi d'explosif ;
- **Fouilles en terrain rocheux :** les matériaux des fouilles en terrain rocheux, sont composés de rocher franc et compact (conglomérat dur, grès en formation sous forme de bancs calcaire dur, etc.) nécessitant le recours systématique au brise roche hydraulique monté sur pelle ou au marteau piqueur pneumatique, le dynamitage étant proscrit. Les fouilles en terrain rocheux comprennent l'enlèvement et la mise en décharge des blocs rocheux retirés des différentes excavations ; [8]

### **VI -3-4- Excavations en fouilles**

#### **VI -3-4-1- Reconnaissance et sondage**

Avant tous travaux, l'Entrepreneur doit s'assurer de la position des ouvrages qu'il est susceptible de rencontrer (Eau, Electricité, Téléphone, etc.). Une enquête préalable est effectuée auprès des différentes administrations. Les sondages doivent être immédiatement remblayés à l'exception de ceux qui sont rapprochés des terrassements généraux en tranchée. Ils font l'objet d'une protection réglementaire par balises ou par des gardes corps. [8]

### **VI -3-4-2- Travaux d'excavation**

Lors de l'exécution des terrassements, l'Entrepreneur doit prendre toutes les dispositions nécessaires et conformes aux règles de l'Art pour assurer le bon achèvement des travaux. Il prend donc:

- Le déroctage et toute autre disposition qui permettent de fragmenter ou d'ameublir les terrains rocheux ou très durs ;
  - Les équipements (étais, blindages, etc.) qui assurent tant la sécurité du personnel que la possibilité d'exécuter correctement les ouvrages prévus ;
  - Les dispositifs qui permettent la bonne conservation des ouvrages et canalisations (revêtements, ancrages, joints, barbacanes, drainage, consolidation, stérilisation des terres, etc.) ;
  - L'entretien des tranchées depuis leur ouverture jusqu'à leur remblaiement (relèvement des éboulements) ;
  - La protection de son chantier contre les eaux de ruissellement. Il doit disposer des moyens nécessaires aux épaissements des venues d'eaux de toutes natures quel qu'en soit le débit ;
  - La protection des tranchées afin d'éviter aux tiers tout accident du fait de leur présence ;
- [8]

### **VI -3-4-3- Consolidation du sol et drainage sous conduite**

Lorsqu'il y a lieu de consolider les terrains et le lit de pose des conduites, en raison de l'instabilité de sols aquifères ou des risques d'affouillement par des eaux incluses, l'Entrepreneur est tenu d'exécuter les drainages voulus, suivant les règles de l'art, à l'aide de drains placés sous la conduite, le tout étant enrobé d'un matelas suffisant de graviers ou de sables graveleux, suivant les indications de l'Administration qui fixe par ailleurs les emplacements des regards de visite et de l'exutoire ou de déversements des eaux captées. L'exécution des dalles de propreté en béton de ciment, en vue d'assurer le nivellement très précis, ou de dalles de répartition pour consolider les conduites dans les terrains peu consistants peut aussi être imposée par l'Administration. [8]

### **VI -3-4-4- Aires provisoires de dépôt et de stockage**

Lorsque la place est disponible, les déblais provenant des tranchées, dans la mesure où ils doivent être réutilisés comme remblai, sont rangés en cordon le long de la fouille (en principe d'un seul côté de celle-ci), en ménageant un passage minimum de 1 m entre le bord de fouille et le cordon. En cas de difficultés d'accès et du faible gabarit de passage des voiries, on doit prévoir des aires provisoires de dépôt et de stockage sur des sites qui apparaissent le plus favorable pour la distribution et l'organisation du chantier.

Ces aires sont réservées avec l'accord des Autorités Responsables dans des zones où elles ne constituent pas une gêne évidente pour les riverains. Dans le cas où tout ou partie du remblai de la fouille doit s'effectuer avec un matériau d'apport, le matériau de déblai excédentaire doit être immédiatement et au fur et à mesure de l'excavation évacué dans une décharge agréée par l'administration. [8]

### **VI -3-4-5- Fouilles en tranchées**

Les fouilles en tranchée sont réalisées aux cotes, alignements et pentes indiqués sur les plans et profils. Les volumes de terrassements en tranchée seront calculés en fonction des largeurs L de tranchée théoriques suivantes dépendant du diamètre nominal DN de la canalisation posée :

- DN < ou = 600 mm:  $L = De + 60$  cm
- DN > 600 mm:  $L = De + 80$  cm

Avec : De est le diamètre extérieur du fût des tuyaux.

La profondeur de la tranchée est mesurée à partir du niveau du terrain naturel jusqu'à la cote de la génératrice intérieure inférieure de la canalisation, augmentée de l'épaisseur du fût du tuyau et de celle du lit de pose et éventuellement de l'épaisseur de la couche des terres contaminées qui devrait être remblayée par des matériaux sélectionnés. [8]

### **VI -4- Assemblage des tuyaux**

L'exécution des joints doit s'effectuer dans chaque cas, suivant les prescriptions du fabricant des tuyaux. En cas de nécessité, l'Entrepreneur doit se servir, pour les opérations d'assemblage des tuyaux, des outils appropriés même s'il doit les préconiser du fabricant des tuyaux.

#### **VI -4-1- Transport, livraison, manutention, stockage et mise à pied d'œuvre**

Les tuyaux, appareils et accessoires sont transportés, manutentionnés, stockés et mis à pied d'œuvre de façon à ne pas détériorer leurs caractéristiques. Sont notamment interdit :

- tout choc ou contact du revêtement avec des pièces métalliques ;
- le frottement des tuyaux entre eux ;
- l'emploi d'élingues métalliques ;
- le contact des emboîtures avec le corps des tuyaux ;
- la flexion prolongée des tuyaux pendant le transport et le stockage ;
- le déchargement des camions par basculement des tuyaux ;
- le roulement des tuyaux sur des pierres ou sur sol rocheux sans interposition de madriers ;

Pour les livraisons et le stockage, les tuyaux sont obturés aux deux extrémités. L'endroit choisi pour le stockage des tuyaux est consistant, aussi plat que possible et exempt de pierres, roches ou corps durs susceptibles de blesser les tuyaux et d'entailler leur revêtement. La durée du stockage et la mise à pied d'œuvre des tuyaux le long du tracé sont fixées en fonction de la programmation des travaux pour éviter de soumettre inutilement les tuyaux aux intempéries et aux multiples causes de détérioration.

#### **VI -4-2- Assemblage des tuyaux en polyéthylène**

**a) Par assemblages démontables :** Il s'agit d'assemblages par l'intermédiaire de raccords à compression.

**b) Par assemblages non démontables :** Il s'agit du soudage de bout à bout uni moyennant une plaque chauffante pour les diamètres  $\geq DE$  125 ou par électrofusion. Cette

dernière technique consiste à assembler les éléments de la conduite par l'intermédiaire d'un manchon chauffant. La mise en œuvre de soudage de ces manchons se fait selon les règles suivantes :

**1. Traitement de la surface des tubes/raccords :** les influences atmosphériques (en particulier le rayonnement UV) créent une couche d'oxyde à la surface, externe des tubes et raccords. Selon l'épaisseur de cette couche, la qualité du soudage peut s'en trouver affectée, et tout soudage peut être rendu impossible.

Avant le soudage, il est de première importance d'éliminer cette couche par des moyens mécaniques (sur une profondeur d'environ 0,2mm) ;

**2. Nettoyage :** les manchons électro-soudables ne doivent être retirés de leur emballage protecteur anti-UV qu'immédiatement avant leur montage. La surface intérieure des manchons doit être essuyée avec un chiffon de coton ou de papier de nettoyage imbibé de solvant. En cas de travail dans un endroit poussiéreux, il est recommandé de nettoyer également les extrémités des tubes/raccords avec du solvant ;

**3. Assemblage :** avant de procéder à l'assemblage, toujours repérer la profondeur d'emmanchement des manchons électro-soudables. Pour les manchons sans butées, cette distance représente la moitié de la longueur du manchon. Selon le mode de montage des manchons, procéder à la pose de la manière suivante :

- Montage par emboîtement : coulisser le manchon jusqu'à la butée ou jusqu'au repère sur le tube/raccord, puis insérer le second tube/raccord dans le manchon jusqu'à la butée ou jusqu'au repère. Si nécessaire, les butées peuvent être coupées, de sorte que le manchon soit également utilisable pour le raccordement par coulissement ;
- Montage par coulissement : engager complètement le manchon sur l'extrémité d'un tube, puis abouter les deux tubes et les fixer (si nécessaire, couper d'équerre les deux extrémités). Coulisser le manchon en arrière de la moitié de sa longueur (jusqu'au repère).

**4. Positionnement :** avant de procéder au soudage, les deux éléments à assembler doivent être fixés au moyen d'un dispositif de positionnement.

**5. Soudage :** avant de procéder au soudage, il convient de contrôler si les extrémités du manchon coïncident avec les repères de profondeur d'emmanchement préalablement inscrits. D'une manière générale, l'opération de soudage est à exécuter conformément aux instructions jointes aux automates de soudage.

**6. Retrait des positionneurs :** d'une manière générale, les positionneurs peuvent être desserrés après un temps de refroidissement selon les règles générales de mise en œuvre. Afin que le temps de refroidissement puisse être respecté et contrôlé, il est important, après l'exécution du soudage, d'en noter l'heure.

Pour le soudage de bout à bout on aura besoin des équipements suivants :

- Positionneur avec des éléments de fixation pour les différents diamètres ;
- Presse hydraulique raccordée au positionneur ;
- Rabot circulaire ;
- Miroir chauffant ;

Et la démarches à suivre pour la soudure est la suivante :

- **Travaux préparatoires**

- Après avoir préparé l'aire du travail et les appareils, aligner et caler, les tuyaux à souder, fixer ensuite les bouts dans le positionneur, la partie longue ou lourde du tuyau à souder doit se trouver du côté fixe du positionneur, le bout court ou léger du côté mobile avec le vérin hydraulique (ou mécanique) ;

- Raboter les deux bouts à souder avec le rabot circulaire jusqu'à ce que le rabot enlève des 2 côtés une rabouture continue de 3 fois la circonférence du tuyau ;

- Enlever le rabot, rapprocher et mettre en contact les 2 bouts à souder pour vérifier que le joint ne dépasse pas 0,5 mm d'ouverture. S'assurer qu'il n'y a pas de copeaux ou d'autres saletés dans les tuyaux et sur les surfaces à souder ;

- Fermer les extrémités des tuyaux pour éviter des courants d'air dans le tuyau et sur les surfaces à souder

- Vérifier que les 2 bouts sont bien en face l'une de l'autre et que l'éventuelle ovalisation ne créera pas un désaxage de plus de 0,1 fois l'épaisseur de paroi (max 2mm)

- **Procédure de soudure**

- Préchauffer le miroir, vérifier la température avant la mise en contact avec le tuyau : la température est en fonction de l'épaisseur du tuyau à savoir :

- \* ép = 6,3 mm, temp. = 213 °C

- \* ép = 10,0 mm, temp. = 213°C

- Nettoyer le miroir chauffant avec un chiffon en papier qui ne peluche pas ;

- Calculer la pression de chauffage et de la soudure ;

- Mettre en place le miroir préchauffé, approcher et mettre en contact les 2 bouts avec le miroir pour l'ajuster à pression de 0,15 N/mm<sup>2</sup>, ensuite chauffer les bouts sous pression réduite  $\leq 0,02$  N/mm<sup>2</sup> jusqu'à ce que des bourrelets se forment aux 2 bouts en respectant le temps d'échauffement et la hauteur des bourrelets ;

- Après la période de chauffage, écarter les bouts à souder et enlever le miroir chauffant ;

- Approcher pendant, le temps d'ajustage les 2 bouts et mettez-les doucement en contact (à vitesse 0) ;

- Monter dès le contact pour l'assemblage, la pression dans le temps prévu à la valeur préconisée ;

- Après l'assemblage avec une pression de 0,15 N/mm un bourrelet a dû se former qui doit être :

- \* au plus rond et homogène possible

- \* avec  $K = 0$  à n'importe quel endroit

- \* avec surface lisse.

• **Refroidissement :**

- Refroidir la soudure en conservant la pression de soudure (verrouiller l'hydraulique ou le levier) en respectant le temps.
- Enlever le positionneur après l'achèvement du temps de refroidissement
- Noter les différentes données caractérisant la soudure si le poste de soudure ne dispose pas d'une imprimante informatisée.

**VI -5- Pose des canalisations en tranchées**

Au moment de leur mise en place, les tuyaux sont examinés à l'intérieur et débarrassés de tout corps étranger; leurs abouts sont nettoyés. Les tubes et raccords en acier sont vérifiés avant d'être assemblés. Les revêtements détériorés sont reconstitués avec des produits compatibles avec ceux d'origine et de valeur protectrice équivalente.

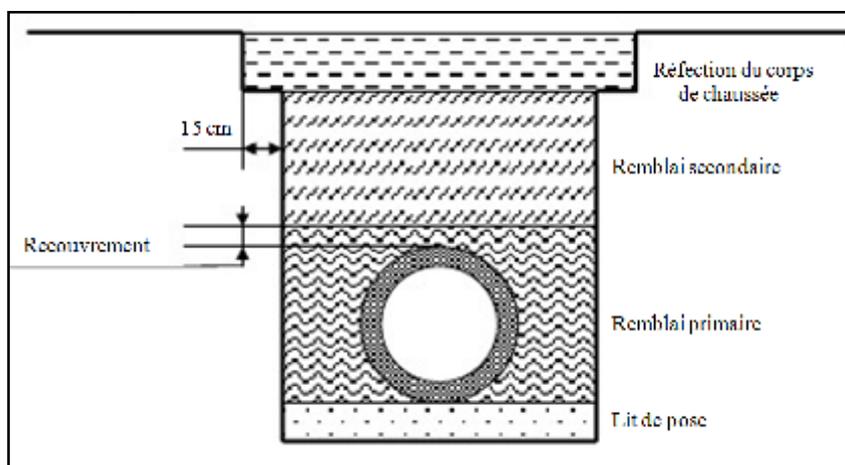
Dans la tranchée, les tuyaux sont présentés dans le prolongement les uns des autres en facilitant leur alignement au moyen de cales provisoires. Des cales provisoires sont également disposées aux changements de direction. Ces cales sont constituées à l'aide du matériau d'enrobage, compacté, ou de coins en bois. Le calage provisoire au moyen de pierres est interdit.

L'angle d'assemblage de tuyaux successifs a une valeur angulaire inférieure à celle admise par le fabricant et le fonctionnaire dirigeant. Les tuyaux en polyéthylène peuvent être posés selon un rayon de courbure supérieur à 24 fois leur diamètre extérieur.

Le cintrage sur chantier des tubes en chlorure de polyvinyle est interdit. A chaque arrêt de travail, les extrémités des canalisations en cours de pose sont obturées à l'aide d'un bouchon. Les coudes, pièces à tubulures et appareils intercalés dans les conduites et soumis à des efforts tendant à déboîter les tuyaux ou à déformer la canalisation, sont contrebutés par des massifs capables de résister à ces efforts. La pose de canalisations est interdite lorsque la température mesurée sous abri est inférieure à 5°C ou est descendue en dessous de -2°C la nuit précédente.

**VI -5-1- Remblaiement des tranchées**

Le remblaiement de la tranchée doit être réalisé en tout temps de manière à empêcher tout dommage ou abrasion de la protection extérieure des tuyaux. Après l'inspection, les essais et l'approbation des travaux de la pose de la canalisation, l'Entrepreneur doit commencer les travaux de remblayage (Figure 22). Ce matériau de remblai n'est composé que de remblai sélectionné.



**Figure 22 : Coupe type en tranchée**

### **VI -5-1-1- Lit de pose**

Le lit de pose des conduite sera constitué, selon le cas, par :

- Terrain sans eau : une couche de sable de concassage 0/5. A titre exceptionnel, et en fonction des disponibilités locales d’approvisionnement ;
- Terrain avec eau : Une couche de gravillon 5/30 ;
- Terrain rocheux à forte pente, avec ou sans eau : Une couche de gravillon 5/30 ;
- Dans le cas de terrain sablonneux, aucun lit de pose ne sera mis en œuvre et le fond de fouille sera réglé à la cote fil d’eau majorée de l’épaisseur de la canalisation ;

### **VI -5-1-2- Remblai primaire**

Le remblai primaire sera constitué, suivant le cas, par :

- Canalisations PVC et PEHD en l’absence d’eau : a l’aide de sable de concassage 0/5 en entourant les deux flancs de celle-ci. L’arrosage et le compactage se feront par couche de hauteur maximale de 20 cm à l’Optimum Proctor de 92 % OPN ;
- Canalisations Béton, Acier ou Fonte en l’absence d’eau : a l’aide de tout-venant, stérile de carrière ou biocalcarénite a bryzoaire (communément appelé « Mackay Radio ») tamisée (granulométrie inférieure à 50 mm) et d’un indice CBR supérieur ou égal à 10%, en entourant les deux flancs de celle-ci. L’arrosage et le compactage se feront par couche de hauteur maximale de 20 cm à l’Optimum Proctor de 92 % OPN. Le tout venant sera réservé aux chaussées sensibles à fort trafic ;
- Toutes canalisations en présence de nappe : a l’aide de gravillons 5/30, en entourant les deux flancs de celle-ci. Dans le cas d’un terrain faiblement porteur, le lit de pose et le remblai en gravillon seront enrobés dans un géotextile ;

De façon générale, la hauteur de recouvrement sera de 10 cm, sauf pour les canalisations Béton, Acier ou Fonte de diamètre supérieur à 50 cm, pour lesquelles l’épaisseur sera de 15 cm.

### **VI -5-1-3- Remblai secondaire**

Le remblai secondaire sera constitué, suivant le cas, par :

- Sous chaussées, accotements et trottoirs : A l’aide de tout-venant, stérile de carrière ou biocalcarénite abryzoaire, arrosé et compacté par couche de hauteur maximale 20 cm, à l’Optimum Proctor de 95 % OPN. Le matériau devra avoir reçu l’agrément de AMENDIS avant sa mise en place. Le tout-venant sera réservé aux chaussées sensibles à fort trafic ;
- En pleine nature ou en quartiers non structurés : A l’aide de matériau extrait des déblais, sélectionné et tamisé (granulométrie inférieure à 100 mm), arrosé et compacté par couche de hauteur maximale de 30 cm à l’Optimum Proctor de 95% OPN. De plus, un merlon de 15 cm sera mis au-dessus de la tranchée ;

### **VI -5-2- Grillage avertisseur**

Pour la signalisation de la conduite, un grillage avertisseur sera mise en place à l’intérieur du remblai secondaire à une hauteur de 60 cm en dessous du terrain fini. Il devra dans tous les cas être situé à une hauteur de 30 cm au dessus de la génératrice supérieure extérieure de la conduite.

**VI -5-3- Pose de la robinetterie**

La mise en place des robinets vanne à extrémités à brides et la confection des joints correspondants doit être effectuée de telle sorte que les tuyauteries n'exercent sur les brides aucun effort anormal de traction susceptible de provoquer leur arrachement ou la déformation du corps de l'appareil. En particulier, lors de la pose d'un tel robinet-vanne sur une conduite en tranchée, il est au préalable, en dehors de la tranchée, procédé à son assemblage avec les bouts d'extrémité ou raccords à brides et l'ensemble est alors descendu et mis en place.

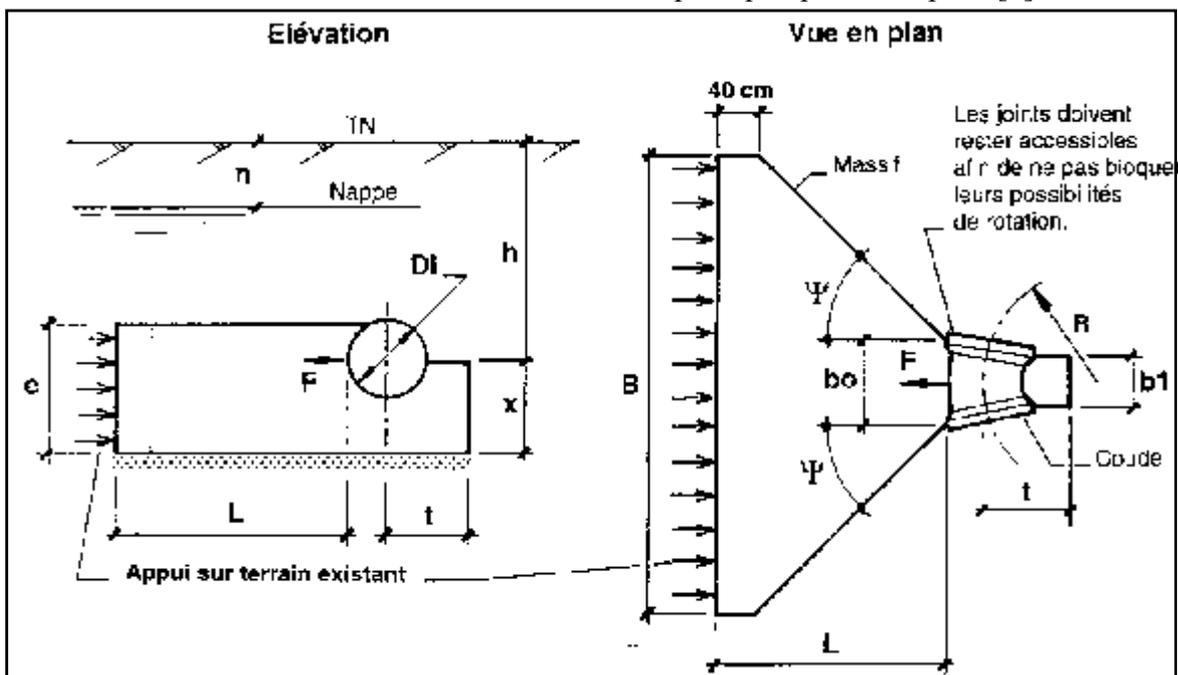
Les robinets-vannes doivent être installés et raccordés de telle sorte que leur remplacement puisse être effectué sans nécessiter le déplacement de la canalisation ou la démolition du massif ou de l'ouvrage protecteur.

Les clapets de retenue, les ventouses, les réducteurs de pression et tout autres appareils de robinetterie, sont posés en appliquant les prescriptions ci-dessus. En outre, l'Entrepreneur a la responsabilité des réglages de ces différents appareils, assurant leur fonctionnement conformément aux spécifications du catalogue du fabricant. Selon les exigences du marché, les vannes sont soit livrées et/ou montées avec volant, soit installées sous bouche à clé avec les accessoires nécessaires permettant la manipulation de la vanne avec une bouche à clé.

**VI -6- Construction des ouvrages courants**

**VI -6-1- Butées, ancrages et calages**

A l'exécution des départs de branchements, les coudes, pièces à tubulures et tous appareils intercalés sur les conduites et soumis à des efforts tendant à déboîter les tuyaux ou à déformer la canalisation, doivent être contrebutés par des massifs capables de résister à ces efforts, sans faire appel à l'appui que pourraient apporter les ouvrages des autres lots. Le calage est constitué par un massif en béton, dont l'entrepreneur à la demande de l'Administration, doit fournir des calculs de dimensionnement. On donne ci-après quelques exemples. [6]



**Figure 23 : Massif de butée latéral à section rectangulaire ou trapézoïdale**

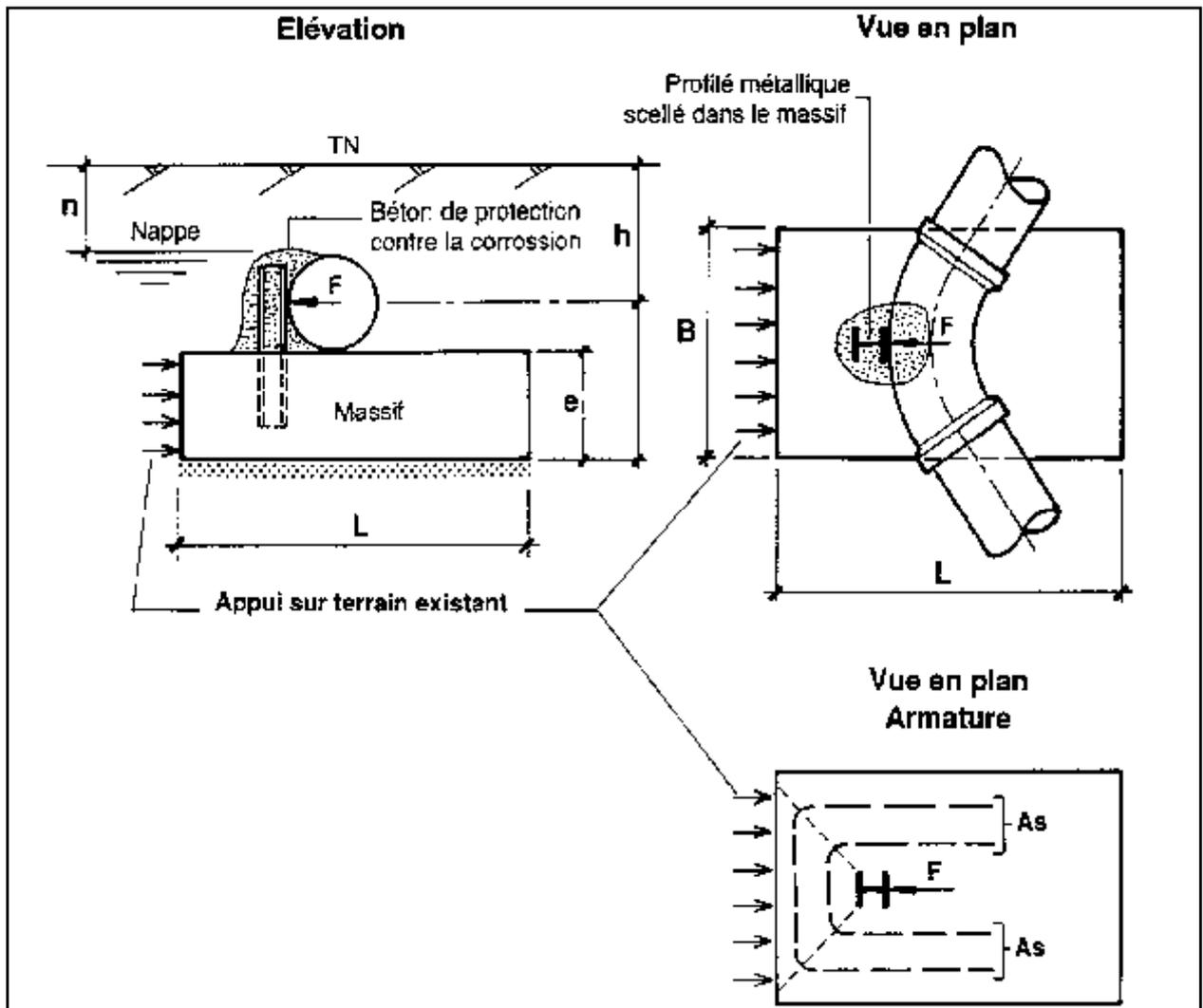


Figure 24 : Massif de butée inférieur à section rectangulaire

### VI -6-2- Ouvrages de distribution et regards

Les bornes-fontaines, les abreuvoirs, les potences, les regards de ventouse, les regards de vidange, les regards de vanne de sectionnement, etc. seront exécutés en béton armé conformément aux plans notifiés. La qualité, le dosage, etc. Des matériaux de construction sont décrits dans la partie des spécifications techniques d'exécution de travaux de génie civil.

- **Ventouse** : les regards protègent la ventouse. Ils doivent être étanches pour éviter que de l'eau polluée ne pénètre dans la conduite en phase de vidange (Figure 25.).
- **Vidange** : une butée doit caler le ou les coudes. Un regard d'accès à la vanne ou un regard pour pompage est parfois prévu. (figure 26) [6].

### VI -6-3- Bouches d'incendie

L'emplacement prévu au plan ne peut être modifié que sur ordre du fonctionnaire dirigeant.

Le corps des bouches d'incendie est posé vertical. Le patin de la courbe repose sur une assise constituée d'une dalle 30 cm x 30 cm x 5 cm, disposée horizontalement sur terrain vierge. La courbe est contrebutée au moyen d'un massif en béton, de type C 25/30 R, placé entre la

fouille et la courbe (figure 27). Ces équipements doivent également satisfaites aux conditions suivantes :

- Sauf indication contraire, les appareils sont incongelables par vidange de la colonne montante située au dessus du clapet de pied, les bouches exclusivement d'arrosage et de lavage pouvant toutefois être de type rond ou ovale et non incongelables. Ces appareils doivent être livrés avec un coffre fermé pour l'incendie et l'arrosage et avec coffre à bavette pour l'incendie, l'arrosage et le lavage.
- Le coffre et muni d'un couvercle donnant accès à la prise d'incendie et au croisillon ou carré de manœuvre de la vis commandant le clapet. [6]

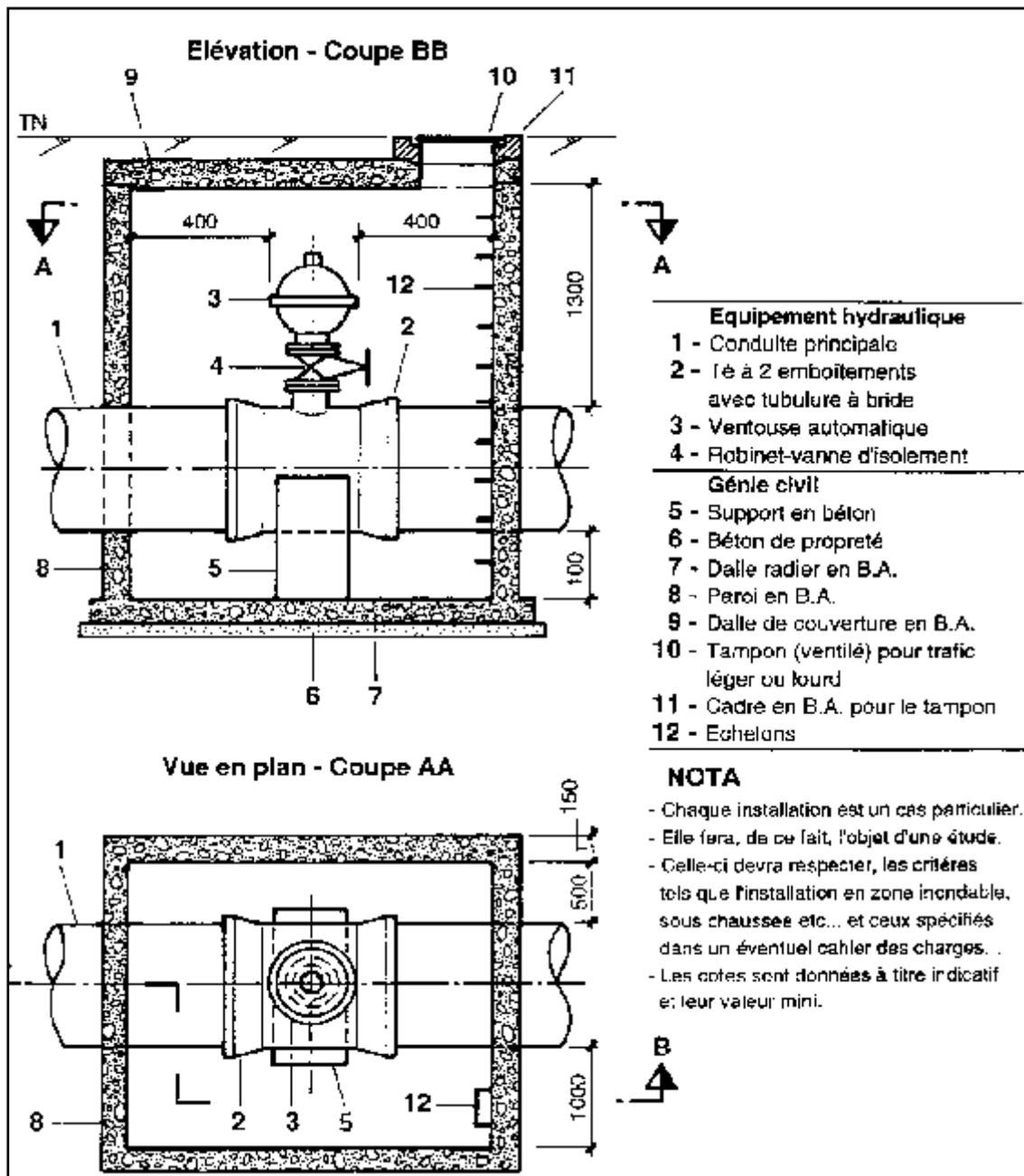


Figure 25 : Ventouse sur conduite : montage plan de principe

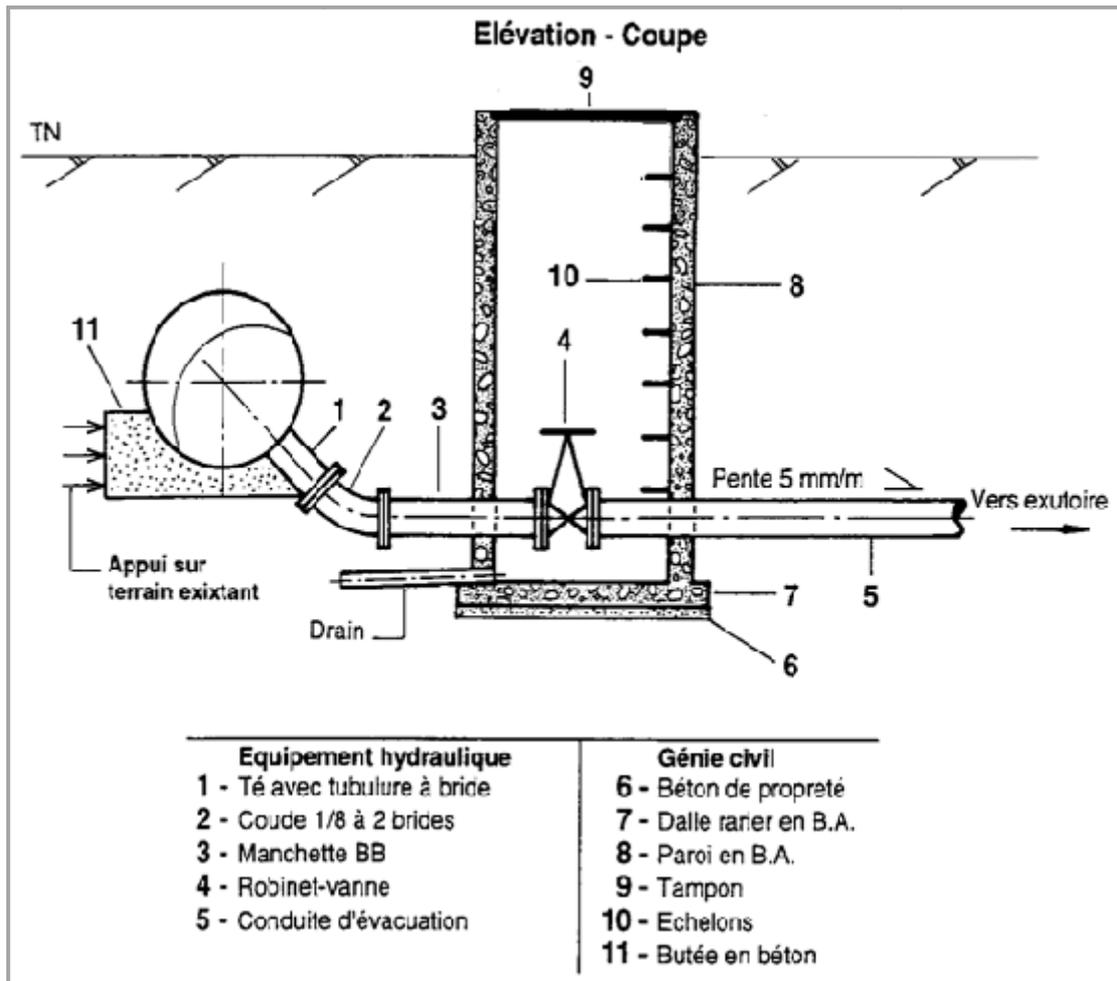


Figure 26 : Vidange avec regard visitable

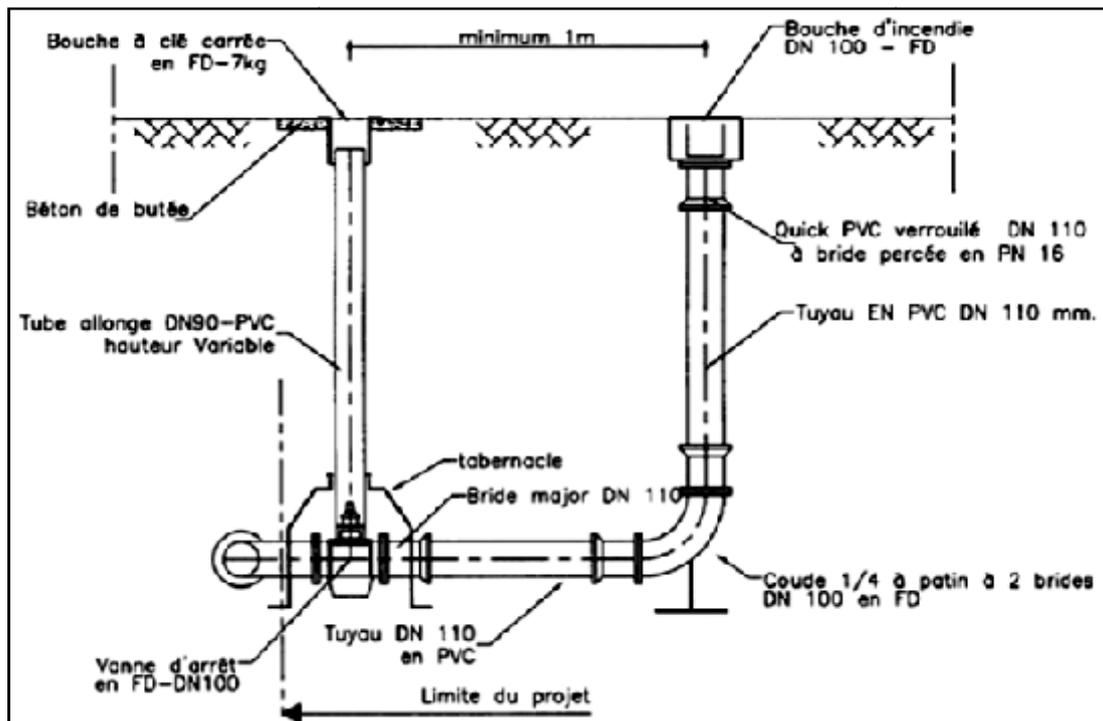


Figure 27 : Bouche d'incendie type PAM ou similaire (coupe transversale)

- **Franchissement enterré :** les traversées enterrées de cours d'eau et dépressions ne se différencient pas généralement de la conduite courante. Toutefois dans certains cas particuliers il peut être prévu des dispositions spéciales telles que :

- Placer la conduite en sur profondeur et la protéger à l'aide de matériaux sélectionnés ;
- Utiliser les joints indéboitables et ancrer la conduite ;
- Enrober la conduite d'un béton protecteur ;

Ces dispositions particulières seront proposées par l'Entrepreneur à l'exécution du projet selon les difficultés rencontrées et les disponibilités offertes; l'Administration doit approuver la solution retenue. [6]

- **Franchissement aérien sur plot :** les travaux aériens des cours d'eau et dépressions s'effectuent généralement sur supports en béton armé comportant deux ou plusieurs tasseaux de hauteur variable, ancrés dans un massif de béton et supportant des berceaux en béton, sur lesquels repose la conduite de chaque côté de son joint. La conduite pour les traversées doit être en fonte ou en acier galvanisé bridée. Dans ce cas l'Entrepreneur a à sa charge :

- La fourniture des berceaux qui pourront être préfabriqués ;
- La fourniture et pose des tuyaux, y compris les raccords aux extrémités ;
- La fourniture et pose du matériel de fixation agréé par l'Administration pour assurer la liaison entre le tuyau et le berceau ;
- La construction des supports conçus et fondés de manière à garantir la stabilité de la conduite ; [6]

#### **VI -6-4- Murs de soutènement et de protection**

Des ouvrages destinés à protéger ou tenir en place une conduite, les murs de soutènement perpendiculaires au talus du terrain et en aval d'une conduite ou les murs d'ancrage et de protection transversale à la canalisation pour stabiliser le terrain et ancrer la canalisation seront réalisés en béton ou maçonnerie et pierre, dont le choix et les dimensions résultent d'un calcul de stabilité construit sur un sol ferme et compact, ces murs doivent avoir une fondation en béton armé classe A sur laquelle s'érige l'ouvrage. La forme des murs doit être telle qu'ils ne glissent, ni ne s'affaissent. [6]

#### **VI -7- Epreuves en tranchée**

##### **VI -7-1- Description**

Les épreuves en tranchées ont pour but de vérifier l'étanchéité de l'ensemble des canalisations, des appareils et des accessoires après leur mise en place. [4]

##### **VI -7-2- Exécution**

L'entrepreneur est autorisé à remblayer avant l'épreuve en tranchée; toutefois, la recherche éventuelle de fuites constatées lors de l'épreuve constitue une charge d'entreprise.

Les épreuves sont exécutées par section de l'ordre de 500 m à déterminer en fonction des circonstances locales.

Les extrémités des tronçons à éprouver, sauf celle à laquelle est raccordée la pompe, sont munies de plateaux pleins équipés dans leur partie supérieure d'un robinet permettant l'échappement de l'air contenu dans la conduite.

Les canalisations sont remplies d'eau de distribution, au plus tard la veille du jour prévu pour l'épreuve en tranchée. Lors du remplissage des canalisations, la pression d'épreuve n'est pas dépassée.

Après une première montée en pression, l'entrepreneur procède, en présence du fonctionnaire dirigeant, à la purge de l'air à chaque point haut du tronçon à éprouver.

Après stabilisation du manomètre à la pression d'épreuve, le tronçon à éprouver est maintenu à cette pression pendant 2 h. Durant cette période, le tronçon ne peut subir d'intervention.

Durant l'épreuve en tranchée, la perte de pression n'est pas supérieure à 0,5 bar et le volume d'eau perdue, égal au volume à refouler dans la conduite pour y rétablir la pression initiale, ne dépasse la valeur limite de :

$$V = \frac{d\sqrt{p}}{7500} L$$

v = volume d'eau perdue, en litres

d = diamètre nominal, en mm

p = pression d'épreuve, en kPa

L = longueur du tronçon, en km.

Lorsque l'épreuve n'est pas satisfaisante, les raccords, tuyaux, joints et appareils défectueux sont réparés immédiatement ou remplacés suivant le cas. L'épreuve est recommencée dans les mêmes conditions que l'essai initial jusqu'à ce qu'elle soit satisfaisante. [4]

## **VI -8- Désinfection des installations**

### **VI -8-1- Description**

Afin de garantir le maintien de la qualité de l'eau transportée, les installations sont nettoyées et désinfectées avant mise en service. [7]

### **VI -8-2- Mode d'exécution**

1. Après l'épreuve, les canalisations sont vidangées à fond.
2. En vue d'évacuer les impuretés et les déchets introduits dans les canalisations lors des manutentions et de la pose, un rinçage énergique est effectué avec l'eau de la distribution jusqu'à obtenir une eau limpide.
3. Le nouveau tronçon est rempli à l'aide d'une solution d'eau potable mélangée à de l'hypochlorite de soude (eau de Javel) de manière à créer un mélange homogène. La concentration maximale de l'eau de désinfection est de 20 g/m<sup>3</sup> de chlore actif ou 0,67 l/m<sup>3</sup> d'eau de Javel du commerce (titrant 10°) ou 6,7/D l/m<sup>3</sup> d'eau de Javel titrant D°.

Cette solution est maintenue en contact avec l'installation pendant une durée minimale de 2 h.

4. Le tronçon est vidangé de la solution désinfectante. Si les documents d'adjudication le prévoient, celle-ci est neutralisée par injection de thiosulfate de soude ou de bisulfite de soude anhydre.
5. Le tronçon est à nouveau rincé à l'eau de distribution jusqu'à élimination totale de l'odeur de chlore. La concentration en chlore de l'eau distribuée ne peut dépasser 0,25 mg/l. [7]

### **VI -8-3- Analyses**

Le fonctionnaire dirigeant prélève, après désinfection, un échantillon de l'eau servant au remplissage, ainsi que de l'eau ayant séjourné dans la nouvelle installation, en vue de procéder aux analyses, dans un laboratoire agréé par l'administration.

Chaque installation neuve n'est réceptionnée que si la qualité des échantillons remis au laboratoire ne subit pas de détérioration du fait du passage de l'eau au travers de l'installation. La désinfection est recommencée jusqu'à l'obtention de résultats satisfaisants.

# **CONCLUSION GENERALE**

## CONCLUSION GENERALE

Au terme de ce modeste travail, nous avons pu dresser tout un réseau capable de combler le déficit hydrique de la localité d'Ain Soltane.

En effet, nous devons signaler que l'état du réseau existant, décrit par les services de la Direction de l'Hydraulique de la Wilaya d'Ain-Defla, est complètement défaillant, et ne peut servir. De ce fait, nous avons suggéré au cours de ce sujet, de rénover complètement le réseau en question en passant par toutes les étapes qui vont avec.

Nous avons premièrement fait l'inventaire des sources d'eau existantes au sein de cette région, et il s'est avéré qu'il y a un forage en exploitation ainsi que deux autres non loin de l'agglomération qui peuvent servir, et qui sont en bon état.

A partir de là, nous avons réévalué les besoins en eau de l'agglomération à l'horizon 2030 avec un débit total de 6468,61 m<sup>3</sup>/j. Ensuite nous avons passé à la projection et au dimensionnement du nouveau réseau qui est de nature mixte vu les caractéristiques de l'agglomération.

Un réservoir existant d'une capacité de 400 m<sup>3</sup>, situé à une côte de 505 m peut encore servir, mais suivant le calcul de la capacité de stockage pour l'agglomération à l'horizon 2030, le volume de celui-ci s'est avéré insuffisant d'où la nécessité de l'implantation d'un deuxième réservoir sur la même côte et d'une capacité de 500 m<sup>3</sup>.

De même une adduction par refoulement de 3062 ml reliant les trois forages aux deux réservoirs a été projetée et dimensionnée en prenant la variante du cheminement le plus économique en termes de longueur et de facilité d'exécution.

Enfin, nous pouvons dire que ce projet a une importance capitale pour les citoyens d'Ain Soltane vu qu'il contribuera au développement social et surtout à la mobilisation de la ressource en eau dans cette région à vocation agricole.

**REFERENCES**  
**BIBLIOGRAPHIQUES**

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

### Ouvrages :

- [1] **ANDRE DUPONT**, Hydraulique urbaine- Tome II, Edition Eyrolles Paris 1988, 477P.
- [2] **BOUSLIMI. M**, Notes de cours-Alimentation en eau potable, Octobre 2004, 118P.
- [3] **JAQUES BONNIN**, Aide-mémoire d'hydraulique urbaine, Edition Eyrolles Paris 1982, 125P.
- [4] **Michel GIROUSSE**, Descriptif des travaux de renouvellement du réseau d'eau potable, 2005, pp.15-16.

### Support de cours :

- [5] **SALAH.B**, Support de cours d'alimentation en eau potable, ENSH 1994.

### Web-graphiques :

- [6] **Canalisation modes opératoires génie civil eau potable [en ligne]**, Disponible sur, <http://www.doc-etudiant.fr/Methodologie/Memoire/Cours-Canalisation-modes-operatoires-genie-civil-eau-potable-37201.html>  
Consulté le : 25/08/2012.
- [7] **Direction Générale des Autoroutes et des Routes (Belgique). Cahier des charges-types, Distribution d'eau [en ligne]**, Disponible sur : <http://routes.wallonie.be/entreprise/cctrw99/cct/p/index.html>  
Consulté le : 22/08/2012.
- [8] **RADEEMA, Régie Autonome De Distribution d'Eau et d'Electricité de Marrakech [en ligne]**, Disponible sur : [http://www.radeema.ma/Portals/0/guide\\_promoteur.pdf](http://www.radeema.ma/Portals/0/guide_promoteur.pdf)  
Consulté le 22/08/2012
- [9] <http://maps.google.fr/>, Consulté le 22/08/2012.

# **ANNEXES**

### Annexe 1 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitant

Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	<b>10001 à 50000</b>	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1.00	<b>1.5</b>	03	3.35	0.75
1-2	1.00	<b>1.5</b>	3.2	3.25	0.75
2-3	1.00	<b>1.5</b>	2.5	3.3	01
3-4	1.00	<b>1.5</b>	2.6	3.2	01
4-5	2.00	<b>2.5</b>	3.5	3.25	03
5-6	3.00	<b>3.5</b>	4.1	3.4	5.5
6-7	5.00	<b>4.5</b>	4.5	3.85	5.5
7-8	6.50	<b>5.5</b>	4.9	4.45	5.5
8-9	6.50	<b>6.25</b>	4.9	5.2	3.5
9-10	5.50	<b>6.25</b>	4.6	5.05	3.5
10-11	4.50	<b>6.25</b>	4.8	4.85	06
11-12	5.50	<b>6.25</b>	4.7	4.6	8.5
12-13	7.00	<b>5.00</b>	4.4	4.6	8.5
13-14	7.00	<b>5.00</b>	4.1	4.55	06
14-15	5.50	<b>5.50</b>	4.2	4.75	05
15-16	4.50	<b>6.00</b>	4.4	4.7	05
16-17	5.00	<b>6.00</b>	4.3	4.65	3.5
17-18	6.50	<b>5.50</b>	4.1	4.35	3.5
18-19	6.50	<b>5.00</b>	4.5	4.4	06
19-20	5.00	<b>4.50</b>	4.5	4.3	06
20-21	4.50	<b>4.00</b>	4.5	4.3	06
21-22	3.00	<b>3.00</b>	4.8	3.75	03
22-23	2.00	<b>2.00</b>	4.6	3.75	02
23-24	1,00	<b>1.50</b>	3.3	3.7	01

## Annexe 2 : Diamètres extérieurs et intérieurs des conduites

Matériau	PN	Type de matériau	DN	Diamètre extérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Commentaire
PEHD	PN16	PE80 - SDR9	20	20	2.3	15.4	Source : Chiali
			25	25	3	19	
			32	32	3.6	24.8	
			40	40	4.5	31	
			50	50	5.6	38.8	
			63	63	7.1	48.8	
			75	75	8.4	58.2	
		PE100 - SDR11	90	90	8.2	73.6	
			110	110	10	90	
			125	125	11.4	102.2	
			140	140	12.7	114.6	
			160	160	14.6	130.8	
			180	180	16.4	147.2	
			200	200	18.2	163.6	
			225	225	20.5	184	
			250	250	22.7	204.6	
			315	315	28.6	257.8	
			400	400	36.3	327.4	
			500	500	45.4	409.2	
			630	630	57.2	515.6	

## Annexe 3



Usine et Siège: Voie A Zone Industrielle BP 160-2200 Sidi Bel Abbas

Téléphone: 048 55 11 90 / 55 65 65 / 061 24 09 19 / 070 94 97 49

Télécopie : 048 55 58 58 / 56 92 70 / 56 50 33

Site Web : [www.groupe-chiali.com](http://www.groupe-chiali.com)

E-Mail : [info@groupe-chiali.com](mailto:info@groupe-chiali.com)

### TUBE PE

### TUBE PEHD EAU POTABLE PN 20

Référence	diamètre ext	Epaisseur	Qualité	Prix HT	Prix TTC
11 009 0901	90	10.1	PE100	593.37	694.24
11 009 1101	110	12.3	PE100	878.66	1 028.03
11 009 1251	125	14.0	PE100	1 103.46	1 291.05
11 009 1601	160	17.9	PE100	1 802.91	2 109.40
11 009 2001	200	22.4	PE100	2 875.61	3 364.46
11 009 2501	250	27.9	PE100	4 473.17	5 233.61
11 009 3151	315	35.2	PE100	7 021.79	8 215.49
11 009 4001	400	44.7	PE100	10 958.68	12 821.66
11 009 5001	500	55.8	PE100	17 092.93	19 998.73

TVA = 17%

Les tubes sont en longueur de 12ml

Jonction par soudure électrique.

Pour toute information veuillez contacter le service commercial.

**SARL "SERHES"**

Matériels et Travaux  
Hydrauliques & Co  
Sd. Nassiba BEN BOUALI  
RC n° 028 018075