

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 d'alimentation en eau potable de pole urbain El
Moustakbel de la ville de Touggourt (w. Ouargla).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0008-19

APA Citation (APA توثيق):

Chaouche, Meriem (2019). Etude d'alimentation en eau potable de pole urbain El
Moustakbel de la ville de Touggourt (w. Ouargla)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 بيداغوجية، مقالات الدوريات، 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.



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**Etude d'alimentation en eau potable du pôle urbain El
Moustakbel de la ville de Touggourt (w. Ouargla).**

Présenté par :

CHAOUCHE Meriem

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
HACHEMI Abdelkader	M.C.B	Président
KAHLERRAS Malika	M.C.B	Examinatrice
BOUKHELIFA Mustapha	M.A.A	Examineur
SALHI Chahrazed	M.A.A	Examinatrice
KAHLERRAS Djillali	M.C.B	Promoteur

Session: Septembre 2019

Remerciements

Avant tous chose nous devons remercier Allah le tout puissant pour la volonté, le courage et la patience qu'il nous a apporté pour pouvoir réaliser ce travail.

Notre reconnaissance va plus particulièrement à :

Mon promoteur Monsieur D. KAHLERRAS pour leur contribution à l'élaboration de ce mémoire.

A monsieur A. HACHEMI qui mon fait l'honneur de présider notre jury.

A Madame M. KAHLERRAS, monsieur M. BOUKHELIFA et Madame L. TAFAT qui m'ont fait l'honneur d'examiner mon travail. Je vous remercie également de nous transmis Votre savoir au cours de notre cursus universitaire.

L'ensemble des enseignants qui nous ont suivis durant notre cycle d'étude.

En fin, Un grand merci encore est adressé à nos très chères familles qui ont été toujours là avec nous, à nos amis et à tous ceux qui d'une façon ou d'une autre m'a fait part de leurs aides, m'ont encouragé et participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Merci à tous

MERJEM

Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissances et de respect :

A ma mère et mon père pour leurs sacrifices et soutiens afin d'atteindre mon objectif,

*A mes chères frères **ABDELLAH, HASSEN** et mes sœurs **FATIMA, KHADIDJA**, pour votre aide, vos encouragements si précieux, Votre soutien.*

A mes grands-parents,

A toute ma famille,

*A mes amis : **YAGOUB ZOÛRA, BELMESSAOUD BERDDIS,***

*Mon promoteur Monsieur **D. KAHLERRAS,***

A mes collègues et professeurs de l'ENSH,

A toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

MERIEM

ملخص:

تتميز إمدادات مياه الشرب في بلدة تفرت بشكل عام بعدم كفاية الإنتاج الذي لا يمكن تلبية الاحتياجات الحالية ، ويرجع ذلك أساسا إلى نقص الموارد ، وهذا يضاف إلى معدل هائل من فقدان المياه. التي هي نتيجة لحالة متقدمة من تدهور الأنابيب ، وسوء نوعية تنفيذ الأعمال ، وعدم وجود صيانة وتجديد الأنابيب. نظام تزويد مياه الشرب ككل غير منظم بشكل جيد بعد التمديدات المصنوعة بدون تصميم أساسي.

الهدف من عملنا هو تحديث المشكلات المتعلقة بإمداد مياه الشرب في وسط المدينة المستقل، بما في ذلك ، POS 4 و 5، وأبعاد الشبكة وقدرتها. لنقل التدفقات اللازمة من بئر يقع في محطة إزالة الصحراء عين 2049 والدراسة بحلول عام .الصحراء ، التي تقوم أيضا بمعالجة وتبريد المياه

تنقسم الدراسة ككل إلى فصول، مثل عرض منطقة الدراسة، وتقدير احتياجاتها من المياه لضمان توفير إمدادات كافية من مياه الشرب من حيث النوعية والكمية لسكان هذه المنطقة، وحددت جميع الملحقات والمعدات اللازمة، ومنهجية تنفيذها

Abstract:

The drinking water supply of the town of Touggourt in general is characterized by insufficient production that can not cover the current needs, mainly due to the lack of the resource, and to this is added a huge rate of water loss. which are the consequence of an advanced state of deterioration of the pipes, a poor quality of execution of the works, and a lack of maintenance and renewal of the pipes. The drinking water supply system as a whole is poorly structured following extensions made without basic design.

The objective of our work is to update the problems related to the drinking water supply of the urban center El Moustakbel, including its POS 4 and 5, and study by 2049, the dimensioning and capacity of the network. to convey the necessary flows from the borehole located in the Ain-Sahara demineralization station, which also processes and cools its water.

The study as a whole is divided into chapters, such as the presentation of the study area, the estimation of its water needs to ensure an adequate supply of drinking water in quality and quantity to the residents of this area, and identified all the necessary accessories and equipment, and the methodology for their implementation.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE :	1
-------------------------	---

Chapitre -I- PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction :	2
I.1 Situation géographique :	2
I.2 Situation topographique :	3
I.3 Situation géologique :	3
I.4 Situation climatique :	4
I.5 Hydrogéologie de Touggourt :	9
I.6 Situation hydraulique :	10
Conclusion :	11

Chapitre -II- LES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION

Introduction :	12
II.1 Evaluation de la population :	12
II.2 Estimation des besoins en eau :	13
II.2.1 Détermination de la consommation moyenne journalière :	13
II.2.2 Catégorie des besoins :	13
II.2.3 Calcul des besoins en eau pour chaque catégorie de consommateur :	14
II.2.4 Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération :	16
II.3 Etude des variations de la consommation :	16
II.3.1 la consommation maximale et minimale journalière :	16
II.3.2 Calcul des débits horaires :	17
II.3.2 Etude de la variation des débits horaires (la méthode graphique) :	19
Conclusion :	21

Chapitre -III- DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION

Introduction :	22
III.1 Définition de réseau de distribution :	22
III.2 Types de réseau de distribution :	22
III.2.1 Les réseaux mailles :	22
III.2.2 Les réseaux Ramifiés :	22
III.2.3 Les réseaux mixtes :	23
III.3 Classification des réseaux d'A.E.P :	23
III.3.1 Réseau unique :	23
III.3.2 Réseau en zones étagées :	23
III.4 Conception du réseau :	23
III.4.1 Principe du tracé du réseau:	23
III.4.2 Principe du calcul du réseau maillé :	24
III.4.3 Choix du type de matériau :	25

III.4.4 Calcul hydraulique du réseau de distribution :	27
III.5 Appareils et accessoires du réseau :	40
III.5.1 Les robinets vannes :	41
III.5.2 Les ventouses :	42
III.5.3 Les poteaux d'incendie :	42
III.5.4 Réducteurs de pression :	42
III.5.5 Les organes de mesure :	42
III.5.6 Les moyens antis béliers :	43
III.5.7 Pièces spéciales de raccordement:	43
Conclusion :	44

Chapitre - IV- ETUDE DES RESERVOIRS

Introduction :	45
IV.1 Etude des réservoirs :	45
IV.1.1 Rôles des réservoirs :	45
IV.1.2 Emplacement des réservoirs:	45
IV.1.3 Classification des réservoirs :	46
IV.1.4 Comparaison des réservoirs :	46
IV.1.5 Choix du réservoir :	48
IV.1.6 Equipements du réservoir :	48
IV.1.7 Capacité des réservoirs :	50
IV.1.8 Dimensionnement des réservoirs à l'horizon d'étude 2049 :	52
IV.1.8.1 Dimensions du réservoir :	53
Conclusion :	54

Chapitre - V- ETUDE D'ADDUCTION

Introduction :	55
V.1 Etude d'adduction :	55
V.1.1 Classification des adductions :	55
V.1.2 Critères de choix de tracé :	56
V.1.3 Choix du matériau de la conduite :	56
V.1.4. Site d'implantation de la station de pompage:	56
V.2 Calcul hydraulique:	57
V.2.1 Détermination du diamètre économique :	57
V.2.1.1 Frais d'amortissement :	57
V.2.1.2 Frais d'exploitation :	58
V.2.1.2.3 Energie consommée par la pompe :	59
V.2.1.3 Bilan:	61
V.3 Protection des conduites contre de coup bélier :	62
V.3.1 Définition :	62

V.3.2 Les causes du coup de bélier :	62
V.3.3 Les conséquences du coup de bélier :	63
VII.3.4 Description des phénomènes physiques :	63
VII.3.5 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :	64
VII.3.6 Calcul des réservoirs d'air :	65
VII.3.6.1 Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de VIBERT:	66
Conclusion :	67

Chapitre -VI- ETUDE DE POMPAGE

Introduction :	68
VI.1 Définition :	68
V.2 Etude de pompage :	68
V.2.1 Couplage des pompes :	68
V.2.2 Différents types des pompes :	68
V.2.3 Choix du moteur électrique:	69
V.2.4 Les critères de choix de pompes :	69
V.2.5 Choix du nombre des pompes de secours :	69
V.2.6 Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement :	70
V.2.7 Caractéristiques de la pompe :	70
V.2.8 Etude du phénomène de cavitation:	70
V.2.9 Choix des pompes:	71
Conclusion :	72

Chapitre - VII- POSE DE CANALISATION ET ORGANISATION DU CHANTIER

Introduction :	73
VII.1 Choix et type de pose de canalisation pour l'agglomération :	73
VII.1.1 Pose de canalisation en terre :	73
VII.1.2 Pose à proximité d'une conduite d'assainissement :	73
VII.1.3 Pose des conduites en traversées des routes :	74
VII.1.4 Pose de canalisation dans un mauvais terrain :	75
VII.1.5 Pose de canalisation en galerie (Traversée d'une route) :	75
VII.2 Les différents travaux de mises en place des canalisations :	77
VII.2.1 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain:	77
VII.2.2 Excavation des tranchées :	77
VII.2.3 Lit de sable :	80
VII.2.4 Remblayage des tranchées:	80
VII.2.4.1 Le remblai d'enrobage :	80
VII.2.5 Nivellement et compactage :	81
VII.2.6 Définitions des engins de terrassement utilisés :	82
VII.3 Evaluation du projet :	84

VII.3.1 Devis estimatif et quantitatives :	84
VII.4 la protection et sécurité au travail :	86
VII.4.1 L'accident du travail :	86
VII.4.2 Maladie professionnelle :	86
VII.4.3 Les indicateurs statistiques des AT et MP :	86
VII.4.4 Les causes des AT et MP :	86
VII.4.5 Le système algérien de prévention des risques professionnels :	87
VII.4.6 Ergonomie et poste de travail :	87
VII.4.7 Prévention sur les chantiers de terrassement :	89
Conclusion :	91
CONCLUSION GENERALE :	92

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre -I- PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tab.I.1 : Découpage administratif de La wilaya déléguée de Touggourt	1
Tab.I.2 : variation des températures	3
Tab.I.3 : Précipitations maximales journalières	4
Tab.I.4 : Humidité relative maximale en %	5
Tab.I.5 : Variation moyenne annuelle de la vitesse du vent.	5
Tab.I.6 : Variation de l'évaporation totale mensuelle.....	6
Tab.I.7 : Variation de la Durée d'Insolation mensuelle	7
Tab.I.8: Forages d'AEP d'Ain Sahra 1.	8
Tab.I.7 : Variation de la Durée d'Insolation mensuelle	7

Chapitre -II-

LES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION

Tab.II.1 : Estimation de la population à différents horizons	11
Tab.II.2 : Estimation de la population pour les deux zones d'études.....	11
Tab.II.3 : Besoins domestiques.	13
Tab.II.4: Besoins sanitaires	13
Tab.II.5: Besoins scolaires	13
Tab.II.6: Besoins commerciaux	13
Tab.II.7: Besoins socioculturels et sportifs.	14
Tab.II.8: Besoins publics.....	14
Tab.II.9: Besoins d'arrosage	14
Tab.II.10: Besoins moyens de l'agglomération de la zone d'étude à l'horizon 2049.....	14
Tab.II.11: Récapitulatif des débits journaliers Q_{moyj} , Q_{maxj} , Q_{minj}	15
Tab.II.12: variation du coefficient β_{max}	16
Tab.II.13 : variation du coefficient B_{min}	17
Tab.II.14: Débits (max et min) horaires pour l'horizon 2049.....	17
Tab.II.15: Répartition des débits horaires	18

Chapitre -III-

DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION

Tab.III.1 : Les avantages et les inconvénients des différents types de matériaux.....	24
Tab.III.2 : Calcul des débits nodaux (cas de pointe).	26
Tab.III.3 : Calcul des débits nodaux (cas de pointe+ incendie).	27
Tab.III.4 : La répartition arbitraire (préliminaire) des débits.....	29
Tab.III.5 : Résultat Des Différents Tronçons Avec Leurs Caractéristiques Hydrauliques Et Géométriques (Cas de pointe).	32
Tab.III.6 : Résultat au niveau des nœuds (Cas de pointe).	33
Tab.III.7 : Résultat Des Différents Tronçons Avec Leurs Caractéristiques Hydrauliques Et Géométriques (Cas de pointe+ incendie).	34
Tab.III.8 : Résultat au niveau des nœuds (Cas de pointe+ incendie).....	35
Tab.III.8 : Résultat au niveau des nœuds (Cas de pointe+ incendie).....	35
Tab.III.8 : Résultat au niveau des nœuds (Cas de pointe+ incendie).....	35
Tab.III.8 : Résultat au niveau des nœuds (Cas de pointe+ incendie).....	35

**Chapitre - IV-
ETUDE DES RESERVOIRS**

Tab.IV.1 : Calcul de la capacité de réservoir à l’horizon d’étude 2049.....	50
---	----

**Chapitre - V-
ETUDE D’ADDUCTION**

Tab.V.1 : Calcul des frais d’amortissement..	54
Tab.V.2 : Calcul de la hauteur manométrique totale HMT.....	56
Tab.V.3 : Calcul des Frais d’exploitation	57
Tab.V.4 : <i>Bilan des frais d’amortissement et d’exploitation.</i>	57
Tab.V.5 : Les caractéristiques de la conduite de refoulement..	62
Tab.V.6: calcul de la célérité d’onde.....	63
Tab.V.7 : Calcul de volume de réservoir d'air de l'adduction.....	63

**Chapitre -VI-
ETUDE DE POMPAGE**

Tab.VI.1 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.	67
---	----

**Chapitre - VII-
POSE DE CANALISATION ET ORGANISATION DU CHANTIER**

Tab.VII.1 : calcul de volume du déblai	75
Tab.VII.2 : calcul du volume du remblai.	76
Tab.VII.3 : Devis estimatif et quantitatives de canalisation et de l’ouvrage de stockage.	79

LISTE DES FIGURES

Chapitre -I- PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Figure I.1 : Situation géographique de la ville de Touggourt.	2
Figure I.2 : Coupe géologique N-S passant par la cuvette Secondaire Saharienne et par la Vallée de Oued Righ.	3
Figure I.3 : Variation de la Température moyenne maximale mensuelle	4
Figure I.4 : Variation des pluies Moyennes mensuelle	4
Figure I.5 : Variation de L'Humidité relative Moyenne Mensuelle.	5
Figure I.6 : Variation moyenne mensuelle de la vitesse du vent.....	6
Figure I.7 : Variation de l'évaporation totale mensuelle... ..	6
Figure I.8: Variation de la Durée d'Insolation mensuelle.....	7
Figure I.9: Coupe hydrogéologique du Complexe Terminal de la région d'Oued Righ.....	8
Figure I.10: forage Ain Sahara 1.....	9
Figure I.11: Station de déminéralisation.. ..	9

Chapitre -II- LES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION

FigureII.1 : diagramme à barres représentant la consommation en eau.....	19
FigureII.2 : courbe intégrale de la consommation en eau.	19

Chapitre -III- DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION

Figure III.1 : schéma de réseau maillée.....	20
Figure III.2 : schéma de réseau ramifier	21
Figure III.3 : Interface de logiciel EPANET.....	30
Figure III.4 : Débits et pressions pour le Cas de (Pointe).. ..	36
Figure III.5 : Vitesses et pressions pour le Cas de (Pointe).. ..	36
Figure III.6 : Débits et pressions pour le Cas de (Pointe + inc).. ..	37
Figure III.7 : Vitesses et pressions pour le Cas de (Pointe+inc).. ..	37
Figure III.8 : <i>by-pass</i>	42

**Chapitre - IV-
ETUDE DES RESERVOIRS**

Figure IV.1 : Différentes points d'arrivée de la conduite d'apport.....	46
Figure IV.2 : Point départ de la conduite de distribution..	46
Figure IV.3 : Conduite de trop-plein.....	47
Figure IV.4 : Conduite de vidange.....	47
Figure IV.5 : Conduite de by-pass	48
Figure IV.6 : La courbe d'apport et la courbe de consommation totale.....	49

**Chapitre - V-
ETUDE D'ADDUCTION**

Figure V.1 : <i>Courbe d'optimisation du diamètre de refoulement.</i>	58
Figure V.2 : Schéma des quatre phases du coup de bélier.	60
Figure V.3 : Réservoir d'air anti bélier :	60
Figure V.4 : Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement :	61

**Chapitre -VI-
ETUDE DE POMPAGE**

Figure VI.1 : Détermination du point de fonctionnement.....	66
Figure VI.2 : Les courbes caractéristiques de la pompe.	68

**Chapitre - VII-
POSE DE CANALISATION ET ORGANISATION DU CHANTIER**

Figure VII.1 : Pose de conduite d'AEP à proximité d'une conduite d'assainissement.	70
Figure VII.2 : Traversée d'une route au moyen d'une gaine.	70
Figure VII.3 : l'emplacement des différents réseaux par rapport réseau d'AEP.	71
Figure VII.4 : Pose de canalisation en galerie.....	72
Figure VII.5 : Les butées.....	72
Figure VII.6 : Schéma d'une tranchée avec une conduite circulaire	74
Figure VII.7: Pelle hydraulique.....	77
Figure VII.8 : Chargeur.....	78
Figure VII.9 : Bulldozer.....	78
Figure VII.10 : Organisation du système national de prévention des risques professionnels.....	82
Figure VII.11 : travailleur face à la machine.	83
Figure VII.12 : poste de travail dans une entreprise.	83
Figure VII.13 : Exemple d'un élément de protection en cas d'incendie.....	84

Liste des planches

Planche 01 : Plan topographique de l'adduction et du réseau projeté du pôle urbain El Moustakbel.

Planche 02 : profil en long de la conduite principale (Réservoir – Nœud N°016).

Planche 03 : Les équipements de Réservoirs 1000 m³.

Planche 04 : Les accessoires et les pièces spéciales dans un système d'AEP.

Planche 05 : profil en long de la conduite d'adduction.

Liste des annexes

ANNEXE II.1: La variation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant.

ANNEXE III.1: Débit en fonction des diamètres et gradient de perte de charge et la vitesse.

ANNEXE III.2: Débit en fonction des diamètres et gradient de perte de charge et la vitesse.

ANNEXE V.1: Le prix de mètre linéaire des conduites en PEHD suivant le catalogue de CHIALI.

ANNEXE V.2: L'abaque de vibert

ANNEXE VI.1: Fiche technique de la pompe choisie.

ANNEXE VI.2: Les dimensions géométriques de la pompe choisie.

ANNEXE VII.1 : Devis quantitatif de réservoir de volume 1000 m³.

INTRODUCTION GENERALE :

L'eau c'est la vie, et l'homme ne peut pas vivre sans eau. Chaque développement d'une région dans tous les domaines dépend essentiellement du développement du secteur hydraulique, puisque celui-ci est lié à toutes les branches de l'économie.

Depuis l'indépendance, l'Algérie se trouve en face d'un sérieux problème et une situation délicate, à savoir la sécheresse qui nécessite des grands efforts de l'état pour remédier à ce déficit en matière d'eau potable.

Chez nous au sud algérien, on a la quantité d'eau suffisante et il y a beaucoup des forages albiens, mais on n'a pas les moyens pour l'exploiter, nous n'avons pas la bonne gestion qui permet d'avoir le minimum de gaspillage, le minimum de pertes au niveau des réseaux aussi bien d'adduction que de distribution.

Dans ce cadre, le sujet de notre mémoire de fin d'études est l'alimentation en eau potable du pôle urbain El Moustakbel de la ville de Touggourt (w. Ouargla).

Toute la zone d'étude est alimentée à partir d'une seule forages Albien d'AIN Sahra 1. Pour cela, nous débuterons notre travail par une description du site, à savoir : la situation géographique, climatique, hydrologique, et la situation hydraulique, tout en estimant le nombre d'habitants et les différents besoins en eau aux long terme d'horizon 2049, suivant les données acquises auprès de l'APC de Touggourt et la subdivision d'hydraulique de la ville de Touggourt, et cela dans le but d'établir un bilan des ressources disponibles et des besoins à satisfaire à long terme.

En second lieu, il sera procédé au dimensionnement de réseau de distribution, réservoirs de stockage, et l'adduction de notre zone d'étude en se basant sur les conditions d'ordre technique et économique.

Le troisième partie porte sur le choix des pompes, dont le but est d'acheminer l'eau de forage, vers le château d'eau d'El Moustakbel (pos4 et pos 5), où on doit tenir compte des conditions d'exploitations désirées.

Dans la quatrième partie, on terminera par une analyse qui concerne la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier et la pose des conduites et les différentes étapes d'organisation de chantier.

Enfin, dans la dernière partie, on a fait le devis estimatives et quantitatives de notre projet et on finalisera par une conclusion générale.

Introduction :

L'objectif de ce chapitre, c'est de connaître les caractéristiques propres de la ville de Touggourt pour faire un bon schéma d'alimentation projeté. Ces caractéristiques sont présentées par la situation géographique, topographique, géologique, climatique, hydrogéologique et hydraulique.

I.1 Situation géographique [1] :

Touggourt est une commune de la wilaya déléguée de Touggourt (avec une superficie de 1874 km² et une population de 247 222 habitants soit une densité de 132 ha/km²), située à 160 km au nord-est de Ouargla, à 225 km au sud de Biskra et à 660 km environ au sud-est d’Alger. Les limites de la wilaya sont : latitude 33°06 au nord et de longitude 6°04 à l’Est. La ville de Touggourt est une oasis du nord du Sahara algérien. Touggourt est également une daïra. La daïra regroupe les quatre communes de Nezla, Tebesbest, Touggourt et Zaouia El Abidia. La wilaya déléguée de Touggourt a été créé en 2015(J.O N°29 du 12 Chaabane 1436 du 31 mai 2015). Elle est composée des daïras et communes suivantes :

Tableau I.1: Découpage administratif de La wilaya déléguée de Touggourt.

Wilaya	Circonscription administrative (wilaya déléguée)	Composition	
		Daira	Communes
Ouargla	Touggourt (Région de Oued Righ)	Touggourt	Touggourt, Nezla, Tebesbest, Zaouia El Abidia
		Temacine	Temacine, Blidate Ameer
		Megarine	Megarine, Sidi Slimane
		Taibet	Taibet, M’Naguer, Bennaceur

(Source ADE, Touggourt,2019)

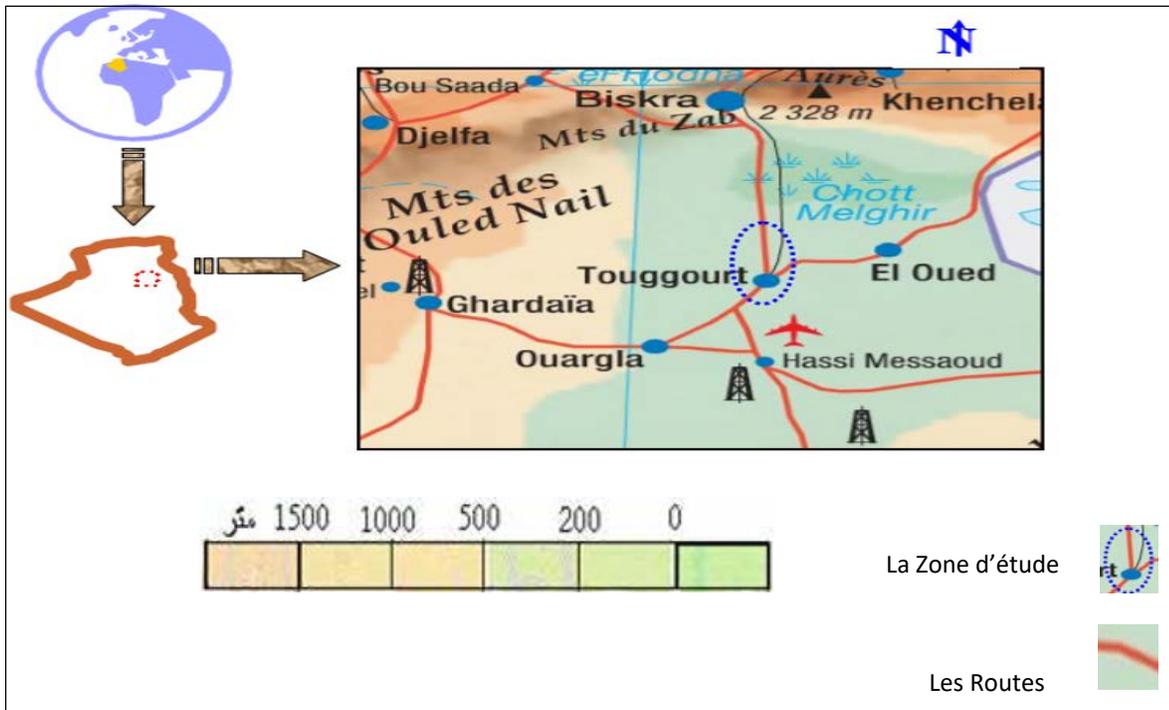


Figure I.1: Situation géographique de la ville de Touggourt. (Source Google Maps 2019)

I.2 Situation topographique [1] :

Cette région a une morphologie homogène, elle se présente comme une dépression (large fossé) orienté Sud / Nord. La variation des côtes est nettement remarquable, Elle descend régulièrement de 90 m à Goug, pour atteindre la cote 45 m à Djamaa. Cette région est connue sous le nom du Bas Sahara, à cause de sa basse altitude notamment dans la zone du chott au Nord où les altitudes sont inférieures au niveau de la mer.

I.3 Situation géologique [1] :

De point de vue lithologique et pétrographique, on rencontre dans les affleurements à travers le territoire de la wilaya, des alluvions actuelles des sebkhas et croutes gypso-salines, des sables éoliens mobiles, des regs et terrasses, des poudingues, des calcaires lacustres, des conglomérats, des calcaires marneux à rognon siliceux, des marnes et en fin des calcaires dolomitique.

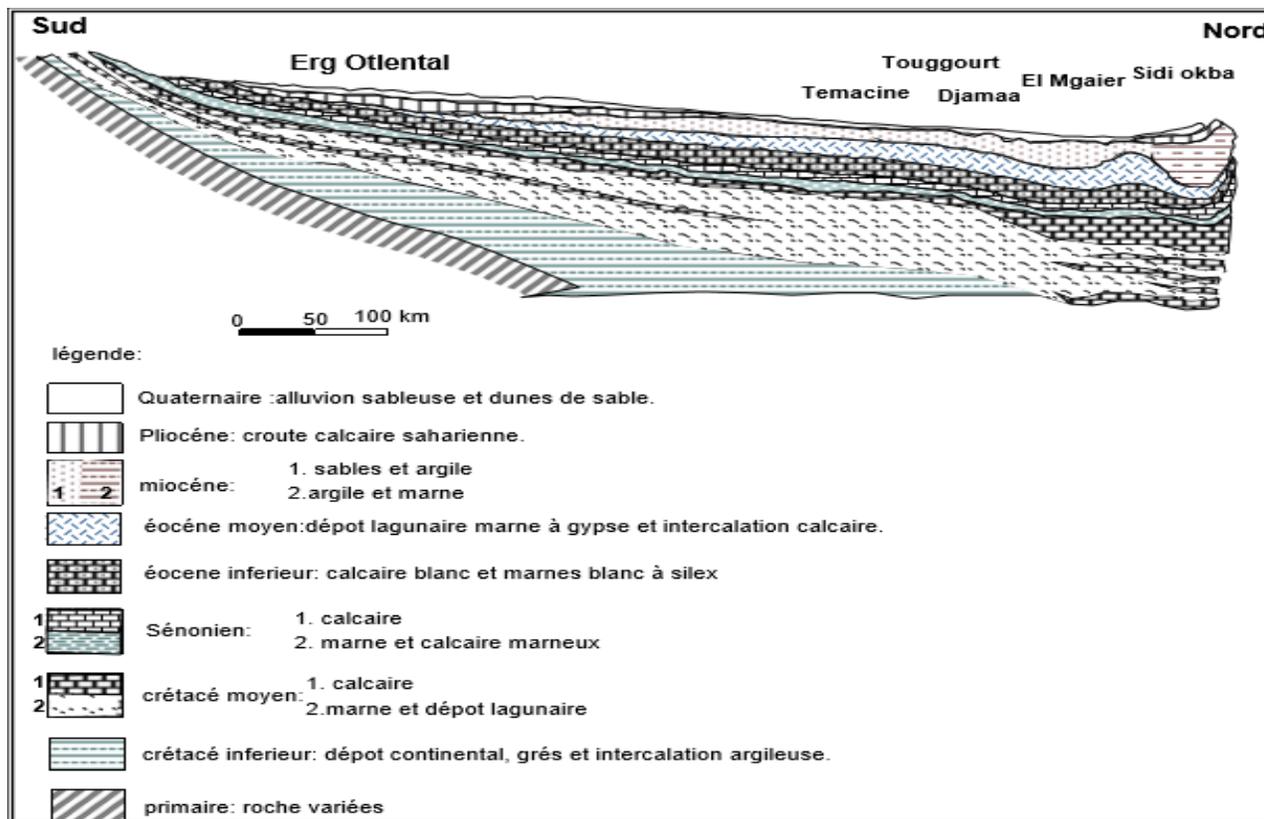


Figure I.2: Coupe géologique N-S passant par la cuvette Secondaire Saharienne et par la Vallée de Oued Righ (A.Cornet, 1962).

I.4 Situation climatique [1] :

I.4.1 Climat : Le climat de la vallée de Touggourt est un climat désertique chaud de type saharien, caractérisé par des pluviométries très réduite, des températures élevées et une forte évaporation, et par une faible humidité relative de l'air.

I.4.2 Température : Les températures maximales et minimales de la ville de Touggourt pour chaque mois de l'année 2017 sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau I.2: variation des températures.

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Dés
Moyenne Tmin (°C)	-1,0	2,0	3,0	4,2	15,5	18,8	19,8	23,7	15,4	10,5	0,8	-0,4
Moyenne Tmax (°C)	26,4	22,0	29,3	38,6	44,4	45,0	46,6	46,2	43,0	37,7	29,4	22,2

(Source ANRH, Touggourt 2018)

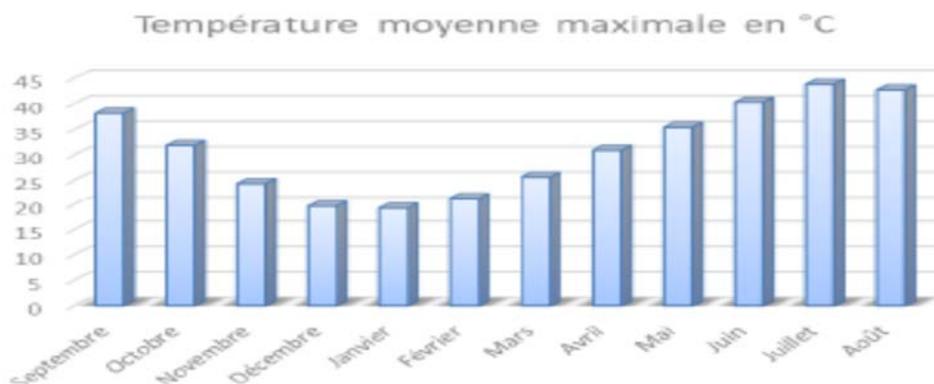


Figure I.3: Variation de la Température moyenne maximale mensuelle. (Source ANRH, Tggrt 2018)

D'après l'histogramme on observe que le mois de température élevée est le mois de Juillet (46,6°C) tandis que le mois le plus sec est celui de Décembre (11.8°C).

I.4.3 Précipitation : Notre région d'étude fait partie du bas Sahara où La faiblesse de la pluviosité est le caractère fondamental. Le tableau I.3 et la figure I.4 ci-dessous montrent la répartition des hauteurs moyennes mensuelles de la précipitation.

Tableau I.3: Précipitations maximales journalières.

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Dés
Pjmax (mm)	43	0,9	12,4	0,0	0,0	0,1	0,0	0,3	7,3	0,1	0,0	0,0

(Source ANRH, Touggourt 2018)

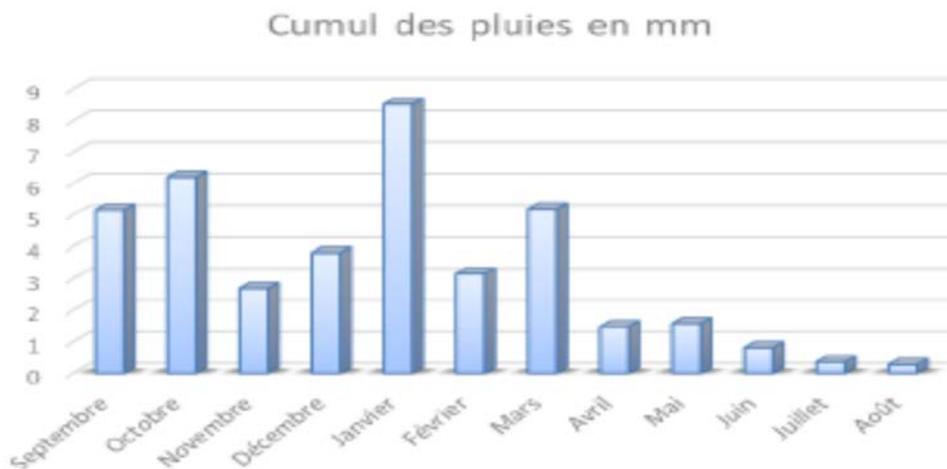


Figure I.4: Variation des pluies Moyennes mensuelle. (Source ANRH, Touggourt2018)

D'après l'histogramme on observe que le mois le plus pluvieux est le mois de janvier avec une valeur de 43 mm tandis que le mois le plus sec est celui de Juillet avec 0.0 mm.

I.4.4 Humidité relative :

L'humidité relative de l'air est très faible avec une moyenne annuelle de 57.81 %. Elle est au mois de Janvier 79 % diminue jusqu'au mois de Juillet 35 %, puis elle augmente pour atteindre une moyenne de 81 % au mois de Décembre.

Tableau I.4:Humidité relative maximale en %.

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Dés
Moyenne Humidité en %	64	65	54	59	53	49	43	53	59	59	62	70

(Source ANRH, Touggourt 2018)

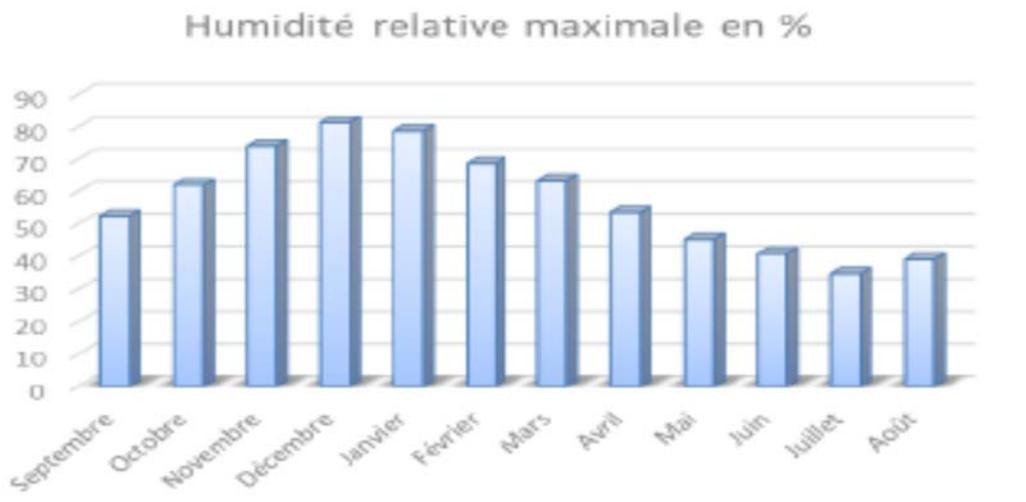


Figure I.5:Variation de L'Humidité relative Moyenne Mensuelle. (Source ANRH, Touggourt 2018)

I.4.5 Vents :

Les vents sont fréquents durant toute l'année, avec une moyenne qui varie entre 7.06 et 10.39 m/s, les vents soufflent du Nord-Sud ou Nord-Est/Sud-Ouest (vent chaud sirocco).

Tableau I.5: Variation moyenne annuelle de la vitesse du vent.

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Dés
Force du vent max en km/h	61	76	94	86	65	61	43	68	72	68	58	36

(Source ANRH, Touggourt 2018)



Figure I.6: Variation moyenne mensuelle de la vitesse du vent. (Source ANRH, Touggourt 2018)

I.4.6 Evaporation :

L'évaporation est un paramètre climatique important qui permet d'apprécier les pertes en eau dans l'atmosphère, la région de Ouargla est caractérisée par une évaporation très importante, son intensité étant renforcée par les vents chauds, la quantité maximale évaporée 359,5 mm au mois de Juillet par contre la quantité minimale avec 80.3 mm au mois de Décembre.

Tableau I.6: Variation de l'évaporation totale mensuelle.

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Dés
Ev(mm)	106,3	134,1	179,6	253	241,1	231,7	359,5	320	175,4	174,4	120,4	80,5

(Source ANRH, Touggourt 2018)

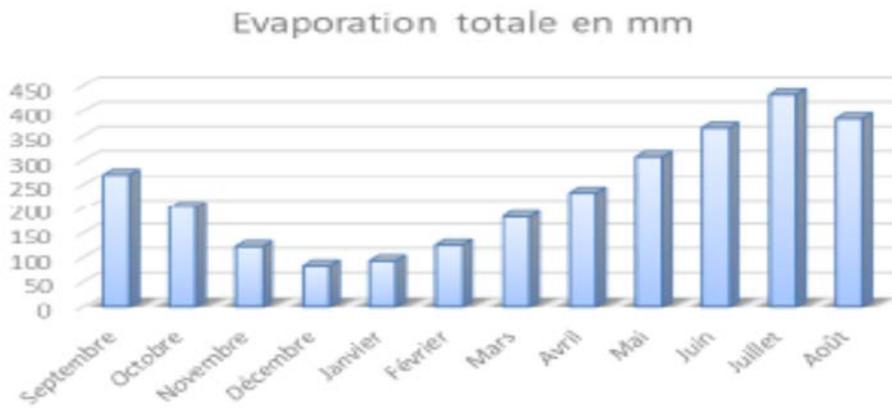


Figure I.7: Variation de l'évaporation totale mensuelle. (Source ANRH, Touggourt 2018)

I.4.7 Insolation :

La durée annuelle moyenne d'insolation est de 271.92 heures par ans, avec un minimum de 230.97 heures par jour au mois de Décembre et un maximum de 340.13 heures par jour au mois d'Aout.

Tableau I.7: Variation de la Durée d'Insolation mensuelle.

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Dés
In(h)	232,5	219,9	303,4	300,7	360,2	309,3	383,4	312,9	262,5	278,5	275,5	255,4

(Source ANRH, Touggourt2018)

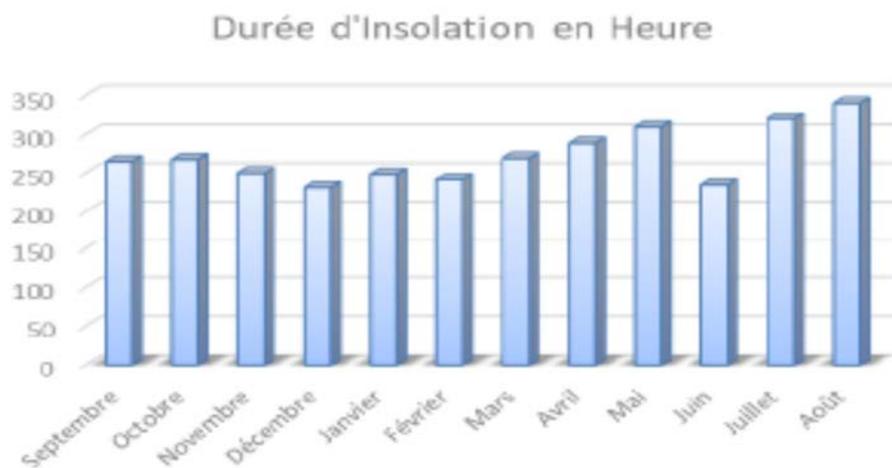


Figure I.8: Variation de la Durée d'Insolation mensuelle. (Source ANRH, Touggourt 2018)

I.5 Hydrogéologie de Touggourt [1] :

Les eaux souterraines constituent la principale source hydrique dans la région de Touggourt, distingue trois nappes différentes constituées par la nappe phréatique, la nappe du complexe terminal et la nappe du continentale intercalaire, ces nappes présentent les caractéristiques suivantes :

- ✓ La nappe phréatique avec une profondeur de 1 à 8 m selon les lieux et les saisons, elle circule dans les sables dunaires et les alluvions de l'oued M'ya.
- ✓ La nappe du complexe terminale composée d'une nappe du Mio-pliocène dite nappe des sables et d'une nappe des calcaires (sénonien).
- ✓ La nappe Mio-pliocène contenue dans les sables grossiers atteints vers 30 à 65 m de profondeur par les puits artésiens jaillissants qui irrigue les palmeraies, la salinité de la nappe variable 4,71 à 8, 34 dS /m.
- ✓ D'après l'ANRH, c'est une nappe de calcaire qui constitue avec la nappe des sables le complexe terminal, elle se trouve à une profondeur d'environ 200m Selon la salinité de cette nappe est aussi très variable 3,75 à 5, 48 ds/m. Pour la nappe du Mio-pliocène et sénonien, généralement leurs eaux sont très dures, le Résidu sec moyen est de 1,6 à 2,8 g /l, le faciès chimique est généralement.
- ✓ Une nappe du continentale intercalaire dite albienne, elle se situe entre 1100 et 1800 m de profondeur. Elle couvre une superficie de 600 ,000 Km, le toit est formé par les marnes et les argiles gypsifères du sénonien dont la base se situe entre 1000 m et 1100 m de profondeur, avec écoulement général du Sud vers le Nord.

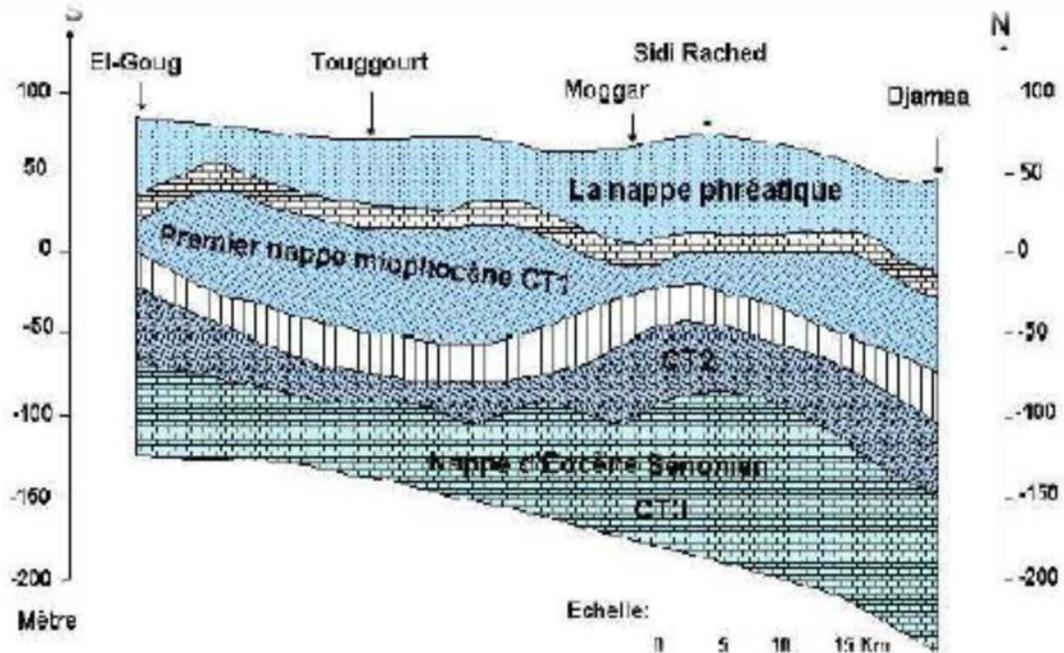


Figure I.9: Coupe hydrogéologique du Complexe Terminal de la région d'Oued Righ (Source ANRH, Touggourt 2018)

I.6 Situation hydraulique :

I.6.1 Forage :

Le pôle urbain d'El Moustakbel totalement est alimentée à partir des eaux souterraines d'un seul forage d'Ain Sahara 1. Les caractéristiques techniques de ce forage sont données dans le tableau ci-après :

Tableau I.8:Forages d'AEP d'Ain Sahra 1.

Nom du forage	Coordonnées Lambert (m)			Profondeur (m)	T	Débit (l/s)	Usage (h/j)	Années de réalisation	Etat du forage
	X	Y	Z		(°C)				
Albien Ain Sahara 1 (Nezla)	6° 02' 54"	33° 04' 27"	/	1799	60	142	AEP 24	1978	Bon

(Source DRE, Touggourt 2018)

L'eau de forage Ain Sahara 1 aura transférée vers la station de déminéralisation (Tours de refroidissement) par l'intermédiaire d'une conduite en PHED de diamètre 315 mm et de longueur 150 ml et P =16 bar.



Figure I.10:forage Ain Sahara 1. (Source ADE, Touggourt 2018)

I.6.2 Station de déminéralisation :

La station de déminéralisation d'eau saumâtre de Touggourt est alimentée à partir de quatre forages (sidi mahdi 2 et 3, Ain sahra 1 et 2) de la nappe albienne dont la température est de 60°C ayant une salinité autour de 2100 ppm. La température prévue pour le refroidissement est 30°C. Le refroidissement sera fait par quatre tours de refroidissement préfabriqués qui fonctionnent en parallèle. L'eau refroidie sera récupérée en bas pour être stockée dans un réservoir de 5000m3 qui alimentée les lignes de production (trois lignes indépendantes) d'osmose inverse, chaque ligne contient 4 filtres à sable sous pression et filtres à cartouches. Un passage à travers trois lignes parallèles d'osmose inverse, L'eau osmosée sera mélangée avec de l'eau brute pour ajuster la salinité d'eau traitée et stockées dans les réservoirs 2x5000m3 pour être distribuées vers la ville de Touggourt. Dans notre projet d'étude on va intéresser de forage Ain sahra 1 seulement.

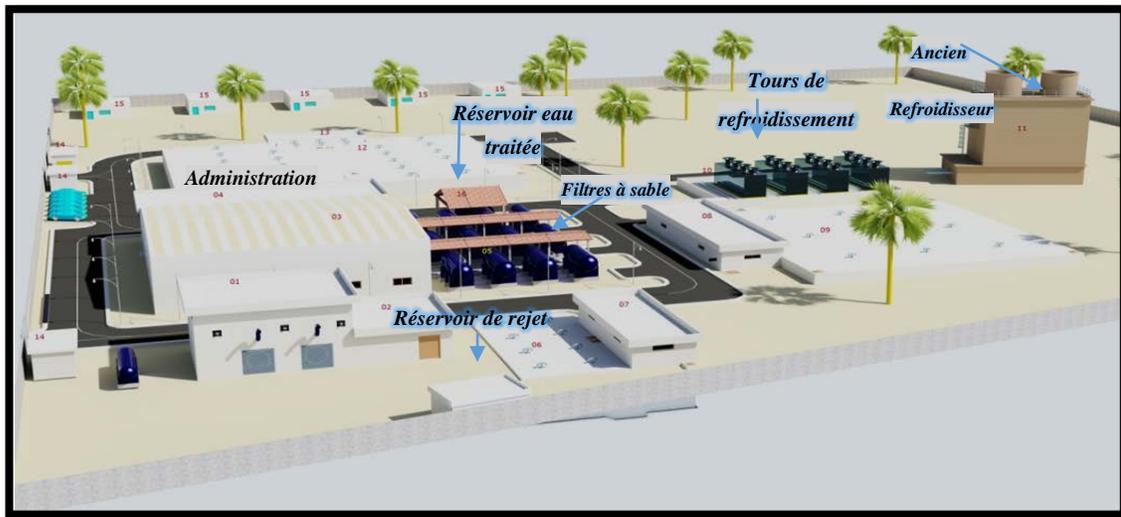


Figure I.11: Station de déminéralisation. (Source DRE, Touggourt 2018)

Conclusion :

Au cours de ce chapitre, nous avons constaté que la ville de Touggourt est caractérisée par un climat saharien aride, et elle repose sur deux aquifères qui forment un grand réservoir d'eau, et un relief caractérisé par des faibles pentes.

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue, géologie, hydrogéologie et hydraulique. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

Introduction :

Une bonne conception de projet commence tout d'abord par une estimation convenable des différents besoins que l'agglomération peut exiger. Notre étude sera menée sur l'horizon 2049, en prenant en considération les besoins futurs de la population, non seulement selon l'accroissement de la population dans le temps, mais aussi selon l'extension des équipements dans la zone étudiée. Cette estimation en eau dépend étroitement du développement démographique, de l'amélioration de niveau de vie de la population et des infrastructures existantes.

II.1 Evaluation de la population:

D'après le recensement effectué par les services d'APC en 2008, la population de la pôle urbain El Moustakbel (chef-lieu) est de 10950 habitants pour pos 4 et 10300 habitants pour pos 5. Pour avoir une idée sur cette population à long terme, nous pouvons faire une estimation moyennant la relation qui obéit à la loi des accroissements finis donnée par :

$$P_n = P_0 [1 + \tau]^n \dots\dots\dots (II.1)$$

- Avec :**
- P_n : population future prise à l'horizon considéré (hab).
 - P₀ : population de l'année de référence 2008 (hab).
 - T : taux d'accroissement annuel de la population, D'après O.N.S /RGPH 2008 ce taux est pris égal à 1,51% dans cette région.
 - n : nombres d'années séparant l'année de référence et l'année de l'horizon.

Dans notre cas : P₀=21250 hab (Source RGPH de Touggourt 2008)
 n = 30 ans [2019 ÷ 2049]

$$P_{2019} = P_{2008} [1 + \tau]^{11} = 21250 [1 + 0,0151]^{11} = 25059 \text{ hab}$$

$$P_{2049} = P_{2019} [1 + \tau]^{30} = 29415 [1 + 0,0151]^{30} = 39284 \text{ hab}$$

tableau II.1: Estimation de la population à différents horizons

Années	2008	2019	2049
Nombre d'hab	21250	25059	39284

La topographie de la région, la densité de la population, sa dispersion, nous imposent de diviser la région en deux zones :

- ✓ Zone n°1 : Pos 4.
- ✓ Zone n°2 : Pos 5.

tableau II.2: Estimation de la population à différents horizons pour les deux zones d'études.

Années	2008	2019	2049
Nombre d'hab de Pos 4	10950	12912	20243
Nombre d'hab de Pos 5	10300	12146	19041

II.2 Estimation des besoins en eau :

II.2.1 Détermination de la consommation moyenne journalière :

Afin d'estimer la consommation moyenne journalière d'une agglomération, il est nécessaire de calculer les besoins en eau potable des différents secteurs existants et projetés. La consommation moyenne journalière est donnée par la formule suivante :

$$Q_{moyj} = \frac{(N_i \times q_i)}{1000} (m^3/j) \dots \dots \dots (II.2)$$

Avec : - $Q_{moy.j}$: Consommation moyenne journalière en $[m^3/j]$.

- N_i : Nombre de consommateurs par catégorie.
- q_i : la dotation moyenne journalière $[l/hab/j]$.
- i : Nombre de groupes ($i = 1, 2, 3, \dots, n$).

II.2.2 Catégorie des besoins:

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de se procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération.

Pour notre étude du pôle urbain d'El Moustakbel, il est nécessaire des épancher sur les différentes catégories de besoins tels que :

- ✓ Besoins domestiques.
- ✓ Besoins sanitaires.
- ✓ Besoins scolaires.
- ✓ Besoins commerciaux.
- ✓ Besoins socioculturels et sportifs.
- ✓ Besoins publics.
- ✓ Besoins d'arrosages.

Choix de la norme unitaire de la consommation en eau :

La dotation ou la norme de consommation est définie comme étant la quantité quotidienne d'eau que doit utiliser l'être humain dans ces différents besoins. Elle est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures, par mètre carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule.....etc. Cette norme de consommation dépend essentiellement du :

- ✓ Niveau de vie de la population et de ses habitudes.
- ✓ Nombre d'habitants.
- ✓ Développement urbain de la ville.
- ✓ Ressources existantes.

Et vue que notre ville dépasse en nombre d'habitants les 20000 habitants, alors elle est considérée comme une ville urbaine, toute fois vu la disponibilité de la ressource, et selon l'O.N. S /RGPH 2008, il convient de donner une dotation de 150 l/j/hab.

II.2.3 Calcul des besoins en eau pour chaque catégorie de consommateur :**II.2.3.1 Besoins en eau domestique:**

Le tableau suivant déterminer les besoins domestiques :

tableau II.3: Besoins domestiques.

Zone	Année	N ^{bre} d'habitant	Dotation moyenne [l/j/hab]	Consommation moyenne Journalière [m ³ /j]
1	2019	12912	150	1936,8
	2049	20243	150	3036,45
2	2019	12146	150	1821,9
	2049	19041	150	2856,15
Total	2019	25059	150	3758,8
	2049	39284	150	5892,6

II.2.3.2 Besoins sanitaires:

Le tableau suivant déterminer les besoins en eau sanitaires :

tableau II.4: Besoins sanitaires.

Nature de l'établissement	Unité	Nombre d'unité	Dotation [l/j/unité]	Consommation moyenne journalière [m ³ /j]
04 Salle de soins	lit	100	5	2
Centre de santé	patient	150	20	3
polyclinique	malade	100	15	1.5
Total				6.5

(Dotations : photocopié cours d'AEP 2018)

II.2.3.3 Besoins scolaires:

Le tableau ci-dessous nous illustre les besoins en eau scolaire comme suite :

tableau II.5: Besoins scolaires.

Nature de l'établissement	Nombre d'élèves	Dotation l/j/élève	Consommation moyenne journalière [m ³ /j]
08 Ecoles primaires	300	10	24
02 Lycées	980	30	58.8
05 CEM	631	30	94.65
06 Crèches	100	20	12
02 Bibliothèque	120	10	2.4
Technicum	367	30	11.01
Total			202.86

(Dotations : photocopié cours d'AEP 2018)

II.2.3.4 Besoin commerciaux:**tableau II.6:** Besoins commerciaux.

Type de besoins	Nombre d'unité	Dotation L/j/unité	Consommation moyenne journalière [m ³ /j]
05 Unité commerciale	1047 m ²	5	26.18
02 Marché couvert	3200 m ²	5	32
Total			58.18

II.2.3.5 Besoins socioculturels e sportifs:**tableau II.7:** Besoins socioculturels et sportifs.

Désignation	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
06 Mosquées	1000 fidèles	6	36
Maison de jeunes	60 m ²	5	0.3
03 Stade	20 vestiaires	20	1.2
Salle de sport	15 vestiaires	20	0.3
Total			37.8

(Source DRE 2018)

II.2.3.6 Besoins publics:**tableau II.8:** Besoins publics.

Nature de l'établissement	Nombre d'unité	Dotation (l/j/ unité)	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
A.P.C	49 employé	15	0.735
Police	100 agent	15	1.5
Protection civile	1158 m ²	15	17.37
Poste	20 employé	15	0.3
Station-service	30 employé	15	0.45
Total			20.36

(Source DRE 2018)

II.2.3.7 Besoins d'arrosage:**Tableau II.9:** Besoins d'arrosage.

Nature de l'établissement	Superficie (m ²)	Dotation (l/j/m ²)	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
Jardin public	22000	5	110

(Source DRE 2018)

II.2.4 Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération :

Après l'étude détaillée des besoins, nous dressons un tableau récapitulatif pour pouvoir calculer le débit total nécessaire pour alimenter la localité jusqu'à l'horizon 2049.

tableau II.10: Besoins moyens de l'agglomération de la zone d'étude à l'horizon 2049

Type de besoins	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
Domestiques	5892,6
Sanitaires	6.5
Scolaires	202.86
Commerciaux	58.18
Socioculturels et sportifs	37.8
Administratifs	20.36
Arrosage	110
Total	6328.3

Après calcul la consommation moyenne journalière de l'agglomération on majore cette valeur par 15% tenant compte des pertes, nous obtenons : **Q moy, j =7277,55 m³/j** pour l'année 2049.

L'objet de notre prochain calcul on va essayer de déterminer les caractéristiques de la consommation en eau du pôle urbain.

II.3 Etude des variations de la consommation :

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il faut connaître le régime de consommation de l'agglomération qui nous donnera un aperçu, non seulement sur le régime de travail de tous les éléments du système d'alimentation en eau potable, mais également sur leur dimensionnement.

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps, parmi lesquelles nous avons :

- ✓ Variation annuelle et saisonnière qui dépend du niveau de vie et de développement de l'agglomération.
- ✓ Variation mensuelle qui dépend de l'importance de la ville.
- ✓ Variation journalière qui dépend du jour de la semaine où la consommation est la plus importante.
- ✓ Variation horaire qui dépend du régime de consommation de la population durant la journée, tel que au levée du jour la consommation est faible et commence à l'augmentation d'une heure à l'autre jusqu'à la pointe.

II.3.1 La consommation maximale et minimale journalière :

Pour projeter un régime de travail d'un système d'alimentation en eau, il faut adopter le graphique de consommation probable. Au cours d'année, il existe une journée où la consommation est maximale, de même il existe une journée où la consommation est minimale.

Nous pouvons déterminer un rapport qui nous indique de combien de fois la consommation maximale (ou minimale) est supérieure (ou inférieure) à la consommation moyenne. Ce rapport est

désigné par le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum(minimum) et noté par K_{maxj} (ou K_{minj}).

Ces débits sont donnés par les formules suivantes :

$$Q_{maxj} = Q_{moyj} * K_{maxj} \text{ (m}^3\text{/j)} \dots\dots\dots \text{(II.3)}$$

$$Q_{minj} = Q_{moyj} * K_{minj} \text{ (m}^3\text{/j)} \dots\dots\dots \text{(II.4)}$$

- Avec :**
- Q_{moyj} : débit moyen journalier (m³/j).
 - Q_{maxj} : débit maximum journalier (m³/j).
 - Q_{minj} : débit minimum journalier (m³/j).
 - K_{maxj} : coefficient d'irrégularité maximum, ce coefficient varie entre 1.1 et 1,3. Pour notre cas nous prenons : $K_{maxj} = 1,3$.
 - K_{minj} : coefficient d'irrégularité minimum, ce coefficient varie entre 0,7à 0,9. Pour notre calcul nous prenons : $K_{minj} = 0,8$.

Tableau II.11:Récapitulatif des débits journaliers Q_{moyj} , Q_{maxj} , Q_{minj} .

Horizon	Besoins totaux Q_{moyj} (m ³ /j)	K_{maxj}	Q_{maxj} (m ³ /j)	K_{minj}	Q_{minj} (m ³ /j)
2049	7277,55	1.3	9460,81	0.8	5822,04

II.3.2 Calcul des débits horaires :

II.3.2.1 Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est obtenue quant en considérant la consommation de la journée la plus charger (Q_{maxj}) divisé par 24 heures.

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{maxj}}{24} \text{ (m}^3\text{/h)} \dots\dots\dots \text{(II.5)}$$

$$Q_{moy,h} = \frac{9460,81}{24} = 394,2 \text{ m}^3\text{/h} = 109,51\text{/s}$$

- Avec :**
- Q_{moyh} : débit moyen horaire (m³/j)
 - Q_{maxj} : débit maximum journalier (m³/j)

II.3.2.2 Débits maximum et minimum horaires :

Pour la vérification des calculs des débits horaires on utilise deux méthodes (par les formules ou graphique).

✓ **1^{ère} méthode :**

Cette méthode consiste à déterminer les débits horaires maximum et minimum par les formules, on tient compte les coefficients horaires qui dépendant des caractéristiques de l'agglomération.

II.3.2.2.1 Etude de la variation des débits horaires (par les formules) :

A. Débit maximum horaire :

Ce débit correspond à l'heure de pointe où la consommation est la plus importante durant la journée, on l'utilise pour le dimensionnement du réseau de distribution. Donné par la formule suivante : $Q_{maxh} = K_{maxh} * Q_{moyh} \text{ (m}^3\text{/h)} \dots\dots\dots \text{(II.6)}$

- Avec :**
- Q_{maxh} : débit maximum horaire (m³/h)
 - Q_{moyh} : débit moyen horaire (m³/h)

- K_{maxh} : coefficient maximum horaire $K_{maxh} = \alpha_{max} * \beta_{max}$ (II.7)

Coefficient d'irrégularité maximum horaire (K_{maxh}) :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire dans la journée, il tient compte l'accroissement de la population, le degré de confort et du régime de travail de l'industrie, le développement sanitaire et aussi l'aménagement des bâtiments. Ce coefficient est de l'ordre 1.4 à 1.7 pour les agglomérations à caractère domestique et de l'ordre 1.2 à 1.7 pour les agglomérations où l'alimentation se fait par les bornes fontaines publiques. Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{max} et β_{max}

Tel que : - α_{max} : coefficient qui dépend des habitudes de la population et le niveau de développement, il varie de 1,2à1,4 dans notre cas on prend $\alpha_{max} = 1,3$.

- β_{max} : coefficient qui dépend de l'accroissement de la population, il est donné par le Tableau suivant :

Tableau II.12:variation du coefficient β_{max} .

Population (hab)(10 ³)	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03

(cours d'AEP 2018)

Vu le nombre d'habitant du pôle urbain qui est 39284 hab. La valeur de $\beta_{max} = 1,14$ Donc : $K_{maxh} = 1,3 * 1,14 = 1,482$

B. Débit minimum horaire :

Le calcul de ce débit est important pour le dimensionnement mécanique de la conduite et pour la détection des fuites.

Donné par la formule suivante : $Q_{minh} = K_{minh} * Q_{moyh}$ (m³/h) (II.8)

- Avec :** - Q_{minh} : débit minimum horaire (m³/h)
 - Q_{moyh} : débit moyen horaire (m³/h)
 - K_{minh} : coefficient minimum horaire

Le coefficient minimum horaire est calculé par la formule suivante :

$K_{minh} = \alpha_{min} * \beta_{min}$ (II.9)

Avec : - α_{min} : coefficient qui dépend des habitudes de la population et le niveau de développement, il varie de 0,4à0,6 dans notre cas on prend $\alpha_{min} = 0.5$.

- β_{min} : coefficient qui dépend de l'accroissement de la population, il est donné par le Tableau suivant :

Tableau II.13:variation du coefficient B_{min} .

Population (hab) (10 ³)	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300
B_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83

(Cours d'AEP 2018)

Vu le nombre d'habitant du pôle urbain qui est 39284 hab, La valeur de $\beta_{min} = 0,63$

Donc : $K_{minh} = 0,5 * 0,63 = 0,315$

Tableau II.14: Débits (max et min) horaires pour l'horizon 2049.

Horizon	Qmoyh (m3/h)	α_{max} x	β_{max}	K_{max} h	α_{min} n	β_{min}	K_{minh}	Qmaxh(m3/h)	Qminh(m3/h)
2049	394,2	1.3	1.13	1,482	0.5	0.63	0.315	584,2	124,17

✓ **2^{ème} méthode :**

Cette méthode nous permet de déterminer la répartition des débits en chaque heure, qui varient d'une agglomération à une autre en fonction du nombre d'habitants.

II.3.2.2.2 Etude de la variation des débits horaires (la méthode graphique) :

La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants (ANNEXE II.1), cette annexe montre les différentes allures de courbe de consommation en fonction de la population. Chaque palier de la courbe à une consommation horaire supposée constante. Les pourcentages indiquant les différences de consommation d'une heure à l'autre sont très faibles si la population est importante.

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

Pour notre cas on choisit la répartition variant entre 10001 à 50000 hab Puisque le nombre d'habitants à l'horizon 2049 sera 39284 hab.

Le débit horaire est donnée par la formule suivante :

$$Q_h = \frac{P(\%) \times Q_{maxj}}{100} \quad (m3/h) \dots\dots\dots (II.10)$$

Avec : - Q_h : débit horaire nécessaire.

- P (%) : pourcentage horaire.

Tableau II.15: Répartition des débits horaires

Heures(h)	Consommation totale Qmax.j= 9460,81 m3/j		Le débit cumulé	
	%	m3/h	%	m3/h
0-1	1,5	141,91	1,5	141,91
1-2	1,5	141,91	3	283,82
2-3	1,5	141,91	4,5	425,74
3-4	1,5	141,91	6	567,65
4-5	2,5	236,52	8,5	804,17
5-6	3,5	331,13	12	1135,30
6-7	4,5	425,74	16,5	1561,03
7-8	5,5	520,34	22	2081,38

8-9	6,25	591,30	28,25	2672,68
9-10	6,25	591,30	34,5	3263,98
10-11	6,25	591,30	40,75	3855,28
11-12	6,25	591,30	47	4446,58
12-13	05	473,04	52	4919,62
13-14	05	473,04	57	5392,66
14-15	5,50	520,34	62,5	5913,01
15-16	06	567,65	68,5	6480,65
16-17	06	567,65	74,5	7048,30
17-18	5,5	520,34	80	7568,65
18-19	05	473,04	85	8041,69
19-20	4,5	425,74	89,5	8467,42
20-21	04	378,43	93,5	8845,86
21-22	03	283,82	96,5	9129,68
22-23	02	189,22	98,5	9318,90
23-24	1,5	141,91	100	9460,81
Total	100	9460,81		

D'après **Tableau II.15** de Récapitulatif des besoins moyens horaires on peut tirer la valeur maximale du débit horaire (débit de la pointe) et la valeur minimale de débit horaire qu'elle est égale à :

$$Q_{maxh} = 591,30 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{minh} = 141,91 \text{ m}^3/\text{h}$$

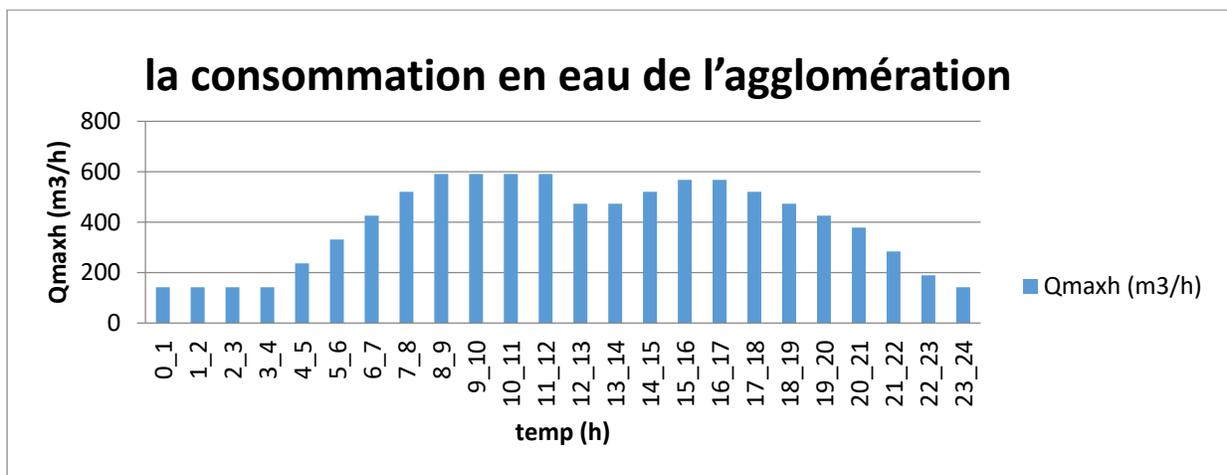


Figure II.1:diagramme à barres représentant la consommation en eau

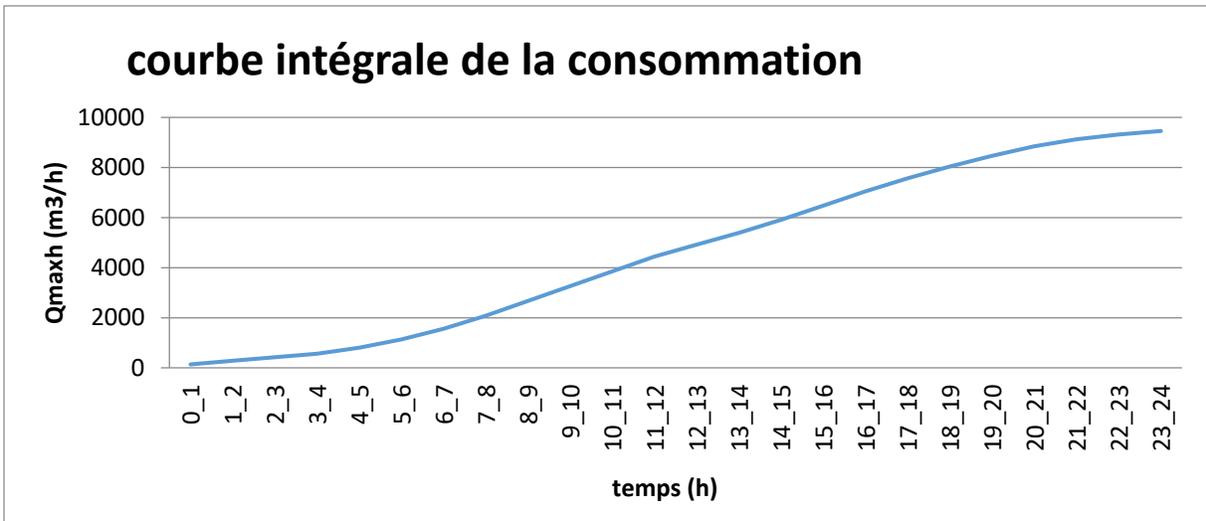


Figure II.2: courbe intégrale de la consommation en eau.

Conclusion :

L'estimation des besoins des deux zones étudiées (zone I : Pos 4, et la zone II : Pos 5) en considérant toutes les catégories de consommation. Nous avons déduit les différents débits variables dans le temps par deux méthodes (formule, graphique) on remarque que les calculs par deux méthodes sont approchés, ces nous servir comme base de données pour le dimensionnement de notre système d'alimentation en eau potable.

CHAPITRE-III- DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION

Introduction :

Le but principal d'un réseau de distribution est d'amener l'eau aux différentes catégories de consommateurs, et à tous les points de l'agglomération, sans oublier de satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression. Pour cela, les différents tronçons des canalisations du réseau doivent avoir des diamètres optimums et ils seront dimensionnés en conséquence.

Le réseau de distribution peut prendre plusieurs schémas, qui seront choisis selon l'importance de l'agglomération. Ces réseaux peuvent être mailles ou ramifiés.

III.1 Définition de réseau de distribution :

L'eau est distribuée aux consommateurs par des réseaux de conduites locaux, à l'intérieur de la zone à alimenter [2].

Les principaux éléments d'un réseau de distribution sont : les conduites, les branchements et les pièces spéciales (Coudes Tés, vannes, compteurs, Bouches d'incendie.....)

Les réseaux de distribution peuvent être classés comme suit :

- ✓ Les réseaux ramifiés.
- ✓ Les réseaux maillés.
- ✓ Les réseaux mixtes.

III.2 Types de réseau de distribution :

III.2.1 Les réseaux maillés :

Dérive du réseau ramifié par la connexion des extrémités des conduites permettant une alimentation de retour. Il est plus convenable pour l'agglomération de type urbaine [3].

- **Avantage :**

Plus de sécurité (en cas de rupture d'une conduite il suffit de l'isoler et tous les abonnés situés à l'aval seront alimentés par les autres tronçons) avec une répartition plus uniforme de pression et du débit [3].

- **Inconvénient :**

Plus coûteux et plus difficile à calculer [3].

Figure III.1:schéma de réseau maillée.

III.2.2 Les réseaux ramifiés :

L'eau circule dans les tronçons dans un seul sens : des conduites principales vers les conduites secondaires [3].

- **Avantage :**

Economique [3].

- **Inconvénient :**

Manque de sécurité (en cas de rupture d'une conduite principale tous les abonnés situés à l'aval seront privés d'eau) [3].

Figure III.2:schéma de réseau ramifier

III.2.3 Les réseaux mixtes :

Un réseau est dit mixte lorsque ce dernier est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillée. Les centres des villes et les quartiers à forte densité de population sont ainsi desservis par les parties maillées, alors que les quartiers périphériques le sont par les parties ramifiées [4].

III.3 Classification des réseaux d'A.E. P :

La classification selon la disposition des réseaux dans l'agglomération :

III.3.1 Réseau unique :

Dans le cas d'un relief plat ou moyennement accidenté on peut utiliser juste un seul réseau et avoir de bonnes conditions techniques (pressions).

III.3.2 Réseau en zones étagées :

Il est constitué de réseaux indépendants, permet d'éviter les hautes pressions en cas de reliefs accidentés et des dénivelés importantes.

Remarque :

Vu la bonne répartition des équipements du pôle urbain El Moustakbel on adopte le réseau maillé et unique.

III.4 Conception du réseau :

Pour la conception d'un réseau de distribution, il est nécessaire de tenir compte de certains facteurs :

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

III.4.1 Principe du tracé du réseau :

Le tracé se fait comme suit :

- ✓ Tout d'abord, il faut repérer les consommateurs importants (débits concentrés soutirés).
- ✓ Repérer les quartiers ayant une densité de population importante.
- ✓ Déterminer le sens principal de l'écoulement d'eau.
- ✓ Suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle.
- ✓ Ces conduites principales doivent être bien réparties pour avoir une bonne distribution d'eau.

CHAPITRE-III- DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION

- ✓ Pour alimenter l'intérieur des quartiers, ces conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles).

III.4.2 Principe du calcul du réseau maillé :

Une des méthodes la plus utilisée dans le calcul des réseaux maillés est la méthode de Hardy Cross, par approximations successives [2].

- **La méthode de Hardy Cross** : Cette méthode repose sur les deux lois suivantes :

- ✓ **1ère loi (Loi des nœuds)** :

En un nœud quelconque du réseau, la somme des débits qui arrivent à ce nœud est égale à la somme des débits qui en sortent [2] :



- ✓ **2ème loi** :

Le long d'un parcours orienté est fermé (une maille) la somme algébrique des pertes de charge est nulle : $\sum J = 0$

La méthode de Hardy Cross consiste tout d'abord à se fixer une répartition provisoire des débits ainsi qu'un sens d'écoulement dans tout le réseau, tout en respectant la **1ère loi**.

Cette première répartition permet de choisir les diamètres provisoires des canalisations et de calculer les pertes de charge correspondantes.

Ordinairement la somme algébrique des pertes de charge ne peut être nulle, dans toutes les mailles du premier coup.

Sans changer les diamètres choisis et sans perturber la **1ère loi**, on doit modifier la répartition initiale supposée des débits dans les tronçons afin de rectifier les pertes de charge et vérifier la **2ème loi** [2].

Si pour les nouveaux débits la **2ème loi** n'est pas toujours vérifiées, il faudra de nouveau corriger les débits pour cela, il est nécessaire de déterminer un débit correctif.

Détermination du débit correctif :

Raisonnons sur l'exemple d'une seule maille :

- on décompose arbitrairement Q_A en q_1 et q_2 : $Q_A = q_1 + q_2 = Q_C$

- on choisit les diamètres en fonction des débits q_1 et q_2 .

- on vérifie la 2^{ème} loi : $\Delta H_1 - \Delta H_2 = 0$

- en considérant les résistances des conduites, on peut écrire : $\Delta H_1 = R_1 \cdot q_1^2$; $\Delta H_2 = R_2 \cdot q_2^2$

- soit Δq_1 , le débit correctif à apporter. Le débit Δq_1 doit permettre de vérifier la 2^{ème} loi :

$$R_1 \cdot (q_1 + \Delta q_1)^2 - R_2 \cdot (q_2 + \Delta q_1)^2 = 0$$

- en développant cette équation et en négligeant les termes « Δq_1^2 », on a :

$$\Delta q_1 = \frac{-(R_1 q_1^2 - R_2 q_2^2)}{2 \cdot (R_1 q_1 + R_2 q_2)} \quad \text{d'une manière générale, pour une maille ayant (n) tronçons :}$$

$$\Delta q_1 = - \frac{\sum_{i=1}^n \xi R_i q_i^2}{2 \sum_{i=1}^n |R_i \cdot q_i|} \quad \text{où : } \xi = \pm 1, \text{ selon que le débit circule dans le sens positif ou négatif.}$$

CHAPITRE-III- DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION

Maille	M.Adj.	N° du Tronçon	Long. m	Diam. mm	1ère Itération						2ème Itération							
					Q l/s	V m/s	j m/m	J m	J/Q -	ΔQ l/s	Q l/s	V m/s	j m/m	J m	J/Q -	ΔQ l/s		
I																		
II																		

III.4.3 Choix du type de matériau :

Le choix d'un type de canalisation devra se faire en fonction de leur faisabilité technique et économique.

✓ Faisabilités techniques :

- Bonne étanchéité.
- La pression supportée.
- Les conditions d'installation.
- Le type de sol.
- Le revêtement.
- La résistance aux attaques chimiques (corrosion interne et externe et microbologique).

✓ Faisabilités économique :

- La disponibilité sur le marché local.
- La durée de vie.
- Le prix unitaire.

Parmi les conduites utilisées on cite :

- Métalliques (Acier, Fonte, Fonte ductile).
- À base de ciment (Béton, Béton armé, Béton précontraint).
- En matières thermoplastiques : chlorure de polyvinyle (PVC), polyéthylène (PEHD, PEMD et PEBD).

Tableau III.1: Les avantages et les inconvénients des différents types de matériaux.

Désignation	Avantages	Inconvénients
Fonte	Résistance aux chocs extérieurs.	Instable en terrain accidenté. Matériau importé. Non élastique.

CHAPITRE-III- DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION

	<p>Montage aisé de pièces spéciales.</p> <p>Pas de joints de dilatation.</p> <p>Résiste à de fortes pressions.</p>	<p>Exige des butées en béton.</p>
PRV	<p>Inerte en milieu agressif.</p> <p>Résiste à de fortes pressions.</p> <p>Existant en gros diamètres.</p> <p>Production nationale.</p>	<p>Les conditions de pose sont sévères.</p> <p>Manque d'expérience sur ce type de matériau.</p> <p>Interventions délicate en cas d'avarie lors de L'exploitation.</p> <p>Durée de vie inconnue.</p> <p>Matériau cher.</p> <p>Disponibilité à savoir.</p>
PEHD	<p>Conduite flexible.</p> <p>Bonne élasticité.</p> <p>Coefficient de rugosité très faible.</p> <p>Bonne résistance à la corrosion Interne, externe, microbiologique Et à l'entartage.</p> <p>Raccordement aisé.</p> <p>Production nationale.</p> <p>Coût modéré pour les $\varnothing < \text{à } 315\text{mm}$.</p> <p>- Durée de vie importante</p>	<p>Difficulté dans le montage de pièces spéciales (vannes et Ventouses).</p> <p>Pression maximale 16 bars.</p> <p>Indisponibilité dans les grands diamètres.</p> <p>Coût relativement élevé pour les $\varnothing > \text{à } 315\text{mm}$.</p>
Acier	<p>Résistance aux chocs extérieurs.</p> <p>Montage aisé de pièces spéciales.</p> <p>Résiste à de fortes pressions.</p> <p>Production nationale.</p> <p>Très pratique.</p>	<p>Risque important de corrosion (protection cathodique).</p> <p>Faible élasticité.</p> <p>Risque de détérioration du revêtement extérieur.</p> <p>Soudure faites par des experts.</p>

CHAPITRE-III- DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION

Dans notre projet, nous avons opté pour les conduites en PEHD (Poly-Ethylène Haute Densité).

III.4.4 Calcul hydraulique du réseau de distribution :

La détermination des débits dans un réseau maillé s'effectue de la manière suivante :

- ✓ On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau.
- ✓ On calcule le débit route.
- ✓ On détermine le débit spécifique.
- ✓ On détermine les débits aux nœuds.

III.4.4.1 Calcul des débits de dimensionnement :

Le système projeté du pôle urbain El Moustakbel est le système de distribution avec un réservoir de tête. Pour la détermination des différents paramètres hydraulique de réseau on va étudier les deux cas : cas de pointe (Q_p) et cas de pointe+incendie ($Q_p + Q_{inc}$).

III.4.4.1.1 Cas de pointe :

$$Q_p = Q_{maxh} = \sum Q_r + \sum Q_{conc} \dots\dots\dots (III.1)$$

Avec : Q_{maxh} : débit consommé (l/s)

$\sum Q_r$: est le débit en route globale (l/s).

Q_{conc} : Débit concentré (l/s), dans notre cas $Q_{conc} = 0$

Q_p : Débit de pointe (l/s).

Donc: $\sum Q_r = Q_p = Q_{maxh} = 591,30 \text{ m}^3/\text{h} = 164,25 \text{ l/s}$

➤ Débit spécifique :

C'est le volume d'eau consommé à travers un mètre linéaire de canalisation pendant une seconde, est définie comme étant le rapport entre le débit route et la somme des longueurs des tronçons où il y a une distribution en route [2].

Il est donné par la formule suivante :

$$q_{sp} = \frac{\sum Q_r}{\sum L_i} \text{ (l/s/ml)} \dots\dots\dots (III.2)$$

Avec : - $\sum Q_r$: débit en route total (l/s).

- $\sum L_i$ = somme des Longueurs des tronçons du réseau (m), $\sum L_i = 13306,29 \text{ m}$.

AN : $q_{sp} = \frac{164,25}{13306,29} = 0,0123437863 \text{ l/s/ml}$

➤ Débit en route de chaque tronçon :

C'est le débit consommé d'une façon uniforme le long d'un tronçon. Il est donné par la formule suivante :

$$q_{ri} = q_{sp} * l_i \text{ (l/s)} \dots\dots\dots (III.3)$$

Avec : - q_{ri} : Débit en route (l/s).

- q_{sp} : Débit spécifique (l/s/ml).

- l_i : Longueur du tronçon (m).

➤ Débits aux nœuds :

Les débits correspondant en chaque nœud Cette vérification nous permet de voir s'il y a une continuité des débits, alors on suppose que la moitié des habitants sont concentrés dans la première

CHAPITRE-III- DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION

extrémité du tronçon étudié et l'autre moitié se trouvant dans l'autre extrémité (nœud) [2], tel que :

$$Q_{n,i} = 0,5\sum Q_{ri-k} + Q_{conc} \dots \dots \dots (III.4)$$

- Avec :**
- $Q_{n,i}$: débit au nœud i.
 - $\sum Q_{ri-k}$: somme des débits route des tronçons reliés au nœud i.
 - Q_{conc} : débit concentrés au nœud i.

Sachant que $\sum Q_{ni} = Q_p = 164,25$ l/s

Les résultats de calcul sont établis dans les tableaux suivants :

Tableau III.2: Calcul des débits nodaux (cas de pointe).

Les nœuds	Les tronçons	Longueurs (m)	Qsp (l/s/ml)	Qri (l/s)	Qni (l/s)
1	2	626,84	0,0123437863	7,51	7,88
	8	232,77		2,79	
	22	457,37		5,48	
2	2	626,84		7,51	8,28
	3	354,6		4,25	
	6	399,9		4,79	
3	3	354,6		4,25	4,31
	4	364,3		4,37	
4	4	364,3		4,37	5,45
	5	324,7		3,89	
	12	220,95		2,65	
5	5	324,7		3,89	8,19
	6	399,9		4,79	
	7	642		7,69	
6	7	642		7,69	7,47
	8	232,77	2,79		
	9	372,56	4,46		
7	9	372,56	4,46	7,38	
	10	397,97	4,77		
	20	461,83	5,53		
8	10	397,97	4,77	14,23	
	11	728,19	12,32		
	15	450,7	5,40		
	18	497,5	5,96		
9	11	728,19	12,32	12,72	
	12	220,95	2,65		
	13	873,31	10,47		

CHAPITRE-III- DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION

10	13	873,31		10,47	10,90
	14	847		11,35	
11	14	847		11,35	11,17
	15	450,7		5,40	
	16	466,57		5,59	
12	16	466,57		5,59	8,43
	17	454,85		5,45	
	29	485,2		5,81	
13	17	454,85		5,45	10,73
	18	497,5		5,96	
	19	402,7		4,83	
	27	434,98		5,21	
14	19	402,7		4,83	11,24
	20	461,83		5,53	
	21	582		6,97	
	25	429,3		5,14	
15	21	582		6,97	8,58
	22	457,37		5,48	
	23	392,9		4,71	
16	23	392,9		4,71	5,7
	24	557,6		6,68	
17	24	557,6		6,68	8,27
	25	429,3		5,14	
	26	393,5		4,72	
18	26	393,5		4,72	7,69
	27	434,98		5,21	
	28	454,2		5,44	
19	28	454,2		5,44	5,63
	29	485,2		5,81	

III.4.4.1.2 Cas de pointe +incendie :

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais on tient compte le débit d'incendie donné par le réservoir (17l/s), qui doit être soutiré au point plus défavorable qui est le nœud N°16 donc : $Q_{\text{nœud 16}} = 5,7+17 = 22,7 \text{ l/s}$ et le débit véhiculé dans Le réseau sera égale au débit de pointe+débit d'incendie : $Q_{\text{maxh+ inc}} = 164,25+17 = 181,25 \text{ l/s}$

CHAPITRE-III- DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau III.3: Calcul des débits nodaux (cas de pointe+ incendie).

Les noeuds	Les tronçons	Longueurs (m)	Qsp (l/s/ml)	Qri (l/s)	Qni (l/s)
1	2	626,84	0,0123437863	7,51	7,88
	8	232,77		2,79	
	22	457,37		5,48	
2	2	626,84	0,0123437863	7,51	8,28
	3	354,6		4,25	
3	6	399,9	0,0123437863	4,79	4,31
	3	354,6		4,25	
	4	364,3		4,37	
4	4	364,3	0,0123437863	4,37	5,45
	5	324,7		3,89	
	12	220,95		2,65	
5	5	324,7	0,0123437863	3,89	8,19
	6	399,9		4,79	
	7	642		7,69	
6	7	642	0,0123437863	7,69	7,47
	8	232,77		2,79	
	9	372,56		4,46	
7	9	372,56	0,0123437863	4,46	7,38
	10	397,97		4,77	
	20	461,83		5,53	
8	10	397,97	0,0123437863	4,77	14,23
	11	728,19		12,32	
	15	450,7		5,40	
	18	497,5		5,96	
9	11	728,19	0,0123437863	12,32	12,72
	12	220,95		2,65	
	13	873,31		10,47	
10	13	873,31	0,0123437863	10,47	10,90
	14	847		11,35	
11	14	847	0,0123437863	11,35	11,17
	15	450,7		5,40	
	16	466,57		5,59	
12	16	466,57	0,0123437863	5,59	8,43
	17	454,85		5,45	
	29	485,2		5,81	

CHAPITRE-III- DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION

13	17	454,85		5,45	10,73
	18	497,5		5,96	
	19	402,7		4,83	
	27	434,98		5,21	
14	19	402,7		4,83	11,24
	20	461,83		5,53	
	21	582		6,97	
	25	429,3		5,14	
15	21	582		6,97	8,58
	22	457,37		5,48	
	23	392,9		4,71	
16	23	392,9		4,71	22,7
	24	557,6		6,68	
17	24	557,6		6,68	8,27
	25	429,3		5,14	
	26	393,5		4,72	
18	26	393,5		4,72	7,69
	27	434,98		5,21	
	28	454,2		5,44	
19	28	454,2	5,44	5,63	
	29	485,2	5,81		

III.4.4.2 Répartition arbitraire des débits :

Après le calcul des débits aux nœuds, nous pouvons donc faire les répartitions arbitraires des débits pour pouvoir déterminer les diamètres dans chaque tronçon. On travail par l'ANNEXE III.1 et ANNEXE III.2 (Débit en fonction des diamètres et gradient de perte de charge et la vitesse).

Tableau III.4: La répartition arbitraire (préliminaire) des débits.

Les tronçons	Le débit (l/s)	Diamètre (mm)	Diamètre interne (mm)
1	164,25	315	277,6
2	52	250	220,4
3	22,72	200	176,2
4	18,41	160	141
5	6	110	96,8
6	21	160	141
7	18,81	160	141
8	52,37	250	220,4
9	63,71	250	220,4
10	57,54	250	220,4

CHAPITRE-III- DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION

11	20	160	141
12	6,96	110	96,8
13	14,24	125	110.2
14	3,34	110	96.8
15	24,31	200	176.2
16	16,48	160	141
17	1,27	75	66
18	1	75	66
19	13	125	110.2
20	1,21	75	66
21	22,42	200	176.2
22	52	250	220,4
23	21	160	141
24	15,3	125	110.2
25	3,03	110	96,8
26	4	110	96,8
27	0	75	66
28	3,69	110	96,8
29	9,32	90	79,2

III.4.4.3 Simulation du réseau :

Plusieurs logiciels ont été développées dans le but de subvenir aux besoins des ingénieurs et concepteurs dans le domaine d'hydraulique. Ces logiciels sont capables de faire des simulations et des calculs fastidieux en un temps record. Nous en citons les plus connus : WATERCAD, PICCOLO, PORTEAU et celui que nous allons utiliser est intitulé EPANET version 2.0[5].

A. Présentation du logiciel EPANET :

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitative de l'eau sur de longues durées dans les réseaux (tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes vannes, bâches et réservoirs) sous pression [5].

Il calcule le débit et la vitesse dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation. Le logiciel est également capable de calculer le temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau [5].

CHAPITRE-III- DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION

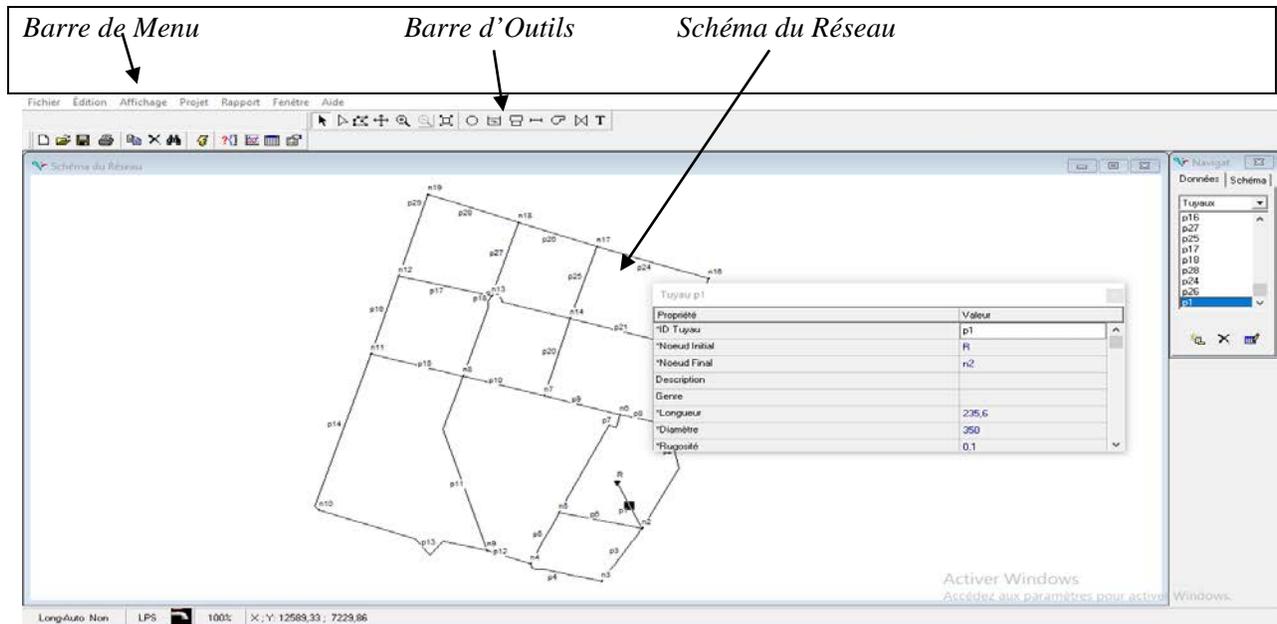


Figure III.3: Interface de logiciel EPANET.

B. Etapes d'utilisation d'EPANET :

Les étapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes [5] :

- ✓ Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer le schéma enregistré dans un fichier avec un format texte.
- ✓ Saisir les propriétés des éléments du réseau.
- ✓ Décrire le fonctionnement du système.
- ✓ Sélectionner un ensemble d'option de simulation.
- ✓ Lancer une simulation hydraulique.
- ✓ Visualiser les résultats d'une simulation.

C. Paramètres d'entrée du réseau :

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs et de nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes, et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande, des réservoirs et des bâches [5].

Les nœuds de demande :

Les nœuds de demande sont des points du réseau où les arcs se rejoignent. Ce sont des points d'entrée ou de sortie d'eau et peuvent également ne pas avoir de débit. Les données d'entrée minimales exigées [5].

Pour les nœuds de demande sont :

- L'altitude du nœud.
- La demande en eau (qui peut varier dans le temps).

Les résultats calculés aux nœuds de demande, à chacun des intervalles de temps d'une simulation sont :

CHAPITRE-III- DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION

- L'altitude du nœud.
- La charge hydraulique (ou hauteur piézométrique).
- La pression au niveau du nœud.
- On peut aussi voir le graphique d'évolution de la pression au nœud de la demande.

Les réservoirs :

Les réservoirs sont des nœuds avec une capacité de stockage, dont le volume d'eau stocké peut varier au cours du temps. Les données de base sont [5] :

- L'altitude du radier.
- Le diamètre.
- Les niveaux initial, minimal et maximal de l'eau.

Les principaux éléments calculés dans la simulation sont :

- La charge hydraulique (altitude de l'eau).
- La pression (niveau de l'eau).
- Courbe d'évolution du niveau de l'eau.

Les conduites :

Les conduites sont des arcs qui transportent l'eau d'un point du réseau à un autre. EPANET suppose que tous les tuyaux sont pleins à tout instant. L'eau s'écoule de l'extrémité qui a la charge hydraulique la plus élevée à celle qui a la charge la plus faible.

Les données de base pour les conduites sont [5] :

- Les nœuds initial et final.
- Le diamètre.
- La longueur.
- Le coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge).

L'état (ouvert, fermé ou avec un clapet anti-retour).

Les principales valeurs calculées dans la simulation sont :

- Le débit.
- La vitesse d'écoulement.
- La perte de charge.

NB : Pour le calcul de perte de charge, nous avons utilisé la formule de Darcy-Weisbach, la formule de pertes de charges linières est donné comme suit :

$$\Delta H = J \cdot L = \frac{\lambda L v^2}{2gD}$$

J : désigne le gradient de perte de charge (m/m).

λ : Désigne le coefficient de frottement.

L : longueurs des tronçons (m).

D : diamètre des tronçons (m).

v : vitesse d'écoulement (m/s).

CHAPITRE-III- DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION

D. Les résultats de la simulation :

Les résultats de la répartition définitive des débits et des pressions ainsi que les autres paramètres sont donnés sous forme de tableau. Nous allons présenter ces résultats à l'heure qui fait partie des heures les plus critiques c'est-à-dire les pointes.

III.4.4.3.1 Cas de pointe :

Les résultats des différents tronçons pour notre zone d'étude sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau III.5: Résultat Des Différents Tronçons Avec Leurs Caractéristiques Hydrauliques Et Géométriques (Cas de pointe).

tronçons	Longueur	Diamètre intérieure	Rugosité	Débit	Vitesse	Pert.Charge	Pert.Charge
ID Arc	m	mm	mm	LPS	m/s	m/km	m
Tuyau p3	354,6	141	0,015	-17,62	1,13	7,88	2,79
Tuyau p4	364,3	141	0,015	-13,31	0,85	4,72	1,72
Tuyau p5	324,7	141	0,015	9,99	0,64	2,80	0,91
Tuyau p15	450,7	176,2	0,015	16,92	0,69	2,47	1,11
Tuyau p23	392,9	220,4	0,015	16,02	0,42	0,76	0,3
Tuyau p29	485,2	79,2	0,015	-3,08	0,63	5,45	2,64
Tuyau p19	402,7	176,2	0,015	-20,72	0,85	3,58	1,44
Tuyau p2	626,84	277,6	0,015	-104,10	1,72	7,61	4,77
Tuyau p8	232,77	277,6	0,015	37,88	0,63	1,18	0,27
Tuyau p6	399,9	176,2	0,015	34,25	1,40	9,01	3,60
Tuyau p7	642	176,2	0,015	-16,07	0,66	2,25	1,44
Tuyau p12	220,95	110,2	0,015	17,85	1,87	26,97	5,96
Tuyau p9	372,56	277,6	0,015	46,48	0,77	1,72	0,64
Tuyau p10	397,97	220,4	0,015	36,24	0,95	3,35	1,33
Tuyau p11	728,19	96,8	0,015	-4,03	0,55	3,35	3,44
Tuyau p13	873,31	141	0,015	9,17	0,59	2,40	2,1
Tuyau p14	847	66	0,015	1,73	0,51	4,67	4,42
Tuyau p21	582	277,6	0,015	33,74	0,56	0,96	0,56
Tuyau p22	457,37	277,6	0,015	-58,34	0,96	2,61	1,19
Tuyau p20	461,83	96,8	0,015	-2,86	0,39	1,81	0,84
Tuyau p16	466,57	176,2	0,015	4,02	0,16	0,19	0,09
Tuyau p27	434,98	110,2	0,015	-3,55	0,37	1,43	0,62
Tuyau p25	429,3	141	0,015	4,64	0,30	0,71	0,30
Tuyau p17	454,85	176,2	0,015	-7,50	0,31	0,57	0,26
Tuyau p18	497,5	66	0,015	-1,06	0,31	1,90	0,95
Tuyau p28	454,2	75	0,015	-2,55	0,58	5,03	2,28

CHAPITRE-III- DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION

Tuyau p24	557,6	176,2	0,015	-10,32	0,42	1,01	0,56
Tuyau p26	393,5	110,2	0,015	-6,69	0,70	4,47	1,76
Tuyau p1	235,6	350	0,1	164,25	1,71	6,82	1,61

Tableau III.6: Résultat au niveau des nœuds (Cas de pointe).

	Altitude	Demande	Charge	Pression
ID Noeud	m	LPS	m	m
Noeud n9	67,6	12,72	78,92	11,32
Noeud n6	66,4	7,47	84,34	17,94
Noeud n17	67	8,27	82,56	15,56
Noeud n3	66	4,31	86,60	20,60
Noeud n2	66,5	8,28	89,39	22,89
Noeud n4	66,6	5,45	84,88	18,28
Noeud n5	65,7	8,19	85,79	20,09
Noeud n10	65	10,90	76,83	11,83
Noeud n7	64	7,38	83,70	19,70
Noeud n8	65,7	14,23	82,37	16,67
Noeud n11	64,8	11,17	81,26	16,46
Noeud n12	64	8,43	81,17	17,17
Noeud n15	65,8	8,58	83,43	17,63
Noeud n16	66,6	5,70	83,13	16,53
Noeud n18	64,5	7,69	80,81	16,31
Noeud n19	63,5	5,63	78,52	15,02
Noeud n13	67	10,73	81,43	14,43
Noeud n14	67,5	11,24	82,87	15,37
Noeud n1	64	7,88	84,62	20,62
Réservoir R	89	-164,25	91,00	2,00

III.4.4.3.2 Cas de pointe + incendie :

Les résultats des différents tronçons [cas de pointe + incendie] sont données dans les tableaux suivants :

Tableau III.7: Résultat Des Différents Tronçons Avec Leurs Caractéristiques Hydrauliques Et Géométriques (Cas de pointe+ incendie).

tronçons	Longueur	Diamètre intérieure	Rugosité	Débit	Vitesse	Pert.Charge	Pert.Charge
ID Arc	m	mm	mm	LPS	m/s	m/km	m
Tuyau p3	354,6	141	0,015	-18,56	1,19	8,66	3,07

CHAPITRE-III- DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION

Tuyau p4	364,3	141	0,015	-14,25	0,91	5,34	1,94
Tuyau p5	324,7	141	0,015	9,54	0,61	2,57	0,83
Tuyau p15	450,7	176,2	0,015	18,36	0,75	2,87	1,29
Tuyau p23	392,9	220,4	0,015	29,90	0,78	2,36	0,93
Tuyau p29	485,2	79,2	0,015	-3,17	0,64	5,73	2,78
Tuyau p19	402,7	176,2	0,015	-19,60	0,80	3,23	1,30
Tuyau p2	626,84	277,6	0,015	-117,28	1,94	9,51	5,96
Tuyau p8	232,77	277,6	0,015	36,78	0,61	1,12	0,26
Tuyau p6	399,9	176,2	0,015	37,13	1,52	10,46	4,18
Tuyau p7	642	176,2	0,015	-19,40	0,80	3,17	2,04
Tuyau p12	220,95	110,2	0,015	18,34	1,92	28,34	6,26
Tuyau p9	372,56	277,6	0,015	48,71	0,80	1,87	0,7
Tuyau p10	397,97	220,4	0,015	37,52	0,98	3,57	1,42
Tuyau p11	728,19	96,8	0,015	-3,69	0,50	2,86	2,94
Tuyau p13	873,31	141	0,015	9,31	0,60	2,46	2,15
Tuyau p14	847	66	0,015	1,59	0,46	4,01	3,8
Tuyau p21	582	277,6	0,015	34,14	0,56	0,98	0,57
Tuyau p22	457,37	277,6	0,015	-72,62	1,20	3,91	1,79
Tuyau p20	461,83	96,8	0,015	-3,81	0,52	3,03	1,4
Tuyau p16	466,57	176,2	0,015	5,60	0,23	0,34	0,16
Tuyau p27	434,98	110,2	0,015	-4,11	0,43	1,86	0,81
Tuyau p25	429,3	141	0,015	7,11	0,46	1,52	0,65
Tuyau p17	454,85	176,2	0,015	-6,00	0,25	0,38	0,17
Tuyau p18	497,5	66	0,015	-1,24	0,36	2,57	1,28
Tuyau p28	454,2	75	0,015	-2,46	0,56	4,73	2,15
Tuyau p24	557,6	176,2	0,015	-7,20	0,30	0,53	0,3
Tuyau p26	393,5	110,2	0,015	-6,04	0,63	3,71	1,46
Tuyau p1	235,6	350	0,1	181,25	1,88	8,26	1,95

Tableau III.8: Résultat au niveau des nœuds (Cas de pointe+ incendie).

	Altitude	Demande	Charge	Pression
ID Noeud	m	LPS	m	m
Noeud n9	67,6	12,72	77,78	10,18
Noeud n6	66,4	7,47	82,83	16,43
Noeud n17	67	8,27	80,09	13,09
Noeud n3	66	4,31	85,98	19,98
Noeud n2	66,5	8,28	89,05	22,55
Noeud n4	66,6	5,45	84,04	17,44

CHAPITRE-III- DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION

Noeud n5	65,7	8,19	84,87	19,17
Noeud n10	65	10,90	75,62	10,62
Noeud n7	64	7,38	82,14	18,14
Noeud n8	65,7	14,23	80,71	15,01
Noeud n11	64,8	11,17	79,42	14,62
Noeud n12	64	8,43	79,26	15,26
Noeud n15	65,8	8,58	81,31	15,51
Noeud n16	66,6	22,70	80,38	13,78
Noeud n18	64,5	7,69	78,63	14,13
Noeud n19	63,5	5,63	76,48	12,98
Noeud n13	67	10,73	79,44	12,44
Noeud n14	67,5	11,24	80,74	13,24
Noeud n1	64	7,88	83,10	19,10
Réservoir R	89	-181,25	91,00	2,00

E. Les résultats de la simulation sous forme des figures :

Les résultats des débits et des pressions pour le cas de pointe sont représentés dans la figure suivante :

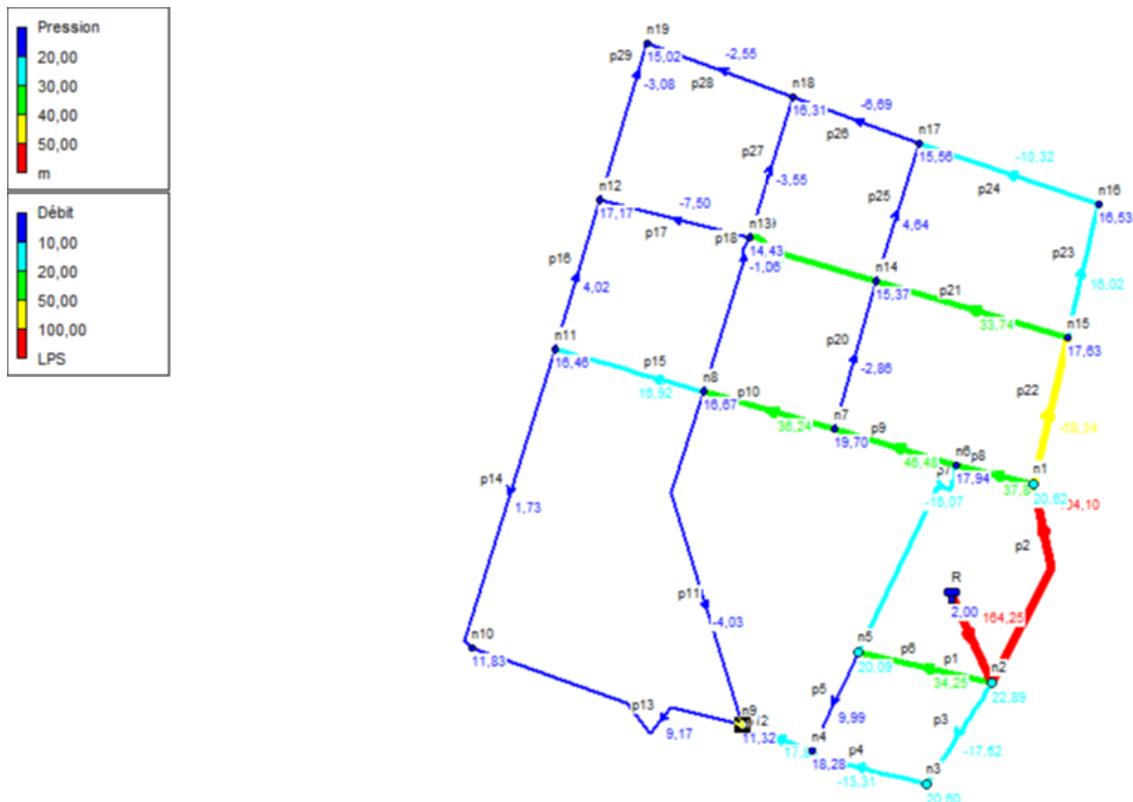


Figure III.4: Débits et pressions pour le Cas de (Pointe).

CHAPITRE-III- DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION

Les résultats des pressions et des vitesses pour le cas de pointe sont représentés dans la figure suivante :

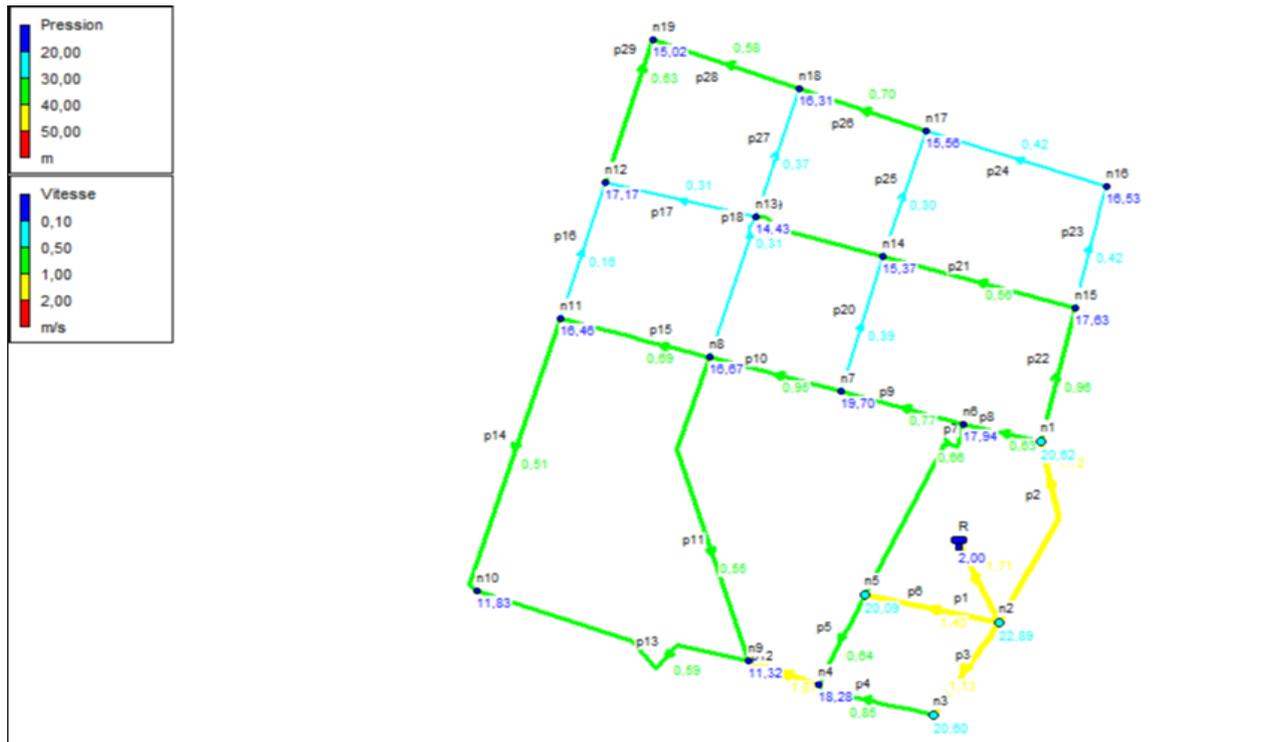


Figure III.5: Vitesses et pressions pour le Cas de (Pointe).

Les résultats des débits et des pressions pour le cas de pointe + incendie sont représentés dans la figure suivante :

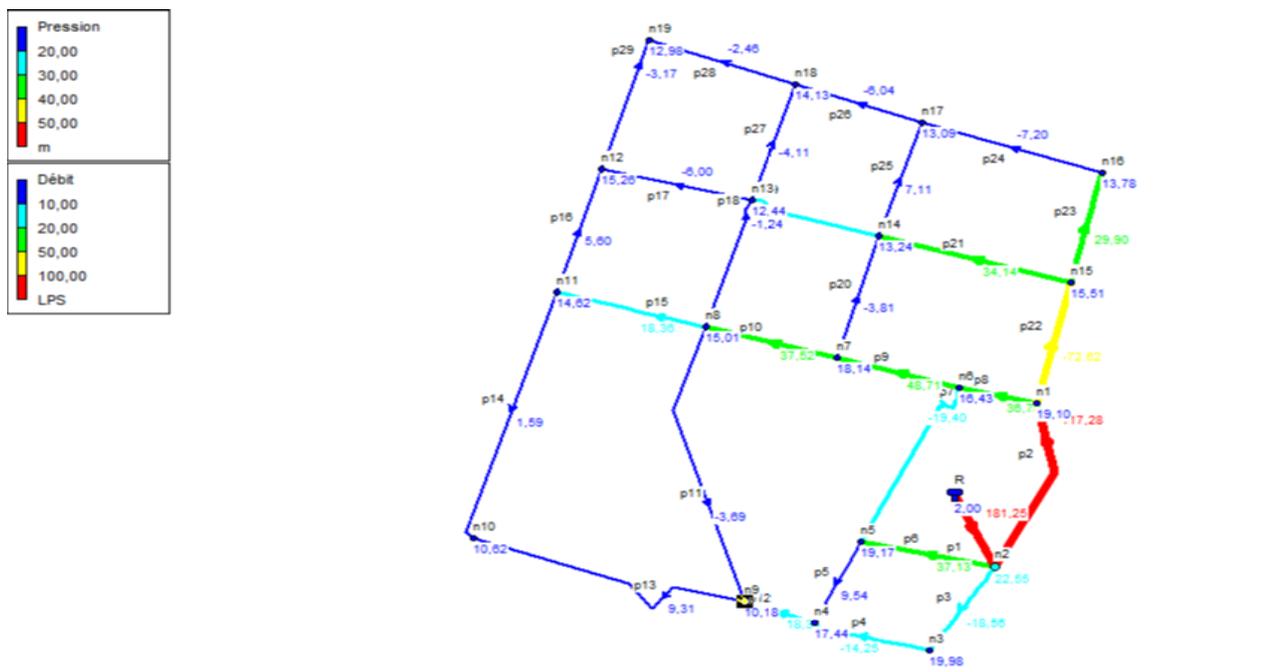


Figure III.6: Débits et pressions pour le Cas de (Pointe + inc).

CHAPITRE-III- DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION

Les résultats des pressions et des vitesses pour le cas de pointe + incendie sont représentées dans la figure suivante :

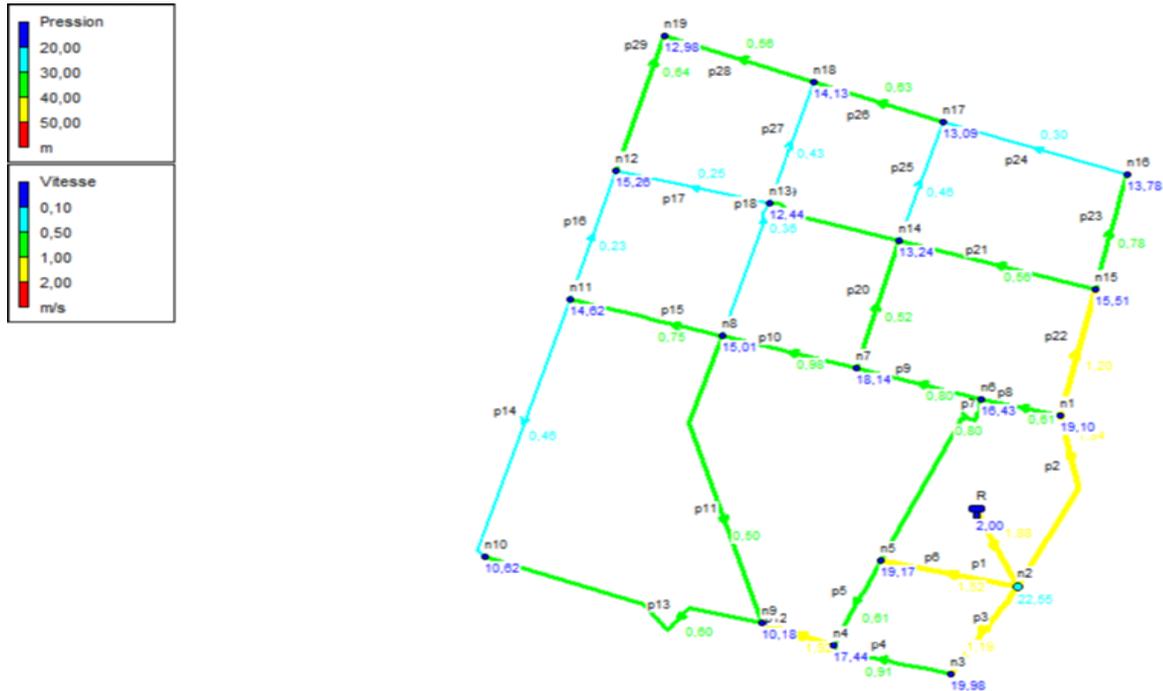


Figure III.7: Vitesses et pressions pour le Cas de (Pointe+inc).

III.4.4.4 Interprétation des résultats :

✓ Les pressions :

Nous avons obtenu des pressions au sol acceptables ne dépassent pas les 60 m (6 bars) sur la totalité des nœuds du réseau.

✓ Les vitesses :

Nous avons remarqué que les vitesses obtenues sont acceptables sur la plupart des tronçons du réseau [0,5 m/s - 2,5 m/s]. Les faibles vitesses recensées au niveau des tronçons secondaires peuvent conduire à la formation des dépôts de nature minérale (tartre) à l'intérieur de ces derniers. Pour remédier à ce problème, nous recommandons des curages périodiques et systématiques des conduites et ceci par l'ouverture, soit des vannes de vidanges, soit des poteaux d'incendie.

III.5 Appareils et accessoires du réseau :

Le long d'une canalisation, divers organes accessoires sont installés, pour :

- Assurer un bon écoulement d'eau.
- Protéger les canalisations.
- Changer la direction des conduites.
- Raccordement des conduites.
- Changer le diamètre.
- Vidanger les canalisations.
- Purger les canalisations.

CHAPITRE-III- DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION

- Isoler les canalisations.
- Soutirer les débits.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement de notre réseau de distribution sont les suivants :

- Les robinets vannes.
- Les robinets de vidange.
- Les ventouses.
- Les organes de mesure.
- Les pièces spéciales de raccordements.

III.5.1 Les robinets vannes :

Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux.

Ils permettent aussi le réglage des débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille ». Celle-ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible) [11]. Nous distinguons :

III.5.1.1 Les robinets-vannes :

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvre lente, pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue par une rotation de 90° de la partie tronconique. Généralement ce robinet-vanne est court-circuité pour faciliter l'ouverture si celui-ci se trouve entre deux biefs (amont sous pression, aval vide). Ils sont installés dans le réseau au niveau des ventouses, des robinets de vidange où au niveau des nœuds [11].

Les robinets d'arrêt ou de prise sont utilisés dans le réseau (petit diamètre) au niveau des branchements ($\emptyset < 100$ mm), sont à quart de tour.

III.5.1.2 Les vannes-papillons :

Ce sont des vannes à survitesse, dans notre projet nous allons les mettre à la sortie du château d'eau (de la conduite de départ). C'est une vanne déséquilibrée se fermant sous la pression d'eau, à ne pas utiliser à l'aval d'une conduite. Elle occasionne une faible perte de charge et présente un avantage important. Pour la régulation, la manœuvre de l'obturation est limitée à 60°, car au-delà le gain de débit est faible et le couple de manœuvre augmente rapidement à partir de 60° et présente un maximum vers 80°, ce qui est préjudiciable à la stabilité de fonctionnement. [12]

III.5.1.3 Les vannes à clapet anti retour :

Ces vannes dirigent l'écoulement dans un seul sens. On les installe à la jonction de deux paliers de pression ou sur la conduite de refoulement des pompes et sur les conduites où sont installés les compteurs d'eau. [13]

III.5.1.4 Les vannes de réduction de pression :

Elles permettent de ramener la pression à une valeur souhaitée ou de réduire la pression d'une valeur prédéterminée.

CHAPITRE-III- DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION

III.5.1.5 Robinets de vidange :

Ce sont des robinets placés aux points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange de la conduite. Ces robinets seront posés à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

III.5.2 Les ventouses :

Les ventouses sont des organes qui sont placées aux points le plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydrauliques. Elles permettent de chasser et pénétrer l'air dans la conduite ainsi que la limitation de la dépression. [14]

La ventouse est formée d'une enceinte en communication avec la conduite dans laquelle un flotteur vient obturer l'orifice calibrée. Le flotteur est cylindrique ou sphérique. Il peut être couvert d'une enveloppe en caoutchouc. Ces appareils se placent dans notre projet au niveau des points hauts des conduites où s'accumule l'air, soit au moment de remplissage, soit en cours de fonctionnement.

III.5.3 Les poteaux d'incendie :

Ils permettent de fournir aux pompiers l'eau dont ils ont besoin pour combattre les incendies. Ils sont installés sur les canalisations maîtresses. Les poteaux d'incendies sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés. Les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65 mm de diamètre auxquelles on ajoute une prise frontale de 100 mm si le débit d'incendie excède 500 l/min, ou si la pression de l'eau est faible. Les poteaux d'incendie doivent être reliés aux conduites du réseau par des conduites de raccordement d'au moins 100 mm de diamètre dotée d'une vanne d'isolement. La distance qui sépare les poteaux d'incendie situés le long des rues ne doit pas dépasser 200 m. dans le cas où les risques d'incendie sont élevés, la distance sera de 100 m. pour les protéger contre le gel, on doit garder les poteaux d'incendie vides de toute eau. [15]

Cette prise d'eau est disposée sur un réseau aérien ou souterrain d'eau sous pression permettant d'alimenter les fourgons d'incendie des sapeurs-pompiers. Ces réseaux sont soit dédiés à la lutte contre l'incendie, soit destinés à l'alimentation en eau potable, à l'irrigation ou à l'industrie. Ils sont constitués de canalisations d'un diamètre intérieur d'au moins 100 mm. [15]

III.5.4 Réducteurs de pression :

Cet appareil réduit et stabilise la pression du réseau à une valeur de consigne quelles que soient les variations de pression amont et de débit appelées dans la canalisation. 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 varie. [16]

Pour les diamètres 125 à 250, la fabrication du réducteur est différente. L'ensemble clapet est également guidé à la partie inférieure du corps et se décompose en 3 parties : guidage supérieur, clapet et axe de guidage. [16]

III.5.5 Les organes de mesure :

III.5.5.1 Mesure de débit :

Les appareils les plus fréquemment rencontrés sont les débitmètres électromagnétiques, les appareils à ultrasons et les sondes à insertion.

CHAPITRE-III- DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION

Son principe est basé sur la création d'une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression. La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle.

Les débitmètres seront placés à chaque nœud du réseau, car il est important de connaître le débit transité de chaque conduite.

III.5.5.2 Mesure de pression :

- **Manomètres à aiguilles :**

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations. [17]

Nous utilisons dans notre projet le manomètre à aiguilles pour mesurer la pression à la sortie des réservoirs et l'entrée du réseau, et au niveau de chaque nœud du réseau. [17]

III.5.6 Les moyens antis béliers :

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

- **Cheminée d'équilibre :** elle protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, elle ne peut l'établir économiquement que si la hauteur géométrique est faible. A cause de son encombrement, elle est déconseillée en AEP. [18]
- **Volant d'inertie :** couplé au moteur, il constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et cela protège les installations contre les dépressions. [18]
- **Soupape de décharge :** Elle ne lutte que contre les surpressions, elle est munie d'un ressort qui avec le temps devient raide et n'accomplit pas son rôle. La protection des installations contre les surpressions est accompagnée de perte d'eau par éjection en cas de gonflement.
- **Réservoirs d'air :** il protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, il est le meilleur remède contre le coup de bélier. [18]

III.5.7 Pièces spéciales de raccordement :

Il existe toute une gamme de raccords en PE destinés à :

- L'assemblage des tubes PE.
- Le changement de direction.
- La réduction de diamètre.
- La dérivation.
- La transition d'un matériau à un autre

Ces raccords possèdent les avantages suivants :

- Poids spécifique bas.
- Résistance aux chocs.
- Résistance aux agents chimiques.
- Résistance à l'abrasion.

Les raccords se font par électro-soudage ou par soudage bout à bout ou par les raccords mécaniques.

CHAPITRE-III- DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION

- **Les Tés** : ils utilisés au niveau d'un réseau pour soutirer ou ajouter un débit. Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides.
- **Les coudes** : ils sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillés et ramifiés pour le changement de direction. On y distingue des coudes à deux emboîtements, à emboîtements et à bout lisse, coude à deux brides, à deux bout lisse.
- **Les croix de jonction** : ils sont utilisés au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites Perpendiculaires. On rencontre des croix à 4 brides ou à 2 bride+ 2emboitement.
- **Les manchons** : ce sont des morceaux de 25 à 50 cm, qui sont utilisés pour le raccordement des accessoires et appareillages, sont séparent deux appareils en série.
- **Les compteurs** : Le réseau de distribution nécessite l'emplacement des compteurs qui seront installés sur des points adéquats, et servent à l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle de la consommation.
- **Les clapets** : Les clapets ont un rôle d'empêcher l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu (à la sortie des réservoirs par exemple).
- **Les cônes** : Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :
 - Les cônes à deux emboîtements.
 - Les cônes à deux brides.
 - Les cônes à emboîtement et bride.
- **By-pass** : Le terme 'vanne by-pass' s'applique à toute vanne installée sur une conduite by-pass et n'est pas utilisé pour désigner une forme de vanne ou une configuration particulière. [19]

Le by-pass est utilisé pour :

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente.
- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service.
- Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

Conclusion:

En conclusion, nous avons dimensionné le réseau de distribution de notre agglomération en utilisant le logiciel EPANET. Ils seront constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD qui résiste à une pression nominale de 10 bars (PN=10bar), les diamètres utilisés varient entre DN 66 mm et DN 350 mm avec des pressions varient entre 32,26 m et 47,68 m. Pour assurer un bon fonctionnement du réseau on utilise les accessoires doivent être installés soigneusement, par des personnes qualifiées et compétentes.

Introduction :

Lorsque les besoins horaires sont supérieurs au volume d'eau produit par la source, il est nécessaire de construire un réservoir de stockage. Le principe est de stocker l'eau sur les périodes où la demande des populations est faible, et de pouvoir fournir un débit plus important lorsque la demande augmente.

Les réservoirs sont des ouvrages dont la durée de vie est généralement assez étendue. La conception des réservoirs doit impérativement tenir compte des deux facteurs suivants :

- ✓ Conserver la qualité de l'eau stockée.
- ✓ Faciliter les conditions d'exploitation et d'entretien.

IV.1 Etude des réservoirs:**IV.1.1 Rôles des réservoirs :**

Les réservoirs constituent une réserve qui permet d'assurer aux heures de pointe les débits maximaux demandés. De plus, ils permettent de combattre efficacement les incendies, et offrent notamment les avantages suivants [8] :

- ✓ Régularisation du fonctionnement de la station de pompage.
- ✓ Simplification de l'exploitation.
- ✓ Assurer les pressions nécessaires en tous points du réseau.
- ✓ Coordination du régime d'adduction d'eau au régime de distribution.
- ✓ Maintenir l'eau à une température constante, et la préserver des contaminations.
- ✓ Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- ✓ Jouer le rôle de relais.

IV.1.2 Emplacement des réservoirs:

L'emplacement du réservoir tient compte du relief permettant d'obtenir des dépenses minimales des frais d'investissement et l'exploitation.

Donc, on est amené à prendre en considération les facteurs suivants :

- ✓ Le point le plus bas à alimenter.
- ✓ La hauteur maximale des immeubles (bâtiment).
- ✓ Les pertes de charge à partir du réservoir jusqu'au point le plus défavorable de l'agglomération en question.
- ✓ L'état du relief de la région qui pourra favoriser la construction d'un réservoir au sol qu'aux propriétés technico-économiques suivant :
- ✓ Simplicité de réalisation du coffrage.
- ✓ Etanchéité plus facile à réaliser.

L'altitude de la cuve et plus précisément son radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau, parce qu'il est préférable que l'alimentation en eau potable se fait par gravité.

IV.1.3 Classification des réservoirs

➤ Selon le matériau de construction :

D'après la nature des matériaux, on distingue trois types de château d'eau [8] :

- Châteaux en béton armé
- Châteaux en résine de polyester
- Châteaux en métal

La forme peut être de différents types : on peut avoir des châteaux cubiques, cylindriques ou coniques. Généralement, on opte pour des châteaux de formes cylindriques mais leur construction est difficile de par le fait qu'elle requiert de nombreuses exigences en termes de qualité.

➤ Selon la situation des lieux :

Les réservoirs peuvent être classés selon leur position par rapport à la surface du sol nous pouvons distinguer les réservoirs [7] :

- Enterrées (au sol).
- Semi-enterrés.
- Surélevé.

Dans notre étude, le terrain ne présente pas de point suffisamment élevé, nous pouvons opter pour l'une ou l'autre de solution suivante : un château d'eau (réservoir surélevé).

IV.1.4 Comparaison des réservoirs :

Dans cette sous-partie, nous avons détaillé les avantages et les inconvénients principaux des différents types de réservoirs [8]

IV.1.4.1 Réservoir en béton :

Le béton est un terme générique qui désigne un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats (sable, gravillons) agglomérés par un liant (ciment) [8]

Avantage:

- Sable disponible sur place.
- Gravier remplaçable par des coquillages.
- Matériau de longue durée de vie.
- Facile d'entretien.
- Construction sur place par des entreprises locales.

Inconvénients :

- Grosse mise en œuvre.
- Excavation plus profonde que lors de l'utilisation de bâche.
- Risque de mauvaise étanchéité (fissures difficiles à réparer).

- Restrictif quant à la forme du bassin.
- Finitions délicates.
- Nécessité d'une couche imperméable pour le recouvrir.

IV.1.4.2 Réservoir en métal [3]:**Avantage :**

- Faible coût d'investissement.

Inconvénients:

- Difficile à entretenir.
- Frais d'entretien et de maintenance élevés.
- Mise en œuvre difficile (elle doit être réalisée par un professionnel et à l'étranger).

IV.1.4.3 Réservoir en résine (en maçonnerie) :

Les résines s'appliquent sur des supports (en béton par exemple) et assurent l'étanchéité du bassin. La résine polyester sur support de fibres de verre présente de nombreux avantages en termes de réalisation, solidité, fiabilité mais également en termes de prix de revient et de technicité à la pose [3].

Avantage:

- Très bonne qualité de matériau.
- Grande liberté pour donner les formes du bassin
- Solidité maximum de la résine polyester / fibre de verre dans le temps

Inconvénients:

- Coût très élevé de la résine polyester / fibre de verre (fournitures et temps de réalisation),
- Température de pose de la résine polyester / fibre de verre comprise entre 15 et 25 degrés et par temps sec
- Mise en œuvre difficile (elle doit être réalisée par un professionnel).

En se basant sur les aspects cités ci-dessus, nous adopterons dans le cadre de ce projet un réservoir en béton armé.

➤ Selon usage [2] :

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage (Réservoir d'eau traité).
- Réservoir d'équilibre.
- Réservoir tampon.
- Bâche de reprise.
- Brise charge.

➤ Selon la forme géométrique [7] :

- Réservoir cylindrique.
- Réservoir rectangulaire.
- Réservoir carré.

IV.1.5 Choix du réservoir:

Il sera préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi enterré ou au plus en élévation au-dessus du sol avec radier légèrement enterré. Le choix du réservoir dépend des [7] :

- Conditions topographiques.
- Conditions géotechniques.
- Conditions hydrauliques.
- Conditions économiques.

IV.1.6 Equipements du réservoir : Chaque réservoir doit être équipé de :

IV.1.6.1 Conduite d'adduction :

Cette conduite doit être à l'opposé de la conduite de départ pour provoquer le brassage et permettre le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations et un écoulement par rouleaux. Cette conduite peut être installée de plusieurs manières [7] :

- **Par Le haut :** Soit avec chute libre soit en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.
- **Par Le bas :** Soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

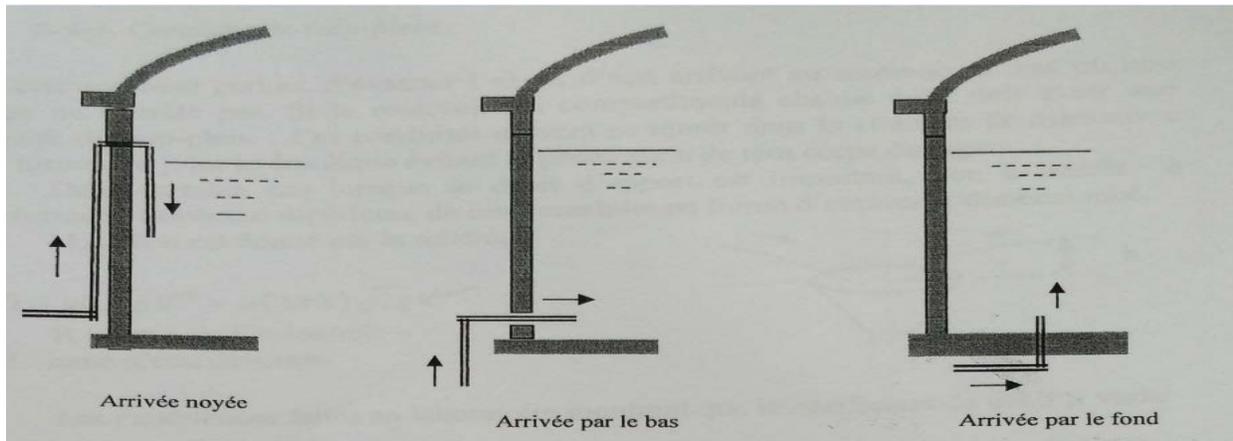


Figure IV.1: Différentes points d'arrivée de la conduite d'apport.

IV.1.6.2 Conduite de départ ou de distribution :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à **0.15** ou **0.2 m** au-dessus du radier afin d'éviter l'introduction des matières et sables décantés dans la cuve.

On réserve au minimum **0.5 m** au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau.

L'extrémité de la conduite est munie d'une grille ou crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex [8].

En cas de rupture de la conduite de distribution et dans l'hypothèse d'un grand réservoir, il faut avoir la possibilité de l'isoler rapidement pour éviter les pertes d'eau en cas de cassure de la conduite

de distribution. Il pourra être envisagé de rendre automatique la fermeture du robinet en utilisant une vanne-papillon qui se met en marche dès qu'une surtension se manifestera dans la conduite.

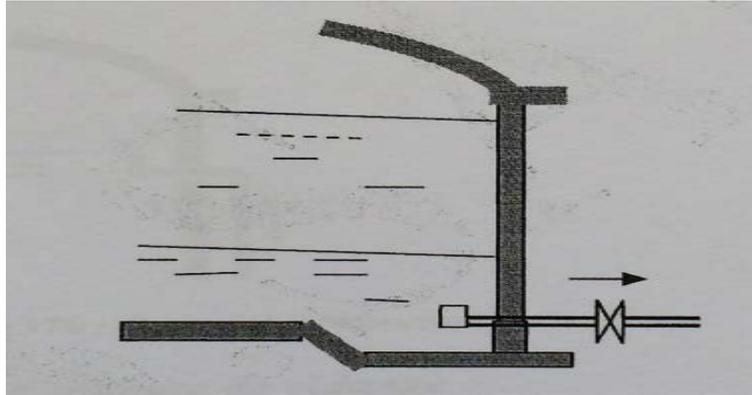


Figure IV.2: Point départ de la conduite de distribution.

IV.1.6.3 Conduite de trop-plein :

Cette conduite a pour but d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir sans provoquer de déversement.

Elle ne comportera pas de robinet sur son parcours. Sa section transversale sera disposée selon un plan horizontal situé à une distance H au-dessous du niveau maximal susceptible d'être atteint dans la cuve [8].

La canalisation de trop-plein débouchera à un exutoire, mais on peut craindre par cet exutoire une pollution ou une introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le réservoir, ainsi ménage-t-on un joint hydraulique constitué par un siphon qui maintient en eau le tronçon.

Si le réservoir est compartimenté chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein.

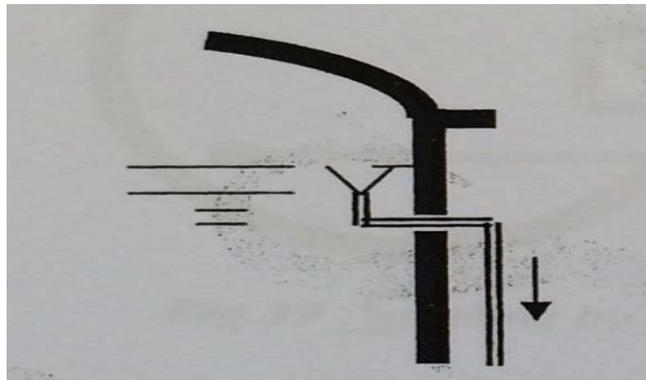


Figure IV.3: Conduite de trop-plein.

IV.1.6.4 Conduite de vidange :

La conduite de vidange se trouve au point le plus bas du réservoir permet une décharge complète vers l'égout pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations [8].

Elle est raccordée à la conduite de trop-plein et comporte un robinet-vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre.

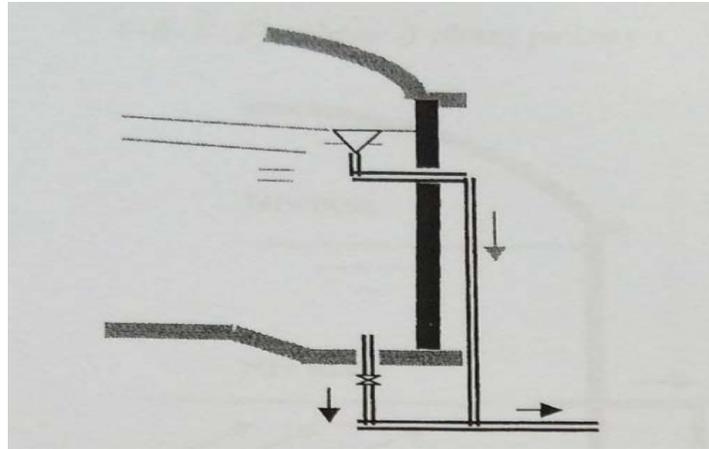


Figure IV.4: Conduite de vidange.

IV.1.6.5 Conduite by-pass :

On relie la conduite d'adduction à celle de distribution par un de conduite appelé By-pass pour assurer la continuité de la distribution, en cas de travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve [8].

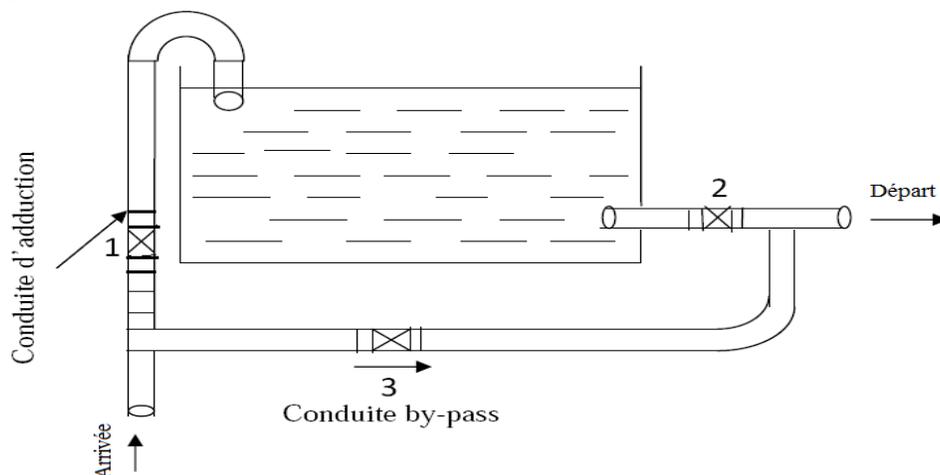


Figure IV.5: Conduite de by-pass.

IV.1.7 Capacité des réservoirs :

Pour le calcul de la capacité du réservoir on doit tenir compte des variations de débit à l'entrée comme à la sortie c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande [9].

La capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières de débit de consommation en tenant compte du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

Il est possible de réduire leurs capacités en calculant le volume minimum pour assurer la continuité de la distribution.

IV.1.7.1 Cas d'une adduction par refoulement :

Pour estimer la capacité d'un réservoir, on a recouru soit à la méthode graphique, soit à la méthode analytique.

A. Méthode analytique :

La méthode analytique consiste à faire un calcul de résidus entre un régime d'alimentation qui est caractérisé par un débit constant avec un régime de consommation caractérisé par un débit variable (en fonction de la consommation des habitants) [9].

On ressort le volume qui suit :

$$V_r = a(\%) \times Q_{\max,j} / 100 \quad [m^3] \dots\dots\dots(IV.1)$$

Avec :

V_r : capacité résiduelle (m³).

a : fraction horaire du débit maximum journalier (%).

Q_{max,j} : la consommation maximale journalière (m³/j).

On détermine le volume total en ajoutant le volume d'incendie au volume résiduel :

$$V_T = V_r + V_{inc} \quad [m^3] \dots\dots\dots(IV.2)$$

Avec :

V_T : capacité totale du réservoir (m³).

V_r : capacité résiduelle (m³).

V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m³.

B. Méthode graphique :

La méthode graphique tient compte de la courbe de consommation totale (intégrale) déduite à partir des coefficients de variation horaire de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage. La capacité est déduite à partir des extremums des cumuls de la consommation vis-à-vis de celle des apports [9].

Donc, Le volume total est calculé selon la formule suivante :

$$V_T = (Q_{\max,j} \times R_{\max}) / 100 + V_{inc} \quad [m^3] \dots\dots\dots(IV.3)$$

Avec :

V_T : volume total (m³).

Q_{max,j} : le débit maximum journalier (m³/j).

R_{max} : résidu maximal journalier (%).

Tel que :

$$R_{\max} = |d| + |d'| \quad [\%] \dots\dots\dots(IV.4)$$

d: Excès pendant les différentes heures de la journée.

d': Déficit pendant les différentes heures de la journée.

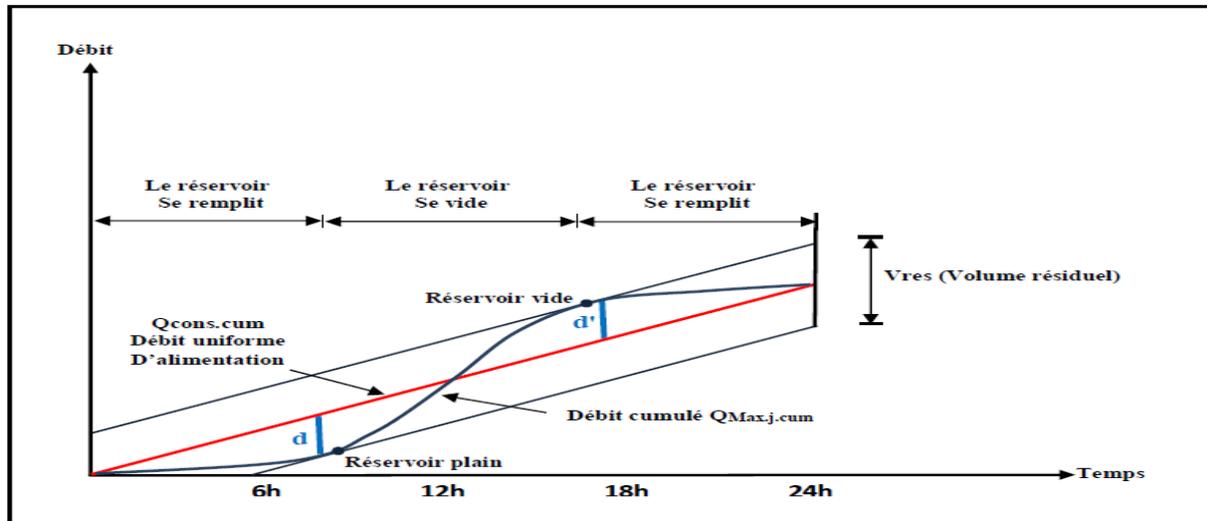


Figure IV.6: La courbe d'apport et la courbe de consommation totale (en cas où la pompe fonctionne 24 heures).

IV.1.7.2 Cas d'une adduction gravitaire :

Dans le cas où les réservoirs sont alimentés gravitairement, on utilise la formule de Mr B. SALAH :

$$V = 4 \times (Kp \times Qmoy,h - Qa) = Qmoy,h (14 - 4 Qa / Qmoy,h) [m3] \dots \dots \dots (IV.5)$$

Avec :

Kp : Coefficient de pointe, on prend **Kp = 3,5**.

Qmoy,h : Débit moyen horaire (m3/h).

Qa : Débit horaire disponible (m3/h).

V : Volume du réservoir (m3). On prend : $Qmoy,h = Qa$ Donc : **V = 10 Qmoyh**

NB : dans notre étude on a dans le cas d'une adduction par refoulement, on utilise méthode analytique.

IV.1.8 Dimensionnement des réservoirs à l'horizon d'étude 2049 :

Le réservoir est alimenté par refoulement durant 20 heures de pompage, dont les pourcentages de consommation horaire sont en fonction du nombre d'habitants.

La variation des résidus du réservoir en fonction des heures de consommation sont représentés dans le tableau suivant, en utilisant la méthode analytique pour la détermination du résidu maximal.

Figure IV.1: Calcul de la capacité de réservoir à l'horizon d'étude 2049.

Heures (h)	Apport par la pompe (%)	Consommation Horaire en (%)	Arrivé au reservoir (%) (Surplus)	Départ du réservoir (%) (Déficit)	reste d'eau (%)
0-1	0	1,5		1,5	4,5
1-2	0	1,5		1,5	3
2-3	0	1,5		1,5	1,5
3-4	5	1,5	3,5		0

4-5	5	2,5	2,5		3,5
5-6	5	3,5	1,5		6
6-7	5	4,5	0,5		7,5
7-8	5	5,5		0,5	8
8-9	5	6,25		1,25	7,5
9-10	5	6,25		1,25	6,25
10-11	5	6,25		1,25	5
11-12	5	6,25		1,25	3,75
12-13	5	5	0		2,5
13-14	5	5	0		2,5
14-15	5	5,5		0,5	2,5
15-16	5	6		1	2
16-17	5	6		1	1
17-18	5	5,5		0,5	0
18-19	5	5	0		-0,5
19-20	5	4,5	0,5		-0,5
20-21	5	4	1		0
21-22	5	3	2		1
22-23	5	2	3		3
23-24	0	1,5		1,5	6
total	100	100			

D’après le tableau précédent, le résidu maximal pour le réservoir d’El Moustakbel est de 8 %
 Donc, le volume résiduel en (m3) de ce réservoir sera :

$$V_{cal} = \frac{R_{max} \times Q_{max,j}}{100} \dots\dots\dots (IV.5)$$

R_{max} : représente le maximum des restes dans le réservoir. R_{max} = 8%
 Q_{max, j} : est le débit maximum journalier pour cette localité est de 9460,81m3/j.

AN:
$$V_{cal} = \frac{8 \times 9460,81}{100} = 756.86 \text{ m}^3$$

En ajoutant bien sur la réserve minimal destinée à l’incendie, elle est estimée à 120m3 c'est-à-dire pendant deux heures du fait qu'au-delà l’incendie aura tout détruit, Le volume utile est donner par la relation suivante :

Donc :
$$VT = V_{cal} + V_{inc} = 756.86 + 120 = 876.86 \text{ m}^3$$

Donc : le volume de notre réservoir est **1000 m3**

IV.1.8.1 Dimensions du réservoir:

D’après la forme du notre réservoir de stockage, on opte pour une forme circulaire. La hauteur de l’eau dans la cuve est comprise de 6 m.

Parce que la hauteur « h » peut être variée entre (3 et 6) m au château d’eau de capacité moins de 5000 m3, et pour les grand ouvrage cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m.

Le diamètre de la cuve :

On a :
$$s = \frac{vt}{h} \implies D = \sqrt{\frac{4.Vt}{\pi.h}}$$

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4.876.86}{\pi \cdot 6}} \quad \text{donc : } D = 13.64 \text{ m}$$

On prend : **D = 14 m**

Réévaluation de la hauteur d'eau dans la cuve :

$$h = \frac{Vt}{S} = \frac{4 \times Vt}{\pi \times D^2}$$

$$\text{AN : } h = \frac{4 \times 876.86}{\pi \times 14^2} \quad \text{donc : } h = 5,7 \text{ m} \approx 6 \text{ m}$$

- La section de la cuve est calculée comme suite :

$$S = \frac{Vt}{h} = \frac{1000}{6} = 166.67 \text{ m}^2$$

- La hauteur totale du réservoir : $H_t = h + R$

Avec : - R : représente la hauteur du matelas d'air, cette hauteur variée de 0,25 à 1 m On prend R = 0,68 m.

Donc : $H_t = 6 + 0,68 = 6,68 \text{ m}$.

- La hauteur de la réserve d'incendie :

Cette hauteur est calculée en divisant le volume de la réserve d'incendie (120 m³) sur la surface de la cuve. $h_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{S}$

$$\text{AN : } h_{\text{inc}} = \frac{120}{166.67} = 0.72 \text{ m}$$

Conclusion :

En conclusion, on va déterminer les caractéristiques du réservoir de capacité 1000 m³ pour couvrir les besoins en eau pour toute l'agglomération du pôle urbain El Moustakbal jusqu'à l'horizon 2049. Il sera de type surélevée. Son emplacement est dicté par la topographie et par la configuration de notre zone d'étude.

Introduction :

Le but de ce présent chapitre, est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs et de combler le déficit en eau potable des différentes localités. Pour cela, on est appelé à faire une étude technico-économique pour dimensionner le réseau d'adduction. Toute conduite d'adduction nécessite une protection contre Le coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner la rupture des tuyaux donc il est important d'étudier les moyens propres à limiter cette effet.

V.1 Etude d'adduction :

L'adduction d'eau désigne l'ensemble des techniques permettant de transporter l'eau de sa source à son lieu de consommation. L'eau peut être acheminée grâce à des conduites ou des aqueducs [10].

V.1.1 Classification des adductions :

Dans le cas général nous rencontrons quatre types d'adduction, d'après leur fonctionnement :

- Adduction gravitaire.
- Adduction par refoulement.
- Adduction mixte.

A. Adduction gravitaire :

Dans une adduction gravitaire la source se situe à une cote supérieure à celle de l'ouvrage d'arrivée, l'écoulement se fait gravitairement c'est-à-dire sous l'effet de la pente [10].

B. Adduction par refoulement :

Dans une adduction par refoulement, la cote de la source est inférieure à celle de l'ouvrage d'arrivée, l'installation d'un système de pompage est donc nécessaire.

Tout d'abord, il importe de chercher un profil en long aussi régulier que possible, établi, de préférence, avec une rampe toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation.

Il y a lieu d'éviter, en effet, les contre-pentes qui, au droit du point haut ainsi formé, peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus ou moins difficiles à évacuer.

Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser le profil en long idéal, avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, on sera peut-être amené à emprunter un parcours qui ne suivra pas forcément les accotements de routes et il sera parfois nécessaire d'acquérir des terrains particuliers [10].

Par ailleurs, dans le but d'économie du projet, il sera tenté de combiner au meilleur profil en long le tracé en plan le plus court. On y gagnera en investissement mais, aussi, en exploitation de la station, car les pertes de charge, la hauteur d'élévation et, par conséquent l'énergie consommée, croissent avec la longueur.

D'un point de vue économique, la conduite de refoulement et la station de pompage sont liées. En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus la perte de charge sera grande, plus le moteur d'entraînement devra être puissant, donc, plus l'énergie dépensée sera importante. [10]

Le diamètre économique va résulter d'un compromis entre les frais d'amortissement de la conduite, qui augmente avec son diamètre et les frais d'exploitation de l'usine élévatoire, qui diminuent lorsque le diamètre de la conduite augmente (pertes de charges faibles).

Le coût d'installation de la conduite et le coût d'exploitation de l'usine élévatoire présente une valeur minimale pour un certain diamètre économique. Une fonction mathématique permet de déterminer les diamètres compatibles avec les réalités économiques (la formule de VIBERT). Elles tiennent compte, en général, du prix de l'énergie électrique qui représente un facteur important des frais d'exploitation. L'utilisation d'un diagramme permet une détermination rapide du diamètre économique, à partir des formules. [10]

C. Adduction mixte :

Rencontrée lorsque la configuration du site nous impose l'installation d'un ouvrage intermédiaire recevant l'eau gravitairement (ou par refoulement), et que cette eau est par la suite refoulée (ou envoyée gravitairement) vers le réservoir de l'agglomération.

NB : Pour notre cas on aura une adduction par refoulement.

V.1.2 Critères de choix de tracé :

D'une manière générale, le tracé de l'adduction doit :

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible et chercher un profil en long aussi régulier que possible, pour éliminer les contre pentes.
- Eviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles (traversés de rivière, route, chemin de fer etc....).
- En raison d'économie, le tracé doit être le plus court possible.
- Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins présente un certain nombre d'avantages :
 - Travaux de terrassement et approvisionnement des tuyaux souvent moins onéreux.
 - Accès facile aux regards contenant des appareils de robinetterie.

V.1.3 Choix du matériau de la conduite :

Le choix du matériau des conduites représente une option fondamentale du projet, il dépend de plusieurs critères.

- ✓ **Sur le plan technique**, il dépend de plusieurs exigences telles que :
 - Résistance aux attaques chimiques, aux pressions exigées et à la résistance des charges mobiles, résiste à la corrosion interne, externe et micro biologique.
 - Adaptation aux terrains de pose.
 - Bonne étanchéité.
 - Facilité d'entretien et de mise en service.
 - Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très fiable).
 - Répond parfaitement aux normes de potabilité.
 - Se raccorde facilement à d'autres réseaux (fonte, acier).
 - Insensible aux mouvements de terrain (tremblement de terre).
- ✓ **Sur le plan économique**, il dépend essentiellement :
 - Du prix de la fourniture et du transport.
 - De leur disponibilité sur le marché local (production locale).

D'après le **Tab.III.1** du chapitre précédent nous aurons choisi une conduite en PEHD qui est plus économique que celle en fonte et en acier.

V.1.4 Site d'implantation de la station de pompage :

Tout enlacement d'usine de pompage doit répondre aux critères suivants :

- Ils sont disponibles sur le marché.
- Rapprocher les ouvrages d'adduction le plus possible afin d'avoir un tracé le plus économique.
- Doit être installée dans une zone stable (géologie et inondation).
- Doit tenir compte des variations du plan d'eau d'aspiration.
- Doit être installée de sorte que les travaux de terrassement soient minimales.
- Une plateforme doit être prévue, élevée par rapport à la chaussée de 15 à 30 cm.

V.2 Calcul hydraulique :

V.2.1 Détermination du diamètre économique :

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise en première approximation les deux formules approchées de BRESS et de BONNIN :

formule de BRESS : $D = 1.5 \times \sqrt{Q} \dots\dots\dots (V.1)$

formule de BONNIN : $D = \sqrt{Q} \dots\dots\dots (V.2)$

Avec : D_{éc.} : diamètre économique calculé de la conduite (m).

Q : débit véhiculé par la conduite (m³/s). Dans notre cas le débit refouler est 0,1095 m³/s.

Remarque : la formule de BRESS n'est pas valable pour les petits linéaires, donc on travail par la formule de BONNIN.

AN : $D = \sqrt{0,1095} \implies D_{ec} = 330,9 \text{ mm.}$

A partir de cette diamètre déterminé, on choisit une gamme de diamètres parmi lesquels on optera pour celui qui présentera les frais les moins élevés (plus économique).

V.2.1.1 Frais d'amortissement :

Ils augmentent avec le diamètre de la canalisation. Nous devons tenir compte de l'annuité (A) d'amortissement, qui amortit un capital investi « i » pour une période en principe égale à la durée de vie du matériel. Les frais d'investissement amorti en (DA) sont donnés par la formule suivante :

$F_{mort} = Prc \times A [DA] \dots\dots\dots (V.3)$

Avec :

Prc : Le prix de la conduite en (DA).

A : Amortissement annuel en (%), il est donné par la formule suivante :

$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \dots\dots\dots (V.4)$

Avec : i : taux d'annuité (8% en Algérie).

n : nombre d'années d'amortissement (30 ans).

Donc, l'amortissement annuel sera égal : $A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{30} - 1} + 0,08$

A=0,088

D'après le calcul de l'Annuité en connaissant le prix du mètre linéaire de conduite en PEHD avec PN10, sont pris à partir du catalogue de CHIALLI (voir : ANNEXE V.1).

Tableau V.1: Calcul des frais d'amortissement.

Diamètre (mm)	prix du mL de conduite (DA)	Longueur de conduite (m)	prix total de la conduite (DA)	Annuité (%)	F _{amr} (DA)
90	663,09	1000	663090	0,088	58882,392
110	983,83	1000	983830	0,088	87364,104
125	1 273,73	1000	1273730	0,088	113107,224
160	2 081,77	1000	2081770	0,088	184861,176
200	3 269,16	1000	3269160	0,088	290301,408
250	5 057,93	1000	5057930	0,088	449144,184
315	7 880,95	1000	7880950	0,088	699828,36
400	12 700,60	1000	12700600	0,088	1127813,28

V.2.1.2 Frais d'exploitation :

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations (D1, D2, Dn). Connaissant la hauteur géométrique (Hg), on peut déterminer les hauteurs manométriques totales (Hmt) correspondant à chaque canalisation D1, D2, Dn.

V.2.1.2.1 Calcul des pertes de charge :

Les pertes de charges présentent une portion de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet du frottement entre les particules de l'eau et les parois de la canalisation, elles se présentent sous deux formes :

- Les pertes de charge linéaires.
- Les pertes de charge singulières.

➤ **Pertes de charge linéaires :** Pour un tronçon donné, les pertes de charge linéaires dépendent de :

- Diamètre D de la conduite en (m).
- Débit Q en (m³/s).
- La rugosité absolue ε exprimée en mm.
- La longueur du tronçon L en (m).

Elles sont déterminées à partir de la formule de **DARCY –WEISBECH** suivante :

$$\Delta H_l = j * L = \lambda \frac{L v^2}{D 2g} \dots \dots \dots (V.5)$$

Avec :

ΔH_{lin} : Pertes de charge linéaires en (m).

L : Longueur de la conduite de refoulement en (m).

j : Gradient hydraulique en (m/m).

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

D : Diamètre de la conduite de refoulement en (m).

g : Accélération de la pesanteur, soit approximativement 9,81 m.s⁻² ou 9,81 N/Kg.

λ : Coefficient de frottement linéaire, qui est obtenu par la formules suivante :

Formule de Nikuradzé : (En régime turbulent rugueux)

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D})^2 \dots\dots\dots (V.6)$$

Avec : ϵ : La rugosité de la conduite en (mm), dans notre cas $\epsilon = 0,015$ mm. (Mr : B. Salah.2014)

D : Diamètre de la conduite en (m).

➤ **Pertes de charge singulières :** On appelle pertes de charge singulières, celles occasionnées par des singularités dans une conduite (coudes, vannes, clapets, etc.). Ces pertes sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_s = 0,1 * \Delta H_l \dots\dots\dots (V.7)$$

- Calcul des pertes de charges Totales :

Ce sont la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières, on écrit :

$$\Delta H_T = \Delta H_{lin} + \Delta H_{sing} \text{ Donc : } \Delta H_T = 1.1 \Delta H_{lin} [m] \dots\dots\dots (V.8)$$

- Avec :** ΔH_T : Perte de charge totale en (m).
 ΔH_{lin} : Perte de charge linéaire en (m).
 ΔH_{sing} : Perte de charge singulière en (m).

V.2.1.2.2 Calcul de la hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$HMT = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r = H_g + \Delta H_t \dots\dots\dots (V.9)$$

Avec : H_g : la hauteur géométrique. Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement en (m). On écrit : $H_g = T_p - ND$.

Avec : T_p : Trop plein du réservoir.

ND : Niveau dynamique.

- ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration (m).
 ΔH_r : pertes de charge au refoulement (m).
 ΔH_t : pertes de charge totales (m).

Les frais d'exploitation en (DA) sont définis par la formule suivante :

$$F_{ex} = E \times e [DA] \dots\dots\dots (V.10)$$

Avec : F_{ex} : Frais d'exploitation en (DA).

E : Energie consommée par la pompe en (KWh).

e : Prix unitaire d'un KWh imposé par la SONELGAZ ($e=4,2DA$).

V.2.1.2.3 Energie consommée par la pompe :

L'énergie annuelle consommée par la station de pompage est donnée par la formule suivante :

$$E = P * t * 365 (Kwh) \dots\dots\dots (V.11)$$

Avec : t : c'est le temps de pompage par jour en (heure), dans notre cas $t = 20$ h.

P : puissance absorbée en (kW).

V.2.1.2.4 Puissance absorbée par la pompe :

C'est la puissance fournie à la pompe, définie comme suit :

$$P = \frac{\rho * g * Q * HMT}{\eta_{sp}} (kw) \dots\dots\dots (V.12)$$

Avec : η_{sp} : rendement de la pompe en (%) ($\eta = 82\%$).

Q : débit refoulé par la pompe en (m^3/s).

g : Accélération de pesanteur ($9.81 m/s^2$).

HMT : Hauteur manométrique totale en (m).

ρ : Masse volumique de l'eau (1000 kg/ m³).

Données :

- La cote du point de départ : 55,83 m (la cote de niveau dynamique)
- La cote du point d'arrivée : 93 m (la cote de trop plein de réservoir).
- La hauteur géométrique : 37,17 m.
- La longueur de la conduite de refoulement : 1000 m.
- Le débit refoulé : 3945,2 m³/h durant 20h qui correspond à 0,1095 m³/s.

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de notre conduite sont regroupés dans les tableaux suivants :

Figure V.2: Calcul de la hauteur manométrique totale HMT.

Diamètre (mm)	Débit (m ³ /s)	Longueur (m)	vitesse (m/s)	λ	ΔH_l (m)	ΔH_s (m)	ΔH_t (m)	Hg(m)	HMT (m)
90	0,1095	1000	17,22	0,0134	2250,52	225,05	2475,57	37,17	2512,74
110	0,1095	1000	11,53	0,0129	794,36	79,44	873,79	37,17	910,96
125	0,1095	1000	8,93	0,0126	409,46	40,95	450,40	37,17	487,57
160	0,1095	1000	5,45	0,0120	113,49	11,35	124,84	37,17	162,01
200	0,1095	1000	3,49	0,0115	35,64	3,56	39,20	37,17	76,37
250	0,1095	1000	2,23	0,0111	11,27	1,13	12,4	37,17	49,57
315	0,1095	1000	1,41	0,0106	3,39	0,34	3,73	37,17	40,9
400	0,1095	1000	0,87	0,0102	0,99	0,099	2475,57	37,17	2512,74

Tableau V.3: Calcul des Frais d'exploitation.

Diamètre (mm)	HMT (m)	P (Kw)	E (Kwh)	Prix du KWh (DA)	F _{exp} (DA)
90	2512,74	30060,9505	219444939	4,2	921668742
110	910,96	10898,1922	79556803	4,2	334138573
125	487,57	5833,00207	42580915,1	4,2	178839844
160	162,01	1938,1928	14148807,5	4,2	59424991,4
200	76,37	913,645976	6669615,62	4,2	28012385,6
250	49,57	593,026463	4329093,18	4,2	18182191,4
315	40,9	489,303659	3571916,71	4,2	15002050,2
400	2512,74	30060,9505	219444939	4,2	921668742

V.2.1.3 Bilan :

Pour chaque diamètre D_i , on fait la somme (T_i) du frais d'amortissement ainsi que le frais d'exploitation. Il en résulte que le diamètre le plus économique est celui qui correspond au total T_i le plus faible et aussi tracer la courbe d'optimisation, qui par laquelle on va tirer le diamètre le plus économique.

Tableau V.4 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.

Diamètre (mm)	F _{amr} (DA)	F _{exp} (DA)	Bilan (DA)
90	58882,39	921668742	921727624
110	87364,10	334138573	334225937
125	113107,22	178839844	178952951
160	184861,17	59424991,4	59609852,6
200	290301,41	28012385,6	28302687
250	449144,18	18182191,4	18631335,6
315	699828,36	15002050,2	15701878,6
400	1127813,28	921668742	922796555

D'après les résultats obtenus de ce dernier tableau (**Tab.V.4**), on peut dresser la courbe d'optimisation.

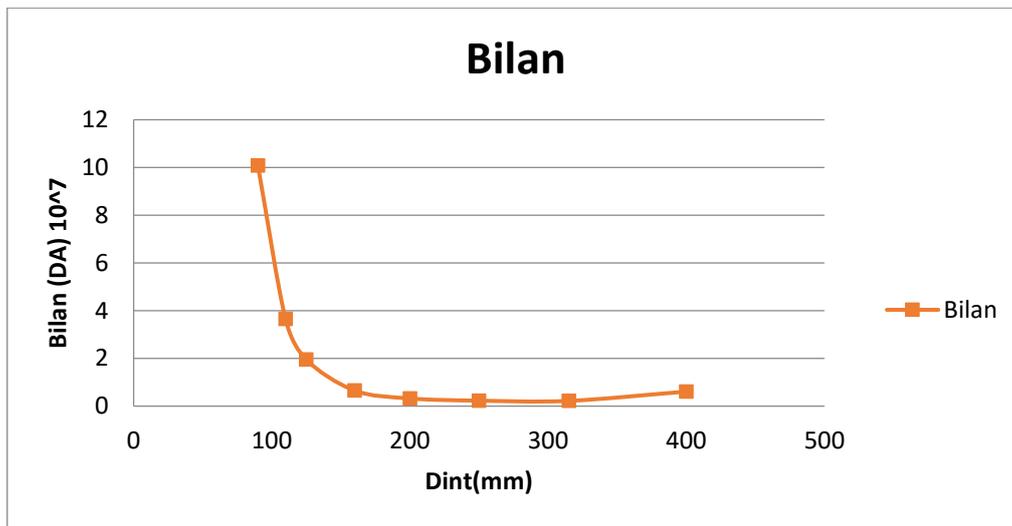


Figure V.1 : Courbe d'optimisation du diamètre de refoulement.

Nous remarquons que le diamètre économique du tronçon de refoulement est de **315 mm** (Dint = 277,6 mm) avec la hauteur manométrique qui correspond à ce diamètre est HMT = 40,9 m.c.e

Vérification de la vitesse d'écoulement :

Les vitesses admises dans les canalisations ne doivent pas être ni trop faibles face au risque de sédimentation, ni trop élevées pour la bonne tenue des conduites et éviter le phénomène d'érosion de la paroi des canalisations, d'une manière générale on constate que les vitesses correspondantes aux diamètres optimums répondent à ces critères : **0,5 ≤ V ≤ 2,5 [m/s]**

$$V = Q / S \text{ [m/s]} \dots\dots\dots (V.13)$$

Avec : Q : Le débit véhiculé par la conduite en (m³/s).

S : La section de la conduite en (m²), elle est déterminée par la formule suivante :

$$S = \frac{(\pi \times D^2)}{4} \text{ [m}^2\text{]} \dots\dots\dots (V.14)$$

Avec : D : Le diamètre de la conduite en (m).

On a : $S = \frac{(\pi \times 0,2776^2)}{4} = 0,0605 \text{ m}^2$

Donc : $V = 0,1095 / 0,0605 = 1,8 \text{ m/s}$ (la condition est vérifiée)

V.3 Protection des conduites contre de coup bélièr :

V.3.1 Définition :

Le coup de bélièr est une onde de pression, positive ou négative, provoquée par une variation du régime hydraulique, et se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité, Elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite.

V.3.2 Les causes du coup de bélièr :

Les causes les plus fréquentes qui provoquent ce phénomène sont :

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire [6].
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- Modification de la vitesse d'une pompe.

- Variation d'un plan d'eau.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.

V.3.3 Les conséquences du coup de bélier :

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps) [6].

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrée par les manœuvres brusques.

V.3.3.1 Cas de la surpression :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

V.3.3.2 Cas de dépression :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10 mce, il se produira une poche de cavitation va se créer et ça pourrait provoquer l'implosion ou l'aplatissement de la conduite, l'aspiration des joints, le décollement de l'enduit et la détérioration de la protection interne de la conduite.

V.3.3.3 Fatigue de la canalisation :

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

V.3.4 Description des phénomènes physiques :

Quatre phases peuvent être envisagées, suite à l'arrêt brusque où instantané du groupe électropompe [6] :

Phase 01 : Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse où célérité désignée par c . Si la distance entre la pompe et le réservoir est : L le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est L/c . Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

Phase 02 : Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre initial et cela de proche en proche. L'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps L/c c'est-à-dire à $2L/c$ depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

Phase03 : En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite. Au bout d'un nouveau temps L/c c'est-à-dire à $3L/c$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

Phase 04 : Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend son diamètre initial de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe. Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps L/c c'est-à-dire à $4L/c$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe. La période du mouvement est donc $4L/c$.

Figure V.2:Schéma des quatre phases du coup de bélier

V.3.5 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :

Il existe différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

V.3.5.1 Réservoirs d'air :

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air. Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les suppressions que contre les dépressions [6].

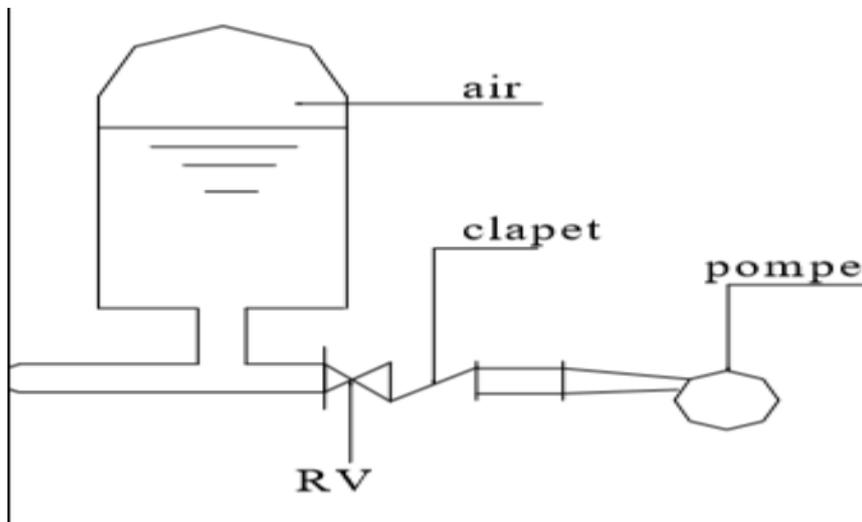
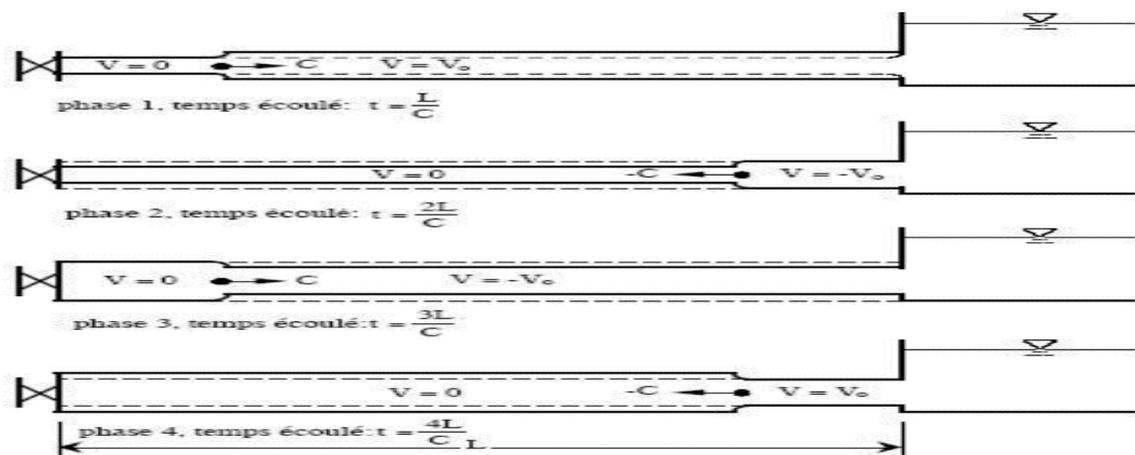


Figure V.3:Réservoir d'air anti bélier.

V.3.5.2 Cheminée d'équilibre :



C'est un réservoir à l'air libre sous forme d'un tube piézométrique vertical. Il permet de transformer les surpressions et les dépression en variation de hauteur de colonne d'eau.

Dans les cas de refoulement sur des dénivellations importantes, l'utilisation de cheminées d'équilibre devient impraticable puisque leurs hauteurs seraient trop grandes. Sur une conduite de refoulement, cependant, une cheminée peut être placée en cours de parcours pour contrer les effets de la cavitation. La hauteur de la cheminée sera alors réduite et son emplacement, son niveau d'entretien étant réduit, ne pose pas de problème [6].

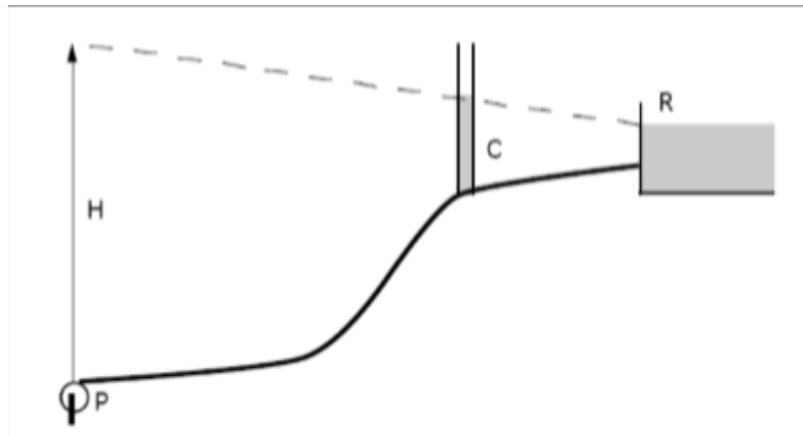


Figure V.4:Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement.

V.3.5.3 Soupape de décharge :

Ce sont des appareils dits équipements mécaniques qui s'ouvrent pour réduire la surpression à une valeur acceptable. Ordinairement ces dispositifs sont généralement constitués d'un ressort à boudin, qui à sa compression obture en exploitation normale un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libère le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée. [6] Ce dispositif est inefficace pour protéger les conduites contre les dépressions et les cavitations.

V.3.5.4 Volant d'inertie :

Calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie. [6]

Remarque :

Dans ce projet, nous proposons comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

V.3.6 Calcul des réservoirs d'air :

L'étude du coup de bélier consiste à calculer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air. Les différentes méthodes de calcul du réservoir d'air sont données par :

A. Méthode de VIBERT :

La méthode de **VIBERT** donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.

B. Méthode de BERGERON :

La méthode de **BERGERON** est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

V.3.6.1 Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de VIBERT :

On calculera la célérité d'onde à l'aide de la formule améliorée par Mr (SALAH. B) pour les conduites enterrées :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + K \frac{2r_i(1-\nu_m^2)(1-\nu_s)}{(1-\nu_m^2)r_i E_s + E_m e_m(1-\nu_s)}}} \dots\dots\dots(V.15)$$

- Avec :** - C : célérité d'onde en (m/s).
 - K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; K = 2,07*10⁹ Pascal.
 - ρ : Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 kg / m³
 - E_m : module de Young du matériau de la conduite. PEHD : 3,3.10³ MPa.
 - E_s : module de Young du sol ; E_s = 2*10⁸ Pascal.
 - ν_m : coefficient de poisson du matériau., ν_m=0,46 (PEHD).
 - ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. ν_s=0.33.
 - e_m : Epaisseur de la conduite (m).
 - r_i : rayon intérieur de la conduite (m).

✓ La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z = H_g + \frac{C \cdot V_0}{g} \dots\dots\dots (V.16)$$

Avec : - V₀ : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

- g: l'accélération de pesanteur.

✓ La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 \dots\dots\dots (V.17)$$

✓ La charge maximale absolue :

$$Z_{max} = Z_0 + \frac{C \cdot V_0}{g} \dots\dots\dots (V.18)$$

$\frac{Z_{max}}{Z_0}$ } \Rightarrow Abaque de VIBERT $\Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{min}}{Z_0}$ (voir ANNEXE V.2)

$h_0 = \frac{V_0^2}{2 \cdot g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0}$ }

$$U_0 \cdot Z_0 = U_{max} \cdot Z_{min} \Rightarrow U_{max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{min}}{Z_0}} \dots\dots\dots(V.19)$$

Avec : U_{max} : volume du réservoir d'air.

Les caractéristiques de la conduite de refoulement sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V.5 : Les caractéristiques de la conduite de refoulement.

D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	e _m (m)	r _i (m)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	H _g (m)
315	277,6	0,0374	0,1388	0,0605	1,8	1000	37,17

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.6: calcul de la célérité d'onde.

K (Pa) *10 ⁹	P (Kg/m ³)	ν_m	ν_s	E _s (Pa) *10 ⁸	E _m (Pa) *10 ⁹	c (m/s)
2,07	1000	0,46	0,33	2	3,3	326,267

Tableau V.7: Calcul de volume de réservoir d'air de l'adduction.

Z0 (m)	V0 (m/s)	g (m ² /s)	Zmax (m)	Zmax/Z0	h0 (m)	h0/Z0	U0/L*S *10 ⁻²	Zmin/Z0	L*S (m ³)	U0 (m ³)	Umax (m ³)	Umax (L)
47,17	1,8	9,81	94,06	1,99	0,1	0,0021	0,8	0,56	60,52	0,484	0,864	864,286

Conclusion :

Une étude technico-économique a été faite dans ce chapitre afin de déterminer le diamètre approprié de la conduite d'adduction par refoulement projetées dans le cadre de ce projet de fin d'études.

Cette étude technico-économique a pris en considération à la fois les frais d'amortissement et les frais d'exploitation ce qui a permis une meilleure estimation des diamètres.

Pour notre projet, nous avons opté l'installation d'un réservoir d'air juste à l'entrée de la conduite de refoulement.

Introduction :

L'ingénieur de l'homme et la difficulté de transporter de l'eau d'un niveau bas à un niveau haut l'ont incité à créer une machine qui transforme l'énergie électrique en énergie hydraulique qui est la pompe.

Le but de ce chapitre est d'étudier et choisir les caractéristiques des pompes et d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau de l'agglomération le long de l'adduction.

VI.1 Définition :

Une pompe est un dispositif permettant d'aspirer et de refouler un fluide, ce sont des machines hydrauliques dont le rôle consiste à relever le débit d'un point bas à un point haut et ceci grâce à la transformation de l'énergie électrique en énergie hydraulique, elles sont construites pour assurer un débit Q à élever à une hauteur H . Elles transmettent au courant liquide qui les traverse une puissance. L'énergie reçue par le liquide lui permet de s'élever d'une zone de basse pression vers une zone de haute pression. Elle peut être une pompe à axe :

- Horizontal.
- Vertical.
- Oblique.

VI.2 Etude de pompage :**VI.2.1 Couplage des pompes :**

Dans le cas où la pompe placée dans une station de pompage ne fournit pas le débit ou la charge nécessaire pour l'élévation d'eau au point voulu on fait appel au couplage des pompes.

Le couplage des pompes se fait soit en série soit en parallèle, selon la nécessité comme suit :

VI.2.1.1 Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue d'augmenter le débit refoulé par les pompes.

VI.2.1.2 Le couplage en série : ce type de couplage est utilisé en vue d'augmenter la hauteur d'élévation (La charge) des pompes.

VI.2.2 Différents types des pompes :**VI.2.2.1 Pompes volumétriques :**

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

- Translation.
- Rotation.
- Mixte (translation et rotation).

Elles sont destinées au pompage des fluides visqueux, elles élèvent de faibles débits à des pressions élevées, on distingue :

- Les pompes volumétriques rotatives.
- Les pompes alternatives (à piston).
- Les pompes à rotor excentré, à rotor oscillant, à palettes, à engrenage.

VI.2.2.2 Les turbopompes :

Une turbopompe est essentiellement constituée par un organe mobile ou une roue munie d'aubes ou d'ailettes animées d'un mouvement de rotation qui permet l'augmentation de l'énergie de fluide. Elle est précédée d'une entrée et suivie le plus souvent d'un diffuseur dans lequel une partie de l'énergie cinétique du fluide se transforme en pression. Ce sont les plus utilisées, on distingue :

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

Les pompes centrifuges sont plus utilisées en hydraulique urbaine à cause de la large gamme d'utilisation qu'elles peuvent couvrir, de leur simplicité et de leur faible coût ainsi que leur bon rendement.

VI.2.3 Choix du moteur électrique :

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale.
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale.
- Tension d'alimentation fonction de la puissance du moteur et de l'investissement. On choisit les moteurs adéquats à partir du catalogue du constructeur "Leroy et Somer" et cela en fonction de la puissance fournie par ce dernier et de sa vitesse de rotation.

VI.2.4 Les critères de choix de pompes :

Le choix des pompes est conditionné par les paramètres suivants :

- Assurer le débit appelé et l'Hmt visé dans le projet.
- Charge net d'aspiration requise (NPSH)_r minimale, Vérifier la condition de non cavitation
- Encombrement et poids les plus faibles
- Vitesse de rotation la plus élevée.
- Puissance absorbée minimale
- Etre fabriquée en série
- Doit répondre à la construction du bâtiment la plus économique.
- Avoir un nombre minimal de pompes.
- Avoir un meilleur rendement

VI.2.5 Choix du nombre des pompes de secours :

Pour la robustesse de l'installation, des pompes supplémentaires seront installées et serviront de secours. Le nombre de pompes de secours dépendra du nombre de pompes choisis de la sorte :

- $n < 4$ \longrightarrow 1 pompe de secours
- $4 < n < 6$ \longrightarrow 2 pompes de secours
- $n > 6$ \longrightarrow 3 pompes de secours

Avec : **n** : nombre de pompes utiles.

VI.2.6 Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement :

On appelle courbe caractéristique d'une conduite la courbe qui représente pour une canalisation de diamètre D et de longueur L , les variations de la perte de charge total en fonction de débit. Cette courbe est donnée par la formule :

$$H_c = H_g + RQ^2 \text{ [m.c.e]} \dots\dots\dots (VI.1)$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique (m).

R : Résistance de la conduite.

VI.2.7 Caractéristiques de la pompe :

VI.2.7.1 Point de fonctionnement des pompes :

Le point de fonctionnement d'une pompe (P_F) est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement [$H-Q$] et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement [H_c-Q].

La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitationnelle et le débit lui correspondant dans la plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

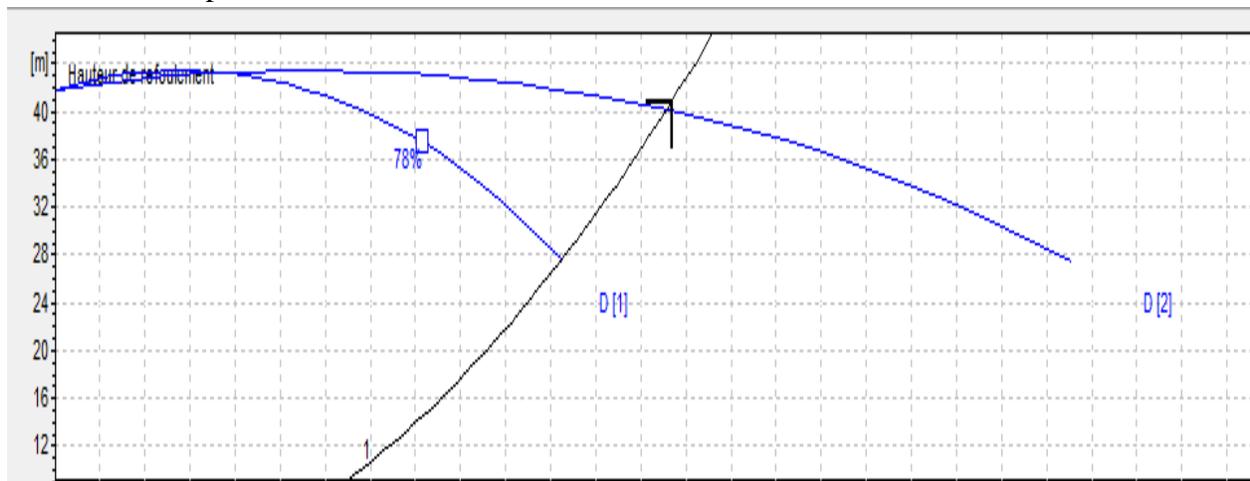


Figure VI.1: Détermination du point de fonctionnement.

VI.2.8 Etude du phénomène de cavitation :

La cavitation est la vaporisation du liquide contenu dans la pompe quand il est soumis à une pression inférieure à la tension de vapeur correspondant à sa température.

Ce phénomène se produit à l'orifice d'aspiration de la pompe, des bulles apparaissent dans les zones où la pression est la plus faible (entrée des aubes de roue des pompes centrifuges) puis elles sont transportées vers les zones de pressions plus fortes où se produit leurs décondensations. Des implosions se produisent alors à des fréquences élevées et créent des surpressions locales très élevées. La cavitation entraîne de graves incidences tel que :

- La brusque explosion des bulles de vapeur provoque l'érosion des pièces métalliques en formant des cavités sur ses surfaces.
- Augmentation du bruit et des vibrations générées par la pompe.

- Chute des performances des pompes avec diminution importante de la hauteur manométrique totale, du débit et du rendement.

Pour qu'une pompe fonctionne normalement (sans cavitation), il faut respecter la condition suivante : **NPSH disponible > NPSH requis**

Avec : (NPSH) disponible : charge nette d'aspiration disponible (Net positive section Head), elle est fournie par l'installateur.

(NPSH) requis : Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur.

On la calcule par la formule suivante :

$$(NPSH)_{\text{disponible}} = (NPSH)_{\text{requis}} + s \dots\dots\dots \text{(VI.2)}$$

Tel que : $S = (0,1 : 0,5) \text{ m}$

VI.2.9 Choix des pompes :

Le choix des pompes se fera à l'aide de catalogue du constructeur de pompe Caprari.

Les données injectées dans le logiciel : $Q = 109,5 \text{ l/s}$, $HMT = 40,9 \text{ m.c.e.}$

Nous allons trouver alors les possibilités suivantes :

Tableau VI.1:Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.

n	Q Appelé (l/s)	HMT Appelée (m)	Vitesse (tr/min)	η (%)	Q Donné (l/s)	HMT (m.c.e)	Pabs (Kw)	(NPSH)r (m)
1	109,5	40,9	2900	70,6	110	41	62,1	5,07
2	54,75	40,9	2900	77,1	54,8	41,2	18,5	3,02
3	36,5	40,9	1450	72,5	36,7	41,1	7,5	1,49
4	27,375	40,9	1450	71,2	27,4	41,8	5,5	1.51

A partir du tableau **VI.1** on déduit que la variante 2^{ème}, pompes est la meilleure du point de vue rendement, assurer le débit appelé et la HMT, puissance absorbée faible, Charge net d'aspiration requise (NPSH)r minimale et nombre minimale des pompes.

Et aussi on utilise 2 pompe immergée (Voir **ANNEXE VI.1**, **ANNEXE VI.2**), de cette caractéristique suivant :

- ✓ $Q = 54,75 \text{ l/s.}$
- ✓ $HMT = 40,9 \text{ m.c.e.}$
- ✓ Rendement = 77,1 %.

On a vérifié la condition de non cavitation : $(NPSH)_{\text{disponible}} = 3,02 + 0,5 = 3,52$ donc la condition de cavitation est vérifiée.

VI.2.9.1 Description de la pompe choisie :

Centrifuge monocanal à axe horizontal

- Palier de base à roulements à bain d'huile
- Corps extérieur : en fonte
- Roue : en fonte
- Arbre : en acier au carbone protégé, au niveau de la garniture, par une bague d'usure interchangeable

- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement

VI.2.9.2 Courbes caractéristiques de la pompe :

Les courbes caractéristiques de la pompe : $[H-Q]$, $[P_{abs}-Q]$, $[\eta_p-Q]$, $[(NPSH)_r-Q]$ Sont retirées à partir de logiciel de CAPRARI et sont Représentées par la figure (VI.2).

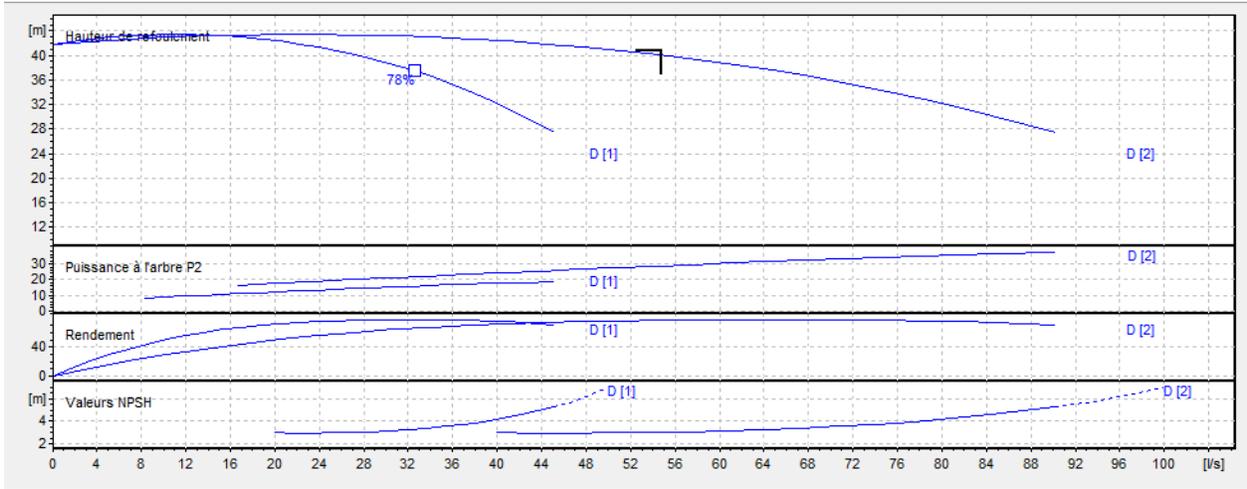


Figure VI.2: Les courbes caractéristiques de la pompe.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons fait le choix des pompes s’est porté sur des pompes centrifuges à axe horizontal type CAPRARI en respectant les critères de choix. Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque.

Introduction :

La pose de canalisation joue un rôle très important dans leur stabilisation, et leur durabilité, et par conséquent dans la durée de vie du réseau et son bon fonctionnement. Dans ce contexte, et dans le but d'obtenir une meilleure coordination des travaux sur terrain, nous allons exposer la pose de canalisation en général, à effectuer dans notre agglomération, une chronologie des travaux à entreprendre, ainsi que les engins de terrassement qui vont être utilisés pour la mise en place des conduites.

Les étapes à utiliser sur les chantiers pour la réalisation d'un réseau d'alimentation en eau potable (A.E.P) sont :

- Implantation des traces des tranchées sur le terrain.
- Excavation des tranchées.
- Pose des conduites.
- Epreuve de joint et de canalisation.
- Remblaiement des tranchées.

VII.1 Choix et type de pose de canalisation pour l'agglomération :

Afin de répondre au critère de bonne mise en œuvre, il existe plusieurs variantes de pose des conduites :

- La Pose en terre.
- La Pose en mauvais terrains.
- La Pose en galerie.
- La Pose en pentes.
- La Pose des conduites traversées des routes et voies ferrées.
- La Pose en immersion (cours d'eau).
- La Pose à proximité d'une conduite d'assainissement.
- La Passage de ponts.
- La Pose sans tranchée ouverte.

Le choix s'effectue en fonction de : la topographie du terrain et sa nature, la disposition des lieux et des différents obstacles qui peuvent être rencontrés. Selon ces facteurs on opte pour les poses suivantes :

VII.1.1 Pose de canalisation en terre :

Ce choix est justifié par la présence du réseau dans un terrain ordinaire en sa totalité. Dans ce type de pose on procède à l'enfouissement des canalisations dans une tranchée de largeur et profondeur suffisante (détaillé ci-après) avec établissement des niches.

NB : tous les tronçons seront posés en terre d'une façon ordinaire sauf quelques-uns, dont on a suggéré les poses citées ci-dessous.

VII.1.2 Pose à proximité d'une conduite d'assainissement :

Ce cas concerne la totalité des tronçons sauf les tronçons 8-9 ; 11-12 ; 12-19.

Chapitre-VII- POSE DE CANALISATION ET ORGANISATION DU CHANTIER

Ces tronçons seront posés dans la même tranchée que les conduites d'assainissement, dans ce cas il faut veiller à ce que les tuyaux d'eau potable soient posés au-dessus des tuyaux d'eau usée sur un rayon de 30 cm ou plus (pour éviter la contamination des eaux potables), figure VII.1 ci-après montré ça :

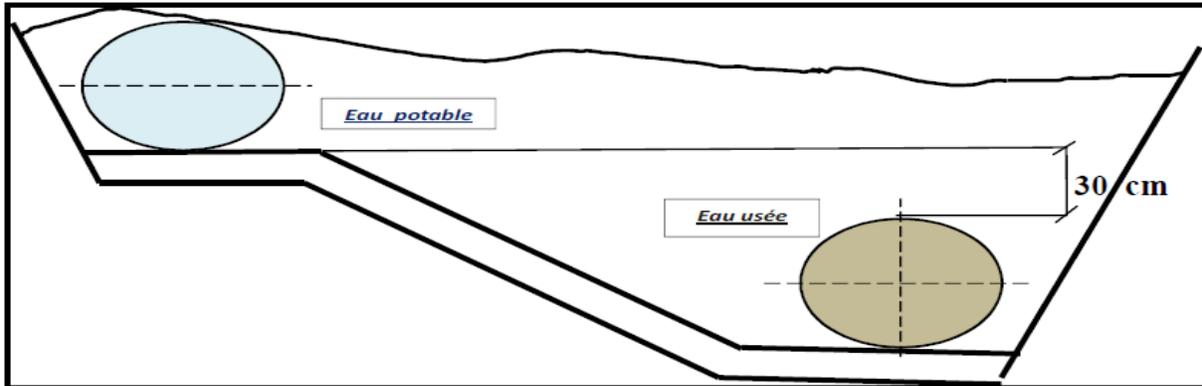


Figure VII.1: Pose de conduite d'AEP à proximité d'une conduite d'assainissement.

VII.1.3 Pose des conduites en traversées des routes :

Cette pose sera appliquée pour les tronçons 1-2 ; 2-3 ; 8-9 ; 16-17,17-18,18-19 pour qu'il n'y ait plus de transmission des vibrations dues aux charges et pour amortir les chocs qui peuvent nuire aux conduites et causer des ruptures, par suite des infiltrations nuisibles, on prévoit les solutions suivantes :

Des gaines : ce sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites, il isole nos conduites contre la vibration et aussi isolation thermique.

Par enrobage dans le béton : dans ce cas les conduites sont couvertes de béton.

NB : dans notre cas nous allons opter pour la traversée au moyen des gaines (voir à ses avantages dans la pratique) (voir Figure VII.2)

Remarque : on peut utiliser ces gaines lorsque la canalisation traversé la voie ferrée.

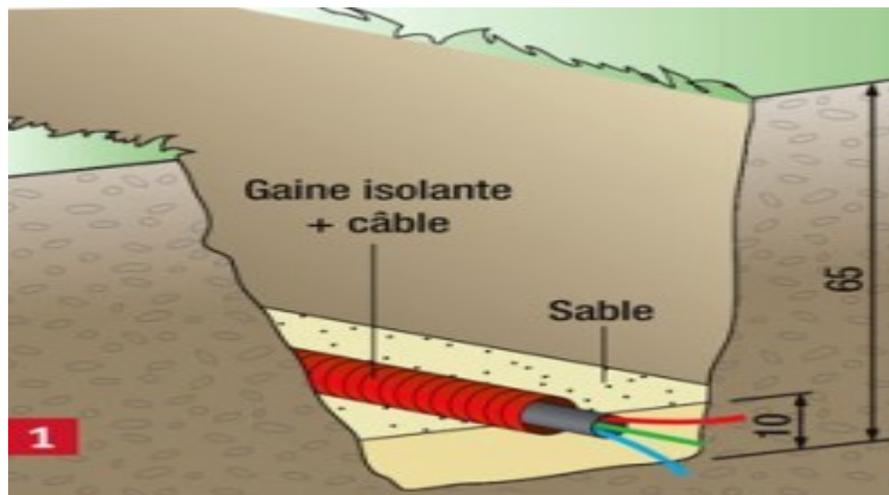


Figure VII.2: Traversée d'une route au moyen d'une gaine.

➤ Les grillage et la distance normalisée :

Les normes d'enfouissement des diverses canalisations définissent également les couleurs permettant l'identification des réseaux enterrés.

- **Bleu** pour l'eau potable distribution et transport.
- **Jaune** pour les gaz combustibles de distribution et de transport y compris les hydrocarbures liquides ou liquéfiés.
- **Marron** pour l'assainissement.
- **Rouge** pour les réseaux électriques BT et HT (basse tension et haute tension).
- **Vert** pour les gaines de télécommunication et vidéo en pleine terre.

Les réseaux doivent être séparés les uns des autres par une distance minimale de 20 cm. Pour les réseaux d'assainissement, la profondeur peut varier selon les terrains et les régions en raison des risques liés au gel.

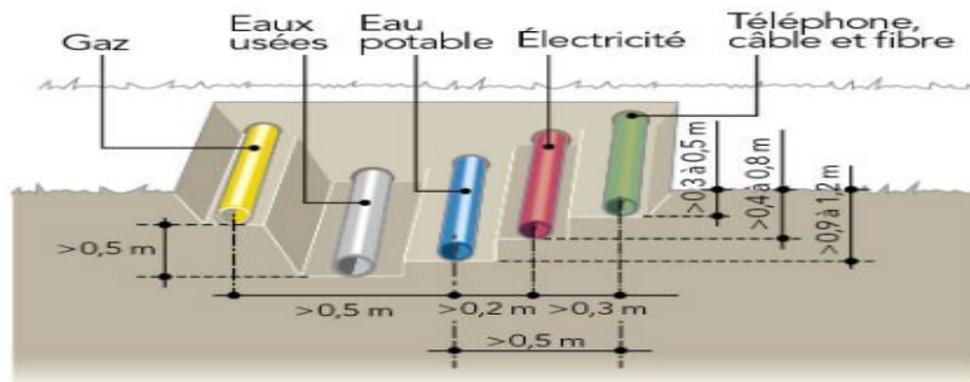


Figure VII.3: l'emplacement des différents réseaux par rapport réseau d'AEP.

VII.1.4 Pose de canalisation dans un mauvais terrain :

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

- **Cas d'un terrain peu consistant :** Pour éviter tout mouvement de la canalisation, celle-ci doit être posée sur une semelle, en béton armé. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol.
- **Cas d'un terrain mouillé :** Il est convenu dans la tranchée un moyen pour le drainage (conduite par exemple) couvert d'un lit de gravier de gros diamètre par la suite un lit en béton sur lequel repose la canalisation.

VII.1.5 Pose de canalisation en galerie (Traversée d'une route) :

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous oblige à placer la conduite dans une en galerie. Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

Chapitre-VII- POSE DE CANALISATION ET ORGANISATION DU CHANTIER

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés des deux côtés de la route.

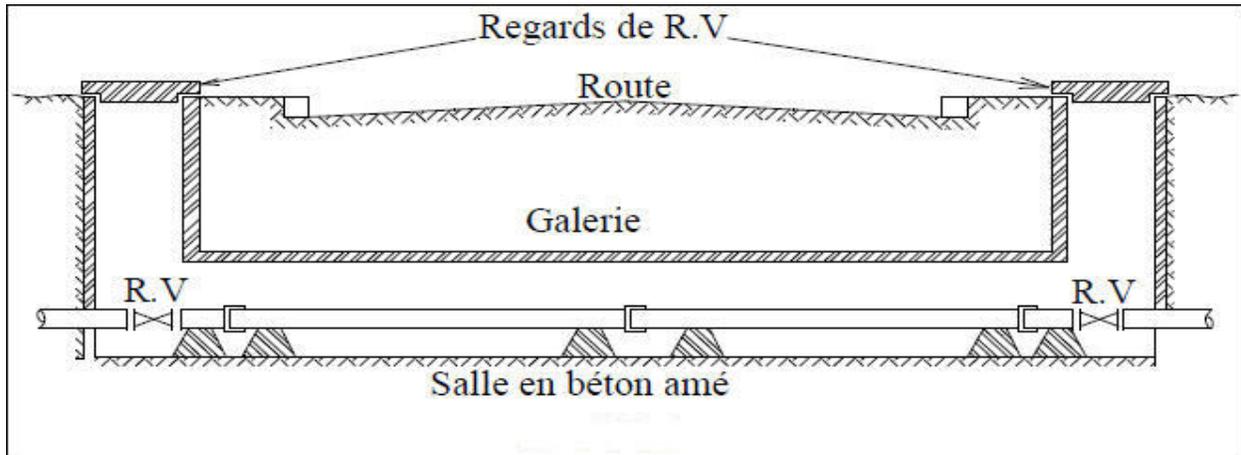


Figure VII.4: Pose de canalisation en galerie.

- **Utilisation des Butées et verrouillage :** Tout système de canalisation véhiculant un fluide sous pression subit d'importantes contraintes : des forces de poussées apparaissent aux changements de direction par exemple.

Pour éviter tout risque de déboîtement, il convient essentiel de rééquilibrer ces efforts, en réalisant des massifs de butée en béton sur les canalisations.

- **L'utilisation de massifs de butées en béton :**

Est la technique la plus communément utilisée pour reprendre les efforts de poussée hydraulique d'une canalisation à emboîtement sous pression, différents types de massifs en béton peuvent être conçus selon la configuration de la canalisation, la résistance de la nature de sol, la présence ou non de nappe phréatique. Le massif reprend les efforts dus à une poussée hydraulique soit par :

- Frottement sur le sol (massif poids).
- Appui sur le terrain en place (massif butée).

En pratique, les massifs en béton sont calculés en tenant compte des forces de frottement et de la résistance d'appui sur le terrain.

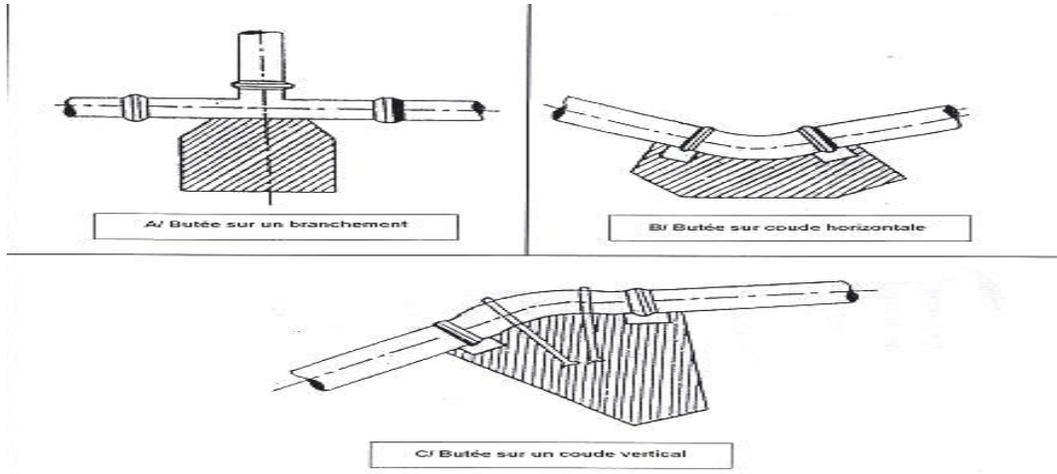


Figure VII.5: Les butées.

NB : pour notre cas on prévoit des butées en béton au niveau des deux coudes et les Tés, au long de la conduite de distribution et l'adduction.

VII.2 Les différents travaux de mises en place des canalisations :

VII.2.1 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :

➤ Matérialisation :

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminée. [20]

➤ Nivellement :

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Il a pour but de définir le relief d'un terrain en fixant l'altitude d'un certain nombre de points toutes les côtes sont données par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul. On détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point. [20]

VII.2.2 Excavation des tranchées : Cette opération se divise en deux étapes :

➤ Enlèvement de la couche végétale :

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, on doit tout d'abord commencer toujours par l'opération de décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs. Pour la réalisation de cette opération, on opte pour un dozer (voir figure 5.10). Le volume de la couche à décapé donnée par la formule suivant :

$$V_{cv} = L \cdot b \cdot e \dots \dots \dots \text{(VII.1)}$$

Avec : - V_{cv} : volume de la terre décapée en (m³).

- L : longueur total des tranchées en (m).

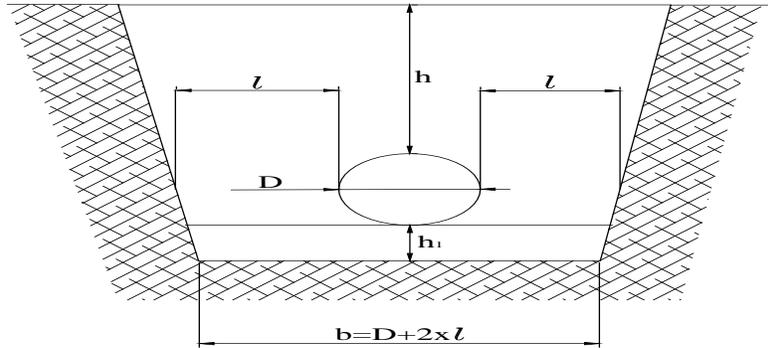


Figure VII.6: Schéma d'une tranchée avec une conduite circulaire

VII.2.2.2 Largeur de la tranchée : La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite. On laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite. La largeur de la tranchée est donnée par la formule suivante :

$$b = D + (2 \times 0,30) = D + 0,6 \dots\dots\dots(\text{VII.4})$$

Avec : b : largeur de la tranchée (m).
D : diamètre de la conduite (m).

VII.2.2.3 Section de la tranchée : Les sections des tranchées sont de forme rectangulaire dont l'aire est :

$$Str = Htr \times b \dots\dots\dots(\text{VII.5})$$

Avec : - Str : la section de tranchée (m²).
- Htr : la profondeur de la tranchée (m).
- b : largeur du fond du tranchée (m).

Le volume de déblai : Le volume de déblai (volume à excaver) est donné par la formule suivant :

$$V_D = S_{tr} \cdot L = (b \cdot H_{tr}) \cdot L \dots\dots\dots(\text{VII.6})$$

Avec : V_D : Volume de déblai (m³).
S_t : La section de tranché (m²).
L : La longueur de la tranché (m).
b : La largeur de la tranché (m).
H_{tr} : La hauteur du tranché (m).

Remarque : Le volume de déblai pour le réservoir est :

$$Vd \text{ res} = S_F \times H_{BS} \dots\dots\dots(\text{VII.7})$$

Avec : S_F : section de fouille tel que $S_F = \frac{\pi \times (D_{ext} + 2)^2}{4} = 201,06 \text{ m}^2$.
H_{BS} = la hauteur de bon sol on suppose que la couche de bon sol se trouve à 4 m de profondeur par rapport la couche de terre naturel.

Donc : le volume de déblai dans le réservoir est Vd res = 804,25 m³

Chapitre-VII- POSE DE CANALISATION ET ORGANISATION DU CHANTIER

Figure VII.1:calcul de volume du déblai.

	Tronçons	L totale (m)	b (m)	Htr (m)	Str (m ²)	Vdéblai (m ³)	V décapé (m ³)
Distribution	75	1898,7	0,675	1,175	0,793	1505,91	128,16
	90	485,2	0,69	1,19	0,821	398,39	33,47
	110	1490,02	0,71	1,21	0,859	1280,07	105,79
	125	1049,43	0,725	1,225	0,888	932,03	76,08
	160	2346,21	0,76	1,26	0,957	2246,73	178,31
	200	3374,32	0,8	1,3	1,04	3509,29	269,94
	250	790,87	0,85	1,35	1,147	907,52	67,22
	315	2271,54	0,915	1,415	1,295	2941,02	207,84
400	235,6	1	1,5	1,5	353,4	23,56	
Adduction	315	1000	0,915	1,415	1,295	1294,73	91,5
Réservoir						804,25	400
TOTALE						16173,35	1581,90

N.B : D'après ce tableau, le volume total du déblai est de 16173,35 m³, et le volume décapé de la terre végétale est 1581,90 m³

VII.2.3 Lit de sable :

Avant la pose de conduite, nous procédons à la pose d'un lit de sable de 0,15 m à 0,2 m d'épaisseur nivelée suivant les côtes du profil en long[20] . Dans notre projet on prend 0.2 m.

Le volume de lit de sable est donné par la formule suivant :

$$V_{\text{sable}} = S_s \times L \dots\dots\dots \text{(VII.8)}$$

Avec : - S_s : la section de lit de sable est égale $S_s = e \times b$ (m²).

- V_s : volume de lit de sable (m³).
- e : épaisseur de lit de sable, $e = 15$ cm.
- L : longueur de la tranchée (m).
- b : largeur de la tranchée (m).

VII.2.4 Remblayage des tranchées :

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation. Il est effectué manuellement ou nous utiliserons un chargeur pour le remblayage (voir figure VII.8).

VII.2.4.1 Le remblai d'enrobage :

Comprend le lit de pose, le remblai de protection. Le remblai directement en contact avec la canalisation, jusqu'à une hauteur uniforme de 10cm au-dessus de sa génératrice supérieure, Dans notre cas on réutilise les déblais d'extraction de la fouille.

Chapitre-VII- POSE DE CANALISATION ET ORGANISATION DU CHANTIER

VII.2.4.2 Le remblai supérieur :

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

Ceux-ci seront toutefois expurgés des éléments de dimension supérieure à 10 cm, des débris végétaux et animaux, des vestiges de maçonnerie et tout élément pouvant porter atteinte à la canalisation.

VII.2.4.3 Le volume de remblai : Le volume de remblai est calculé par la formule suivant :

$$V_R = V_d - \left[\left(\frac{\pi D^2}{4} \times L \right) + V_s \right] \dots \dots \dots \text{(VII.9)}$$

- Avec :**
- V_R : volume de remblai.
 - V_d : volume de déblai (m^3).
 - V_{sable} : volume de lit de sable (m^3).
 - D : diamètre de la conduite (m).
 - L : longueur de la conduite.

Le calcul de volume de remblai est représenté dans le tableau VII.2.

Figure VII.2: calcul du volume du remblai.

	Tronçons	L totale (m)	b (m)	Ssable (m^2)	Vsable (m^3)	Vdeblai (m^3)	V remblai (m^3)
Distribution	75	1898,7	0,675	0,101	192,24	1505,91	1305,28
	90	485,2	0,69	0,103	50,22	398,39	345,08
	110	1490,02	0,71	0,106	158,68	1280,07	1107,23
	125	1049,43	0,725	0,108	114,12	932,03	805,03
	160	2346,21	0,76	0,114	267,46	2246,73	1932,11
	200	3374,32	0,8	0,12	404,92	3509,29	2998,42
	250	790,87	0,85	0,127	100,83	907,52	767,88
	315	2271,54	0,915	0,137	311,77	2941,02	2452,32
400	235,6	1	0,15	35,34	353,4	288,47	
Adduction	315	1000	0,915	0,137	137,25	1294,73	1079,59
TOTALE					1772,86	15369,09	13081,42

N.B : D'après ce tableau, le volume total du remblai est de 13081,42 m^3 . Et le volume total de sable est 1772,86 m^3

VII.2.5 Nivellement et compactage :

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

NB : nous optons pour un compacteur (vibrateur de sol) pour le compactage.

VII.2.6 Définitions des engins de terrassement utilisés :

Le matériel utilisé est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques va réduire considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique.
- Un dozer.
- Un chargeur.
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

VII.2.6.1 Pelle hydraulique :

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs, La pelle peut porter divers équipements qui en font un engin de travail à plusieurs fins : Godet normal pour travail en butée. Godet rétro pour travail en fouille et en tranché. Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage. Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).



Figure VII.7:Pelle hydraulique.

VII.2.6.2 Chargeur :

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.



Figure VII.8: Chargeur.

VII.2.6.3 Dozer :

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus. L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever. Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au-dessus du sol de 75cm à 1m).



Figure VII.9: Bulldozer.

VII.2.6.4 Compacteur (vibrateur de sol) :

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.

Chapitre-VII- POSE DE CANALISATION ET ORGANISATION DU CHANTIER

VII.3 Evaluation du projet :

Cette évaluation consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant, et en fin, on trouve le coût total du projet.

Les tableaux suivants montrent le devis estimatif de l'établissement du système d'alimentation en eau potable de notre zone d'étude.

VII.3.1 Devis estimatif et quantitatives :

Figure VII.4: Devis estimatif et quantitatives de canalisation et de l'ouvrage de stockage

N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE (DA)	MONTANT ESTIMATIF (DA)
1	Terrassement				
	Décapage	m ³	1581,90	300	474570
	Déblai	m ³	16173,35	300	4852005
	Pose de lit de sable	m ³	1772,86	400	709144
	Remblai	m ³	13081,42	300	3924426
2	Diamètres des conduites d'adduction et distribution				
Distribution	75	ML	1898,7	351,59	667563,93
	90	ML	485,2	420,14	203851,93
	110	ML	1490,02	632,39	942273,74
	125	ML	1049,43	772,36	810537,75
	160	ML	2346,21	1336,43	3135545,43
	200	ML	3374,32	1931,48	6517431,59
	250	ML	790,87	3036,15	2401199,95
	315	ML	2271,54	4789,47	10879472,7
	400	ML	235,6	7837,53	1846522,07
Adduction	315	ML	1000	4789,47	4789470
3	Réalisation de vanne de sectionnement et pièces spéciales de raccordement (tés, coudes, bridesetc.)				
Nœuds 01	/	U	1	490 000	490 000
Nœuds 02	/	U	1	600 000	600 000
Nœuds 03	/	U	1	250 000	250 000
Nœuds 04	/	U	1	490 000	490 000
Nœuds 05	/	U	1	490 000	490 000
Nœuds 06	/	U	1	490 000	490 000
Nœuds 07	/	U	1	490 000	490 000
Nœuds 08	/	U	1	600 000	600 000
Nœuds 09	/	U	1	490 000	490 000
Nœuds 10	/	U	1	170 000	170 000

Chapitre-VII- POSE DE CANALISATION ET ORGANISATION DU CHANTIER

Nœuds 11	/	U	1	490 000	490 000
Nœuds 12	/	U	1	490 000	490 000
Nœuds 13	/	U	1	600 000	600 000
Nœuds 14	/	U	1	600 000	600 000
Nœuds 15	/	U	1	490 000	490 000
Nœuds 16	/	U	1	170 000	170 000
Nœuds 17	/	U	1	490 000	490 000
Nœuds 18	/	U	1	490 000	490 000
Nœuds 19	/	U	1	250 000	250 000
4	Traversée de la voie ferré pour pose de canalisation en PEHD Ø400 par fonçage horizontal avec gaine en acier enrobé Ø800.				
Tronçons R-1	/	ML	3	10000	30000
5	Traversée de la route pour pose des canalisations en PEHD par fonçage horizontal avec gaine en acier enrobé Ø800.				
Tronçons 1-2	Ø 315	ML	5	10000	50000
Tronçons 2-3	Ø160	ML	5	10000	50000
Tronçons 8-9	Ø110	ML	5	10000	50000
Tronçons 16-17	Ø200	ML	5	10000	50000
Tronçons 17-18	Ø125	ML	5	10000	50000
Tronçons 18-19	Ø75	ML	5	10000	50000
6	Fourniture et pose de bouche d'incendie de diamètre DN80mm				
La bouche d'incendie	/	U	5	50000	250000
7	Les pompes pour le refoulé l'eau de réservoir de stockage(2*5000 m ³) vert château d'eau 1000 m ³				
Deux pompes émergées	Type MEC-AZ 2/80D	U	2	1000000	2000000
8	Château d'eau de volume 1000 m ³				
	Réservoir Surélevé	FFT	1	36961162	36961162
Totale HT					90 325 176,1
TVA 19 %					17 161 783,5
TOTALE TTC					107 486 960

Chapitre-VII- POSE DE CANALISATION ET ORGANISATION DU CHANTIER

Remarque : le devis estimatif est quantitatif de notre réservoir 1000 m³ est mettre dans ANNEXE VII.1.

VII.4 la protection et sécurité au travail :

VII.4.1 L'accident du travail : Selon le Code de la Sécurité Sociale [21] :

"Est considéré comme accident du travail quelle qu'en soit la cause, l'accident survenu Par le fait ou à l'occasion du travail à toute personne salariée ou travaillant à quelque titre que ce soit pour un ou plusieurs employeurs ou chefs d'entreprise." On distingue :

- a. Accident du travail avec arrêt.
- b. Accident du travail avec incapacité permanente.

VII.4.2 Maladie professionnelle :

Une maladie est une maladie professionnelle, si elle est la conséquence directe de l'exposition d'un travailleur à un risque physique chimique biologique ou résulte des conditions dans lesquelles il exerce son activité professionnelle. [21]

VII.4.3 Les indicateurs statistiques des AT et MP :

- ✓ Taux de fréquence des accidents avec arrête : $TF = \frac{\text{Nb d'AT avec arrêts} * 1.000.000}{\text{Nb d'heures travaillées}}$
- ✓ Taux de Gravité : $TG = \frac{\text{Nb de journées indemnisées} * 1000}{\text{Nb d'heures travaillées}}$
- ✓ Indice de fréquence des accidents avec IP : $IFG = \frac{\text{Nb d'accidents graves} * 1000}{\text{Nb de salariés}}$
- ✓ Indice de gravité des accidents avec IP : $IGG = \frac{\text{Somme des taux d'I.P} * 1000}{\text{Nb de salariés}}$

VII.4.4 Les causes des AT et MP :

L'accident du travail n'est jamais le fait d'un hasard ou de la fatalité. Les enquêtes effectuées après les accidents font toujours apparaitre une multitude de causes s'ajoutant les unes aux autres pour provoquer et aggraver l'accident. Ces causes sont la somme de différents éléments ou facteur classés en deux catégories distinctes [21] :

- ✓ Facteur matériel.
- ✓ Facteur humain.
- **Le facteur matériel** concerne les conditions dangereuses susceptibles d'évoluer au cours de travail. Les causes d'accidents d'origine matérielle proviennent soit [21] :
 - ✓ De la profession en général et du poste de travail en particulier
 - ✓ De la nature et de la forme des matériaux mis en œuvre.
 - ✓ Des outils et machines utilisés : implantation, entretien
 - ✓ De l'exécution du travail : difficultés particulières
 - ✓ Du lieu du travail : éclairage, conditions climatiques, etc.
 - ✓ Des conditions d'hygiène et de sécurité : Ventilation. Protection etc.

Chapitre-VII- POSE DE CANALISATION ET ORGANISATION DU CHANTIER

- **Le facteur Humain** Par Opposition aux conditions dangereuses techniquement et pratiquement décelables. Les actions dangereuses dans le travail sont imputables au facteur humain et nécessitent Parfois l'intervention des psychologues avertis.

Certaines actions dangereuses sont des réactions psychiques difficilement prévisibles. Car chaque être humain est un cas particulier qui réagit différemment les circonstances selon son humeur personnelle.

VII.4.5 Le système algérien de prévention des risques professionnels :

- **Acteurs de la prévention au niveau national :**

En Algérie, la prévention des risques professionnels est placée sous la responsabilité du Ministre chargé du Travail de l'emploi et de la Sécurité sociale et du Ministre de la santé. [21]



Figure VII.10: Organisation du système national de prévention des risques professionnels.

VII.4.6 Ergonomie et poste de travail :

1. Ergonomie :

L'ergonomie est « l'étude scientifique de la relation entre l'homme et ses moyens. Méthodes et milieux de travail » et l'application de ces connaissances à la conception de systèmes « qui puissent être utilisés avec le maximum de confort. De sécurité et d'efficacité par le plus grand nombre. » [21]

2. Poste de travail :

En organisation du travail un poste de travail est le lieu dans lequel une personne dispose des ressources matérielles lui permettant d'effectuer son travail. Dans un contexte informatique. Ce terme correspond à l'ensemble des moyens techniques mis à la disposition d'un utilisateur (écran : clavier. Imprimante...). Et par extension l'interface du système d'exploitation. [21]

Poste de travail d'une installation industrielle :

Le poste de travail d'une installation industrielle met l'opérateur humain face aux commandes des machines qui réalisent le processus de fabrication. On parle alors habituellement de la situation de « l'homme face à la machine ». Il y a lieu de compléter cette notion par celle de « l'homme face au processus » qui est simultanée à la précédente. Sur le poste de travail d'une installation industrielle, l'opérateur humain est donc confronté à la double difficulté de coordonner, généralement assisté par des automatismes, les mouvements des organes électromécaniques sur un produit en cours de transformation. [21]

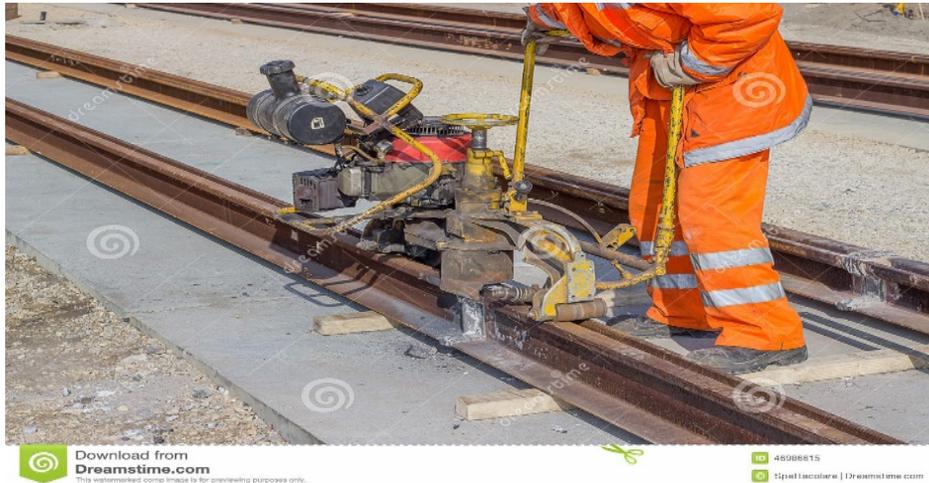


Figure VII.11 : travailleur face à la machine.

Poste de travail dans une entreprise : Un poste de travail correspond à une fonction occupée par un salarié dans une entreprise ainsi qu'à l'espace dans lequel il travaille.



Figure VII.12: poste de travail dans une entreprise.

3. Les ambiances de poste de travail :

- ✓ Dimensions des bureaux.

- ✓ Aération -Assainissement.
- ✓ Ambiance thermique.
- ✓ Eclairage.
- ✓ Bruit.
- ✓ Sanitaires.
- ✓ Locaux de restauration.
- ✓ Sécurité incendie.
- ✓ Ambiance ; particulières.
- ✓ Conflits d'intérêts...



Figure VII.13: Exemple d'un élément de protection en cas d'incendie.

VII.4.7 Prévention sur les chantiers de terrassement :

1. Evaluation des risques :

- ✓ Dans les fouilles de tranchées, même de faible profondeur, les risques d'éboulement peuvent provoquer l'effondrement de l'engin au bas du talus.
- ✓ En terrain très accidenté, les engins risquent de se renverser.
- ✓ Le danger de collision avec d'autres engins de chantier dans la même zone de travail est possible.
- ✓ Des obstacles cachés en creusant une tranchée, peuvent conduire à des catastrophes s'il s'agit de câbles électriques, de canalisations d'eau et surtout de gaz.
- ✓ Le contact direct avec une ligne électrique aérienne peut être dangereux.
- ✓ L'exposition quotidienne du conducteur aux vibrations transmises à l'ensemble du corps, le bruit permanent du moteur et des manœuvres de l'engin sont préjudiciables à sa santé, hors protection individuelle
- ✓ Nombreuses contraintes posturales dues au travail sur sol accidenté
- ✓ Le déplacement des engins sur chantier peut générer des risques de heurts avec les Travailleurs à pied ou le public.
- ✓ Des blessures peuvent être occasionnées au cours du changement sur le porte engins de l'équipement de travail, par les godets ou les lames ou par les câbles ou les sangles d'arrimage, par la manutention lourde de patins de calage, de pièces détachées...
- ✓ Traumatismes suite à une chute lors de la descente de l'engin.

Chapitre-VII- POSE DE CANALISATION ET ORGANISATION DU CHANTIER

- ✓ Projection de corps étrangers dans les yeux du fait d'un environnement particulièrement poussiéreux.
- ✓ Travail aux intempéries (chaleur, froid, vent, givre, pluie)

2. Protection collective :

a. Ergonomie de l'engin :

- ✓ Sécurisation de l'accès et de la cabine : marchepied antidérapant et échelle d'accès complétée par des poignées ou des mains courantes.
- ✓ Cabine insonorisée et climatisée.
- ✓ Poste de conduite ergonomique avec siège adapté.
- ✓ Entretien régulier de l'engin : les engins de terrassement doivent faire l'objet de vérifications annuelles consignées sur le registre de sécurité.

b. Sécurité du chantier :

- ✓ Entretien des pistes de circulation
- ✓ Signalisation temporaire et balisage du chantier
- ✓ Plan de circulation du chantier (engins, véhicules légers, piétons) : définition des zones d'évolution nécessaires à l'utilisation en sécurité de l'engin, règles de priorités vitesses autorisées, limitation des charges.
- ✓ Consignes de sécurité propres au chantier précisées aux conducteurs : cas particuliers des travaux réalisés à proximité d'une ligne électrique ou à proximité de réseaux enterrés : délimitation matérielle de la zone de sécurité par une signalisation appropriée ou l'installation de gabarits de protection.
- ✓ Adéquation de l'engin à son usage (exemple : pas d'emploi abusif d'une tractopelle comme grue).

c. Réglementations routières :

- ✓ Les engins doivent être acheminés sur le chantier à l'aide de porte-engins. Sur la remorque l'engin doit être immobilisé par des cales et arrimés par des câbles, et les équipements (godets ou lames) doivent être abaissés. Tout déplacement exige une reconnaissance préalable de l'itinéraire à suivre afin de s'assurer qu'aucun obstacle n'entravera le passage du porte engin et de son chargement.
- ✓ Court déplacement sur route : Les chargeuses-pelleteuses peuvent circuler sur la route à condition de respecter les règles générales de circulation définies par le code de la route, de circuler à vitesse lente (moins de 25 km/h) et d'allumer les gyrophares. Il convient alors de vérifier que les verrous d'immobilisation des équipements sont bien en place.

d. La formation du conducteur :

Le Code du travail fait obligation de délivrer une autorisation de conduite au personnel pour tous les engins de chantier mobiles à conducteur porté : en effet, le chef d'établissement

Chapitre-VII- POSE DE CANALISATION ET ORGANISATION DU CHANTIER

doit se conformer aux obligations en matière de contrôle de connaissances et savoir-faire du conducteur pour la conduite en sécurité. [21]

3. Protection individuelle :

- ✓ La conduite d'engins de chantier soumet les conducteurs à des vibrations qui, à la longue, peuvent provoquer des problèmes de dos. La récente réglementation impose de limiter l'exposition des travailleurs à ce type de vibrations. Des mesures de prévention peuvent permettre d'éviter des lombalgies qui sont reconnues comme maladies professionnelles. Afin de limiter leur apparition, de nombreuses mesures de prévention peuvent être mise en place : réduction des amplitudes vibratoires, choix du matériel et amélioration des conditions d'utilisation, port d'une ceinture de maintien lombaire.
- ✓ Le gilet de signalisation à haute visibilité de classe II fait partie des équipements de protection individuelle et doit être porté en permanence si le personnel travaille à proximité de la circulation routière.
- ✓ Gants de manutention pour les opérations de changement d'équipement.
- ✓ Casque de chantier de protection de la tête.
- ✓ Protection auditive.
- ✓ Chaussures ou bottes de sécurité.
- ✓ Lunettes de sécurité.



Conclusion :

Dans ce chapitre on a défini les étapes nécessaires de pose des canalisations d'AEP et défini tous les travaux qui vont avoir lieu sur chantier et le choix des engins nécessaires et estimé aussi le cout total de projet est de **107 486 960** DA (cent-sept millions quatre cent quatre-vingt- six mille neuf cent soixante dinar algérien). Nous avons vu les déférentes équipements de protection de travail.

CONCLUSION GENERALE :

Au cours de ce travail, nous avons établi les différentes étapes nécessaires pour la réalisation d'un projet d'AEP, ceci dans le but de satisfaire les besoins en eau du pôle urbain d'El Moustakbel (pos4 et 5) de la daïra de Touggourt. Pour cela, nous avons essayé d'englober tous les points qui touchent les objectifs apportés à la réalisation du projet d'AEP de la zone d'étude.

L'évaluation des différents besoins en eau à de la zone d'étude à l'horizon 2049 a donné un total de 9460,81 m³/j (109,5 l/s), alors que le débit journalier fourni par le forage est de 12 268,8 m³/j (142 l/s). On constate que ces besoins journaliers seront satisfaits par le débit fourni à partir de forage de la région de Touggourt.

Dans la zone d'étude, vu un relief plat donc nous étions dans l'obligation de faire une adduction par refoulement vers le château d'eau de 1000m³ malgré il y a un forage Albien de pression 16 bar, mais l'eau de forage est transférée vers la station de déminéralisation pour le traitement, afin stockée dans un réservoir de stockage de 5000 m³ qui est transférée vers le château.

Pour le dimensionnement de la conduite d'adduction par refoulement, nous avons choisi les diamètres les plus économiques qui sont de 315 mm avec des vitesses adéquates (1.8 m/s).

Le réseau de distribution choisi est de type maillée, il est dimensionné d'une façon assurant des pressions et des vitesses acceptables, nous avons opté pour le PEHD PN 10 pour les avantages qu'il présente.

Dans le but de choisir les pompes adéquates, nous avons utilisé le catalogue numérique des pompes CAPRARI. on a choisi une pompe centrifuge à axe horizontal (2 pompe immergée).

Le calcul hydraulique effectué sur la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier, a justifié la nécessité d'une protection contre ce phénomène au niveau de la conduite d'adduction, l'installation d'un réservoir d'air a été le moyen adopté contre ce phénomène qui peut surgir sous forme de surpression.

Nous avons réservé une partie de notre étude pour expliquer les différentes étapes de la pose des canalisations et le devis estimatives et quantitatives de notre projet. Ce projet nous a permis de rencontrer plusieurs problèmes hydrauliques et de trouver leurs solutions tout en utilisant les connaissances acquises durant notre cycle de formation et nous espérons que ce modeste travail sera un guide bibliographique pour les promotions futures.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] : données de région d'étude : APC et subdivision de Touggourt, wilaya de Ouargla.
- [2] : « Réseau de distribution ». Définitions marketing. Consulté le 4 septembre 2019. <https://www.definitions-marketing.com/definition/reseau-de-distribution/>.
- [3] : B.Salah (2014), Alimentation en eau potable ,polycopié, ENSH, Blida.
- [4] : « Les types de réseaux ». Consulté le 4 septembre 2019. <http://www.wikip.fr/distribution/les-types-de-reseaux>.
- [5] : polycopie de logiciel EPANET
- [6] : Futura. « Adduction d'eau ». Futura. Consulté le 4 septembre 2019. <https://www.futura-sciences.com/maison/definitions/maison-adduction-eau-10491/>.
- [7] : « polycopie d'Alimentation en Eau Potable des Agglomérations », E.N.S.H.BLIDA.2014.112p. [2]« Alimentation en eau potable : Équipement complet pour réservoir surélevé au plus haut niveau ». Consulté le 4 septembre 2019. <http://www.huber.fr/fr/global/huber-report/ablage-berichte/edelstahlausruistungsteile/trinkwasserspeicher/alimentation-en-eau-potable-equipement-complet-pour-reservoir-sureleve-au-plus-haut-niveau.html>.
- [8] :« Chapitre1 : Présentation de réservoir | Energies Renouvelables et Environnement ». Consulté le 4 septembre 2019 <http://hmf.enseeiht.fr/travaux/bei/beiere/content/2012-g03/chapitre1-presentation-de-reservoir-0>.
- [9] : System, WOLF. « Réservoirs d'eau potable - Réservoirs - Réservoirs en BA - Wolf System France ». Consulté le 4 septembre 2019. <http://www.wolfssystem.fr/Reservoirs-en-BA/Reservoirs/Reservoirs-d-eau-potable>.
- [10] Futura. « Adduction d'eau ». Futura. Consulté le 4 septembre 2019. <https://www.futura-sciences.com/maison/definitions/maison-adduction-eau-10491/>.
- [11] : B.Salah (2014), Alimentation en eau potable ,polycopié, ENSH, blida.
- [12] :« VAG CEREX® 300-W Vanne papillon pour bridage entre conduites hydrauliques ». Consulté le 4 septembre 2019. <http://webcache.googleusercontent.com/search?q=cache:http://www.vag-armaturen.com/fr/produits/detail-product/product/vag-cerexR-300-w-vanne-papillon-2.html>.
- [13] :« Clapet anti-retour ZETKA pour sectionnement rapide contre le reflux ». Consulté le 4 septembre 2019. <http://www.vag-armaturen.com/fr/produits/detail-product/product/clapet-anti-retour-a-double-battant-vag-zetka.html>.
- [14] :« Ventouses AEP - LOKISTAGNEPAS (eau potable AEP) », 6 août 2007. <http://lokistagnepas.canalblog.com/archives/2007/08/06/5815305.html>.
- [15] :« Les Poteaux d'Incendie (PI) - LOKISTAGNEPAS (eau potable AEP) », 16 septembre 2007. <http://lokistagnepas.canalblog.com/archives/2007/09/16/6216069.html>.
- [16] :« Régulateur de pression à ressort Type DRVD | Saint-Gobain PAM France ». Consulté le 19 août 2019. <http://www.pamline.fr/catalog/details/RPRRL21REG275>.
- [17] :« Manomètre à aiguille pour mesurer la pression - Jeulin ». Consulté le 19 août 2019. <https://www.jeulin.fr/produits/instrumentation-mesure/mesure-physique/pression/manometres-et-barometres-a-aiguille.html>.
- [18] :« Définition | Antibélier - Anti-bélier | Futura Maison ». Consulté le 20 août 2019. <https://www.futura-sciences.com/maison/definitions/maison-antibelier-10509/>.

[19] : « Vannes by-pass | TLV - Spécialiste de la Vapeur (France) ». Consulté le 5 août 2019.
<https://www.tlv.com/global/FR/steam-theory/bypass-valves.html>.

[20] : « Glossaire : définition du terme Organisation de chantier ». Consulté le 5 août 2019.
<http://www.infociments.fr/glossaire/o/organisation-chantier>.

[21] : D. Kahlerras (2018), cours de Protection et sécurité de travail, ENSH, Blida.

ANNEXE II.1 :

La variation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant.

Heures	Nombre d'habitants				
	< à 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> à 1000000	Agglomération rurale
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
1-2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1	1.5	2.5	3.3	1
3-4	1	1.5	2.6	3.2	1
4-5	2	2.5	3.5	3.25	3
5-6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.20	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1,5	3.3	3.7	1
Total	100	100	100	100	100

ANNEXE III.1 :

Débit en fonction des diamètres et gradient de perte de charge et la vitesse.

تیبکس

3

Conception du réseau en PEhd

Tableau de pertes de charge K=0,015 mm pour les tubes PE100, PN10 selon la formule Colebrook-white

D=75 mm S=4,5 mm Di=66 mm			D=90 mm S=5,4 mm Di=79,2 mm			D=110 mm S=6,6 mm Di=96,8 mm			D=125 mm S=7,4 mm Di=110,2 mm		
Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/100 0m)	Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/100 0m)	Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/100 0m)	Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/100 0m)
0.20	0.68	0.92	0.20	0.98	0.73	0.20	1.47	0.58	0.20	1.91	0.47
0.30	1.03	1.75	0.30	1.48	1.50	0.30	2.21	1.13	0.30	2.86	0.93
0.40	1.37	3.19	0.40	1.97	2.51	0.40	2.94	1.97	0.40	3.81	1.61
0.50	1.71	4.51	0.50	2.46	3.47	0.50	3.68	2.87	0.50	4.77	2.45
0.60	2.05	6.03	0.60	2.95	4.87	0.60	4.41	3.92	0.60	5.72	3.24
0.70	2.39	8.37	0.70	3.45	6.49	0.70	5.15	5.30	0.70	6.67	4.35
0.80	2.74	10.35	0.80	3.94	8.32	0.80	5.88	6.66	0.80	7.63	5.62
0.90	3.08	13.28	0.90	4.43	10.35	0.90	6.62	8.39	0.90	8.58	7.04
1.00	3.42	15.71	1.00	4.92	12.80	1.00	7.36	10.05	1.00	9.53	8.44
1.10	3.76	18.32	1.10	5.42	15.02	1.10	8.09	11.85	1.10	10.49	10.13
1.20	4.10	22.08	1.20	5.91	17.65	1.20	8.83	14.08	1.20	11.44	11.77
1.30	4.45	25.12	1.30	6.40	20.48	1.30	9.56	16.17	1.30	12.39	13.53
1.40	4.79	29.46	1.40	6.89	23.51	1.40	10.30	18.73	1.40	13.35	15.62
1.50	5.13	32.92	1.50	7.39	26.07	1.50	11.03	21.11	1.50	14.30	17.62
1.60	5.47	36.56	1.60	7.88	29.45	1.60	11.77	23.62	1.60	15.25	19.97
1.70	5.81	41.69	1.70	8.37	33.02	1.70	12.50	26.62	1.70	16.21	22.20
1.80	6.16	45.75	1.80	8.86	36.78	1.80	13.24	29.46	1.80	17.16	24.82
1.90	6.50	51.44	1.90	9.36	40.73	1.90	13.98	32.82	1.90	18.11	27.29
2.00	6.84	55.91	2.00	9.85	44.87	2.00	14.71	35.91	2.00	19.07	30.17
2.10	7.18	60.56	2.10	10.34	49.20	2.10	15.45	39.12	2.10	20.02	32.87
2.20	7.52	67.03	2.20	10.83	53.00	2.20	16.18	42.95	2.20	20.97	36.00
2.30	7.86	72.09	2.30	11.33	57.20	2.30	16.92	46.44	2.30	21.93	38.94
2.40	8.21	79.10	2.40	11.82	58.43	2.40	17.65	50.59	2.40	22.88	42.33
2.50	8.55	84.56	2.50	12.31	63.32	2.50	18.39	54.36	2.50	23.83	45.85
2.60	8.89	90.20	2.60	12.80	67.37	2.60	19.12	58.25	2.60	24.79	49.14
2.70	9.23	97.98	2.70	13.29	72.60	2.70	19.86	62.86	2.70	25.74	52.92
2.80	9.57	104.03	2.80	13.79	78.02	2.80	20.60	67.04	2.80	26.69	56.44
2.90	9.92	112.36	2.90	14.28	83.63	2.90	21.33	71.96	2.90	27.65	60.06
3.00	10.26	118.78	3.00	14.77	89.42	3.00	22.07	76.41	3.00	28.60	64.21

ANNEXE III.2

Débit en fonction des diamètres et gradient de perte de charge et la vitesse.

تیپکس

3

Conception du réseau en PEhd

Tableau de pertes de charge K=0,015 mm pour les tubes PE100, PN10 selon la formule Colebrook-white

D=160 mm S=9,5 mm Di=141 mm			D=200 mm S=11,9 mm Di=176,2 mm			D=250 mm S=14,8 mm Di=220,4 mm			D=315 mm S=18,7 mm Di=277,6 mm		
Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/1000m)	Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/1000m)	Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/1000m)	Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/1000m)
0.20	3.12	0.34	0.20	4.87	0.27	0.20	7.63	0.20	0.20	12.10	0.15
0.30	4.68	0.72	0.30	7.31	0.54	0.30	11.44	0.42	0.30	18.15	0.31
0.40	6.24	1.18	0.40	9.75	0.92	0.40	15.25	0.70	0.40	24.20	0.53
0.50	7.80	1.79	0.50	12.19	1.37	0.50	19.07	1.04	0.50	30.25	0.78
0.60	9.36	2.51	0.60	14.62	1.89	0.60	22.88	1.45	0.60	36.30	1.10
0.70	10.92	3.28	0.70	17.06	2.52	0.70	26.69	1.92	0.70	42.35	1.45
0.80	12.49	4.20	0.80	19.50	3.20	0.80	30.51	2.46	0.80	48.39	1.85
0.90	14.05	5.16	0.90	21.93	3.99	0.90	34.32	3.04	0.90	54.44	2.30
1.00	15.61	6.29	1.00	24.37	4.82	1.00	38.13	3.69	1.00	60.49	2.79
1.10	17.17	7.52	1.10	26.81	5.73	1.10	41.95	4.39	1.10	66.54	3.32
1.20	18.73	8.77	1.20	29.25	6.71	1.20	45.76	5.15	1.20	72.59	3.90
1.30	20.29	10.19	1.30	31.68	7.80	1.30	49.57	5.98	1.30	78.64	4.52
1.40	21.85	11.62	1.40	34.12	8.97	1.40	53.39	6.85	1.40	84.69	5.18
1.50	23.41	13.24	1.50	36.56	10.16	1.50	57.20	7.78	1.50	90.74	5.89
1.60	24.97	14.96	1.60	38.99	11.42	1.60	61.01	8.76	1.60	96.79	6.63
1.70	26.53	16.66	1.70	41.43	12.82	1.70	64.82	9.80	1.70	102.84	7.42
1.80	28.09	18.57	1.80	43.87	14.22	1.80	68.64	10.92	1.80	108.89	8.26
1.90	29.65	20.45	1.90	46.31	15.75	1.90	72.45	12.06	1.90	114.94	9.12
2.00	31.21	22.55	2.00	48.74	17.31	2.00	76.26	13.26	2.00	120.99	10.04
2.10	32.77	24.74	2.10	51.18	18.93	2.10	80.08	14.52	2.10	127.04	10.99
2.20	34.33	26.89	2.20	53.62	20.68	2.20	83.89	15.82	2.20	133.09	12.00
2.30	35.90	29.27	2.30	56.05	22.44	2.30	87.70	17.22	2.30	139.14	13.03
2.40	37.46	31.59	2.40	58.49	24.34	2.40	91.52	18.64	2.40	145.18	14.11
2.50	39.02	34.16	2.50	60.93	26.23	2.50	95.33	20.11	2.50	151.23	15.23
2.60	40.58	26.82	2.60	63.37	28.20	2.60	99.14	21.63	2.60	157.28	16.40
2.70	42.14	39.40	2.70	65.80	30.31	2.70	102.96	23.21	2.70	163.33	17.59
2.80	43.70	42.25	2.80	68.24	32.41	2.80	106.77	24.88	2.80	169.38	18.84
2.90	45.26	45.01	2.90	70.68	34.67	2.90	110.58	26.56	2.90	175.43	20.11
3.00	46.82	48.04	3.00	73.11	36.91	3.00	114.40	28.30	3.00	181.48	21.45

ANNEXE V.1: Prix et épaisseurs des conduites.

**UNITE
TUBE**

GAMME DE PRIX

TUBES PEHD EAU (PE80 & PE100)

(Prix Valable à compter du : 01 AVRIL 2010)

Selon la Norme ISO 4427

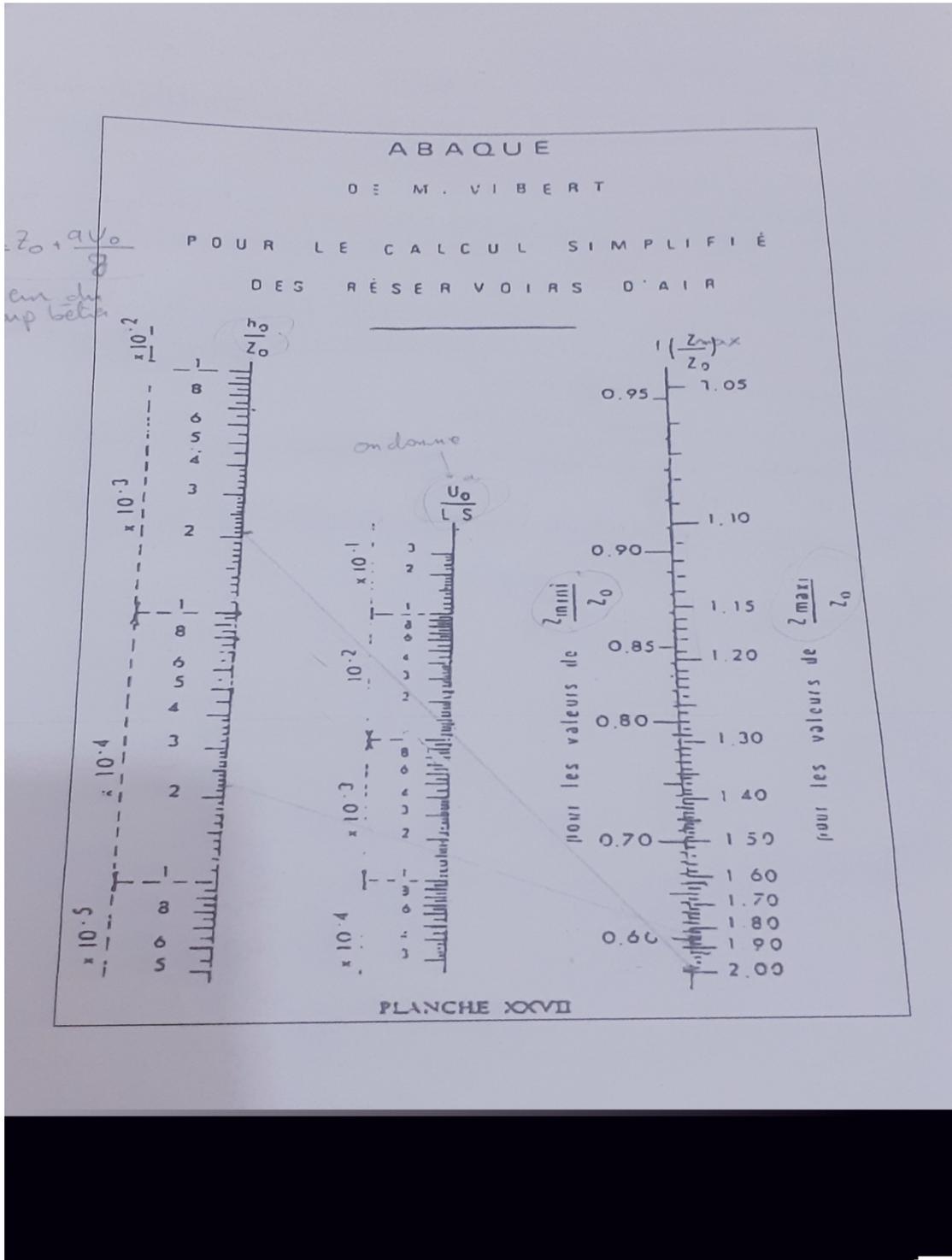
TUBES PEHD : PN 06					
CODE	Diam Ext	EP(mm)	Prix HT (DA/ML)	Prix TTC (DA/ML)	
-	Ø20	-			PE80
P3513001	Ø25	-	38,22	42,48	PE80
P3513006	Ø32	-	48,28	68,87	PE80
P3513009	Ø40	2	94,6	78,88	PE80
P3513012	Ø50	2,4	98,25	114,95	PE80
P3513015	Ø63	3	100,25	137,49	PE80
P3513018	Ø75	3,6	225,21	263,49	PE80
P3513022	Ø90	4,3	296,03	346,36	PE100
P3513025	Ø110	4,9	357,86	418,7	PE100
P3513040	Ø125	-	473,08	553,5	PE100
P3513030	Ø160	5,8	770,35	901,89	PE100
P3513044	Ø200	7,2	1163,39	1361,17	PE100
P3513059	Ø250	9,1	1950	2231,5	PE100
P3513042	Ø315	11,4	3080	3603,6	PE100
P3513039	Ø400	14,5	5134,24	6007,06	PE100
P3513051	Ø500	19,1	6938,13	8117,61	PE100
P3513052	Ø630	24,1	12682,5	14038,83	PE100

TUBES PEHD : PN 10					
CODE	Diam Ext	EP(mm)	Prix HT (DA/ML)	Prix TTC (DA/ML)	
P3513000	Ø20		28,07	34,01	PE80
P3513004	Ø25	2,5	38,28	44,79	PE80
P3513007	Ø32	2,5	55,48	64,91	PE80
P3513010	Ø40	3	94,1	98,48	PE80
P3513013	Ø50	3,7	138,26	158,28	PE80
P3513016	Ø63	4,7	209,68	245,34	PE80
P3513019	Ø75	5,6	300,5	351,59	PE80
P3513023	Ø90	5,4	359,09	420,14	PE100
P3513026	Ø110	6,6	540,5	632,39	PE100
P3513028	Ø125	7,4	680,13	772,36	PE100
P3513031	Ø160	9,5	1142,25	1336,43	PE100
P3513033	Ø200	11,9	1650,84	1931,48	PE100
P3513035	Ø250	14,8	2590	3036,15	PE100
P3513041	Ø315	18,7	4093,57	4789,47	PE100
P3513038	Ø400	23,7	6098,74	7837,53	PE100
P3513049	Ø500	29,7	10152,51	11878,44	PE100
P3513048	Ø630	37,7	15733,76	18411,38	PE100

TUBES PEHD : PN 16					
CODE	Diam Ext	EP(m m)	Prix HT (DA/ML)	Prix TTC (DA/ML)	
P3513002	Ø20	2,3	32,12	37,65	PE80
P3513003	Ø25	2,8	50,65	58,49	PE80
P3513005	Ø32	3,6	78,51	91,88	PE80
P3513008	Ø40	4,5	120,95	141,51	PE80
P3513011	Ø50	5,6	188,28	220,29	PE80
P3513014	Ø63	7,1	297,95	348,5	PE80
P3513017	Ø75	8,4	407,8	477,13	PE80
P3513020	Ø90	8,2	610,71	597,53	PE100
P3513021	Ø110	10	767,19	888,91	PE100
P3513024	Ø125	11,4	967	1132,44	PE100
P3513027	Ø160	14,6	1550	1828,3	PE100
P3513029	Ø200	18,2	2472	2892,94	PE100
P3513032	Ø250	22,7	3915	4463,55	PE100
P3513034	Ø315	28,6	5850	6844,5	PE100
P3513036	Ø400	36,3	9320	10904,4	PE100
P3513037	Ø500	45,4	14911	17445,87	PE100
P3513043	Ø630	57,2	23123,5	27054,5	PE100

TUBES PEHD : PN 20					
CODE	Diam Ext	EP(mm)	Prix HT (DA/ML)	Prix TTC (DA/ML)	
P3513101	Ø20	2,3	38,01	44,47	PEM0
P3513102	Ø25	3	53,29	62,35	PE100
P3513103	Ø32	3,6	82,22	96,2	PE100
P3513104	Ø40	4,5	128,15	149,94	PE100
P3513105	Ø50	5,6	200,7	234,82	PE100
P3513106	Ø63	7,1	338,73	396,31	PE100
P3513107	Ø75	8,4	447,36	623,4	PE100
P3513108	Ø90	10,1	637,09	733,7	PE100
P3513109	Ø110	12,3	948	1110,17	PE100
P3513110	Ø125	14	1202,75	1407,22	PE100
P3513111	Ø160	17,9	1947,58	2278,88	PE100
P3513112	Ø200	22,4	3121,79	3952,3	PE100
P3513113	Ø250	27,9	4846,33	5579,21	PE100
P3513114	Ø315	35,2	7588,88	8875,48	PE100
P3513115	Ø400	44,7	12110,03	14158,74	PE100
P3513054	Ø500	55,8	19053,81	22304,68	PE100
-	Ø630	-			PE100

**ANNEXE V.2:
L'abaque de vibert**



**ANNEXE VI.1:
Fiche technique de la pompe choisie.**

MEC-A 5/100E	
Caractéristiques requises Débit : 54,7 l/s Hauteur de refoulement : 40,9 m Fluide : Eau potable Température : 290 K Type d'installation : Pompes identiques en parallèle N.be de pompes : 3	
Caractéristiques de la pompe Débit : 54,7 l/s Hauteur de refoulement : 40,9 m Puissance absorbée 14,3 kW Rendement : 77.1% Hauteur manométrique H(Q=0) : 41,7 m Orif. de refoulement : 80 mm	
Caractéristiques moteur Fréquence : 50Hz Tension nominale : 400 V Vitesse nominale : 2950 1/min Nombre de pôles : 2 Puissance nominale P2 : 18,5 kW Courant nominal – A Type de moteur : 3~ Classe d'isolation : F Degré de protection : IP 55	
Limites opérationnelles Démarrages / h max. : 10 Température maxi. du liquide pompé : 363 K Teneur maximum en matière solides : 40 g/m ³ Densité max. : 998 kg/m ³ Viscosité maxi. : 1 mm ² /s	
Caractéristiques générales Poids : 488 kg	

Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Fonte
Roue(04/80)	Fonte sphéroïdale
Arbre(..Z..)	Acier inox
Douille arbre	Acier cromé
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

[Source: Outil informatique (PumpTutor Caprari)2019]

ANNEXE VI.2:

Les dimensions géométriques de la pompe choisie.

Dimensions mm

A = 1177

B = 125

C = 885

D = 189

DNa = 100

DNm = 80

E = 150

F = 585

G = 339

H = 430

I = 390

L = 16

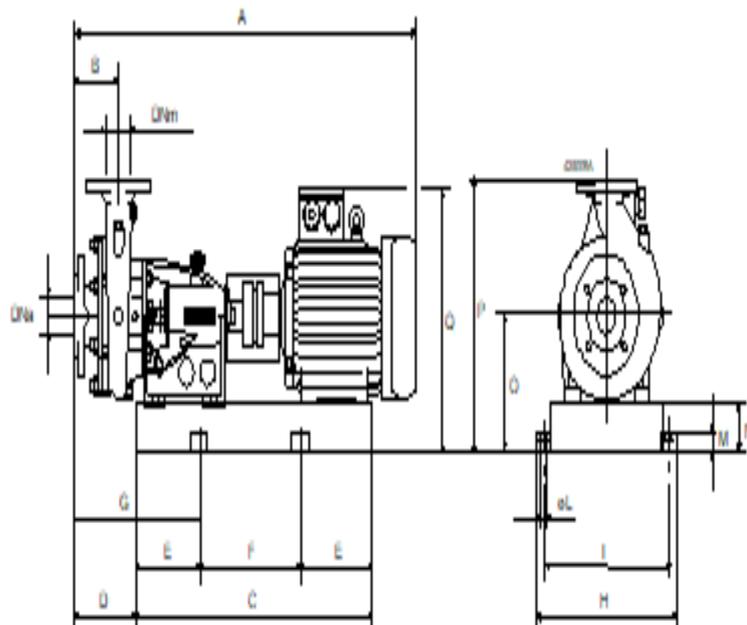
M = 38

N = 80

O = 240

P = 490

Q = 534



[Source : Outil informatique (**PumpTutor Caprari**)2019]

ANNEXE VII.1**Réalisation d'un réservoir R1000 m3 avec raccordement.****DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF**

N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	Unité	Quantité	Prix Unitaire	Montant
	A/ CUVE DE STOCKAGE				
3	Terrassement en terrain rocheux	M3	500,00	2 500,00	1 250 000,00
4	Remblai en terre autour de l'ouvrage	M3	350,00	180,00	63 000,00
5	Transport des terres et masses rocheuses à la décharge publique	M3	1 600,00	200,00	320 000,00
6	Confection , montage et démontage de coffrage cylindrique pour paroi	M2	600,00	3 500,00	2 100 000,00
7	Confection , montage et démontage de coffrage pour radier	M2	30,00	3 000,00	90 000,00
8	Confection , montage et démontage de coffrage sphérique lisse pour la coupole	M2	300,00	4 000,00	1 200 000,00
9	Acier tors pour béton armé	KG	30 000,00	220,00	6 600 000,00
10	Béton dosé à 250kg/m3 de ciment pour béton de propreté	M3	30,00	12 000,00	360 000,00
11	Béton dosé à 400kg de ciment pour radier	M3	84,00	25 000,00	2 100 000,00
12	Béton dosé à 400 kg de ciment pour parois	M3	82,00	25 000,00	2 050 000,00
13	Béton dosé à 400 kg de ciment pour coupole	M3	45,00	25 000,00	1 125 000,00
14	Béton dosé à 250 kg de ciment pour forme de pente pour radier	M3	14,00	12 000,00	168 000,00
15	Enduit de ciment en trois couches 1:2 de 1,5 cm et 2 couches chacune de 0,5 cm d'épaisseur avec tricosal (LATEX) pour parois interieure	M2	280,00	800,00	224 000,00
16	Enduit de ciment en deux (02) couches chacune de 1,5 cm pour parois exterieurs	M2	280,00	400,00	112 000,00

17	Etanchéité en pax aluminium avec imprégnation à chaud	M2	300,00	3 500,00	1 050 000,00
18	Enduit bitumineux en deux couches sur les parois extérieures	M2	150,00	250,00	37 500,00
19	Fourniture et installation d'échelle métallique en acier galvanisé intérieur	U	1,00	40 000,00	40 000,00
20	Fourniture et installation d'échelle métallique en acier galvanisé extérieur	U	1,00	30 000,00	30 000,00
21	Fourniture de couvercle métallique 1,20x1,20m	U	1,00	15 000,00	15 000,00
22	Confection de joint Water-stop	ML	55,00	2 500,00	137 500,00
	B/ CHAMBRE DE MANŒUVRE				
23	Confection, montage et démontage de coffrage pour murs, radier et dalles	M2	120,00	2 000,00	240 000,00
24	Acier pour armature FE 40 A Tors	KG	2 000,00	250,00	500 000,00
25	Béton dosé à 150 kg/m3 de ciment de proprete	M3	2,50	7 000,00	17 500,00
26	Béton dosé à 400 kg de ciment pour murs, radier et dalles	M3	20,00	25 000,00	500 000,00
27	Enduit de ciment de 2,5cm d'épaisseur pour dalle et fond et murs	M2	48,00	450,00	21 600,00
28	Etanchéité en pax aluminium avec imprégnation à chaud	M2	20,00	3 000,00	60 000,00
29	Enduit bitumineux en deux couches sur les murs extérieurs	M2	31,00	300,00	9 300,00
30	Maçonnerie enrique de 0,20x 0,40m	M2	24,00	1 800,00	43 200,00
31	Peinture-vinylique intérieure pour murs et plafond	M2	80,00	250,00	20 000,00
32	Peinture-vinylique extérieure pour murs	M2	31,00	250,00	7 750,00
33	Echelon en acier galvanisé	U	1,00	15 000,00	15 000,00
34	Peinture en deux (02) couches à l'huile sur les parties métalliques	M2	5,00	350,00	1 750,00
35	Tuyauterie pour réservoir et chambre de vannes suivant plan: Tuyau d'adduction DN 200 mm en acier Tuyau de distribution DN 400 mm en acier y compris Deux (02) vannes papillon DN 400 mm et deux (02) joints de demontage DN 300 mm.				

	débit mètre ø 400 PN 10bars avec joint de démontage Tuyau de trop plein DN 400 mm Tuyau de vidange DN 219 mm en acier y compris vanne DN 200mm et joint de dementage DN 200 mm Tuyau de drainage DN 36/40 mm en PVC	ENS	1,00	1 200 000,00	1 200 000,00
	C/ TROP PLEIN				
36	Terrassement en terrain de toute nature.	M3	280,00	300,00	84 000,00
37	Fourniture du sable fin d'oued pour la confection d'un lit de pose d'ep 10 cm et la couverture de la conduite jusqu'au 10 cm au dessus de la génératrice supérieure.	M3	86,00	700,00	60 200,00
38	Remblais de la tranchée en terres tamisés provenant des déblais.	M3	194,00	200,00	38 800,00
39	Fourniture et pose d'un grillage avertisseur au dessus de la conduite.	ML	200,00	80,00	16 000,00
40	Fourniture et pose de canalisation PVC DN 300mm PN 06 bars.	ML	200,00	4 000,00	800 000,00
41	Remblai en T V C autour de l'ouvrage à L'intérieur de la cloture d'un épaisseur de 30cm.	M3	160,00	3 000,00	480 000,00
42	Raccordement du reservoir				
a	Terrassement en terrain ordinaire de profondeur moyenne de 1,20 m.	M3	336,00	300,00	100 800,00
b	Fourniture du sable fin d'oued pour la confection d'un lit de pose d'ep 10 cm et la couverture de la conduite jusqu'au 10 cm au dessus de la génératrice supérieure.	M3	93,00	700,00	65 100,00
c	Remblais de la tranchée en terres tamisés provenant des déblais.	M3	231,00	200,00	46 200,00
e	Fourniture et pose d'un grillage avertisseur au dessus de la conduite.	ML	300,00	80,00	24 000,00

f	Fourniture et pose de canalisation en PEHD selon NORMES (NFT 54-063) (En 12201-2,ISO 4427-2) PE 100 PN10 bars y compris pièces spéciales de raccordement Pour les raccordements sur conduites de refoulement et de distribution existante. diamètre Ø 315 PN 16bars diamètre Ø 315 PN 10bars	ML ML	150,00 150,00	12 000,00 9 500,00	1 800 000,00 1 425 000,00
g	Construction d'un regard de répartition en béton armé dosé à 350 kg/m ³ avec capot métallique en tôle strié de 5mm d'épaisseur selon plan d'exécution y compris fourniture et pose de : deux (02) Vannes papillon DN 200mm PN 16bars avec deux joints de démontages Ø 200 y compris pièces spéciales de raccordement nécessaires (coudes 16 bars, brides, réductions, joint gibault , TES etc.....) et toutes sujétions, selon plan d'exécution.	U	1,00	450 000,00	450 000,00
43	Frais de l'étude géotechnique du sol	FFT	1,00	600 000,00	600 000,00
44	construction poste de garde (3,60 x 3,60) m en dur avec sanitaire et toutes sujétions, selon plan d'exécution	ens	1,00	400 000,00	400 000,00
45	Fourniture et pose d'un javalisateur automatique PN 10bars avec abri y compris raccordements et toutes sujétions,	U	1,00	120 000,00	120 000,00
D/ MUR DE CLOTURE					
46	Terrassement en puits ou rigole de 0-2m exécutés en terrain de toutes natures	M ³	60,00	500,00	30 000,00
47	Transport des terres ordinaire et masses rocheuses à la décharge publique au delà de 3Km	M ³	14,00	250,00	3 500,00

48	Remblais des fouilles en terres tamisés provenant des déblais.	M ³	46,00	200,00	9 200,00
49	béton de propreté N°1 dosé à 150 kg/m3 de ciment CPA325 .	M ³	5,00	8 000,00	40 000,00
50	Béton armé pour semelle N°3 dosé à 350 kg/m3 de ciment CPA325 y compris coffrage et ferrailage selon plan d'exécution.	M ³	10,00	30 000,00	300 000,00
51	Béton armé N°3 dosé à 350 kg/m3 de ciment CPA325 coffrage et ferrailage pour poteaux, poutres.	M ³	15,00	30 000,00	450 000,00
52	Enduits de ciment sur murs extérieurs	M ²	672,00	400,00	268 800,00
53	Enduits de ciment sur murs intérieurs	M ²	672,00	400,00	268 800,00
54	Fourniture et pose de portail deux vantaux métalliques Dim (3x4) m.	U	1,00	80 000,00	80 000,00
55	Peinture vinylique appliquée sur murs extérieurs.	M2	672,00	350,00	235 200,00
56	Peinture vinylique sur murs intérieurs .	M2	672,00	350,00	235 200,00
57	Peinture glycérophtalique sur ferronnerie.	M2	20,00	400,00	8 000,00
58	Peinture anti rouille sur ferronnerie.	M2	20,00	400,00	8 000,00
60	Maçonnerie en Parpaing de 20 cm pour mur de clôture.	M2	336,00	1 800,00	604 800,00
61	Fourniture et pose de fil barbelé.	ML	134,00	150,00	20 100,00
TOTAL EN H.T					31 059 800,00
T.V.A 19 %					5 901 362,00
TOTAL EN T.T.C					36 961 162,00