

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude du réseau d'AEP de la cite hamiche centre Fesdis (w. Batna) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0001-21

APA Citation (توثيق APA):

Herri, Ibtissam (2021). Etude du réseau d'AEP de la cite hamiche centre Fesdis (w. Batna)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مبداعات، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option: CONCEPTION DES SYSTEMES D'ALIMENTATION
EN EAU POTABLE**

THEME :

**ETUDE DU RESEAU D'AEP DE LA CITE HAMICHE
CENTRE FESDIS WILAYA DE BATNA**

**Présenté par :
HERRI Ibtissam**

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
AMMARI Abdelhadi	M.C.A	Président
HACHEMI Abdelkader	M.C.B	Examineur
BELLABAS Salima	M.A.A	Examinatrice
KAHLERRAS Malika	M.C.B	Promotrice

Session Avril 2021

Remerciements

Avant tout propos, je remercie « DIEU » qui a illuminé mon chemin et qui m'a armée de courage pour achever mes études.

Mes remerciements vont à ma mère et mon père... Je remercie fortement ma promotrice :

M^{me} KAHLERRAS MALIKA de m'avoir orientée par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Par la même occasion je remercie :

Mes Enseignants de l'ENSH pour leurs contributions à ma formation de Master.

Mes remerciements vont également à : mes sœurs, mon frère et tous mes amis.

À celui qui n'a jamais hésité le moindre instant à se tenir à mes côtés afin de me soutenir, m'aider, et m'encourager

Qu'il me soit permis de remercier toutes les personnes qui ont Contribuées de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

H.IBTISSAM

Dédicace

Chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pose pour regarder en arrière et se rappeler toutes ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans nous le dire, soutenus sans réserve, aimés sans compter, ces personnes à qui notre bonheur devient directement le leur, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur.

Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu à :

Mon père pour m'avoir transmise une partie de son expérience; qui a été l'étoile de mon ciel pour illuminé mon chemin.

Ma très chère mère à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et ces conseils.

Je ne les remercierai jamais assez

Mes très chères sœurs.

Mon très cher frère.

Tous (tes) mes oncles et mes tantes sans exception, ainsi leurs épouses et époux et leurs enfants. Tous (tes) mes cousins et cousines.

- Toutes mes amies.*
- Tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans ma formation.*
- Tous mes amis de la cité Soumaa 7.*
- Tous mes amis de l'ENSH.*

A tous et à toutes, je dédie ce travail

HERRI .IBTISSAM

ملخص:

مذكرتنا لنهاية الدراسة تشمل دراسة المخطط النوعي لشبكة توزيع المياه الصالحة للشرب لمنطقة حميش مركز فسديس ولاية باتنة، هذه الدراسة تتمثل في حساب أنابيب التزويد وأنابيب النقل من الآبار الى الخزان من أجل الاستجابة النوعية والكمية للطلبات المتزايدة للسكان .

Résumé :

Notre mémoire de fin d'étude consiste à étudier le réseau d'alimentation en eau potable de la cité Hamiche centre Fesdis wilaya de Batna, cette étude a pour objet de dimensionner le réseau de distribution, et l'adduction afin de répondre qualitativement et quantitativement aux besoins croissants de la population.

Abstract:

The memory of our last studies consist to study the system to feed out of drinking water of cite Hamiche Centre Fesdis state of Batna, this study is for object to dimensioning of the network distribution, the adduction in order to answer qualitatively and quantitatively to the growing needs of the population.

Table des matières

Remerciements	
Dédicaces	
Résumé	
Table des matières	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Liste des planches	
Liste des abréviations	
Introduction générale.....	01

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction.....	02
I.2. Situation géographique.....	02
I.3. Situation administrative.....	03
I.4. Situation démographique.....	04
I.5. Situation topographique.....	04
I.5.1. Relief	04
I.5.2. La pente.....	05
I.6. Situation géologique.....	05
I.6.1. Stratigraphie et lithologie.....	05
I.6.2. Perméabilité.....	05
I.7. Situation géotechnique	06
I.8. Situation climatologique.....	06
I.8.1. Le climat.....	06
I.8.2. La température.....	06
I.8.3. La pluviométrie.....	07
I.8.4. L'Humidité.....	08
I.8.5. Le vent.....	08
I.8.6. L'évaporation.....	08
I.9. Sismicité de la région.....	09
I.10. Hydrographie.....	09
I.11. Stockage en eau.....	09
I.12. Conclusion	09

CHAPITRE II : Evaluation des besoins en eau

II.1. Introduction.....	10
II.2. Evolution de la population.....	10
II.3. La dotation.....	12
II.4. Catégories des besoins.....	13
II.4.1. Estimation des besoins en eau domestiques.....	13
II.4.2. Estimation des besoins des équipements.....	14
II.4.2.1. Besoins en eau scolaires.....	14
II.4.2.2. Besoins commerciaux.....	14
II.4.3. Récapitulation des besoins en eau de la citée Hamiche.....	14
II.5. Variation de la consommation journalière.....	15
II.5.1. Variation des débits de consommation dans le temps.....	15
II.5.2. Evaluation de la consommation maximale journalière.....	15
II.5.2.1. Coefficient d'irrégularité maximal journalière.....	15
II.5.2.2. Débit maximal journalier.....	16
II.5.3. Evaluation de la consommation minimale journalière.....	16
II.5.3.1. Coefficient d'irrégularité minimal journalière.....	16
II.5.3.2. Débit minimal journalier.....	17
II.6. Variation des débits horaires.....	17
II.6.1. Débit moyen horaire.....	17
II.6.2. Evaluation de la consommation maximale horaire.....	17
II.6.2.1. Coefficient d'irrégularité maximum horaire.....	17
II.6.2.2. Débit maximum horaire.....	18
II.6.3. Evaluation de la consommation minimale horaire.....	18
II.6.3.1. Coefficient d'irrégularité minimum horaire.....	18
II.6.3.2. Débit minimum horaire.....	19
II.7. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants.....	19
II.8. Comparaison entre les ressources et les besoins.....	22
II.9. Conclusion.....	22

CHAPITRE III : Etude des réservoirs

III.1. Introduction.....	23
--------------------------	----

III.2. Rôle des réservoirs.....	23
III.3. Caractéristiques des réservoirs.....	23
III.4. Emplacement des réservoirs.....	24
III.5. Equipement hydraulique du réservoir.....	24
III.5.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation.....	24
III.5.1.1. Arrivée par sur verse.....	24
III.5.1.2. Arrivée par dessous	25
III.5.2. Conduite de départ ou de distribution.....	25
III.5.3. Conduite de trop-plein.....	25
III.5.4. Conduite de décharge ou de vidange.....	26
III.5.5. Conduite by-pass.....	26
III.5.6. Ligne pilote.....	26
III.6. La détermination de la forme et implantation du réservoir.....	26
III.6.1. La forme du réservoir.....	26
III.6.2. La hauteur d'eau.....	27
III.6.3. L'implantation et terrain.....	27
III.7. Principe de calcul.....	27
III.7.1. Détermination de la capacité du réservoir de stockage.....	27
III.8. Dimensions du réservoir.....	29
III.8.1. Le diamètre de la cuve.....	29
III.8.2. Ré élévation de la hauteur d'eau h.....	30
III.8.3. La section de la cuve	30
III.8.4. Hauteur de la réserve d'incendie	30
III.8.5. La hauteur totale de la cuve	30
III.9. Conclusion.....	30

CHAPITRE IV : Etude de l'adduction et protection de la conduite contre le coup de bélier

IV.1. Introduction.....	31
IV.2. Notions générales sur les adductions.....	31
IV.2.1. Définition.....	31
IV.2.2. Topologie des systèmes d'adduction.....	31
IV.2.2.1. Adduction gravitaire.....	31

IV.2.2.2. Adduction par refoulement.....	32
IV.2.2.3. Adduction mixte.....	32
IV.2.3. Choix du tracé.....	32
IV.2.4. Les types des canalisations.....	33
IV.2.5. Dimensionnement de la conduite d'adduction.....	33
IV.2.5.1. Calcul de la vitesse.....	33
IV.2.5.2. Calcul des pertes de charges.....	34
IV.2.5.2.1. Pertes de charges linéaires.....	34
IV.2.5.2.2. Pertes de charges singulières.....	35
IV.2.5.2.3. Pertes de charges totales.....	35
IV.2.6. Détermination de la hauteur géométrique.....	36
IV.2.7. Détermination de la hauteur manométrique totale.....	36
IV.2.8. Calcul de la puissance absorbé par la pompe.....	37
IV.2.9. Calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe.....	37
IV.2.10. Frais d'exploitation.....	37
IV.2.11. Frais d'annuité.....	38
IV.2.12. Frais d'amortissement.....	38
IV.2.13. Calcul du bilan (prix total).....	39
IV.2.14. Choix du diamètre d'adduction.....	39
IV.2.15. Choix de la pompe.....	40
IV.2.15.1. Détermination de la courbe H en fonction de Q.....	40
IV.2.16. Equipement de l'adduction.....	41
IV.2.16.1. Robinet vanne.....	41
IV.2.16.2. Ventouses.....	41
IV.2.16.3. Vidange.....	41
IV.3. Protection de la conduite d'adduction contre le coup de bélier.....	41
IV.3.1. Définition.....	41
IV.3.2. Causes du coup de bélier.....	41
IV.3.3. Risques dus aux coups de bélier	41
IV.3.3.1. Cas de la surpression	42
IV.3.3.2. Cas de dépression.....	42
IV.3.3.3. Fatigue de la canalisation.....	42
IV.3.4. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	42
IV.3.5. Calcul du volume du réservoir d'air anti-bélier.....	47

IV.3.5.1. les caractéristiques de la conduite de refoulement.....	47
IV.3.5.2. Calcul de la célérité d'onde.....	48
IV.3.5.3. Détermination de la variation de pression.....	49
IV.3.5.4. Calcul du volume d'air.....	49
IV.3.5.5. Conclusion.....	51

CHAPITRE V : Conception du réseau de distribution

V.1. Introduction.....	52
V.2. Classification du réseau de distribution.....	52
V.2.1. Classification selon la disposition des réseaux dans l'agglomération.....	52
V.2.1.1. Réseau unique.....	52
V.2.1.2. Réseau en zones étagées	52
V.2.2. Classification selon la disposition des tronçons dans le réseau.....	53
V.2.2.1. réseau ramifié.....	53
V.2.2.2. Réseau maillé.....	53
V.2.2.3. Le réseau combiné (mixte).....	53
V.3. Choix du système de distribution.....	54
V.4. Principe du tracé du réseau.....	54
V.5. Choix du type de matériau des conduites.....	54
V.5.1.1. Les tuyaux en polyéthylène (PE).....	54
V.6. Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	55
V.6.1. Détermination des débits.....	55
V.6.1.1. Débit en route.....	55
V.6.1.2. Débit spécifique.....	56
V.6.1.3. Débits en route pour chaque tronçon.....	56
V.6.1.4. Débits aux nœuds.....	56
V.6.2. Calcul des débits	56
V.6.2.1. Cas de pointe	56
V.6.2.2. Cas de pointe plus incendie.....	64
V.7. Répartition arbitraire des débits.....	64
V.7.1. Principe de la méthode de HARDY-CROSS.....	65
V.7.2. Détermination du débit correctif.....	65
V.7.3. Détermination des pertes de charges.....	65

V.7.4. Détermination du coefficient de frottement.....	66
V.8. Dimensionnement du réseau.....	67
V.8.1. Présentation du logiciel de calcul.....	67
V.8.2. Ce qu'est EPANET.....	67
V.8.3. Capacités pour la Modélisation Hydraulique.....	67
V.8.4. Formule utilisée.....	68
V.8.4.1. Formule de Hazen-Williams.....	68
V.8.4.2. Formule de Chezy-Manning.....	68
V.8.4.3. Formule de Darcy-Weisbach.....	68
V.9. Vérification de la vitesse dans le réseau.....	69
V.10. Vérification des pressions (au sol) dans le réseau.....	70
V.11. Résultats de la simulation hydraulique du réseau à l'horizon 2050.....	70
V.11.1. cas de pointe.....	70
V.11.1.1. Etat des nœuds.....	70
V.11.1.2. Etat des tronçons.....	73
V.11.2. cas de pointe plus incendie.....	75
V.11.2.1. Etat des nœuds.....	75
V.11.2.2. Etat des tronçons.....	78
V.12. Conclusion.....	84

CHAPITRE VI : Accessoires du réseau de distribution

VI.1. Introduction.....	85
VI.2. Organes accessoires utilisés dans le réseau.....	85
VI.2.1. Les robinets vannes	85
VI.2.1.1. Les vannes à opercule (à coin).....	85
VI.2.1.2. Les vannes papillons.....	86
VI.2.1.3. Clapet anti retour.....	86
VI.2.1.4. Vannes de décharge	87
VI.2.1.5. Robinets de branchement	87
VI.2.1.6. By-pass.....	87
VI.2.2. Les compteurs	87
VI.2.3. Les poteaux d'incendie	88
VI.2.4. Organes de mesure	88

VI.2.4.1. Mesure de débit	88
VI.2.4.2. Mesure de pression.....	89
VI.2.5. Les raccords	90
VI.2.5.1. Soudure bout à bout	90
VI.2.5.2. Les raccords électro-soudables	90
VI.2.5.3. Les raccords mécaniques	90
A. Les Tés	91
B. Les coudes	91
C. Les cônes.....	91
D. Les croix de jonction	92
E. Les manchons	92
VI.2.6. Conclusion	92

CHAPITRE VII : Organisation du chantier et pose de canalisation

VII.1. Introduction	93
VII.2. Organisation de chantier	93
VII.2.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain	93
VII.2.1.1. Matérialisation	93
VII.2.1.2. Nivellement	93
VII.2.2. Excavation des tranchées	93
VII.2.2.1. Décapage de la couche de terre végétale	93
VII.2.2.2. Excavation des tranchées	94
VII.2.3. Pose des conduites	96
VII.2.4. Epreuve de joint et de la canalisation	96
VII.2.5. Remblaiement de la tranchée	97
VII.2.5.1. Le remblai d'enrobage	97
VII.2.5.2. Le remblai supérieur	97
VII.2.6. Nivellement et compactage	98
VII.3. Pose de canalisation	98
VII.3.1. Le choix et les types de pose des canalisations	98
VII.3.1.1. Pose de canalisation en terre	99
VII.3.1.2. Pose en mauvais terrains.....	100
VII.3.1.3. Pose en galerie.....	101

VII.3.1.4. Pose en pente	102
VII.3.1.5. Pose des conduites en traversées des routes et voie ferrées	102
VII.3.1.6. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement	103
VII.3.1.7. Traversée de rivière	103
VII.4. Conclusion	104

CHAPITRE VIII : Protection et sécurité du travail

VIII.1. Introduction	105
VIII.2. Risques purs et risques spéculatifs	105
VIII.2.1. Risques purs	105
VIII.2.2. Risques spéculatifs	105
VIII.3. Différentes typologies des risques	106
VIII.4. Accident de travail	107
VIII.4.1. Définition	107
VIII.4.2. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique	107
VIII.4.2.1. Facteurs humains	107
VIII.4.2.2. Facteurs matériels	107
VIII.5. Liste des conditions dangereuses	107
VIII.6. Liste des actions dangereuses	108
VIII.7. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents	108
VIII.7.1. Protection individuelle	108
VIII.7.2. Autre protections	108
VIII.7.3. Protection collective	108
VIII.7.3.1. Equipement de mise en œuvre du béton	108
VIII.7.3.2. Engin de levage	109
VIII.7.3.3. Appareillage électrique	109
VIII.8. Conclusion	109
Conclusion générale	110
Référence bibliographique	
Annexe	

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

<i>Tableau n° I-1 : température moyenne de la station de Batna en 2014.....</i>	<i>07</i>
<i>Tableau n° I-2 : précipitations moyennes mensuelles.....</i>	<i>07</i>
<i>Tableau n° I-3 : Humidité relative moyenne de la station de Batna en 2014.....</i>	<i>08</i>
<i>Tableau n° I-4 : La vitesse moyenne du vent de la station de Batna en 2014.....</i>	<i>08</i>
<i>Tableau n° I-5 : Evaporation moyenne mensuelle.....</i>	<i>08</i>

CHAPITRE II : Evaluation des besoins en eau

<i>Tableau n° II-1 : nombre d'habitants dans les zones existants.....</i>	<i>11</i>
<i>Tableau n° II-2 : Estimation de l'évolution de la population.....</i>	<i>11</i>
<i>Tableau n° II-3 : La dotation en fonction de l'importance de l'agglomération.....</i>	<i>12</i>
<i>Tableau n° II-4 : Estimation des besoins en eau domestiques.....</i>	<i>13</i>
<i>Tableau n° II-5 : Estimation des besoins en eau scolaires.....</i>	<i>14</i>
<i>Tableau n° II-6 : Estimation des besoins en eau commerciaux.....</i>	<i>14</i>
<i>Tableau n° II-7 : Récapitulation de la consommation totale de la citée Hamiche.....</i>	<i>15</i>
<i>Tableau n° II-8 : Evaluation des débits maximums journaliers.....</i>	<i>16</i>
<i>Tableau n° II-9 : Evaluation des débits minimums journaliers.....</i>	<i>17</i>
<i>Tableau n° II-10 : Calcul des débits maximaux horaires.....</i>	<i>18</i>
<i>Tableau n° II-11 : Calcul des débits minimaux horaires.....</i>	<i>19</i>
<i>Tableau n° II-12 : Variation des débits horaires (2050).....</i>	<i>20</i>

CHAPITRE III : Etude des réservoirs

<i>Tableau n° III-1 : la hauteur d'eau en fonction de la capacité du réservoir.....</i>	<i>27</i>
<i>Tableau n° III-2 : détermination de la capacité du réservoir d'alimentation.....</i>	<i>28</i>

CHAPITRE IV : Etude de l'adduction et protection de la conduite contre le coup de bélier

<i>Tableau n° IV-1 : Détermination de la hauteur manométrique.....</i>	<i>36</i>
<i>Tableau n° IV-2 : Détermination des frais d'exploitation.....</i>	<i>38</i>
<i>Tableau n° IV-3 : Détermination du montant d'amortissement.....</i>	<i>39</i>
<i>Tableau n° IV-4 : Détermination du prix total (bilan).....</i>	<i>39</i>
<i>Tableau n° IV-5 : les avantages et les inconvénients des moyens de protection contre le coup de bélier.....</i>	<i>46</i>

CHAPITRE V : Conception du réseau de distribution

<i>Tableau n° V-1 : détermination des débits routes et spécifique.....</i>	<i>57</i>
<i>Tableau n° V-2 : détermination des débits nodaux.....</i>	<i>60</i>
<i>Tableau n° V-3 : Formules de perte de charge totale.....</i>	<i>69</i>
<i>Tableau n° V-4 : Calcul de la pression de service (cas de pointe).....</i>	<i>70</i>
<i>Tableau n° V-5 : Calcul des paramètres hydrauliques (cas de pointe).....</i>	<i>73</i>
<i>Tableau n° V-6 : Calcul de la pression de service (cas de pointe + incendie).....</i>	<i>75</i>
<i>Tableau n° V-7 : Calcul des paramètres hydrauliques (cas de pointe + incendie).....</i>	<i>78</i>
<i>Tableau n° V-8 : les diamètres finals.....</i>	<i>80</i>

CHAPITRE VII : Organisation du chantier et pose de canalisation

<i>Tableau n° VII-1 : Choix du coefficient du talus.....</i>	<i>95</i>
--	-----------

Liste des figures :

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

<i>Figure N°I.1: plan de Situation et Limite administrative de la cité Hamiche.....</i>	<i>02</i>
<i>Figure N°I.2 : Aire d'étude cité Hamiche (Extrait d'une photo satellitaire).....</i>	<i>03</i>
<i>Figure N°I.3 : Limite administrative de la commune de Fesdis.....</i>	<i>04</i>
<i>Figure N°I.4 : graphiques des températures.....</i>	<i>07</i>

CHAPITRE II : Evaluation des besoins en eau

<i>Figure N°II.3: graphique de la consommation pour l'horizon 2050.....</i>	<i>21</i>
<i>Figure N°II.2: Courbe de la consommation cumulée à l'horizon 2050.....</i>	<i>21</i>

CHAPITRE III : Etude des réservoirs

<i>Figure N°III.1 : Arrivée par sur verse (Chute libre).....</i>	<i>25</i>
<i>Figure N°III.2 : Arrivée par sur verse (Noyée).....</i>	<i>25</i>
<i>Figure N°III.3 : Arrivée par-dessous (Par le fond).....</i>	<i>25</i>
<i>Figure N°III.4 : Arrivée par-dessous (Par le bas).....</i>	<i>25</i>
<i>Figure N°III.5 : conduite de distribution.....</i>	<i>25</i>
<i>Figure N°III.6 : conduite de trop-plein et de vidange.....</i>	<i>26</i>
<i>Figure N°III.7: Conduite de by-pass.....</i>	<i>26</i>
<i>Figure N°III.8: Système de matérialisation de la réserve d'incendie.....</i>	<i>32</i>

CHAPITRE IV : Etude de l'adduction et protection de la conduite contre le coup de bélier

<i>Figure N°IV.1: Adduction gravitaire.....</i>	<i>32</i>
<i>Figure N°IV.2: Adduction par refoulement.....</i>	<i>32</i>
<i>Figure N°IV.3: La courbe caractéristique de la pompe.....</i>	<i>40</i>
<i>Figure N°IV.4: Le réservoir d'air (anti-bélier).....</i>	<i>43</i>
<i>Figure N°IV.5: Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement.....</i>	<i>44</i>

<i>Figure N°IV.6: Soupape de décharge type LEZIER.91</i>	44
--	----

CHAPITRE V : Conception du réseau de distribution

<i>Figure N°V.1: Le réseau en zone étagée</i>	52
<i>Figure N°V.2: Réseaux de distribution ramifié et maillé</i>	53
<i>Figure N°V.3: Schéma de simulation pour le cas de pointe</i>	83
<i>Figure N°V.4: Schéma de simulation pour le cas de pointe + incendie</i>	84

CHAPITRE VI : Accessoires du réseau de distribution

<i>Figure N°VI.1: robinet vanne à opercule</i>	86
<i>Figure N°VI.2: robinet vanne papillon à bride PAM EUROSTOP</i>	86
<i>Figure N°VI.3: Clapet à simple battant (d'après document Danfoss Socla)</i>	87
<i>Figure N°VI.4: poteau d'incendie ou de lavage</i>	88
<i>Figure N°VI.5: débitmètre électromagnétique</i>	88
<i>Figure N°VI.6: débitmètre à ultrason</i>	89
<i>Figure N°VI.7: Manomètre à aiguille type Ref-class</i>	89
<i>Figure N°VI.8: Manomètre à soufflet (d'après document BAMO)</i>	90
<i>Figure N°VI.9: Soudage bout à bout</i>	90
<i>Figure N°VI.10 : Les tés</i>	91
<i>Figure N°VI.11 : Les coudes</i>	91
<i>Figure N°VI.12 : Les cônes</i>	92
<i>Figure N°VI.13 : Les croix de jonction</i>	92
<i>Figure N°VI.14 : Les manchons</i>	92

CHAPITRE VII : Organisation du chantier et pose de canalisation

<i>Figure N°VII.1: Un angledozer</i>	94
<i>Figure N°VII.2: Une pelle mécanique</i>	94
<i>Figure N°VII.3: Pose des conduites en PEHD dans les tranchées</i>	96
<i>Figure N°VII.4: Remblayage de la tranchée [DIPRA]</i>	97
<i>Figure N°VII.5: Chargeur</i>	97
<i>Figure N°VII.6: Compacteur à rouleau lisse</i>	98
<i>Figure N°VII.7: Pose de canalisation en tranchée</i>	100
<i>Figure N°VII.8: Pose de la conduite dans un terrain peu consistant</i>	100

<i>Figure N°VII.9: Positionnement de la manche en polyéthylène sur la conduite.....</i>	<i>101</i>
<i>Figure N°VII.10: Pose de conduite en galerie.....</i>	<i>101</i>
<i>Figure N°VII.11: Pose de canalisation en pente.....</i>	<i>102</i>
<i>Figure N°VII.12: Traversée d'une route au moyen d'enrobage dans le béton.....</i>	<i>102</i>
<i>Figure N°VII.13: Traversée d'une route au moyen d'une gaine</i>	<i>103</i>
<i>Figure N°VII.14: Pose à proximité d'une conduite d'assainissement.....</i>	<i>103</i>
<i>Figure N°VII.15: Traversée de rivière (l'existence d'un pont-route)</i>	<i>103</i>
<i>Figure N°VII.16: Traversée de rivière (canalisation suivre le lit de rivière)</i>	<i>104</i>
<i>Figure N°VII.17: Traversée de rivière (par l'implantation des piliers)</i>	<i>104</i>

Liste des planches :

Planche n°1 : Plan de masse de la CITE HAMICHE centre FESDIS (W. BATNA).

Planche n°2 : Plan de masse de la CITE HAMICHE + réseau.

Planche n°3 : Plan du réservoir.

Planche n°4 : Les accessoires.

Planche n°5 : Profil en long de la conduite principale de distribution R500-N25.

Planche n°6 : Profil en long de l'adduction FORAGE-R500.

Liste des annexes :

II.1: variation du coefficient β_{max} .

II.2: variation du coefficient β_{min} .

II.3: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

IV.1: Abaque de VIBERT pour le calcul simplifié des réservoirs d'air.

Liste des abréviations :

- AEP* : Alimentation en Eau Potable.
AMC : amiante ciment.
ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydrauliques.
APC : Assemblée Populaire Communale.
A : L'amortissement annuel (Annuité).
a : rayon intérieur de la conduite en (m).
ADE : Algérienne Des Eaux.
A.E.P : Alimentation en Eau Potable.
C : Célérité d'onde (m/s).
CTN : Côte Terrain Naturel en (m).
CTP : Côte Trop plein en (m).
C_r : Côte du radier en (m).
C_f : Côte du Forage en (m).
DRE : Directions Régionales de l'équipement.
D_i : Dotation journalière en (l/ j/ hab).
E : module d'élasticité de Young de la conduite en (Mpa).
E_m : module de Young du matériau de la conduite en (MPa).
E_s : module de Young du sol considéré en (MPa).
E : Energie consommée par la pompe (KWh).
F_{am} : Frais d'Amortissement (DA).
F_{exp} : Frais d'exploitation (DA).
e : épaisseur de la conduite en (m).
e_m : Epaisseur de la conduite en (mm).
g : Accélération de la pesanteur en (m/s²).
H_g : hauteur géométrique en (m).
HMT : Hauteur Manométrique Totale en (m).
i : taux d'annuité en (%).
K : Coefficient de compressibilité de l'eau.
K_{max,j} : Coefficient d'irrégularité maximum journalière.
K_{min,j} : Coefficient d'irrégularité minimum journalière.
K_{max,h} : Coefficient d'irrégularité maximal horaire.
K_{min,h} : Coefficient d'irrégularité minimal horaire.
L : longueur de la conduite en (m).
L_r : Longueur totale de la conduite de refoulement en (m).
l/j/hab : Litre par jour par habitant.
N_i : Nombre de consommateurs.
N_D : Niveau Dynamique du forage (en m).

n : nombre d'année d'amortissement.
 PN : Pression Nominale.
 POS : plan d'occupation des sols.
 PRV : Polyester Renforcé de fibres de Verre.
 $PEHD$: Le polyéthylène haute densité.
 P : puissance absorbée par la pompe en (kW).
 P_t : Prix total (DA).
 P_n : Population future prise à L'horizon quelconque (habitants).
 P_0 : Population de l'année de référence (habitants).
 P_u : Prix du mètre linéaire de la conduite (DA/ml).
 Q : Débit refoulé dans la conduite en (m^3/s).
 $Q_{max,h}$: Débit maximal horaire en (m^3/h).
 $Q_{min,h}$: Débit minimal horaire en (m^3/h).
 $Q_{max,j}$: Débit maximal journalier (m^3/j).
 $Q_{min,j}$: Consommation minimale journalière (m^3/j).
 $Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière des consommateurs en (m^3/j).
 Re : Nombre de Reynolds.
 $RGPH$: Recensement Général de la Population et de l'Habitat.
 S : Section de la conduite en (m^2).
 T : nombre d'heure de pompage en (h).
 U_0 : volume d'air dans la cloche en régime permanent en (m^3).
 U_{max} : Volume maximale de stockage en (m^3).
 V_0 : la vitesse initiale d'écoulement en (m/s).
 V_m : coefficient de poisson du matériau de la conduite.
 V_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite.
 Z_0 : La charge statique absolue en (m).
 Z_{max} : La charge maximale absolue en (m).
 U_{max} : Volume maximale de stockage en (m^3).
 α_{max} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail.
 β_{max} : Coefficient qui varie selon le nombre de la population.
 ν : La viscosité cinématique de l'eau en (m^2/s).
 ρ : Masse volumique de l'eau en (kg/m^3).
 η : rendement de la pompe en (%).
 τ : Taux d'accroissement annuel de la population en (%).
 ΔH_L : pertes de charges linéaires en (m).
 ΔH_S : pertes de charges singulières en (m).
 ΔH_T : pertes de charges totales en (m).
 ϵ : Coefficient de rugosité absolue en (mm).
 λ : Coefficient des pertes de charge.

Introduction générale :

En tant qu'élément de base indispensable à la vie, l'eau demeure dans son devenir et ses effets, un sujet de questionnement de première importance. Cette ressource vitale devient de plus en plus rare dans le monde entier.

La présente étude est destinée à l'alimentation en eau potable de la cité Hamiche centre Fesdis Wilaya de Batna sur une perspective à long terme, et cela pour satisfaire les besoins en eau potable de cette agglomération qui nécessite une projection des infrastructures hydrauliques adéquates. Cette projection comprend essentiellement les principaux ouvrages : mobilisation d'une ressource en eau au niveau d'un forage existant débitant un débit de 15 l/s et une adduction des eaux de forage par pompage vers un réservoir de stockage projeté, suffisant et à partir duquel s'alimente l'agglomération en question par le biais d'un réseau mixte de capacité pouvant véhiculer le débit de pointe correspondant à l'horizon 2050.

La description de l'état général actuel de l'agglomération se résume par les points suivants : situation géographique, topographique, climatique, géologique, sismique et la citation des infrastructures hydrauliques existantes et ce afin d'avoir une vue globale sur le projet en question.

Notre travail est présenté en huit chapitres :

Au premier chapitre nous avons présenté la zone d'étude qui est la Cité Hamiche centre Fesdis Wilaya de Batna.

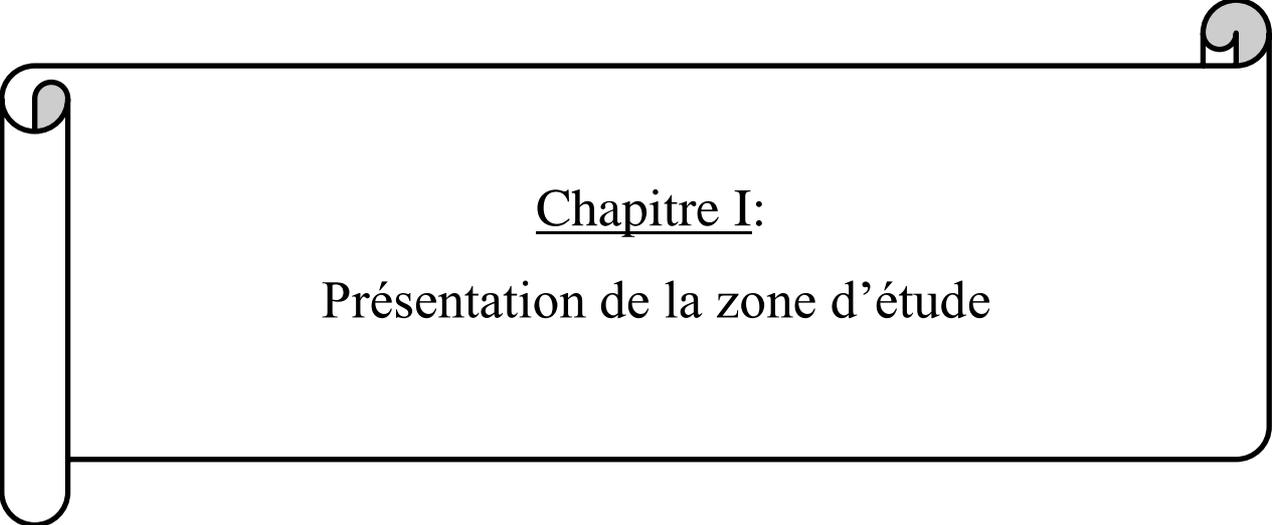
Puis au deuxième chapitre nous avons donné une estimation des besoins de la consommation par rapport au nombre d'habitants.

Quant au chapitre trois. Il est destiné au calcul du volume des réservoirs.

Les chapitres quatre et cinq sont dédiés respectivement à la projection du réseau d'adduction avec la protection des conduites contre le coup de bélier, et la projection du réseau de distribution.

Ensuite, le chapitre six est consacré uniquement aux Accessoires du réseau de distribution. Au chapitre sept nous donnons un aperçu sur l'organisation du chantier et pose de canalisation.

Enfin, le chapitre huit est consacré à la protection et sécurité du travail.



Chapitre I:

Présentation de la zone d'étude

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction :

Ce chapitre portera sur la description générale de la zone d'étude, on y abordera aussi bien les aspects géographiques, topographiques, géologiques, climatiques, démographiques et la situation hydraulique.

I.2. Situation géographique :

D'après la carte d'état-major le quartier à une forme rectangulaire dont les coordonnées de projection et quadrillage LAMBERT nord Algérie des sommets sont présentées ci-dessous :

$$X_1 = 821\ 000\ \text{m} \Rightarrow Y_1 = 262\ 000\ \text{m}$$

$$X_2 = 822\ 000\ \text{m} \Rightarrow Y_2 = 264\ 000\ \text{m}$$

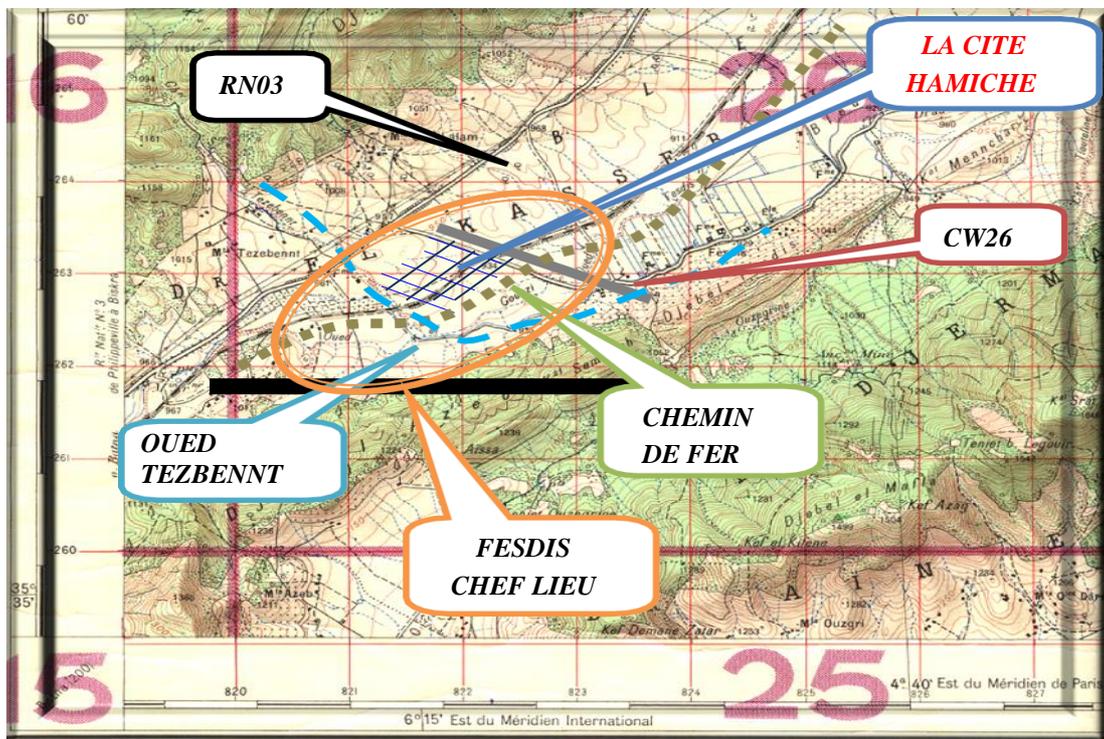


Figure N°I.6: plan de Situation et Limite administrative de la cité Hamiche
(Extrait de la carte topographique)

D'après l'extrait google Earth, le périmètre de l'étude est délimité comme illustré dans le plan ci-dessous :

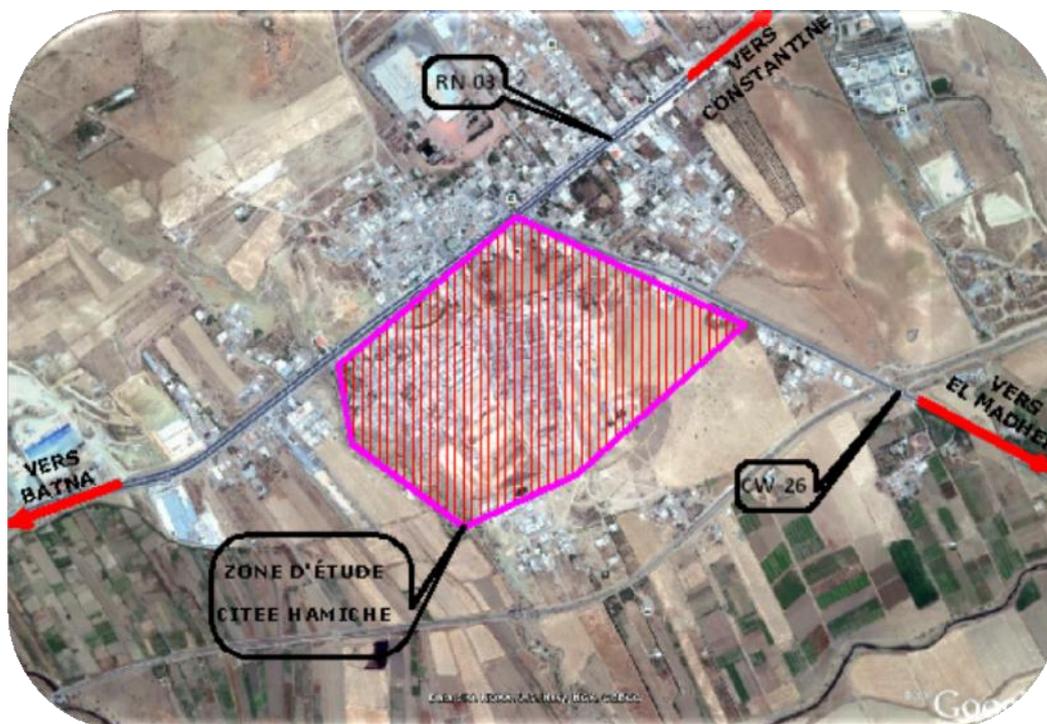


Figure N°I.7 : Aire d'étude cité Hamiche (Extrait d'une photo satellitaire)

I.3. Situation administrative :

L'aire de l'étude est délimitée comme suit :

- Au Nord par le chemin de wilaya **CWN°26** (Fesdis El-Madher).
- A l'Est par le **chemin de fer** et haret EL BASSATINE.
- A l'Ouest par la route nationale N° 03.
- Au Sud par Oued **TEZBENNT**.

Et administrativement, la commune de Fesdis est limitée :

- Au Nord par la commune de Djerma et Seriana.
- A l'Est par la commune d'El Madher.
- A l'Ouest par la commune de Batna.
- Au Sud par la commune d'Ouyoun El Assafer.

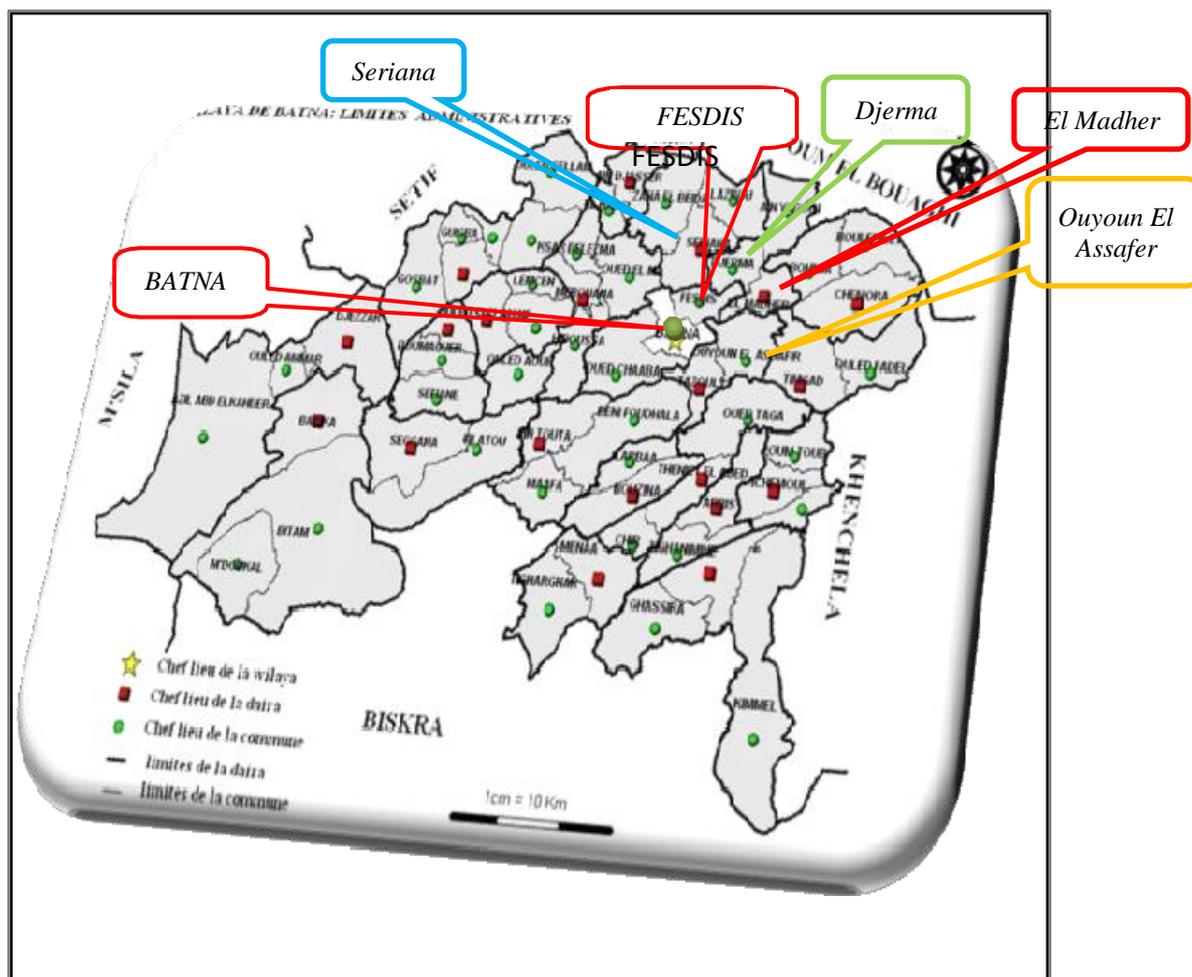


Figure N°I.3 : Limite administrative de la commune de Fesdis
(Extrait de la carte administrative de la wilaya de Batna)

I.4. Situation démographique :

D'après le dernier recensement qui a été effectué par le service de l'APC de Fesdis (2008), la population de la ville a été de 1 214 habitants, avec un taux d'accroissement de **2.7%** (source APC de Fesdis).

I.5. Situation topographique :

I.5.1. Relief :

Dans la région de BATNA on a trois principaux ensembles de relief qui sont: la plaine, les montagnes et les piémonts.

***La plaine :** la plaine de BATNA est une grande étendue ayant une forme allongée de l'Est vers l'Ouest, c'est une plaine de montagne encadrée au Sud par Djebel Ich-Ali, à l'Est par Djebel Azzeb et Djebel Bouarif, tandis que Djebel Kasserou et Boumerzoug au Nord et Djebel Tugur au Ouest.

***Les montagnes :** chaque montagne observée présente des caractéristiques particulières telles que l'altitude et l'exposition :

- **Au Nord :** Nous remarquons Djebel Boumerzoug est à l'altitude de 1 692 m ainsi que Djebel Kasserou à 1 641 m, les deux ont une exposition Sud-Est.

- **Au Nord-Est :** Notons bien que Djebel Azzeb à 1 365 m et Djebel Bouarif qui atteint 1584m sont exposés au Sud.

- **A l'Ouest :** Djebel Tugur à 1 154 m d'altitude et Djebel Boukezzaz à 1 442 m, sont exposés au Sud-Est.

- **Au Sud :** Djebel Ich-Ali avec 1800 m d'altitude.

*** Les piémonts :** les piémonts justifient des surfaces d'accumulation à pente douce et régulière étalée au pied d'un ensemble montagneux, ils sont situés à l'interface de deux domaines opposés qui sont la plaine et les montagnes ils se localisent généralement sur toutes les bordures de la plaine.

I.5.2. La pente :

La cité Hamiche est implantée à la rive gauche d'Oued EL GOURZI, et fait une partie de la terrasse d'Oued EL GOURZI qui est caractérisé par une moyenne déclivité entre 4 et 5 % vers le Nord-Est.

I.6. Situation géologique:

L'évolution des ressources hydriques fait appel à la reconnaissance géologique du terrain, pour cela une description lithologique et stratigraphique est nécessaire.

I.6.1. Stratigraphie et lithologie :

La région de Fesdis surtout pour la ville et la vallée d'Oued EL GOURZI repose sur des formations géologiques de la quatrième ère (quaternaire continental) constituées par des formations moderne comme l'argile continental et les agrégats avec l'existence des formations de miocène remarquer dans les conglomérats et les grés. On remarque la troisième ère comme le crétacé dans Djebel BOUARIF et KASRO et des formations de jurassique et trias.

I.6.2. perméabilité :

La perméabilité des roches est un facteur déterminant des possibilités d'infiltration des eaux superficielles.

L'ensemble des données géologiques a permis de distinguer trois classes de formations ayant des perméabilités différentes :

***Formations à perméabilité moyenne :** représentées surtout par les marno-Calcaires situées dans la zone montagneuse (Djebel Ich-Ali) et ponctuellement dans Djebel Kasserou et Azzeb, ces reliefs alimentent la plaine de BATNA.

***Formations à perméabilité faible ou nulle :** représentées par des calcaires massifs, (l'imperméabilisation des chaussées et la densité de la construction réduisent sensiblement l'infiltration dans la ville, ce qui peut abaisser localement le niveau des nappes et augmenter fortement les débits de surface des eaux de pluie), la nappe est alimentée latéralement par les reliefs environnants par infiltration souterraine.

***Formations à forte perméabilité :** représentées surtout par les calcaires fissurés, ces formations laissent s'infiltrer les eaux de pluies, elles se situent surtout dans les monts de Bellezma (Djebel Kasserou) et Bouarif, la perméabilité est élevée par fissuration, potentialité de circulation est bonne, de fortes pertes latérales en direction des alluvions de la plaine de BATNA et Nord vers la plaine de El Madher.

I.7. Situation géotechnique :

L'étude géotechnique de la cité Hamiche confirme que la plupart des terrains est considérée comme potentiellement stable et présente une bonne résistance pour la construction, on notera cependant qu'une petite partie située au Nord de la ville fait exception à la règle et peut présenter quelques contraintes.

I.8. Situation climatologique :

I.8.1. Le climat :

L'étude climatique est nécessaire pour tout projet en hydraulique et afin de nous permettre la connaissance des possibilités de présence d'eau, en liaison avec l'étude géologique et pédologique, la région de Fesdis est caractérisée par un climat de type semi – aride ; d'hiver froid et humide ; et un été chaud et sec, l'étude climatique a montré que les caractéristiques climatiques de la région sont étroitement liées à sa position géographique et à son relief.

I.8.2. La température :

La température est un paramètre à influence directe sur le régime d'écoulement, elle augmente l'évaporation et l'évapotranspiration durant les périodes chaudes.

Les températures prises à la station de Fesdis sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau n° I-1 : température moyenne de la station de Fesdis en 2014

Mois \ T °C	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Out	Sep	Oct	Nov	Dec
T_{max}	19.2	23.0	24.0	29.4	34.1	38.6	41.1	42.0	37.6	34.5	25.8	17.0
T_{min}	-3.0	-3.8	-2.1	0.4	0.4	7.0	12.0	13.5	12.1	2.3	2.0	-4.5
T_{moy}	8.1	9.6	10.95	14.9	17.25	22.8	26.55	27.75	24.85	18.4	13.9	6.25

Source : ANRH de Batna (Station météorologique de Fesdis)

L'analyse des données thermométriques montre deux saisons bien distinctes divisant l'année en une saison froide et autre chaude :

* La saison froide allant du mois d'Octobre à Avril la température peut descend au-dessous de zéro à la nuit avec des fréquentes gelées.

* La saison chaude allant du mois Mai à Septembre la température peut atteindre un maximale de plus de 40 °C à l'ombre.

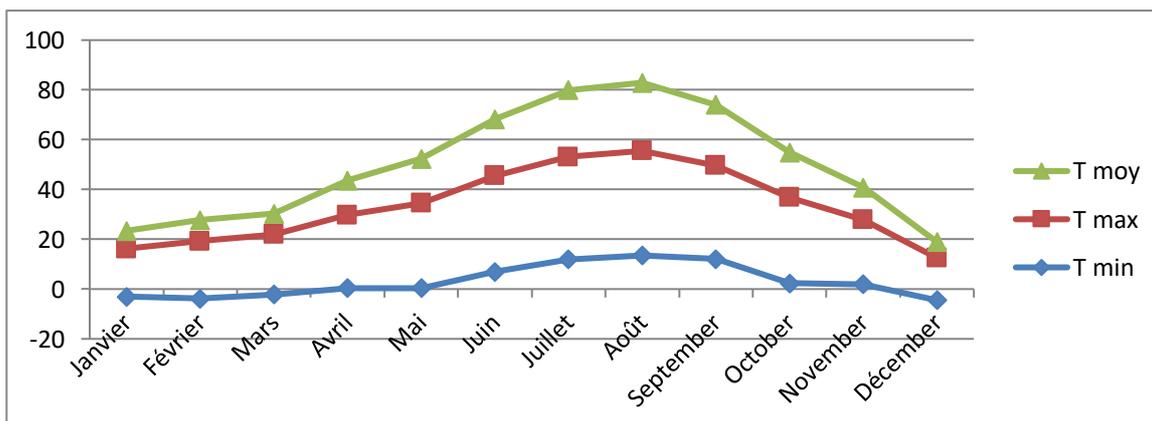


Figure N°I.4 : graphiques des températures

I.8.3. La pluviométrie :

Les précipitations sont irrégulièrement réparties dans le temps, les quantités de pluies sont variables d'une année à une autre. La moyenne annuelle est de 350 mm enregistrée surtout en fin d'automne et en Hiver.

Les précipitations moyennes mensuelles de la station de Fesdis sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau n° I-2 : précipitations moyennes mensuelles (Station de Fesdis 1995 - 2014)

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Out	Sep	Oct	Nov	Dec
Précipitation (mm)	31.6	14.7	68.2	4.0	39.8	47.8	0.3	4.9	13.7	14.7	6.4	29.8

Source : ANRH de Batna (Station météorologique de Fesdis)

I.8.4. L'Humidité :

L'humidité de l'air est un facteur aussi important que les précipitations et la température. La consommation journalière de l'eau peut varier en fonction de la température, l'humidité et de l'activité physique.

Le tableau ci-dessous exprime l'humidité moyenne en pourcentage :

Tableau n° I-3 : Humidité relative moyenne de la station de Fesdis (1995 – 2014)

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Out	Sep	Oct	Nov	Dec
H(%)	73	65	73	55	55	48	36	40	45	53	58	78

Source : ANRH de Batna (Station météorologique de Fesdis)

Le tableau n° I-3 indique les pourcentages de l'humidité relative à Fesdis ; élevée en période hivernale avec un maximum de 78% en mois de décembre, des taux moyens en automne et en printemps et moins d'humidité en été.

I.8.5. Le vent :

Le vent favorise l'évaporation surtout en période sèche, en présence des températures élevées.

Tableau n° I-4 : La vitesse moyenne du vent de la station de Fesdis (1995 – 2014)

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Out	Sep	Oct	Nov	Dec
Vitesse (m/s)	3.3	3.4	3.7	4.2	4.0	3.9	4.6	3.9	2.9	2.6	3.3	3.4

Source : ANRH de Batna (Station météorologique de Fesdis)

D'après le tableau n° I-4 on remarque que la vitesse du vent dans la région de Fesdis est maximale au mois de Juillet, avec une vitesse moyenne de 4.6 m/s. Dans cette région les vents de direction Sud-Ouest sont les plus dominants surtout le sirocco qui est un vent chaud et sec, à pouvoir desséchant, est élevé par l'augmentation brutale de la température.

I.8.6. L'évaporation :

L'évaporation est la perte en eau subie par la surface d'eau libre et représente la transformation de l'eau en vapeur.

Tableau n° I-5 : Evaporation moyenne mensuelle en mm sur la période (1972-2004)

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Out	Sep	Oct	Nov	Dec	Moy
E (mm)	51.1	75.8	116.1	150.2	205.7	27.4	233.3	304	207.1	154.3	89	61	168.96

Source : ANRH de Batna (Station météorologique de Fesdis)

D'après les relèves de la station de Fesdis sur la période (1972-2004) :

- L'évaporation moyenne maximale est au mois d'Aout : 304 mm, ceci correspond au mois où les températures sont plus élevées.

- Par contre l'évaporation moyenne minimale est observée au mois de janvier : 57.1 mm.

I.9. Sismicité de la région :

Selon le règlement parasismique algérien RPA 2003 survenue suite au séisme du 21/05/2003, le territoire Algérien serait partagé en cinq zone de sismicité croissante :

Zone 0: de sismicité négligeable.

Zone I: de sismicité faible.

Zone II_a - II_b : de sismicité moyenne.

Zone III : de forte sismicité.

La wilaya de Batna est classée dans la Zone I où les activités sismiques sont faibles et ne nécessitent pas des mesures spéciales ou antisismiques lors de l'édification des ouvrages.

I.10. Hydrographie :

La ville de Fesdis est drainée par un réseau hydrographique dense qui diverse vers le Nord-Est.

Le réseau hydrographique est caractérisé par la présence de petits Oueds et Châaba dont l'écoulement est non permanent.

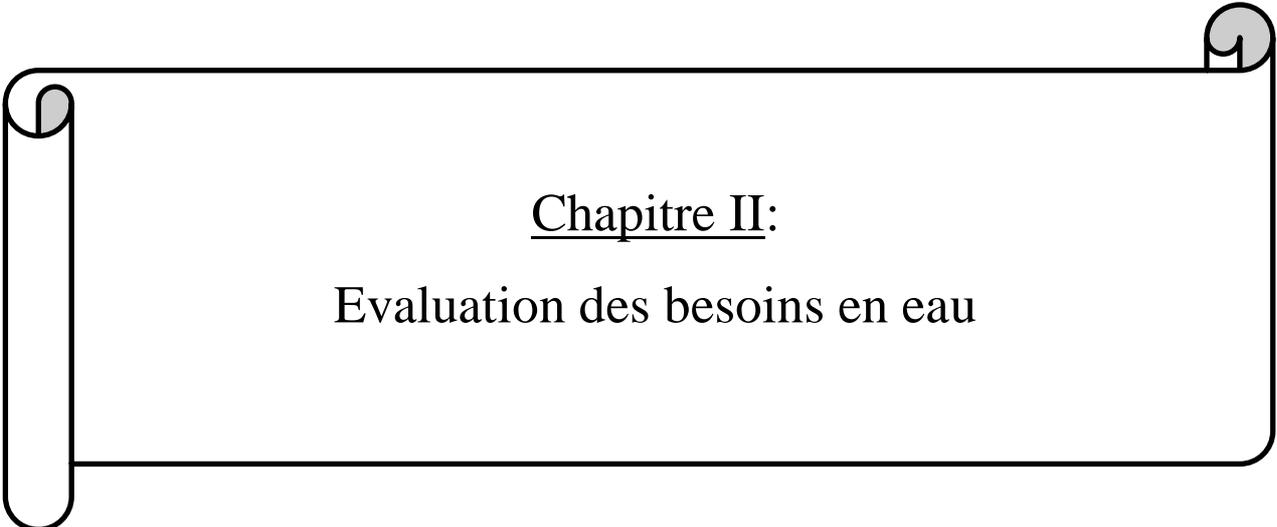
Les Oueds principaux qui drainent la ville de Fesdis sont Oued EL GOURZI et Oued TAZBENNT.

I.11. Stockage en eau :

Actuellement la citée Hamiche du centre Fesdis est alimentée à partir du réservoir 500 m³ existant situé à la côte 1026.56 m.

I.12. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons cité les données nécessaires concernant notre région du point de vue géographique, climatique, démographique ainsi que la situation hydraulique. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.



Chapitre II:

Evaluation des besoins en eau

Chapitre II : Evaluation des besoins en eau

II.1. Introduction :

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

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

L'étude présente, se base sur le recensement de l'A.P.C de l'année 2008, les orientations du plan d'urbanisation et les données collectées auprès de service statistique de l'A.P.C de Fesdis.

II.2. Evolution de la population :

Généralement l'évolution démographique s'estime à partir d'un taux de croissance constant que l'on peut extrapoler selon diverses hypothèses sur la base du dénombrement effectué pour différents recensements.

L'analyse des tendances démographiques et socio-économiques fournit normalement les informations requises pour projeter soit la progression ou théoriquement la régression des facteurs qui déterminent la consommation en eau et par conséquent l'évaluation des débits d'eau consommée.

Les renseignements donnés, ont été fournis par l'A.P.C Fesdis (service recensement):

Nombre de la population pour l'année 2008 est de 1 214 habitants.

L'évolution de la population future est donnée par la formule des intérêts composés suivantes :

$$P_n = P_0(1 + \tau)^n, \quad \text{Où :}$$

P_n : Population future prise à L'horizon quelconque (habitants). (2050)

P_0 : Population de l'année de référence (habitants). (2008)

n : Nombre d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré.

τ : Taux d'accroissement annuel de la population en (%) qui dépend de plusieurs facteurs :

- Mode de vie.
- L'éducation (planning familial).
- Le développement socioculturel.

D'après l'A.P.C, le taux d'accroissement de la cité Hamiche est : $\tau = 2.7\%$.

La période envisagée pour l'étude est de **30 ans** à compter de l'année de base **2020**, soit l'horizon **2050**.

Dans notre cas nous avons utilisé deux méthodes pour estimer le nombre de la population futur ; la première est basée sur la formule des intérêts composés cité ci-dessus dans les zones d'habitats existants, et la deuxième est basée sur le taux d'occupation d'habitant par logement pour les zones d'extension futurs.

* La cité **Hamiche** actuellement est partagé par des districts et chaque district est composée par des ilots, le tableau suivant montre le nombre des habitants dans chaque ilot :

Tableau n° II-1 : nombre d'habitants dans les zones existants

N° District	N° Ilot	Nombre des habitants
District N°08	6	67
	33	188
	34	104
	35	28
	36	106
	37	118
	50	52
District N°09	51	25
	38	50
	39	121
	40	84
	41	136
	42	59
Total		1214

Dans l'estimation des habitants à l'horizon considéré en se basait sur le nombre d'habitants du recensement de l'année 2008 « 1214 habitants ».

Tableau n° II-2 : Estimation de l'évolution de la population

Horizons	2008	2020	2050
Taux d'accroissement(%)	/	2.7	2.7
n	/	12	30
Population	1214	1671	3716

- En prenant un Taux = 6 (taux d'occupation d'habitant par logement) on peut évaluer la population de la cité HAMICHE à long terme par :

$$P = TOL \times N$$

Tel que :

P : nombre de la population à long terme.

TOL : taux d'occupation de sol.

N : nombre des logements et de constructions (2107 logements).

Donc :

$$P = 2107 \times 06$$

$$P = 12\ 642 \text{ habitants}$$

Donc à long terme et après l'aménagement final du quartier, le nombre total de la population est :

$$P_n = 3\ 716 + 12\ 642 = 16\ 358 \text{ habitants.}$$

II.3. La dotation :

Les quantités d'eau de consommation sont évaluées sur la base des consommations d'eau globales de l'agglomération observées au jour de la forte consommation, rapportée par l'unité d'habitants. Cette évaluation des besoins en eau nous exige de fixer une norme appelée la dotation. Celle-ci représente la quantité moyenne d'eau consommée, par jour et par usager formant le type de consommateur.

Elle est déterminée en fonction des ressources en eau existantes et le niveau de vie de l'agglomération.

En général, la dotation croit en fonction de l'importance de l'agglomération. Les besoins selon les tendances internationales pour les habitations modernes suivent les normes suivantes :

Tableau n° II-3 : La dotation en fonction de l'importance de l'agglomération

Population agglomérée	Dotation recommandée
Moins de 2 000	100 L / j / Hab
Plus de 2 000 et moins de 50 000	150 L / j / Hab
De 50 000 à 100 000	180 L / j / Hab

Les consommations unitaires déterminées en fonction de la taille des agglomérations montrent que, pour notre cas (cité Hamiche) nous pouvons accorder **150 l/ j/ Hab**, pour le moyen et le long terme.

II.4. Catégories des besoins:

Vu l'urbanisation, le niveau de vie et le confort que tend à connaître la cité Hamiche avec des extensions en futur, il est nécessaire de se pencher sur différentes catégories de besoins formant l'agglomération telles que :

- Besoins domestiques.
- Besoins scolaires.
- Besoins sanitaires.
- Besoins socioculturels.
- Besoins administratifs.

II.4.1. Estimation des besoins en eau domestiques:

L'estimation du débit moyenne de consommation domestique est exprimée par la formule suivante :

$$Q_{moy.j} = \frac{N_i \times D_i}{1000} (m^3 / j)$$

Avec :

$Q_{moy.j}$: Consommation moyenne journalière en m³/j.

D_i : Dotation journalière en l/ j/ hab.

N_i : Nombre de consommateurs.

Le calcul de ces besoins est reporté dans le tableau ci-dessous :

Tableau n° II-4 : Estimation des besoins en eau domestiques

	Nombre d'habitants		Dotation (L/j/hab)	Consommation			
	2020	2050		2020		2050	
				M ³ /j	L/s	M ³ /j	L/s
citée HAMICHE	1671	3716	150	250.65	2.90	557.40	6.45
FN POS	--	600	150	--	--	90.00	1.04
Promotion MAKHLOUFI	--	1800	150	--	--	270.00	3.13
villas de MAKHLOUFI	--	420	150	--	--	63.00	0.73
coopérative MEDGHASSEN	--	372	150	--	--	55.80	0.65
promotion SAIDANI (collectif)	--	216	150	--	--	32.40	0.38
promotion SAIDANI (semi collectif)	--	198	150	--	--	29.90	0.35
logements collectifs OPGI	--	600	150	--	--	90.00	1.04
promotion BITAM	--	360	150	--	--	54.00	0.63
promotion MIBARKI	--	6000	150	--	--	900.00	10.42
Haret EL BASSATINE	273	2076	150	40.95	0.47	311.40	3.60
TOTAL	1944	16358	150	291.6	3.38	2453.70	28,40

II.4.2. Estimation des besoins des équipements:

La détermination des divers équipements et leurs besoins se basent essentiellement sur les différents POS du chef-lieu de la commune ainsi que les différents plans d'aménagement réalisés récemment ou en cour de réalisation.

II.4.2.1. Besoins en eau scolaires :

La surface des équipements projetés est donnée par le service technique de la commune de Fesdis, Les besoins des différents équipements scolaires réunis sur la zone d'étude sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau n° II-5 : Estimation des besoins en eau scolaires

Désignation	Surface m ²		nombre		Dotation (l/j/m ²)	Consommation (M ³ /j)		Débit (l/s)	
	Actuel	Futur	Actuel	Futur		Actuel	Futur	Actuel	Futur
Ecole	2134	6884	1	3	5	10.67	34.42	0.12	0.40
C.E.M	5175	5175	1	1	5	25.88	25.88	0.30	0.30
Lycée	15000	15000	1	1	5	75	75	0.87	0.87
Crèche	0	190	0	1	5	0	0.95	0.00	0.01
Total						111.55	136.25	1.29	1.58

II.4.2.2. Besoins commerciaux:

L'agglomération de la citée Hamiche dispose de plusieurs équipements. Le calcul de leurs besoins est présenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau n° II-6 : Estimation des besoins en eau commerciaux

Désignation	unité	Nombre d'unité		Dotation l/j/unité	Consommation M ³ /j		Débit (l/s)	
		Actuel	Futur		Actuel	Futur	Actuel	Futur
Café	client	600	600	10	6	6	0.07	0.07
Restaurant	repas	1000	1000	30	30	30	0.35	0.35
Hôtel (03 étage)	lit	100	100	150	15	15	0.17	0.17
Total					51	51	0.59	0.59

II.4.3. Récapitulation des besoins en eau de la citée Hamiche:

Les besoins totaux de la citée Hamiche des différentes catégories de besoins sont groupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau n° II-7 : Récapitulation de la consommation totale de la citée Hamiche

Désignation	Débit (l/s)	
	Actuel	Futur
Besoins Domestiques	3.38	28.40
Besoins Scolaires	1.29	1.58
Besoins Commerciaux	0.59	0.59
Total	5.26	30.57

La consommation moyenne journalière des différentes localités de notre zone d'étude s'élèvera à l'horizon 2050 à **30.57 l/s**.

II.5. Variation de la consommation journalière:

II.5.1. Variation des débits de consommation dans le temps:

Le débit demandé par les différentes catégories des consommateurs est soumis à plusieurs variabilités en raison de l'irrégularité de la consommation dans le temps :

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération considérée.
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'importance de la ville.
- Variations journalières qui dépendent du jour de la semaine où la consommation est plus importante : au débit de la semaine ou en weekend.
- Variations horaires qui dépendent du régime de consommation de la population. Elles représentent les variations les plus importantes.

II.5.2. Evaluation de la consommation maximale journalière:

II.5.2.1. Coefficient d'irrégularité maximal journalière :

Le coefficient d'irrégularité maximum journalière noté K_{\max} ; représente le rapport entre la consommation journalière maximale et moyenne, varie entre 1.1 et 1.3, il consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10 % à 30 %, il nous indique de combien de fois la consommation maximale dépassera la consommation moyenne journalière, nous pouvons écrire :

$$K_{\max,j} = Q_{\max,j} / Q_{\text{moy},j}$$

Avec :

$Q_{\max,j}$: Consommation maximale journalière (m^3/j).

$Q_{\text{moy},j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j).

$K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximum journalière [1.1 – 1.3].

$K_{max,j}$: Se rapproche de 1.1 pour une population importante.

$K_{max,j}$: Se rapproche de 1.3 pour une petite agglomération à caractère rural.

* Pour notre cas on prend actuellement : $K_{max,j} = 1.3$

* et à long terme on prend : $K_{max,j} = 1.2$

II.5.2.2. Débit maximal journalier :

Représente le débit d'une journée de l'année où la consommation est maximale, il est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction. il nous permet de dimensionner le réservoir et les équipements de la station de pompage.

Ce débit est donné par la formule suivante :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} \times Q_{moy,j}$$

Les résultats de la consommation maximale journalière sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau n° II-8 : Evaluation des débits maximums journaliers

Horizons	$Q_{moy,j}$ (l/s)	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$ (l/s)
2020	5.26	1.3	6.84
2050	30.57	1.2	36.68

II.5.3. Evaluation de la consommation minimale journalière:

II.5.3.1. Coefficient d'irrégularité minimal journalière:

Il est défini comme étant le rapport de la consommation minimum par la consommation moyenne journalière noté K_{min} , il nous indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la consommation moyenne journalière, donné par la relation suivante :

$$K_{min,j} = Q_{min,j} / Q_{moy,j}$$

Avec :

$Q_{min,j}$: Consommation minimale journalière (m^3/j).

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j).

$K_{min,j}$: Coefficient d'irrégularité minimum journalière [0.7 – 0.9].

Pour notre cas on prend : $K_{min,j} = 0.8$.

II.5.3.2. Débit minimal journalier :

C'est le débit de jour de faible consommation pendant l'année. Ce débit est donné par la formule suivante :

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} \times Q_{\text{moy},j}$$

D'où : $Q_{\min,j} = 0.8 \times Q_{\text{moy},j}$

Les résultats de la consommation minimale journalière sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau n° II-9 : Evaluation des débits minimums journaliers

Horizons	$Q_{\text{moy},j}$ (l/s)	$K_{\min,j}$	$Q_{\min,j}$ (l/s)
2020	5.26	0.8	4.21
2050	30.57	0.8	24.46

II.6. Variation des débits horaires:

II.6.1. Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

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

Avec:

$Q_{\text{max},j}$: Débit maximum journalier (m³/j).

$Q_{\text{moy},h}$: Débit moyen horaire (m³/h).

II.6.2. Evaluation de la consommation maximale horaire:

II.6.2.1. Coefficient d'irrégularité maximum horaire:

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée, il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie. D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{max} et β_{max} .

Tel que : $K_{\text{max},h} = \alpha_{\text{max}} \times \beta_{\text{max}}$

Avec:

* α_{max} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, il varie de 1.2 à 1.4 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas, il a été adopté un coefficient : $\alpha_{\text{max}} = 1.3$.

* β_{\max} : Coefficient qui varie selon le nombre de la population. (Voir l'annexe II-1)

Pour notre cas on a deux valeurs de β_{\max} :

* $\beta_{\max} = 1.71$ actuellement $\Rightarrow K_{\max,h} = 1.3 \times 1.71 = 2.22$.

* $\beta_{\max} = 1.24$ à long terme $\Rightarrow K_{\max,h} = 1.3 \times 1.24 = 1.61$.

II.6.2.2. Débit maximum horaire:

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\max,h} = K_{\max,h} \times Q_{\text{moy},h}$$

Avec:

$K_{\max,h}$: Coefficient d'irrégularité maximal horaire.

$Q_{\text{moy},h}$: Débit moyen horaire (m³/h).

Les calculs sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau n° II-10 : Calcul des débits maximaux horaires

Horizons	α_{\max}	β_{\max}	$K_{\max,h}$	$Q_{\max,j}$ (m ³ /j)	$Q_{\text{moy},h}$ (m ³ /h)	$Q_{\max,h}$ (m ³ /h)
2020	1.3	1.71	2.22	590.98	24.62	54.66
2050	1.3	1.24	1.61	3169.15	132.05	212.60

II.6.3.Evaluation de la consommation minimale horaire:

II.6.3.1. Coefficient d'irrégularité minimum horaire:

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire qui nous permet d'évaluer le fonctionnement de notre réseau du point de vue pression dans le réseau :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} \times \beta_{\min}$$

Avec:

* α_{\min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, il varie de 0.4 à 0.6. Pour notre cas, il a été adopté un coefficient : $\alpha_{\min} = 0.5$.

* β_{\min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. (Voir l'annexe II-2)

II.6.3.2. Débit minimum horaire:

Il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\min,h} = K_{\min,h} \times Q_{\text{moy},h}$$

Avec:

$K_{\min,h}$: Coefficient d'irrégularité minimal horaire.

$Q_{\text{moy},h}$: Débit moyen horaire (m³/h).

Les calculs sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau n° II-11 : Calcul des débits minimaux horaires

Horizons	α_{\min}	β_{\min}	$K_{\min,h}$	$Q_{\max,j}$ (m ³ /j)	$Q_{\text{moy},h}$ (m ³ /h)	$Q_{\min,h}$ (m ³ /h)
2020	0.5	0.1	0.05	590.98	24.62	1.23
2050	0.5	0.46	0.23	3169.15	132.05	30.37

II.7. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants:

La consommation en eau potable d'une agglomération subit de grande variation, elle dépend tout d'abord de la vocation et de l'étendue de l'agglomération et dans une même agglomération la consommation d'eau varie durant la journée, elle est faible à certaines heures et très importante à d'autres.

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation en eau dans divers centres d'agglomération, les débits horaires sont donnés en pourcentage du débit maximum journalier, en se basent sur le tableau (Voir l'annexe II-3).

Le débit horaire est obtenu par la formule suivante :

$$Q_h = (C_h \% \times Q_{\max,j}) / 100$$

Avec:

Q_h : Débit horaire nécessaire (m³/h).

$Q_{\max,j}$: Débit maximal journalier (m³/j).

C_h % : Pourcentage horaire.

Puisque le nombre d'habitants à l'horizon 2050 sera **16 358 hab.** La répartition convenable est celle de la troisième colonne (**de 10 001 à 50 000**).

La répartition horaire des débits de consommation journalière pour l'horizon 2050 de la région d'étude est indiquée dans le tableau n° II-12 :

Tableau n° II-12 : Variation des débits horaires (2050)

Heures (h)	$Q_{\max,j} = 3\,169.15\text{ m}^3/j$		Consommation cumulée	
	(%)	(m^3/h)	(%)	(m^3/h)
0-1	1.50	47.54	1.50	47.54
1-2	1.50	47.54	3	95.08
2-3	1.50	47.54	4.5	142.62
3-4	1.50	47.54	6	190.16
4-5	2.50	79.23	8.5	269.39
5-6	3.50	110.92	12	380.31
6-7	4.50	142.61	16.5	522.92
7-8	5.50	174.30	22	697.22
8-9	6.25	198.07	28.25	895.29
9-10	6.25	198.07	34.5	1093.36
10-11	6.25	198.07	40.75	1291.43
11-12	6.25	198.07	47	1489.5
12-13	5.00	158.46	52	1647.96
13-14	5.00	158.46	57	1806.42
14-15	5.50	174.30	62.5	1980.72
15-16	6.00	190.15	68.5	2170.87
16-17	6.00	190.15	74.5	2361.02
17-18	5.50	174.30	80	2535.32
18-19	5.00	158.46	85	2693.78
19-20	4.50	142.61	89.5	2836.39
20-21	4.00	126.77	93.5	2963.16
21-22	3.00	95.07	96.5	3058.23
22-23	2.00	63.38	98.5	3121.61
23-24	1.50	47.54	100	3169.15
Total	100	3 169.15		

D'après les valeurs de tableau précédent l'heure de pointe est située de 8 à 12 h et le débit correspondant est :

$$Q_{\max,h} = 198.07 \text{ m}^3/\text{h} = 55.02 \text{ l/s}$$

Les résultats trouvés nous permettent de tracer le graphique de consommation de l'agglomération :

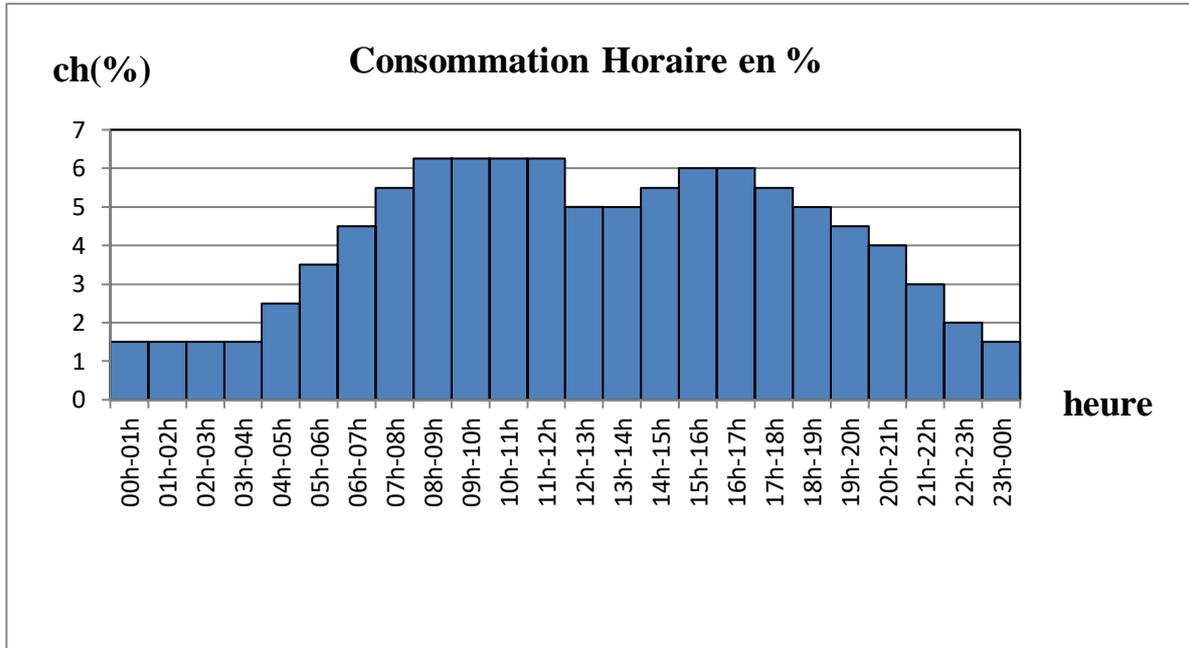


Figure N°II.8: graphique de la consommation horaire pour l'horizon 2050

Interprétation : l'histogramme présente la consommation en fonction des heures pour l'horizon 2050 tel que l'heure de pointe est 8h-12h.

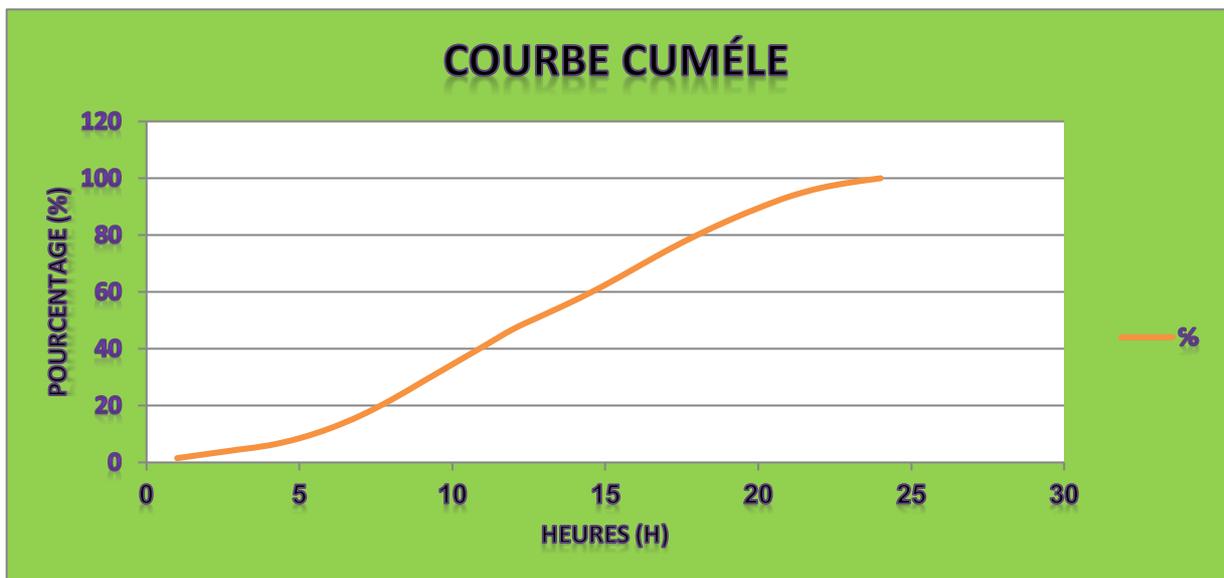


Figure N°II.2: Courbe de la consommation cumulée à l'horizon 2050

Interprétation : le graphe présent la courbe de la consommation cumulée en fonction de temps pour l'horizon 2050.

II.8. Comparaison entre les ressources et les besoins :

Dans le but de connaître si notre débit fourni par le forage existant satisfait les besoins calculés ou non, il faut comparer entre les besoins et ce débit disponible, et voir est ce qu'il y a un excès ou un déficit de débit.

Comme nous avons déjà dit (dans l'introduction), la ville dispose d'un forage donnant un débit actuel de 15 l/s et une source qui donne un débit de 17 l/s donc un débit total de 2764.8 m³/j. alors que les besoins totaux de la ville sont de 2641.25 m³/j, donc il y a un excès égal à :

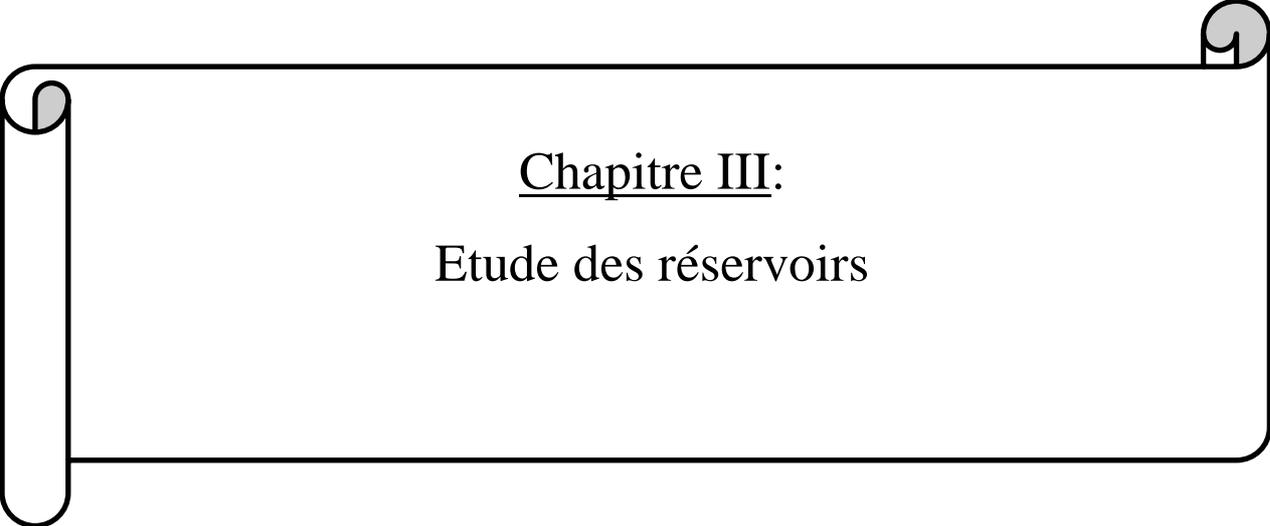
$$D = 2764.8 - 2641.25 = 123.55 \text{ m}^3/\text{j}.$$

II.9. Conclusion :

A travers ce chapitre, nous avons procédé d'une façon estimative et approchée les différentes catégories de consommateurs rencontrés dans notre agglomération ainsi que les besoins en eau potables qui leurs correspondent.

Après avoir estimé les besoins en eau actuels et futures de la citée Hamiche centre Fesdis, nous avons remarqué que le nombre d'habitants est en augmentation ainsi que la consommation maximale journalière, ceci est dû au fait que la commune est en développement urbain continu.

Nous allons alors déterminer dans le chapitre qui suit la capacité de stockage nécessaire afin d'assurer une meilleur alimentation de notre commune.



Chapitre III:
Etude des réservoirs

Chapitre III: Etude des réservoirs

III.1. Introduction :

Le réservoir est un ouvrage de stockage régulateur de débit qui permet d'adapter la production à la consommation. C'est un enveloppe, qui contient un liquide qui peut être généralement de l'eau; soit potable (réservoir d'eau des distributions publiques); soit de l'eau à l'usage industriel.

La cité Hamiche centre Fesdis va prendre en charge un développement futur, donc le but de ce chapitre est de déterminer le volume de stockage nécessaire actuellement et à l'horizon de telle façon a assuré le meilleur fonctionnement du réseau.

III.2. Rôle des réservoirs :

Le rôle des réservoirs a sensiblement varié au cours des âges. Servant tout d'abord de réserves d'eau, leur rôle primordial fût, ensuite, de parer à un accident survenu dans l'adduction. Ils constituent une réserve permettant d'assurer aux heures de pointe le débit maximal demandé, de plus ils peuvent aussi jouer les rôles suivants :

- Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Régulariser le fonctionnement de la pompe.
- Régulariser la pression dans le réseau de distribution.
- Coordonner le régime d'adduction au régime de distribution.
- Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Assurer la réserve d'incendie.
- Jouer le rôle de relais.
- Réduire la consommation de l'énergie électrique aux heures de pointe.

III.3. Caractéristiques des réservoirs :

Durant la construction d'un réservoir, les matériaux utilisés doivent être choisis pour assurer :

- **Résistance** : le réservoir doit équilibrer en toutes ses parties les efforts auxquels il est soumis.
- **Etanchéité** : les parois doivent être étanches pour éviter les fuites.
- **Durabilité** : le réservoir doit avoir une durabilité pour longtemps, ce qui veut dire, le matériau dont il est constitué doit conserver ses propriétés initiales en contact avec l'eau.

III.4. Emplacement des réservoirs :

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre, pour cela nous sommes amenés à tenir compte des certaines considérations techniques et économiques suivantes :

- Ils doivent être placés à un niveau supérieur à celui de l'agglomération qu'ils desservent.
- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que La côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau.
- Le site du réservoir doit être le plus proche possible de l'agglomération (économie) pouvant alimenter le point le plus défavorable.
- La topographie intervient et à une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie.
- L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation.
- L'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés de point de vue pression. [1]

III.5. Equipement hydraulique du réservoir :

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé par :

- D'une conduite d'arrivée ou d'alimentation.
- D'une conduite de départ ou de distribution.
- D'une conduite de vidange.
- D'une conduite de trop plein.
- Du système de matérialisation d'incendie.
- D'une conduite by-pass. [2]

III.5.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation :

L'adduction est faite par refoulement, arrivée dans la cuve en siphon noyé (à la partie supérieur de la cuve), ou par le bas placé à l'opposé de la conduite de départ, afin de provoquer le brassage, par conséquent, un dispositif de contrôle situé au niveau de la station de pompage permet le déclenchement de l'arrêt ou de la mise en marche des pompes. [1]

III.5.1.1. Arrivée par sur verse :

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.

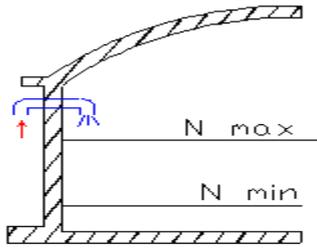


Figure N°III.1 : Arrivée par sur verse
(Chute libre)

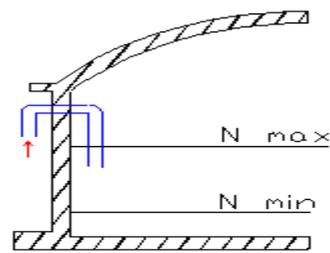


Figure N°III.2 : Arrivée par surverse
(Noyée)

III.5.1.2. Arrivée par dessous :

Soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

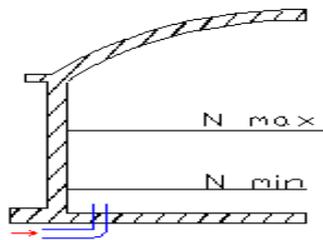


Figure N°III.3 : Arrivée par-dessous
(Par le fond)

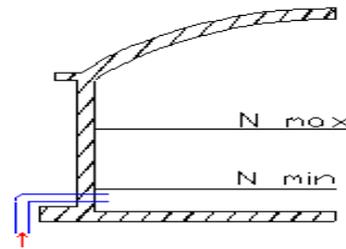


Figure N°III.4 : Arrivée par-dessous
(Par le bas)

III.5.2. Conduite de départ ou de distribution :

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque centimètre au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite. [1]

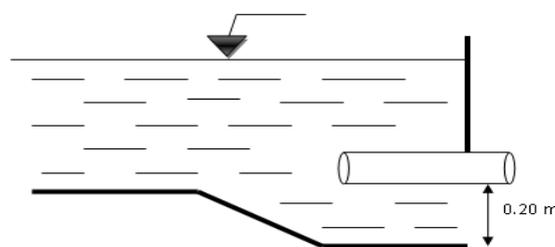


Figure N°III.5 : conduite de distribution

III.5.3. Conduite de trop-plein :

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau au réservoir en cas où la pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein.

Ces conduites doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tous corps étrangers. [1]

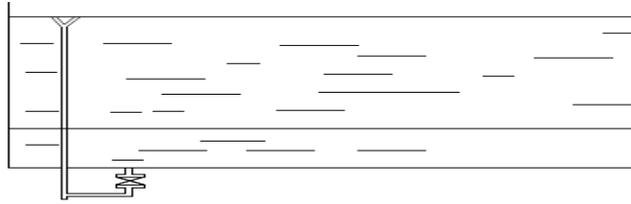


Figure N°III.6 : conduite de trop-plein et de vidange

III.5.4. Conduite de décharge ou de vidange :

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier. Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable. [2]

III.5.5. Conduite by-pass :

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne pour assurer la distribution quand le réservoir est isolé pour son entretien ou dans le cas d'un incendie à forte charge. [2]

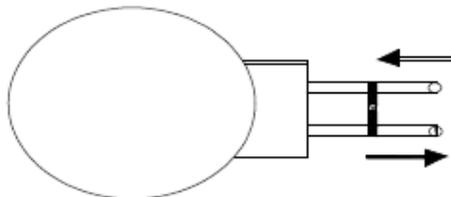


Figure N°III.7: Conduite de by-pass

III.5.6. Ligne pilote :

Un interrupteur à flotteur va être disposé à la partie haute d'un réservoir. Il est relié au contacteur du moteur de la pompe qui enclenche ce dernier pour un niveau d'eau inférieur, et le déclenche pour un niveau supérieur.

III.6. La détermination de la forme et implantation du réservoir:

III.6.1. La forme du réservoir :

En règle générale, les réservoirs sont rectangulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit être adapté à la forme de la parcelle ou aux conditions du terrain).

Ces formes permettant une construction statique adaptable, une exécution solide ainsi que des agrandissements sans difficultés majeures.

III.6.2. La hauteur d'eau :

La hauteur d'eau est essentiellement déterminée par les aspects économiques de la construction, elle ne devrait pas dépasser 6m.

Les valeurs suivantes peuvent être prises en considération pour des réservoirs petits et moyens :

Tableau n° III-1 : la hauteur d'eau en fonction de la capacité du réservoir

Capacité utile (m ³)	Hauteur d'eau optimum (m)
Jusqu'à 500	3 à 4
1000	4 à 5
5000	5 à 6

La hauteur optimale d'eau utile est située entre 3 et 6m, cette hauteur peut atteindre 7 à 8m pour les grands ouvrages.

III.6.3. L'implantation et terrain :

Pour des raisons économiques, on doit choisir le site d'implantation du réservoir de telle manière que l'ensemble des matériaux d'excavation et réutilisé pour les talus latéraux et la couverture, de plus en évite les pentes et les terres instables surtout si le volume est important.

III.7. Principe de calcul :

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder :

- **Soit à la méthode graphique :** qui tient compte de la courbe de La consommation totale (intégrale) déduite à partir des coefficients de la variation horaire de la consommation et 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.
- **Soit à la méthode analytique :** qui tient aussi compte des débits d'apport et des débits de départ du réservoir.

III.7.1. Détermination de la capacité du réservoir de stockage :

Pour le calcul, nous utilisons la méthode analytique. Cette capacité sera déduite à partir des résidus, entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure pendant 20 heures comme l'indique le tableau ci-dessous, en ajoutant bien sûr la réserve minimale destinée à l'incendie, elle est estimée à 120m³ c'est-à-dire pour une période de deux heures du fait qu'au-delà l'incendie aura tout détruit.

Tableau n^o III-2 : détermination de la capacité du réservoir d'alimentation

Heures	consommation d'eau en %	Refoulement d'eau en %	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste dans le réservoir	
0-1	1.50	0		1.5	8.5	4.5
1-2	1.50	0		1.5	7	3
2-3	1.50	0		1.5	5.5	1.5
3-4	1.50	0		1.5	4	0
4-5	2.50	5	2.5		6.5	2.5
5-6	3.50	5	1.5		8	4
6-7	4.50	5	0.5		8.5	4.5
7-8	5.50	5		0.5	8	4
8-9	6.25	5		1.25	6.75	2.75
9-10	6.25	5		1.25	5.5	1.5
10-11	6.25	5		1.25	4.25	0.25
11-12	6.25	5		1.25	3	-1
12-13	5.00	5			3	-1
13-14	5.00	5			3	-1
14-15	5.50	5		0.5	2.5	-1.5
15-16	6.00	5		1	1.5	-2.5
16-17	6.00	5		1	0.5	-3.5
17-18	5.50	5		0.5	0	-4
18-19	5.00	5			0	-4
19-20	4.50	5	0.5		0.5	-3.5
20-21	4.00	5	1		1.5	-2.5
21-22	3.00	5	2		3.5	-0.5
22-23	2.00	5	3		6.5	2.5
23-24	1.50	5	3.5		10	6
Total	100	100	14.5	14.5	--	--

Le volume utile du réservoir est donné par la formule suivante :

$$V_u = P\% * Q_{\max,j} \dots\dots\dots(III-1)$$

Avec :

P% : représente le maximum des restes de $Q_{\max,j}$.

$Q_{\max,j}$: débit maximal journalier (m^3/j).

V_u : volume utile (m^3).

Le volume sera dans ce cas :

$$V_u = \frac{|6|+|-4|}{100} * Q_{\max,j} = \frac{10}{100} * 3\,169.15 = 316.92 \, m^3$$

Pour le calcul de la capacité totale du réservoir on utilise la formule suivante :

$$V_T = V_u + V_{\text{inc}} \dots\dots\dots(III-2)$$

Avec : V_{inc} : réserve d'incendie, estimé pendant **deux heures** avec un débit de **60m³/h** (c'est un volume minimum).

$$\text{Donc : } V_T = V_u + V_{\text{inc}} = 316.92 + 120 = 436.92 \, m^3$$

La capacité normalisée sera : $V_n = 500 \, m^3$

On note que la capacité totale du réservoir de la cité Hamiche est de $500 \, m^3$, alors que le volume calculé est estimé à $436.92 \, m^3$, donc la capacité existante est suffisante pour satisfaire les besoins de la ville pour l'horizon 2050.

III.8. Dimensions du réservoir:

III.8.1. Le diamètre de la cuve :

$H = 3$ à $6 \, m$, on prend $H = 4 \, m$

$$S = \frac{V_n}{H} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{H} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * H}} \dots\dots\dots(III-3)$$

Avec :

V_n : capacité normalisée du réservoir (m^3).

S : la section du réservoir (m^2).

D : diamètre de la cuve (m).

H : la hauteur utile optimale d'eau (m).

$$\text{AN : } \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot 500}{\pi \cdot 4}} = 12.62 \text{ m}$$

Le diamètre du réservoir doit être normalisé : $D_N = 13 \text{ m}$

III.8.2. Ré élévation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 \cdot V_n}{\pi \cdot D^2} \dots \dots \dots \text{(III-4)}$$

$$\text{AN: } h = \frac{4 \cdot 500}{\pi \cdot 13^2} \Rightarrow h = 3.77 \text{ m}$$

III.8.3. La section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \dots \dots \dots \text{(III-5)}$$

$$\text{AN: } S = \frac{500}{3.77} \Rightarrow S = 133 \text{ m}^2$$

III.8.4. Hauteur de la réserve d'incendie :

$$H = \frac{V_{inc}}{S} \dots \dots \dots \text{(III-6)}$$

$$\text{AN: } H = \frac{120}{133} \Rightarrow H = 0.90 \text{ m}$$

III.8.5. La hauteur totale de la cuve :

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0.25 à 1 m, au-dessus du plan d'eau.

$$H = h + R \dots \dots \dots \text{(III-7)}$$

Avec :

H : la hauteur totale de la cuve (m).

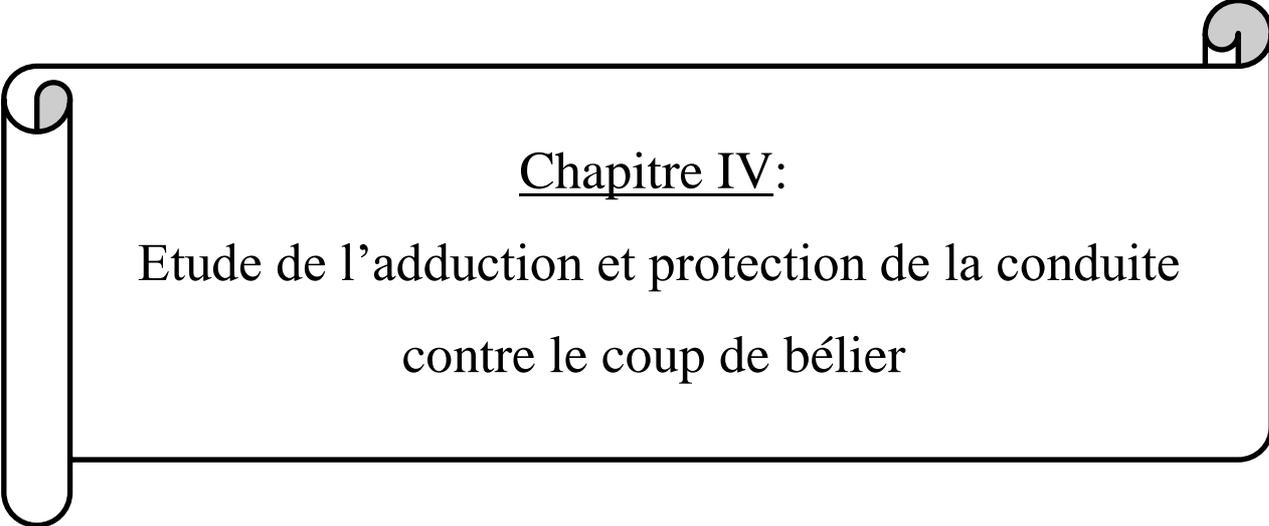
R : revanche (m).

On prend: $R = 0.23$.

$$\text{AN: } H = 3.77 + 0.23 \Rightarrow H = 4 \text{ m}$$

III.9. Conclusion:

Le but de ce chapitre est de vérifier la capacité de stockage du réservoir existant à l'horizon 2050. A cet horizon il a été déduit un volume de **436.92 m³** qui est légèrement inférieur au volume de **500 m³** existant. Etant donné que le réservoir existant est en très bon état et qui sera maintenu à l'horizon future ; Alors dans notre cas nous n'avons pas besoin de dimensionner un autre réservoir.



Chapitre IV:

Etude de l'adduction et protection de la conduite
contre le coup de bélier

Chapitre IV : Etude de l'adduction et protection de la conduite contre le coup de bélier

IV.1.Introduction :

N'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit avoir une adduction, soit par pompage, soit gravitaire soit mixte. Et pour ces trois cas on a le facteur topographie qui rentre en jeu. Ce dernier nous oblige à placer certains accessoires :

- Ventouse aux points hauts du tracé pour l'évacuation de l'air.
- Vidange aux points bas.
- Vanne de sectionnement pour éviter la vidange complète de la conduite.

Donc le bon fonctionnement de l'adduction permet d'éviter :

- Des dysfonctionnements (fontaine non alimentée).
- Les dégâts (surpression, dépressions...).
- L'entrée de polluants par fonctionnement.
- L'obstruction de l'adduction par sédimentation ou par bouchon d'air.
- Des coûts exagérés.

IV.2.Notions générales sur les adductions :

IV.2.1. Définition :

L'adduction regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source (forage, barrage, ressource naturelle) à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages hydrauliques vers le réservoir de stockage ou de distribution. Le terme d'adduction vient étymologiquement du latin : « ad ducere » (mener ou conduire vers, amener.....). [3]

NB : Pour notre cas l'adduction se fait par refoulement, à partir d'un forage (nouveau forage), vers le réservoir 500m³ qui a son tour fait la distribution vers la cité Hamiche centre de Fesdis.

IV.2.2. Topologie des systèmes d'adduction :

IV.2.2.1. Adduction gravitaire :

Où l'écoulement de l'eau à des pressions importantes est causé par la différence des niveaux hydrauliques : l'altitude de la source est supérieure à l'altitude du point de consommation ; et se déplace donc grâce à la force de gravitation, d'où son nom.

IV.2.2.2. Adduction par refoulement :

Où la pression sur le réseau et l'acheminement de l'eau se fait à l'aide de pompes à l'intérieur de la station de pompage. Dans ce cas, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir. [4]

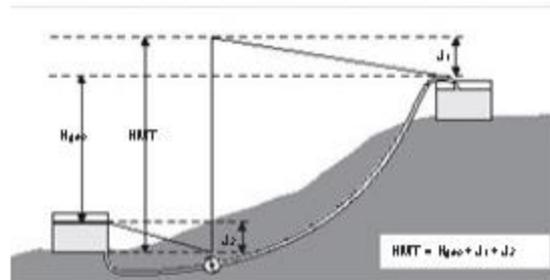
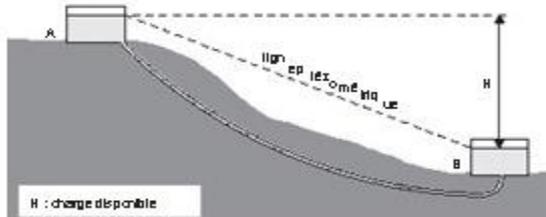


Figure N°IV.1: Adduction gravitaire

Figure N°IV.2: Adduction par refoulement

IV.2.2.3. Adduction mixte :

C'est une adduction où la conduite de refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. La conduite de refoulement se transforme en conduite gravitaire que par l'installation d'un réservoir tampon.

IV.2.3. Choix du tracé :

Le tracé d'une conduite d'adduction doit être choisit d'une façon d'avoir une trajectoire directe de la conduite et répondre aussi à certaines exigences d'ordre techniques et économiques telle que :

- Le profil doit être le plus régulier et le plus court possible (sur-profondeur et sous-profondeur sont parfois inévitables) afin de réduire les frais d'investissement.
- Le profil sera étudié pour que l'air puisse être évacué facilement, car cantonnement d'air engendre la rupture de la veine liquide.
- Pour les conduites de longueurs importantes (plusieurs kilomètres), il sera bon de prévoir quelques robinets de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles.
- Les contre pentes qui peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer, sont à éviter.
- Il y a lieu de concevoir un tracé en plan, avec des courbes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, le parcours empreint ne suivra pas facilement les accotements de la route.

NB : Pour notre cas, nous étudions le tracé d'une conduite d'adduction qui s'étend sur une longueur de **659 mètres**, et que nous devons bien entendu respecter toutes les conditions citées précédemment.

IV.2.4. Les types des canalisations :

Le marché du matériel hydraulique a évolué avec l'évolution des récentes technologies spécialisées dans le domaine.

De ce fait, une conduite est constituée par des tuyaux assemblés les uns aux autres, on dispose de différents types de conduites. Selon le matériau constitutif, on distingue :

- Conduite en acier.
- Conduite en fonte.
- Conduite en PVC (chlorure de polyvinyle).
- Conduite en PEHD (polyéthylène à haute densité).

Dans le cas de notre projet, on a opté pour des conduites en PEHD, vu les avantages qu'elles présentent :

- Faciliter de transport et d'installation due à leur légèreté et leur flexibilité.
- Faciliter de soudage par électrofusion ou bout à bout, offrant un système complètement soudé.
- Résistance à la corrosion interne et externe et microbiologique.
- Bonne propriétés hydrauliques.
- Bonne résistance chimique.
- Longue durabilité.
- Répondre parfaitement aux normes de potabilité.
- Son élasticité lors du phénomène transitoire.
- Cout faible du PEHD.

IV.2.5. Dimensionnement de la conduite d'adduction :

Le dimensionnement a pour but de choisir un diamètre pour la conduite de refoulement qui répond aux critères technico-économiques.

IV.2.5.1. Calcul de la vitesse :

La vitesse se calcul selon la formule suivante :

$$V = \left[\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} \right] \dots \dots \dots (IV-3)$$

Avec :

D : Diamètre de la conduite (m).

Q : Débit véhiculé dans la conduite (m³/s).

IV.2.5.2. Calcul des pertes de charges :

Les pertes de charges représentent une portion de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet des frottements entre les particules de l'eau et les parois des canalisations.

Elles se présentent sous deux formes :

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

IV.2.5.2.1. Pertes de charges linéaires :

Les pertes de charge linéaires sont dues au frottement de l'eau avec les parois des conduites, elles sont déterminées par la formule suivante :

$$\Delta H_L = J \cdot L$$

Avec :

L : longueur de la conduite.

ΔH_L : perte de charge linéaire.

J : gradient de pertes de charge.

- **Calcul du gradient des pertes de charges :**

Le gradient des pertes de charges est calculé par la formule de **DARCY-WEISBACH** :

$$J = \frac{8 \lambda Q^2}{\pi^2 g D^5} \dots\dots\dots (IV-3)$$

Avec :

Q : Le débit véhiculé (m³/s).

g : Accélération de la pesanteur (g = 9,81 m/s²).

D : diamètre de la conduite (m).

λ : Coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

- **Calcul du coefficient de frottement λ :**

➤ **En régime turbulent rugueux** (Re > 560 $\frac{D}{\epsilon}$):

*le coefficient de frottement est donné par la formule de **NIKURADZE** :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\epsilon}{D})^{-2} \dots\dots\dots (IV-4)$$

➤ **En régime transitoire** $\left(10 \frac{D}{\varepsilon} \leq Re \leq 560 \frac{D}{\varepsilon}\right)$:

*Le coefficient de frottement est donné par la formule de **COLEBROOK** :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -0.86 \ln\left(\frac{\varepsilon}{3.7 D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}}\right) \dots \dots \dots (IV-5)$$

Avec :

Re : Nombre de Reynolds donné par la formule suivante :

$$Re = \frac{v \times D}{\nu} \dots \dots \dots (IV-6)$$

v : La viscosité cinématique de l'eau à 20°C. $\Rightarrow \nu = 10^{-6} \text{ (m}^2/\text{s)}$.

ε : Coefficient de rugosité absolue en (mm). $\Rightarrow \varepsilon = 0.000152 \text{ mm}$.

IV.2.5.2.2. Pertes de charges singulières :

Elles sont générées par les singularités telles que les coudes, vannes, clapets, branchements, diaphragmes ...etc, elles sont estimées à :

- 10 % des pertes de charge linaires pour le PEHD : $\Delta H_s = 0.1 \times \Delta H_L$
- 15 % des pertes de charge linaires pour la Fonte : $\Delta H_s = 0.15 \times \Delta H_L$

IV.2.5.2.3. Pertes de charges totales :

Elles sont déterminées par la somme des pertes de charge linéaires et singulières :

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_s$$

Avec :

ΔH_T : pertes de charges totales (m).

ΔH_L : pertes de charges linéaires (m).

ΔH_s : pertes de charges singulières (m).

Pour le PEHD : $\Delta H_T = \Delta H_L + 0.1 \Delta H_L = 1.1 \Delta H_L$

$$\Delta H_T = 1.1 \frac{8 \lambda L Q^2}{\pi^2 g D^5} \dots \dots \dots (IV-7)$$

Avec :

L : longueur géométrique de la conduite de refoulement.

IV.2.6. Détermination de la hauteur géométrique :

La hauteur géométrique est la différence entre le niveau dynamique du plan d'eau dans le forage et le niveau de verse d'eau dans le réservoir.

$$H_g = C_r + H_{max} + h - C_f + PND$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique en (m).

C_r : la côte du radier est égale : **1025.56 m**.

H_{max} : hauteur maximale d'eau dans le réservoir : **4 m**.

h : hauteur de la crosse au-dessus de H_{max} : **h = 0.5m**.

C_f : la côte du forage **996 m**.

PND : Profondeur dynamique : **140.44 m**.

$$H_g = 1025.56 + 4 + 0.5 - 996 + 140.44 \quad \Leftrightarrow \quad \mathbf{H_g = 174.5 m}$$

IV.2.7. Détermination de la hauteur manométrique totale [4]:

La hauteur manométrique totale est égale à la somme, de la hauteur géométrique (H_g) et des pertes de charges totales (ΔH_T), elle est donnée par :

$$\mathbf{HMT = H_g + \Delta H_T \dots\dots\dots (V-8)}$$

Avec :

HMT : la hauteur manométrique totale en (m).

H_g : hauteur géométrique en (m).

ΔH_T : pertes de charges totales (m).

Tableau n° IV-1 : Détermination de la hauteur manométrique

Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH _L (m)	ΔH _s (m)	ΔH _T (m)	H _g (m)	HMT (m)
110	2.039	0.0063	9.08	0.908	9.988	174.5	184.49
125	1.573	0.0062	4.67	0.467	5.137	174.5	179.64
160	0.961	0.0060	1.32	0.132	1.452	174.5	175.95
200	0.615	0.0058	0.42	0.042	0.462	174.5	174.96

IV.2.8. Calcul de la puissance absorbé par la pompe :

La puissance absorbée par la pompe est donnée par la relation suivante :

$$P = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot Hmt}{\eta} \dots\dots\dots (V-9)$$

Avec :

- P** : la puissance absorbée par la pompe (KW).
- Q** : débit fournie par la pompe « débit du forage » en (m³/s).
- Hmt** : la hauteur manométrique totale en (m).
- g** : Accélération de la pesanteur (g = 9,81 m/s²).
- η** : rendement de la pompe en (%).

IV.2.9. Calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe :

Elle se calcule comme suit :

$$E = P * T * 365 \dots\dots\dots (V-10)$$

Avec :

- E** : énergie consommée par la pompe exprimée en (kWh).
- P** : puissance absorbée par la pompe en (kW).
- T** : nombre d'heure de pompage (dans notre cas on prend T = 20h).

IV.2.10. Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation d'un système d'adduction sont liés directement à l'énergie consommé et celle-ci en fonction de diamètre de la conduite de refoulement, ils sont évalués à partir de la consommation d'énergie et du prix du Kilowattheure (KWh), ils sont donnés par:

$$F_{exp} = C \cdot E \dots\dots\dots (V-11)$$

Avec :

- F_{exp}** : frais d'exploitation (DA).
- C** : prix unitaire d'un KWh (C = 5.61 DA / kWh).
- E** : énergie de consommation en (kWh / an).

Tableau n^o IV-2 : Détermination des frais d'exploitation

Diamètre (mm)	HMT (m)	Puissance absorbée (kW)	Energie de consommation (kWh)	Frais d'exploitation (Da)
110	184.49	34.894	254726.2	1429013.98
125	179.64	33.977	248032.1	1391460.08
160	175.95	33.236	242622.8	1361113.91
200	174.96	33.049	241257.7	1353455.70

IV.2.11. Frais d'annuité :

Nous supposons que le coût de la conduite de refoulement sera sur une période de 30 ans, ou taux d'actualisation de 8% c'est-à-dire :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \dots\dots\dots (V-12)$$

Avec :

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

n : nombre d'année d'amortissement (n=30ans).

A : annuité d'amortissement.

AN:

$$A = \frac{0.08}{(0.08 + 1)^{30} - 1} + 0.08 \quad \Leftrightarrow \quad A = 0.089$$

IV.2.12. Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissements sont calculés en fonction de l'annuité, ils sont donnés par la formule suivante :

$$F_{amt} = P_u \times L_r \times A \dots\dots\dots (V-13)$$

Avec :

F_{amt} : Frais totaux d'amortissement (DA).

P_u : Prix du mètre linéaire de la conduite (DA/ml).

L_r : Longueur totale de la conduite de refoulement (m).

A : annuité d'amortissement.

Tableau n° IV-3 : Détermination du montant d'amortissement

D (mm)	P _u (Da/ml)	L (m)	Prix de la conduite(Da)	A	Montants d'amortissement(Da)
110	1200	659	790800	0.089	70381.2
125	1500	659	988500	0.089	87976.5
160	2000	659	1318000	0.089	117302
200	3000	659	1977000	0.089	175953

IV.2.13. Calcul du bilan (prix total) :

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

$$P_t = F_{exp} + F_{amt} \dots\dots\dots (V-14)$$

Avec :

P_t : Prix total (DA).

Tableau n° IV-4 : Détermination du prix total (bilan)

Diamètre (mm)	Frais d'exploitation (Da)	Montants d'amortissement (Da)	Prix total (Da)
110	1429013.98	70381.2	1499395.18
125	1391460.08	87976.5	1479436.58
160	1361113.91	117302	1478415.91
200	1353455.70	175953	1529408.7

IV.2.14. choix du diamètre d'adduction :

Le dimensionnement a pour but de choisir un diamètre pour la conduite de refoulement qui répond aux critères technico-économiques.

➤ **Etude technico-économique :** un diamètre le plus économique est le résultat d'un compromis des deux tendances suivantes :

- Les frais d'exploitation de la station de pompage, qui décroissent quand le diamètre augmente.
- Les frais d'amortissement de la conduite, qui croissent avec le diamètre de la conduite.

- **Technique** : suivant le débit, la perte de charge raisonnable et bonne vitesse (0.5 à 1.5) m/s en évitant les dépôts et l'érosion.
- **Economique** : suivant le choix de pompage et l'amortissement (on choisit le coût final minimal).

NB : D'après les résultats obtenus, on remarque que le coût final minimal est celui de la conduite ayant le diamètre (160 mm), donc ce dernier représente le diamètre économique de notre conduite d'adduction par refoulement.

IV.2.15. Choix de la pompe :

La pompe utilisée sera de groupe électropompe immergée à axe verticale ; le choix de la pompe dépend sur la hauteur manométrique et le débit requis et cela en examinant les courbes caractéristiques des différentes pompes. Suivant le catalogue « CAPRARI » le forage sera équipé par le groupe électropompe immergée suivant : **E6SX64/18A+ MACX650-8V.**

IV.2.15.1. Détermination de la courbe H en fonction de Q (par le logiciel caprari) :

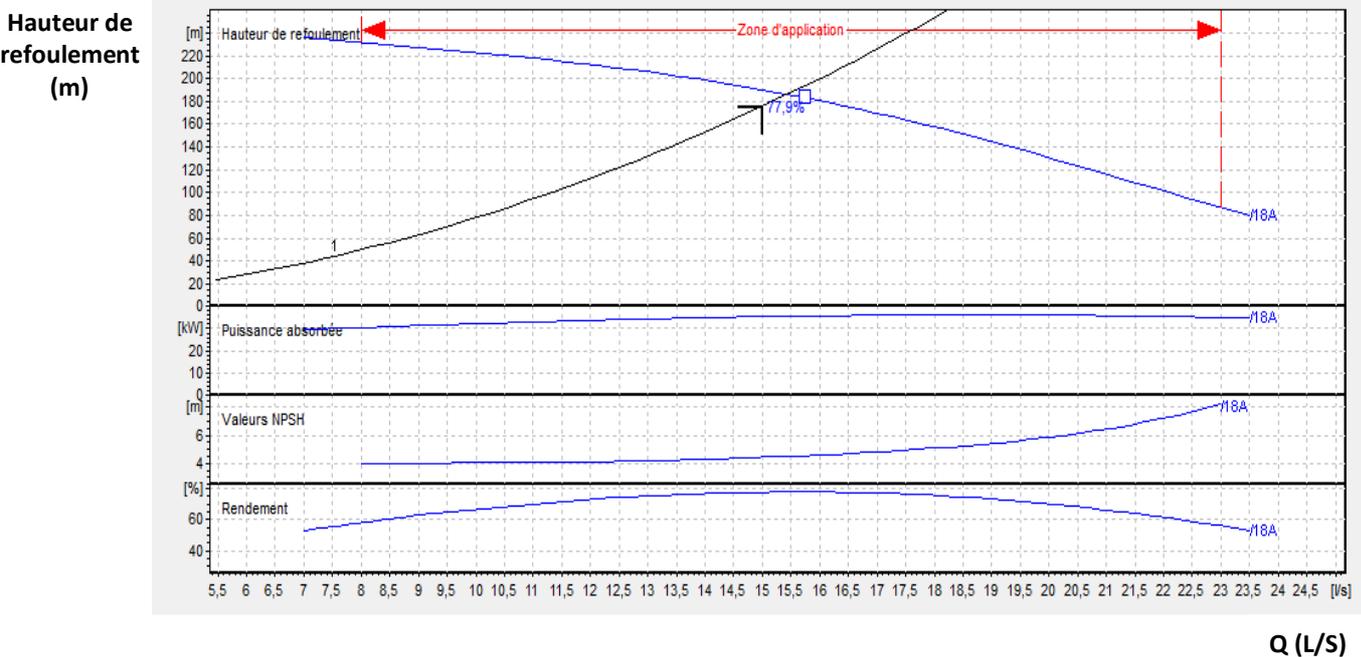


Figure IV-3 : La courbe caractéristique de la pompe

IV.2.16. Equipement de l'adduction :

IV.2.16.1. Robinet vanne :

Permet l'isolement d'une partie de l'adduction en cas des travaux de réparation ou autres.

IV.2.16.2. Ventouses :

Placées aux points le plus hauts, elles permettent l'évacuation des bulles d'air qui s'accumulent.

IV.2.16.3. Vidange :

Placées aux points les plus bas pour faciliter la vidange de la conduite en cas de besoin.

IV.3. Protection de la conduite d'adduction contre le coup de bélier:

IV.3.1. Définition :

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents. On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné de variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement. [5]

IV.3.2. Causes du coup de bélier :

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont:

- L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- 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.
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine.

IV.3.3. Risques dus aux coups 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). 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.

IV.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).

IV.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. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

IV.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.

IV.3.4. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :

On pratique il n'est pas possible de supprimer totalement l'effet du coup de bélier mais on peut arriver à le limiter à une valeur compatible à la résistance des installations. Les moyens et les équipements de protection contre le coup de bélier sont très variés. Ils sont choisis en fonction de la disposition de l'installation et des caractères géométriques de cette dernière.

Les différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier les plus utilisés sont les suivants :

a) Réservoir d'air :

Le réservoir d'air est fréquemment utilisé si la topographie des lieux, combinée à une grande hauteur géométrique, et qui interdit l'implantation près de la pompe d'une cheminée, comportant un niveau libre à la pression atmosphérique. C'est un moyen permettant de protéger la conduite contre les dépressions et les surpressions.

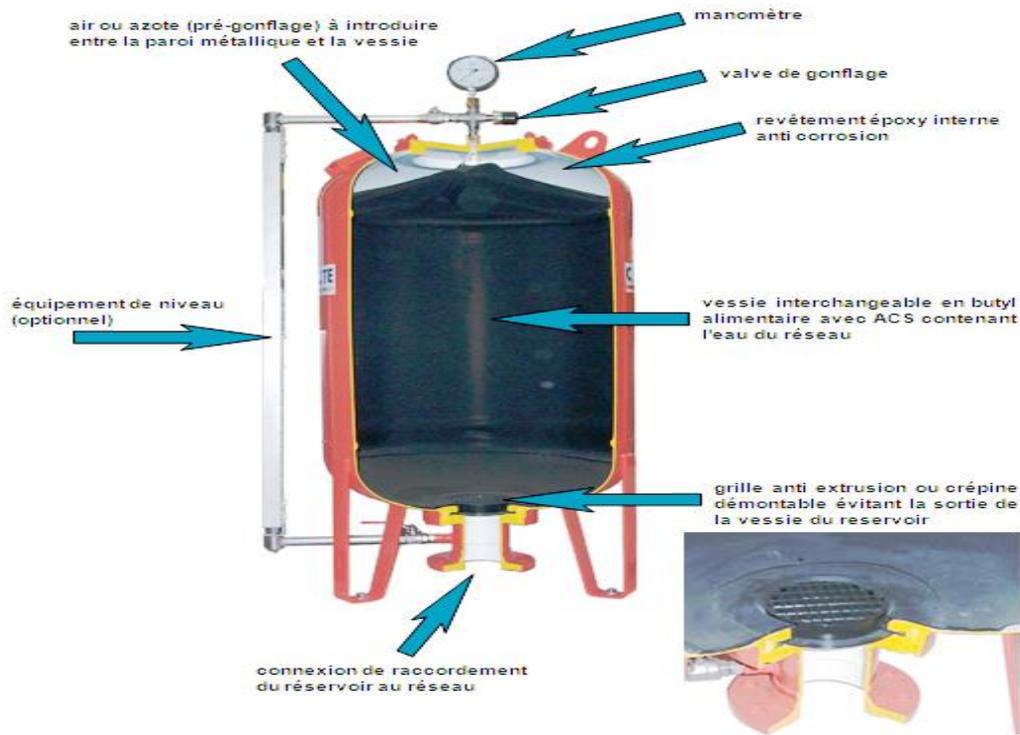


Figure N°IV.4: Le réservoir d'air (anti-bélier)

b) Cheminée d'équilibre :

La cheminée d'équilibre est une réserve d'eau en contact permanent avec la conduite et dont la surface libre traduit exactement les variations de pression du fluide. La cheminée doit donc avoir une section assez large pour combler la dépression sans se vider complètement et doit être assez haute pour ne pas déborder lorsqu'une surpression fait monter son niveau. La présence d'une cheminée modifie le mouvement transitoire engendré par une disjonction. Au lieu d'un mouvement oscillatoire de période $\frac{4L}{a}$ caractéristique du coup de bélier d'onde, s'instaure un mouvement oscillatoire de période plus grande, l'oscillation en masse.

On place la cheminée d'équilibre dans une galerie d'amenée en charge et dans une conduite forcée afin de :

- Réduire la valeur des surpressions produites par le coup de bélier dans la conduite forcée.
- Diminuer les surpressions dues au coup de bélier dans la galerie d'amenée.
- Amortir les oscillations importantes.
- Assurer l'alimentation de la veine liquide, en diminuant les dépressions engendrées par l'arrêt du moteur actionnant la pompe

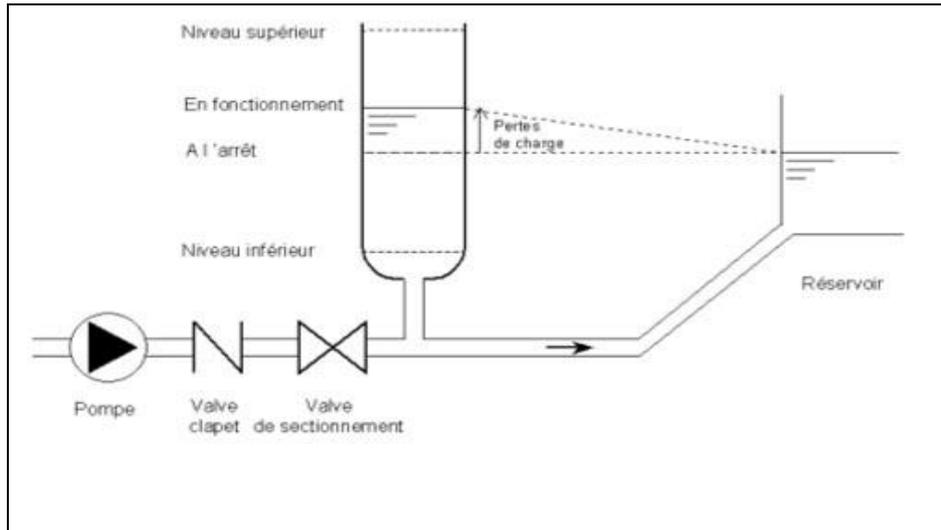


Figure N°IV.5: Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement

c) Soupape de décharge :

La soupape de décharge est définie comme étant un appareil anti-bélier qui écrête les surpressions en dérivant un certain débit à l'extérieur de la conduite dès que la pression dépasse une certaine valeur de réglage, estimée généralement à $(1,04 \div 1,1)$ de la pression maximale admissible. Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin généralement, qui par sa compression obture en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est à dire où la compression à craindre est maximale. L'ouverture doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération soit efficace. Il importe donc de réduire à l'extrême l'inertie de ces appareils et c'est sur ce point que les efforts de constructeurs ont particulièrement porté.

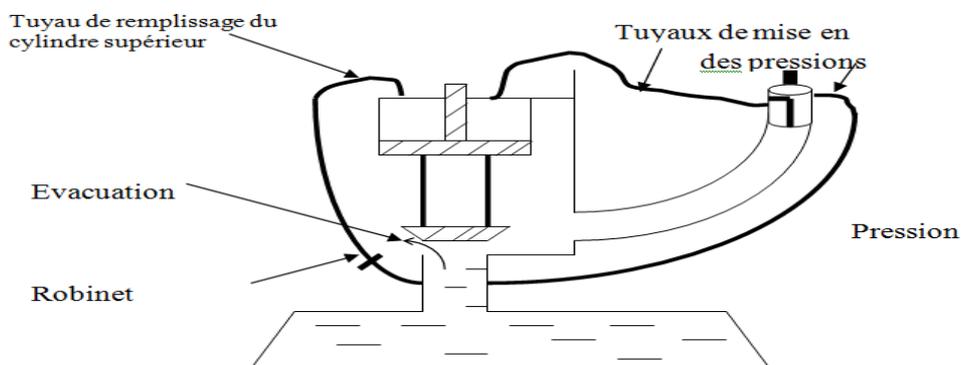


Figure N°IV.6: Soupape de décharge type LEZIER.91

d) Volant d'inertie :

Le volant d'inertie est une roue de masse assez importante, fixée à l'arbre du groupe moteur pompe. Il permet, lors d'une coupure d'alimentation, d'allonger le temps de fermeture en dissipant l'énergie cinétique de rotation accumulée. Par contre, son utilisation demande un volume d'encombrement suffisant et les départs de pompes ne pourront être rapides. Le principe de calcul est basé sur la quantité d'énergie cinétique de rotation accumulée par le volant. Dans la pratique, le volant d'inertie ne peut guère être utilisé économiquement que pour des pompes de puissance faible et pour des temps d'arrêt admissible assez faible, c'est-à-dire en fait pour des conduites d'adduction assez courte.

Dans la pratique, les points suivants doivent être considérés :

- Plus la conduite est longue plus l'inertie du système est grande et plus la masse du volant devra être importante. On limite les longueurs à quelques centaines de mètres.
- Le démarrage des moteurs électriques couplés à des volants de masse importante peut demander des intensités de courant inadmissible.
- Le volant ne limite que la dépression, une protection contre les surpressions peut aussi être nécessaire.

Tableau n° IV-5 : les avantages et les inconvénients des moyens de protection contre le coup de bélier

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observations
Soupape de décharge	<ul style="list-style-type: none"> *Coût limité. *Entretien et réglage facile. *Ne consomme pas d'énergie. *Indépendant, d'une installation électrique. 	<ul style="list-style-type: none"> *Nécessite un entretien et un contrôle attentifs (ressort). *Pertes considérables d'eau pendant le fonctionnement. 	<ul style="list-style-type: none"> *Utilisé comme protection contre la surpression.
Cheminée d'équilibre	<ul style="list-style-type: none"> *Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organes mécaniques susceptibles de fonctionnement défectueux). *Importante durée de vie. *Indépendante d'une installation électrique. *Pas de pertes d'eau. 	<ul style="list-style-type: none"> *Possibilités d'installation limitées. *Ouvrage coûteux (hauteur généralement très développée). 	<ul style="list-style-type: none"> *Utilisé comme protection pour la dépression et pour la surpression.
Réservoir d'air	<ul style="list-style-type: none"> *Bon fonctionnement. *Bonne sécurité. *Pas de pertes d'eau. 	<ul style="list-style-type: none"> *Entretien et réglage compliqués qui exige du personnel qualifié. *Coût élevé. 	<ul style="list-style-type: none"> *Utilisé comme protection contre la dépression et la surpression.
Volant d'inertie	<ul style="list-style-type: none"> *Dispositif économique. *Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent pas trop souvent. 	<ul style="list-style-type: none"> *Consommation d'énergie supplémentaire. *Protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de démarrage. *Inapproprié dans les stations à forte fréquence de démarrage. 	<ul style="list-style-type: none"> *Utilisé comme protection contre les dépressions.

Remarque :

Parmi tous ces anti béliers, on a remarqué que le réservoir d'air est le meilleur anti bélier en ligne, grâce à quelques avantages qu'il présente :

- Intervient dans la protection contre la dépression et la surpression.
- Simple à installer et facile à contrôler.
- Choisi, pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement.
- Bon fonctionnement.
- Bonne sécurité.
- Pas des pertes d'eau.

IV.3.5. Calcul du volume du réservoir d'air anti-bélier:

Dans notre étude, nous avons choisir la méthode de **VIBERT**.

En fonctionnement normale, les caractéristiques de l'air dans le réservoir d'air sont données par Z_0 et U_0 .

Avec :

Z_0 : La pression absolue en m.c.e.

U_0 : volume d'air dans la cloche en régime permanant (m^3).

Le volume d'air est calculé par la formule suivante :

$$U_0 = L * S * \frac{h_0}{Z_0} * \frac{1}{f(\frac{Z}{Z_0})} \dots\dots\dots (V-15)$$

Avec :

L : Longueur de la canalisation (m).

S : La section de la conduite (m^2).

V_0 : la vitesse initiale d'écoulement (m/s).

IV.3.5.1. Les caractéristiques de la conduite de refoulement:

La conduite de refoulement a des caractéristiques suivantes :

- Longueur : $L = 659$ m.
- Diamètre : $D = 160$ mm.
- Section : $S = 0,016$ m^2 .
- Volume de la conduite : $V = 13.18$ m^3 .
- Conduite en PEHD d'épaisseur : $e = 9.5$ mm.
- Hauteur géométrique : $H_g = 174.5$ m.
- Débit : $Q_R = 0.015$ m^3/s .
- Vitesse d'écoulement : $V_0 = \frac{Q}{S} = \frac{Q * 4}{\pi * D_{int}^2} = \frac{0.015 * 4}{\pi * 0.141^2} \Rightarrow V_0 = 0.96$ m/s.

IV.3.5.2. Calcul de la célérité d'onde :

Pour le calcul de la célérité d'onde on va étudier deux cas :

- conduite non enterrée.
- conduite enterrée.

A. Conduite non enterrée :

La célérité d'ondes est calculée par la formule suivante:

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{KD}{Ee}}} \dots\dots\dots (V-16)$$

Avec:

C : célérité d'onde (m/s).

D : diamètre de la conduite (m).

e : épaisseur de la conduite (m).

ρ : La masse volumique de l'eau : $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$.

K : Coefficient d'élasticité de l'eau : $k = 2.07 \cdot 10^9 \text{ Pa}$.

E : module d'élasticité de Young de la conduite en PEHD: $E = 1.4 \cdot 10^3 \text{ MPa} = 1.4 \cdot 10^9 \text{ Pa}$.

Application numérique :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{2,07 \cdot 10^9}{1000}}}{\sqrt{1 + \frac{2,07 \cdot 10^9 \cdot 0,16}{1,4 \cdot 10^9 \cdot 9,5 \cdot 10^{-3}}}} = 282.69 \text{ m/s}$$

C = 282.69 m/s

B. Conduite enterrée :

La célérité d'ondes est calculée par la formule suivante:

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{2K \cdot a(1 - v_m^2)(1 - v_s)}{(1 - v_m^2)aE_s + E_m e_m(1 - v_s)}}} \dots\dots\dots (V-17)$$

Avec:

C : célérité d'onde (m/s).

k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2,07 \cdot 10^9 \text{ pascal}$.

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ kg /m}^3$.

a : rayon intérieur de la conduite ; $a = 70.5 \text{ mm}$.

V_m : coefficient de poisson du matériau de la conduite en PEHD : $V_m = 0,46$.

V_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite : $V_s = 0,33$.

E_m : module de Young du matériau de la conduite : $E = 1,4 \cdot 10^9$ Pa.

E_s : module de Young du sol considéré : $E_s = 200$ MPa.

e_m : épaisseur de la conduite ; $e_m = 9,5$ mm.

Application numérique :

$$C = 355,46 \text{ m/s}$$

IV.3.5.3. Détermination de la variation de pression :

La valeur maximale de la surpression et de la dépression est donnée par les relations suivantes :

$$\Delta H_{\max} = \pm \frac{C \cdot V_0}{g}$$

La surpression :

$$H_{\text{surp}} = H_g + \Delta H_{\max}$$

La dépression:

$$H_{\text{soup}} = H_g - \Delta H_{\max}$$

Avec :

V_0 : Vitesse d'écoulement en régime normal (m/s).

g : accélération de la pesanteur ($9,81 \text{ m/s}^2$).

C : Célérité en (m/s).

IV.3.5.4. Calcul du volume d'air :

A. Conduite non enterrée :

➤ La charge tenant compte du coup de bélier :

$$H_g + \frac{C \cdot V_0}{g} = 174,5 + \frac{282,69 \cdot 0,96}{9,81} = \mathbf{202,16 \text{ m}}$$
 c'est la surpression.

$$\text{La souppression est donc : } H_g - \frac{C \cdot V_0}{g} = 174,5 - \frac{282,69 \cdot 0,96}{9,81} = \mathbf{146,84 \text{ m.}}$$

➤ La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 174,5 + 10 = \mathbf{184,5 \text{ m.}}$$

➤ La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = H_g + 10 + \frac{C \cdot V_0}{g} = 202,16 + 10 = \mathbf{212,16 \text{ m.}}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} = \frac{212.16}{184.5} = 1,15. \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2.g} = 0,047 \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} = 2,55.10^{-4} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{de l'Abaque} \\ \text{de VIBERT} \end{array} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{U_0}{L.S} = 1,1.10^{-1} \\ \frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0,765 \end{array} \right.$$

$$\frac{U_0}{L.S} = 1,1 \cdot 10^{-1} \Rightarrow U_0 = 1,1 \cdot 10^{-1} \cdot L \cdot S = 1,1 \cdot 10^{-1} \cdot 659 \cdot 0,016 = \mathbf{1159.84 \text{ litres d'air.}}$$

$$\frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0,765 \Rightarrow Z_{\min} = 0,765 \cdot Z_0 = 0,765 \cdot 184.5 = \mathbf{141.14 \text{ m.}}$$

$$U_0 \cdot Z_0 = U_{\max} \cdot Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{Z_0 \cdot U_0}{Z_{\min}} = \frac{1159.84}{0.765} = \mathbf{1516.13 \text{ litres d'air.}}$$

En tenant compte de la sécurité : $U_{\max} = \mathbf{1616.13 \text{ litres d'air.}}$

B. Conduite enterrée :

➤ La charge tenant compte du coup de bélier :

$$H_g + \frac{C.V_0}{g} = 174.5 + \frac{355.46 \cdot 0.96}{9.81} = 209.29 \text{ m c'est la surpression.}$$

$$\text{La soupression est donc : } H_g - \frac{C.V_0}{g} = 174.5 - \frac{355.46 \cdot 0.96}{9.81} = \mathbf{139.71 \text{ m.}}$$

➤ La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 174.5 + 10 = \mathbf{184.5 \text{ m.}}$$

➤ La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = H_g + 10 + \frac{C.V_0}{g} = 209.29 + 10 = \mathbf{219.29 \text{ m.}}$$

Nous avons:

$$\bullet \frac{Z_{\max}}{Z_0} = \frac{219.29}{184.5} = 1,19$$

$$\bullet \frac{h_0}{Z_0} = \frac{0.047}{184.5} = 2,55.10^{-4}$$

Après l'utilisation de l'Abaque de **VIBERT** on trouve:

$$\frac{U_0}{L.S} = 5.10^{-2} \Rightarrow U_0 = 5.10^{-2} \cdot L \cdot S = 5.10^{-2} \cdot 659 \cdot 0,016 = \mathbf{527.2 \text{ litres d'air.}}$$

$$\frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0,765 \Rightarrow Z_{\min} = 0,765 \cdot Z_0 = 0,765 \cdot 184.5 = \mathbf{141.14 \text{ m.}}$$

$$U_0 Z_0 = U_{\max} Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0 * Z_0}{Z_{\min}} = \frac{527.2}{0.765} = \mathbf{689.15 \text{ litres d'air.}}$$

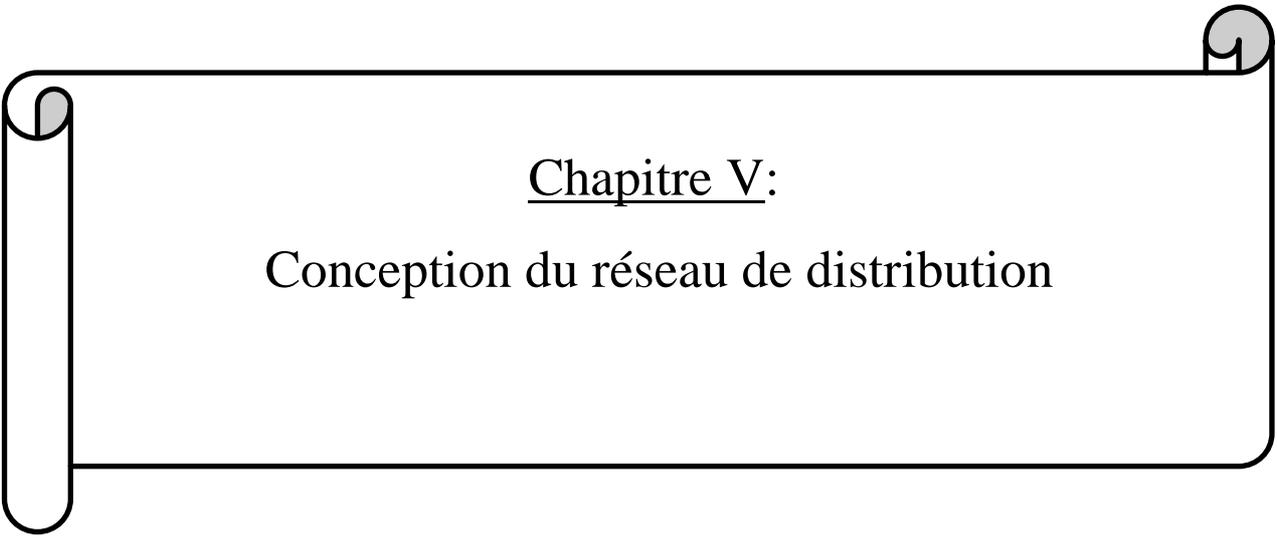
En tenant compte de la sécurité : $U_{\max} = \mathbf{789.15 \text{ litres d'air.}}$

Donc le volume du réservoir normalisé choisie est : **1000 litres.**

IV.4. Conclusion :

D'après notre étude nous avons abouti à une conduite de diamètre DN=160 mm qui permet de véhiculer le débit jusqu'au réservoir R de stockage 500m³ avec une hauteur manométrique HMT=175.95 m et on choisit un groupe électropompe immergé.

Et d'après l'étude du coup de bélier on remarque que dans le cas où la conduite est enterrée, le volume du réservoir d'air anti-bélier est inférieur à celui correspondant au cas où la conduite est libre .ce qu'il nous donne donc une économie sur le dimensionnement du réservoir d'air. Pour notre cas on dimensionne ce réservoir on tenir compte de la conduite enterrée.



Chapitre V:

Conception du réseau de distribution

Chapitre V : Conception du réseau de distribution

V.1. Introduction :

La distribution consiste à fournir pour chaque instant aux consommateurs les débits dont ils ont besoin, sous une pression suffisante. Donc dans ce chapitre Il s'agit de décrire le fonctionnement hydraulique de notre réseau de distribution : on déterminant les différents paramètres hydrauliques du réseau. L'acheminement de l'eau vers les abonnés doit se faire en qualité et en quantité, avec des débits bien répartis selon les besoins et des pressions satisfaisantes aux différents nœuds.

V.2. Classification du réseau de distribution :

Les deux principales classifications des réseaux sont :

V.2.1. Classification selon la disposition des réseaux dans l'agglomération :

V.2.1.1. Réseau unique :

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

V.2.1.2. Réseau en zones étagées :

Dans le cas d'un relief accidenté la différence de niveau entre les points les plus hauts et les plus bas est remarquablement élevée, c'est à dire, lorsqu'une pression minimale est assurée pour les points amont ; les points bas se retrouvent sous des pressions très importantes (normes de pressions ne sont pas respectées).

En effet la bonne solution pour ce problème c'est de créer diverses zones indépendantes les unes des autres en ce qui concerne le niveau de la pression.

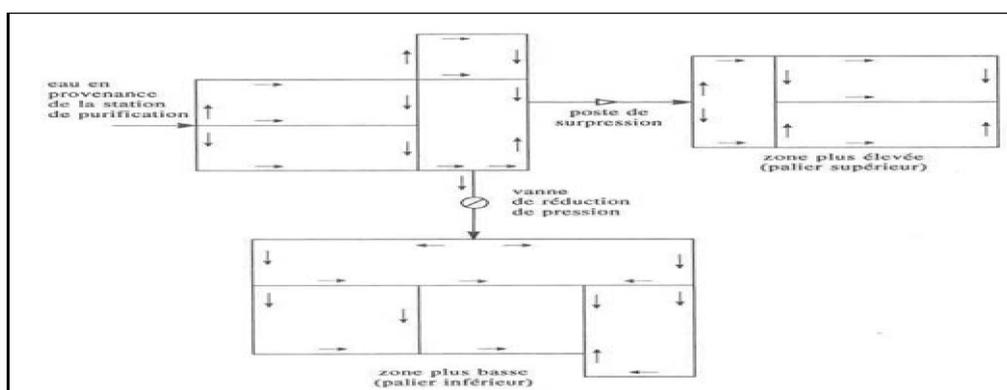


Figure N°V.1: Le réseau en zone étagée

V.2.2. Classification selon la disposition des tronçons dans le réseau :

V.2.2.1. réseau ramifié :

C'est un réseau à structure arborescente : constitué par une conduite principale et des conduites secondaires (branches) à partir de nœud à charge fixé (réservoir) qui assure la mise en pression. Ce réseau n'assure aucune distribution de retour, il est économique mais il n'est pas fiable : il suffit qu'une panne se produise sur la conduite principale pour que toute la population d'aval soit privée d'eau. Ce type de réseau il est généralement convenable pour l'agglomération de type rural ou les habitants sont dispersés.

V.2.2.2. Réseau maillé :

Il est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées en suivant son tracé : une telle boucle s'appelle une maille.

Contrairement aux réseaux ramifiés ; le réseau maillé assure une distribution de retour en cas de panne d'un tronçon. Une simple manœuvre de robinets permet d'isoler le tronçon accidenté et de poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés à l'aval.

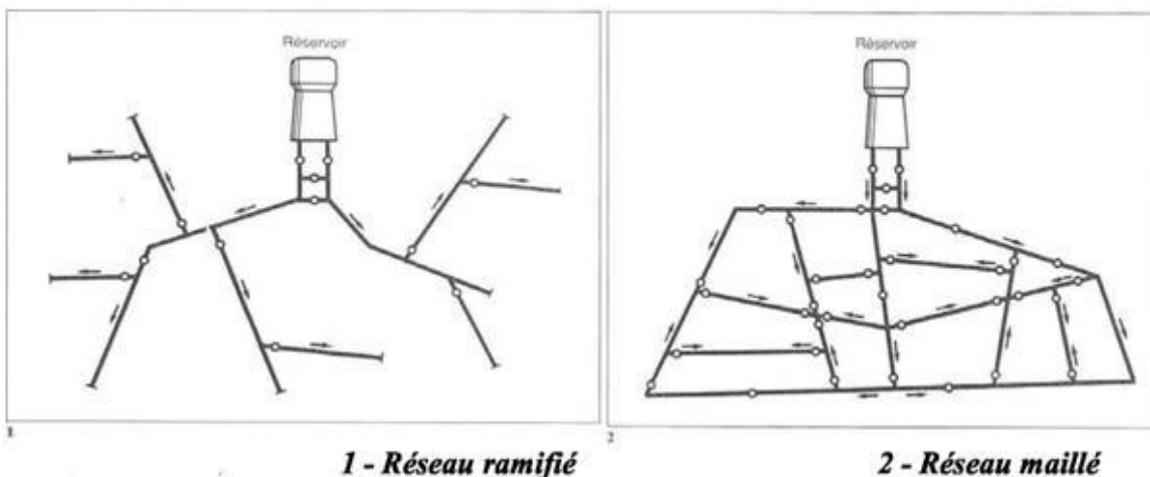


Figure N°V.2: Réseaux de distribution ramifié et maillé.

V.2.2.3. Le réseau combiné (mixte):

Ce réseau est la combinaison du réseau maillé et du réseau ramifié. En milieu rural, le réseau sera formé par plus des ramifications, alors qu'en milieu urbain on constatera plus des mailles.

NB : Le réseau de distribution choisi dans notre cas d'étude est le réseau mixte suite à la situation de l'agglomération et à des nombreux avantages qui sont :

- Nombre de mailles faible.
- Alimentation équitables à l'intérieur des mailles.
- Pressions assurées par les mailles.

V.3. Choix du système de distribution :

Pour constituer un réseau d'alimentation en eau potable, nous nous basons sur les principaux facteurs suivants :

- ✓ L'importance et la composition de la zone d'étude qui nous permettent de déterminer le type de système le mieux adapté.
- ✓ Le relief de la zone d'étude qui nous permettent de choisir le schéma de distribution : distribution de tête ou à contre-réservoir.
- ✓ Le relief entre la source et la zone d'étude.
- ✓ La structure de la zone d'étude accidentée.
- ✓ Les accessoires hydrauliques.
- ✓ Et la nature de la source.

NB : Dans notre cas nous avons choisi le système de distribution avec un réservoir de tête. Dans ce système, les pompes refoulent directement vers le réservoir de stockage puis la distribution sera gravitaire à partir du réservoir vers le réseau de distribution.

V.4. Principe du tracé du réseau :

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

- ✓ Choisir le lieu des consommateurs principaux.
- ✓ Déterminer le sens principal de l'écoulement d'eau.
- ✓ Dans le sens principal, il faut tracer les conduites maîtresses.
- ✓ Les conduites maîtresses doivent être situées sur les côtes géodésiques les plus élevées pour bien répartir l'eau.
- ✓ Il faut tracer les conduites maîtresses à travers les quartiers dans lesquelles il faut prévoir les lignes secondaires.
- ✓ Pour avoir des mailles, il faut raccorder les conduites maîtresses par des conduites secondaires.

V.5. Choix du type de matériau des conduites:

Parmi les matériaux utilisés on peut citer : L'acier, la fonte ductile, le PVC (polyvinyle de chlorure), le PE (polyéthylènes), et le PEHD (polyéthylène à haute densité). [7]

V.5.1. Les tuyaux en polyéthylène (PE) :

On distingue deux familles :

- ✓ Polyéthylène basse densité (PEBD) : $0,915\text{g/cm}^3 < d < 0,930\text{g/cm}^3$;
- ✓ Polyéthylène haute densité (PEHD) : $0,945\text{g/cm}^3 < d < 0,960\text{g/cm}^3$. Les points de fusion pour les deux se situent respectivement à 115°C et 130°C .

❖ **Les avantages des tuyaux en polyéthylène :**

- ✓ Le PEHD résiste pratiquement à tous les liquides corrosifs tels que les solutions salines, les acides, les bases,...etc. Les tubes PEHD ont un excellent comportement en véhiculant des eaux très agressives et très chargées.
- ✓ L'élasticité et la flexibilité des tubes leur permettent d'absorber les affaissements de terrains éventuels dus à des mouvements du sous-sol, de supporter d'importantes surcharges inhérentes à la circulation routière, et de diminuer les effets provoqués par des ruptures accidentelles.
- ✓ Disponibilité sur le marché.
- ✓ Ils sont faciles à poser, avec la possibilité d'enroulement pour les petits diamètres.
- ✓ Ils répondent parfaitement aux normes de potabilité.
- ✓ Se raccorde facilement aux réseaux existants (fonte, acier...etc.).
- ✓ Résiste à l'entartrage et à la corrosion.

❖ **L'inconvénient des tuyaux en polyéthylène :**

- ✓ Nécessite un savoir-faire spécifique pour la réalisation des raccords électro soudés (jonctions et branchements).

NB : Puisque le PEHD, présente plus d'avantages (résiste mieux aux remblais et aux fortes pressions) nous l'avons choisi pour notre réseau.

V.6. Calcul hydraulique du réseau de distribution :

V.6.1. Détermination des débits :

Le dimensionnement et la détermination des débits dans un réseau mixte s'effectuent de la manière suivante, On détermine :

- ✓ La longueur de chaque tronçon du réseau.
- ✓ Les débits routes pendant les heures considérées (pointe et pointe + incendie).
- ✓ Les débits spécifiques en considérant les débits routes.
- ✓ Les débits supposés concentrés aux nœuds.

V.6.1.1. Débit en route :

Il est défini comme étant le débit réparti uniformément le long d'un tronçon du réseau, il est donné par la formule suivante :

$$\sum Q_R = Q_{cons} - \sum Q_{conc} \dots \dots \dots (V-1)$$

Avec :

$\sum Q_R$: débit route global en (l/s).

Q_{cons} : débit de consommation (l/s).

$\sum Q_{conc}$: Somme des débits concentrés (l/s).

V.6.1.2. Débit spécifique :

Le débit spécifique est le rapport entre le débit route et la somme des longueurs de tous les tronçons assurant le service en route. Pour le calcul on admet l'hypothèse selon laquelle la répartition des habitants est uniforme sur la longueur du réseau de distribution, Il est déduit de la relation Suivante :

$$q_{sp} = \frac{\sum Q_R}{\sum L_i} \dots\dots\dots (V-2)$$

Avec :

q_{sp} : débit spécifique (l/s/ml).

$\sum L_i$: somme des longueurs des tronçons du réseau qui assurent le service en route (m).

V.6.1.3. Débits en route pour chaque tronçon :

Le débit en route pour chaque tronçon est calculé par la formule suivante:

$$Q_{ri} = q_{sp} * L_i \dots\dots\dots (V-3)$$

Avec:

Q_{ri} : débit en route du tronçon i (l/s).

L_i : la longueur du tronçon i (m).

V.6.1.4. Débits aux nœuds:

Le débit au nœud est celui qui est concentré à chaque point de jonction des conduites du réseau, il doit être déterminé à partir de la relation suivante :

$$Q_{ni} = 0.5 * \sum Q_{ri-k} + \sum Q_{conc} \dots\dots\dots (V-4)$$

Avec :

Q_{ni} : débit au nœud i (l/s).

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

V.6.2. Calcul des débits :

V.6.2.1. Cas de pointe :

D’après le tableau de la consommation horaire de notre agglomération on constate que la pointe est entre 08h et 12h et dans notre cas on n’a pas des débits concentrés, donc nous avons :

$$Q_{conc} = 0 \text{ et } Q_{pte} = 59.06 \text{ l/s} \longrightarrow Q_R = Q_{pte} = 59.06 \text{ l/s.}$$

$$\sum L_i = 6249 \text{ m} \longrightarrow q_{sp} = 59.06 / 6249 = 0.00945 \text{ l/s/ml.}$$

Tous les résultats du calcul sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

A. Débits routes :**Tableau n° V-1 : détermination des débits routes et spécifique**

Tronçons	Longueur (m)	Q_{sp} (l/s/m)	Q_{ri} (l/s)
N1--N2	26	0.00945	0,246
N2--N3	240	0.00945	2.268
N3--N4	80	0.00945	0,756
N3--N5	121	0.00945	1.144
N5--N6	101	0.00945	0,955
N6--N38	132	0.00945	1.248
N38--N7	218	0.00945	2.060
N5--N8	13	0.00945	0,123
N8--N9	5	0.00945	0,047
N8--N10	49	0.00945	0,463
N10--N11	5	0.00945	0,047
N10--N12	55	0.00945	0,520
N12--N13	116	0.00945	1.096
N12--N14	21	0.00945	0,198
N14--N15	58	0.00945	0,548
N14--N16	49	0.00945	0,463
N16--N17	31	0.00945	0,293
N17--N18	132	0.00945	1.248
N17--N19	10	0.00945	0,095
N19--N20	35	0.00945	0,331
N20--N21	18	0.00945	0,170
N21--N22	62	0.00945	0,586
N21--N23	93	0.00945	0,879
N20--N6	228	0.00945	2.155
N19--N24	20	0.00945	0,189
N24--N25	132	0.00945	1.248

Tableau n° V-1 : détermination des débits routes et spécifique (suite)

Tronçons	Longueur (m)	Q_{sp} (l/s/m)	Q_{ri} (l/s)
N24--N26	33	0.00945	0,312
N26--N27	12	0.00945	0,113
N26--N28	132	0.00945	1.248
N26--N29	32	0.00945	0,302
N29--N30	132	0.00945	1.248
N29--N31	24	0.00945	0,227
N31--N32	12	0.00945	0,113
N31--N33	10	0.00945	0,095
N33--N34	132	0.00945	1,248
N33--N35	31	0.00945	0,293
N35--N36	85	0.00945	0,803
N35--N37	31	0.00945	0,293
N37--N38	411	0.00945	3.884
N37--N39	76	0.00945	0,718
N39--N40	53	0.00945	0,501
N39--N41	72	0.00945	0,680
N37--N42	245	0.00945	2.316
N42--N43	60	0.00945	0,567
N42--N44	295	0.00945	2.788
N44--N45	34	0.00945	0,321
N44--N46	36	0.00945	0,340
N46--N47	39	0.00945	0,369
N46--N48	39	0.00945	0,369
N48--N49	42	0.00945	0,397
N48--N50	44	0.00945	0,416
N48--N51	33	0.00945	0,312

Tableau n° V-1 : détermination des débits routes et spécifique (suite)

Tronçons	Longueur (m)	Q_{sp} (l/s/m)	Q_{ri} (l/s)
N51--N52	49	0.00945	0,463
N51--N53	17	0.00945	0,161
N53--N54	44	0.00945	0,416
N53--N55	23	0.00945	0,217
N55--N56	40	0.00945	0,378
N55--N57	45	0.00945	0,425
N57--N58	95	0.00945	0,898
N58--N59	10	0.00945	0,095
N58--N60	53	0.00945	0,501
N60--N61	118	0.00945	1.115
N60--N16	143	0.00945	1.352
N44--N62	36	0.00945	0.340
N62--N63	49	0.00945	0,463
N62--N64	24	0.00945	0,227
N64--N65	33	0.00945	0,312
N64--N66	47	0.00945	0,444
N66--N67	35	0.00945	0,331
N66--N68	32	0.00945	0,302
N68--N69	72	0.00945	0,680
N68--N70	30	0.00945	0,284
N70--N71	74	0.00945	0,699
N70--N72	34	0.00945	0,321
N72--N73	84	0.00945	0,794
N72--N74	43	0.00945	0,406
N74--N75	56	0.00945	0,529
N74--N76	41	0.00945	0,387
N74--N77	177	0.00945	1.673

Tableau n° V-1 : détermination des débits routes et spécifique (suite)

Tronçons	Longueur (m)	Q_{sp} (l/s/m)	Q_{ri} (l/s)
N77--N78	23	0.00945	0,217
N78--N79	143	0.00945	1.352
N78--N57	72	0.00945	0,680
N77--N80	174	0.00945	1.644
N80--N81	113	0.00945	1.068
N80--N2	25	0.00945	0,236
	$\Sigma = 6249$ m		$\Sigma = 59.06$ l/s

B. Débits nodaux :**Tableau n° V-2 : détermination des débits nodaux**

Nœuds	tronçons	Longueur (m)	Q_{ri} (l/s)	Q_{ni} (l/s)
N ₁	N1--N2	26	0.246	0.123
N ₂	N2--N3	240	2.268	1.375
	N2--N80	25	0,236	
	N2--N1	26	0.246	
N ₃	N3--N2	240	2.268	2.084
	N3--N5	121	1.144	
	N3--N4	80	0.756	
N ₄	N3--N4	80	0.756	0.378
N ₅	N5--N3	121	1.144	1.111
	N5--N6	101	0.955	
	N5--N8	13	0.123	
N ₆	N5--N6	101	0.955	2.178
	N6--N38	132	1.248	
	N20--N6	228	2.155	
N ₇	N38--N7	218	2.060	1.030
N ₈	N8--N5	13	0.123	0,317
	N8--N10	49	0.463	
	N8--N9	5	0.047	
N ₉	N8--N9	5	0.047	0.024
N ₁₀	N10--N8	49	0.463	0,515
	N10--N11	5	0.047	
	N10--N12	55	0.520	
N ₁₁	N10--N11	5	0.047	0.024
N ₁₂	N12--N10	55	0.520	0,907
	N12--N13	116	1.096	
	N12--N14	21	0.198	
N ₁₃	N12--N13	116	1.096	0.548

Tableau n° V-2 : détermination des débits nodaux (suite)

Nœuds	tronçons	Longueur (m)	Q _{ri} (l/s)	Q _{ni} (l/s)
N ₁₄	N14--N12	21	0.198	0,605
	N14--N15	58	0.548	
	N14--N16	49	0.463	
N ₁₅	N14--N15	58	0.548	0.274
N ₁₆	N16--N14	49	0.463	1.054
	N16--N17	31	0.293	
	N16--N60	143	1.352	
N ₁₇	N17--N19	10	0.095	0,818
	N17--N18	132	1.248	
	N16--N17	31	0.293	
N ₁₈	N17--N18	132	1.248	0.624
N ₁₉	N19--N20	35	0.331	0,307
	N19--N24	20	0.189	
	N17--N19	10	0.095	
N ₂₀	N20--N6	228	2.155	1.328
	N19--N20	35	0.331	
	N20--N21	18	0.170	
N ₂₁	N20--N21	18	0.170	0.818
	N21--N22	62	0.586	
	N21--N23	93	0.879	
N ₂₂	N21--N22	62	0.586	0.293
N ₂₃	N21--N23	93	0.879	0.439
N ₂₄	N19--N24	20	0.189	0,874
	N24--N25	132	1.248	
	N24--N26	33	0.312	
N ₂₅	N24--N25	132	1.248	0.624
N ₂₆	N24--N26	33	0.312	0,988
	N26--N27	12	0.113	
	N26--N28	132	1.248	
	N26--N29	32	0.302	
N ₂₇	N26--N27	12	0.113	0.057
N ₂₈	N26--N28	132	1.248	0.624
N ₂₉	N26--N29	32	0.302	0,888
	N29--N30	132	1.248	
	N29--N31	24	0.227	
N ₃₀	N29--N30	132	1.248	0.624
N ₃₁	N29--N31	24	0.227	0,217
	N31--N32	12	0.113	
	N31--N33	10	0.095	
N ₃₂	N31--N32	12	0.113	0.057
N ₃₃	N31--N33	10	0.095	0,818
	N33--N34	132	1.248	
	N33--N35	31	0.293	

Tableau n° V-2 : détermination des débits nodaux (suite)

Nœuds	tronçons	Longueur (m)	Q _{ri} (l/s)	Q _{ni} (l/s)
N ₃₄	N33--N34	132	1.248	0.624
N ₃₅	N33--N35	31	0.293	0,695
	N35--N36	85	0.803	
	N35--N37	31	0.293	
N ₃₆	N35--N36	85	0.803	0.402
N ₃₇	N35--N37	31	0.293	3.606
	N37--N38	411	3.884	
	N37--N39	76	0.718	
	N37--N42	245	2.316	
N ₃₈	N37--N38	411	3.884	3.596
	N6--N38	132	1.248	
	N38--N7	218	2.060	
N ₃₉	N37--N39	76	0.718	0.950
	N39--N40	53	0.501	
	N39--N41	72	0.680	
N ₄₀	N39--N40	53	0.501	0.250
N ₄₁	N39--N41	72	0.680	0.340
N ₄₂	N37--N42	245	2.316	2,835
	N42--N43	60	0.567	
	N42--N44	295	2.788	
N ₄₃	N42--N43	60	0.567	0.284
N ₄₄	N42--N44	295	2.788	1.895
	N44--N45	34	0.321	
	N44--N62	36	0.340	
	N44--N46	36	0.340	
N ₄₅	N44--N45	34	0.321	0.161
N ₄₆	N44--N46	36	0.340	0,539
	N46--N47	39	0.369	
	N46--N48	39	0.369	
N ₄₇	N46--N47	39	0.369	0.184
N ₄₈	N46--N48	39	0.369	0,747
	N48--N49	42	0.397	
	N48--N50	44	0.416	
	N48--N51	33	0.312	
N ₄₉	N48--N49	42	0.397	0.198
N ₅₀	N48--N50	44	0.416	0.208
N ₅₁	N48--N51	33	0.312	0,468
	N51--N52	49	0.463	
	N51--N53	17	0.161	
N ₅₂	N51--N52	49	0.463	0.232
N ₅₃	N51--N53	17	0.161	0,397
	N53--N54	44	0.416	
	N53--N55	23	0.217	

Tableau n° V-2 : détermination des débits nodaux (suite)

Nœuds	tronçons	Longueur (m)	Q _{ri} (l/s)	Q _{ni} (l/s)
N ₅₄	N53--N54	44	0.416	0.208
N ₅₅	N53--N55	23	0.217	0,510
	N55--N56	40	0.378	
	N55--N57	45	0.425	
N ₅₆	N55--N56	40	0.378	0.189
N ₅₇	N57--N58	95	0.898	1.002
	N57--N55	45	0.425	
	N57--N78	72	0.680	
N ₅₈	N58--N60	53	0.501	0,747
	N58--N59	10	0.095	
	N58--N57	95	0.898	
N ₅₉	N58--N59	10	0.095	0.047
N ₆₀	N60--N16	143	1.352	1.484
	N60--N58	53	0.501	
	N60--N61	118	1.115	
N ₆₁	N60--N61	118	1.115	0.558
N ₆₂	N44--N62	36	0.340	0,515
	N62--N63	49	0.463	
	N62--N64	24	0.227	
N ₆₃	N62--N63	49	0.463	0.232
N ₆₄	N62--N64	24	0.227	0,491
	N64--N65	33	0.312	
	N64--N66	47	0.444	
N ₆₅	N64--N65	33	0.312	0.156
N ₆₆	N64--N66	47	0.444	0,539
	N66--N67	35	0.331	
	N66--N68	32	0.302	
N ₆₇	N66--N67	35	0.331	0.165
N ₆₈	N66--N68	32	0.302	0,633
	N68--N69	72	0.680	
	N68--N70	30	0.284	
N ₆₉	N68--N69	72	0.680	0.340
N ₇₀	N68--N70	30	0.284	0,652
	N70--N71	74	0.699	
	N70--N72	34	0.321	
N ₇₁	N70--N71	74	0.699	0.350
N ₇₂	N70--N72	34	0.321	0,761
	N72--N73	84	0.794	
	N72--N74	43	0.406	
N ₇₃	N72--N73	84	0.794	0.397
N ₇₄	N72--N74	43	N72--N74	1.498
	N74--N75	56	N74--N75	
	N74--N76	41	N74--N76	

Tableau n^o V-2 : détermination des débits nodaux (suite)

Nœuds	tronçons	Longueur (m)	Q _{ri} (l/s)	Q _{ni} (l/s)
	N74--N77	177	1.673	
N ₇₅	N74--N75	56	0.529	0.265
N ₇₆	N74--N76	41	0.387	0.194
N ₇₇	N77--N78	23	0.217	1.767
	N77--N74	177	1.673	
	N77--N80	174	1.644	
N ₇₈	N78--N57	72	0.680	1.125
	N78--N77	23	0.217	
	N78--N79	143	1.352	
N ₇₉	N78--N79	143	1.352	0.676
N ₈₀	N77--N80	174	1.644	1.474
	N80--N2	25	0.236	
	N80--N81	113	1.068	
N ₈₁	N80--N81	113	1.068	0.534
				Σ = 59.06

V.11.2.2. Cas de pointe plus incendie :

Après le calcul des débits aux nœuds pour le cas de pointe, on aura les mêmes valeurs des débits nodaux pour le cas de pointe+ incendie (en ajoutant juste 17l/s) comme un débit concentré au nœud qui présente des faibles pressions (le point le plus défavorable nœud 38).

V.12. 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.

La répartition arbitraire des débits est faite selon les principes de la méthode de **HARDY CROSS** qui repose sur les deux lois suivantes :

* **1^{ère} loi (loi des nœuds)** : pour un nœud quelconque d'une maille, la somme des débits entrants est égale à la somme des débits sortants (équation de la continuité $\sum Q=0$).

* **2^{ème} loi (loi des mailles)** : Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme algébrique des pertes de charges doit être nulle ($\sum H_L=0$).

Connaissant le débit arbitraire, nous pourrions déduire les diamètres de chaque tronçon du réseau.

V.12.1. Principe de la méthode de HARDY-CROSS :

Après une répartition arbitraire des débits, ainsi que le sens d'écoulement d'une manière à satisfaire la 1ère loi (loi des nœuds), nous arrivons à l'obtention d'une répartition finale vérifiant la 2ème loi de KIRCHOFF (loi des mailles) par approximation successive.

V.12.2. Détermination du débit correctif :

$$\text{Nous avons : } Q = Q_0 + \Delta Q$$

Avec :

Q : Débit réel.

Q₀ : Débit arbitraire supposé.

ΔQ : Débit correctif.

$$\text{Nous avons : } \Delta H = RQ^2$$

Avec :

R : Résistance de la conduite.

$$\Delta H = R(Q_0 + \Delta Q)^2$$

$$\sum R(Q_0 + \Delta Q)^2 = \sum R(Q_0^2 + 2Q_0\Delta Q + \Delta Q^2) = 0$$

Avec :

$$\Delta Q \text{ négligeable par rapport à } Q_0 \Rightarrow \Delta Q^2 = 0$$

$$\sum R(Q_0^2 + 2Q_0\Delta Q) = 0 \Rightarrow \sum RQ_0^2 = -2\sum RQ_0 \Delta Q \Rightarrow \Delta Q = -\frac{\sum RQ_0^2}{2\sum RQ_0}$$

$$\text{Alors : } \Delta Q = -\frac{\sum \Delta H}{2\sum R Q_0}$$

V.12.3. Détermination des pertes de charges :

On détermine les pertes de charges totales (singulière et linéaire) dans chaque tronçon du réseau de la manière suivante :

$$\Delta H_T = \Delta H_s + \Delta H_L \dots \dots \dots (V-6)$$

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

$$\Delta H_T = \Delta H_L + 0.15\Delta H_L = 1.15\Delta H_L$$

Avec :

ΔH_S : pertes de charge singulière

ΔH_L : Pertes de charge linéaire

ΔH_T : Pertes de charge totale.

Les pertes de charges linéaires peuvent être calculées par plusieurs formules et parmi ces formules on utilise celle de **DARCY** :

$$\Delta H = \frac{8 \cdot \lambda \cdot L \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} \dots\dots\dots (V-7)$$

Avec :

λ : Coefficient de frottement linéaire.

L : Longueur de la conduite (m).

Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s).

g : accélération de la pesanteur (m/s²).

D : Diamètre de la conduite (m).

V.12.4. Détermination du coefficient de frottement:

On détermine le coefficient de frottement par l'une des formules suivantes :

➤ Formule de COLEBROOK :

$$\lambda = \left(-0.86 \ln \left(\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{2.51}{R_e \cdot \sqrt{\lambda}} \right) \right)^{-2} \dots\dots\dots (V-8)$$

➤ La formule de NIKHRADZE :

$$\lambda = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D} \right)^{-2} \dots\dots\dots (V-9)$$

Remarque : Chaque maille est calculée séparément, les corrections apportées aux débits sont :

- correction propre à la maille considérée avec le même signe ΔQ_i .
- correction propre aux mailles adjacentes avec le signe contraire de ΔQ .

Il suffit de faire la somme algébrique de ces corrections pour chaque tronçon et l'ajouter au débit Q_i pour avoir le débit Q_{i+1} .

Ces approximations sont poursuivies jusqu'à ce que les valeurs de Q soient inférieures à 0.4 (l/s), et la somme algébrique des pertes de charge sur un contour fermé quelconque soient inférieurs à 0.5 m.

V.13. Dimensionnement du réseau:

Nous allons faire la présentation du logiciel de calcul utilisé pour la simulation hydraulique du réseau, ainsi que les différents principes sur lesquelles le logiciel se base pour calculer les paramètres hydrauliques (vitesse, pression).

V.13.1. Présentation du logiciel de calcul :

Dans le domaine de l'AEP, les logiciels les plus utilisés dans notre pays sont : LOOP et PORTEAU. Au cours de ces dernières années, les possibilités nouvelles offertes par les ordinateurs, ont permis l'apparition de nouveaux logiciels plus performants et offrant une meilleure gestion des réseaux de distribution. Parmi ces logiciels : EPANET, WaterSAFE, WaterGEMS, StromCAD, WaterCAD...etc. Pour notre étude nous allons utiliser EPANET.

V.13.2. Ce qu'est EPANET?

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique (calcul hydraulique d'un réseau de distribution d'eau potable) et qualitatif de l'eau sur des longues durées dans les réseaux sous pression. EPANET pour objectif une meilleure compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse des systèmes de distribution.

V.13.3. Capacités pour la Modélisation Hydraulique :

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

- ✓ La taille du réseau étudié est illimitée.
- ✓ Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés, etc.
- ✓ Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- ✓ Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût.
- ✓ Il peut modéliser différents types de vannes, comme des clapets anti-retour, des vannes de contrôle de pression ou débit, des vannes d'arrêt, etc.
- ✓ Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (le diamètre peut varier avec la hauteur).

- ✓ Il peut y avoir différentes catégories de demandes aux nœuds, chacune avec une modulation propre.
- ✓ Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression (rapaces par exemple).
- ✓ Le fonctionnement de station de pompage peut être piloté par des commandes simples, (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou des commandes élaborées plus complexes.
- ✓ Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose les formules suivantes : Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy-Manning.

V.13.4. Formule utilisée:

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

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

V.13.4.1. Formule de Hazen-Williams :

Elle est la formule de perte de charge la plus utilisée aux États-Unis. Elle ne peut pas être utilisée pour des liquides autres que l'eau et a été initialement développée uniquement pour les écoulements turbulents.

V.13.4.2. Formule de Chezy-Manning :

Elle est généralement utilisée pour les écoulements dans les canaux découverts et pour les grands diamètres.

V.13.4.3. Formule de Darcy-Weisbach :

La formule de Darcy-Weisbach est théoriquement la plus correcte et la plus largement utilisée en Europe. Elle s'applique à tous les régimes d'écoulement et à tous les liquides.

NB : Vue les avantages qu'il procure, nous allons simuler notre réseau de distribution avec comme formule de perte de charge celle de DARCY-WEISBACH.

Tableau n^o V-3 : Formules de perte de charge totale

Formule	Perte de charge
Hazen-Williams	$10,674 C^{-1.852} d^{-4.871} L$
Darcy-Weisbach	$0.0827 f(\varepsilon, d, q) d^{-5} L$
Chezy-Manning	$10,294 n^2 d^{-5.33} L$

Avec :

C = coefficient de rugosité de Hazen-Williams.

ε = coefficient de rugosité de Darcy-Weisbach (m).

f = facteur de friction (dépend de ε , d , et q).

n = coefficient de rugosité de Manning.

d = diamètre du tuyau (m).

L = longueur du tuyau (m).

q = débit (m³/s).

- ✓ Le facteur de friction est en fonction de (ε/d) et le nombre de Reynolds.

NB : La rugosité ε de la conduite dépend du matériau utilisé, de l'âge de la conduite et de la qualité d'eau. Dans notre cas comme on a opté pour le P.E.H.D, la rugosité donnée par EPANET est égal à 0.01 mm.

Pour la formule de Darcy-Weisbach, EPANET utilise différentes méthodes pour calculer le facteur de friction (f) selon le régime d'écoulement:

- La formule de Hazen-Poiseuille est utilisée pour un écoulement Laminaire ($Re < 2000$).
- L'approximation de Swamee et Jain dans l'équation de Colebrook-White est utilisée pour un écoulement entièrement turbulent ($Re > 4000$).
- L'interpolation cubique du diagramme de Moody est utilisée pour un écoulement transitoire ($2000 < Re < 4000$).

V.14. Vérification de la vitesse dans le réseau :

On doit vérifier la vitesse au niveau de chaque tronçon à l'aide de l'équation de continuité. Cette vitesse doit être comprise dans l'intervalle (0.5 à 1.5) m/s même jusqu'à 2 m/s et ce pour éviter :

- L'accumulation des dépôts solides.
- L'érosion des conduites.
- L'effet du régime transitoire.

V.15. Vérification des pressions (au sol) dans le réseau :

Pour que notre réseau soit réalisable, il faut qu'il assure la pression minimale en tous points de notre surface à alimenter. En pratique la pression de service peut être assurée dans une fourchette de 10 à 60 mètres de colonne d'eau c'est-à-dire de 1 à 6 bars.

V.16. Résultats de la simulation hydraulique du réseau à l'horizon 2050 :

Après plusieurs essais de simulation pour pouvoir respecter les normes des pressions et des vitesses, voici les résultats de la répartition définitive des débits et des pressions ainsi que les autres paramètres.

V.16.1. Cas de pointe :

V.16.1.1. Etat des nœuds :

Tableau n° V-4 : Calcul de la pression de service (cas de pointe)

ID Nœud	Altitude (m)	Demande Base (LPS)	Charge (m)	Pression (m.c.e)
NœudN1	961.3	0.123	998.30	37.00
NœudN2	961.26	1.375	998.05	36.79
NœudN3	957	2.084	997.39	40.39
NœudN4	955.49	0.378	996.70	41.21
NœudN5	954.37	1.111	997.11	42.74
NœudN6	954	2.178	996.62	42.62
NœudN7	944.5	1.030	991.75	47.25
NœudN8	954.82	0.317	997.03	42.21
NœudN9	954.82	0.024	997.03	42.21
NœudN10	959.89	0.515	996.75	36.86
NœudN11	959.89	0.024	996.75	36.86
NœudN12	965.59	0.907	996.45	30.86
NœudN13	965.16	0.548	994.44	29.28
NœudN14	966.72	0.605	996.36	29.64
NœudN15	966.78	0.274	996.08	29.30
NœudN16	967	1.054	996.18	29.18
NœudN17	966.76	0.818	996.03	29.17
NœudN18	968.4	0.624	993.12	24.72
NœudN19	966.73	0.307	996.00	29.27
NœudN20	967	1.328	995.66	28.66

Tableau n° V-4 : Calcul de la pression de service (cas de pointe) (suite)

ID Nœud	Altitude (m)	Demande Base (LPS)	Charge (m)	Pression (m.c.e)
NœudN21	966.44	0.818	995.44	29.00
NœudN22	968.46	0.293	995.10	26.64
NœudN23	966.92	0.439	994.37	27.45
NœudN24	966.45	0.874	995.93	29.48
NœudN25	967.99	0.624	993.01	25.02
NœudN26	966.03	0.988	995.85	29.82
NœudN27	965.86	0.057	995.85	29.99
NœudN28	967.49	0.624	992.93	25.44
NœudN29	964.77	0.888	995.67	30.90
NœudN30	966.24	0.624	992.75	26.51
NœudN31	964	0.217	995.50	31.50
NœudN32	963.89	0.057	995.50	31.61
NœudN33	963.7	0.818	995.44	31.74
NœudN34	965.27	0.624	992.52	27.25
NœudN35	963.32	0.695	995.34	32.02
NœudN36	963.57	0.402	994.51	30.94
NœudN37	962.78	3.606	995.19	32.41
NœudN38	962.69	3.596	995.71	33.02
NœudN39	958.16	0.950	994.26	36.10
NœudN40	955.54	0.250	994.04	38.50
NœudN41	956.79	0.340	993.74	36.95
NœudN42	953.4	2.835	992.94	39.54
NœudN43	951.56	0.284	992.94	41.38
NœudN44	965.86	1.895	996.39	30.53
NœudN45	965.5	0.161	996.33	30.83
NœudN46	966.89	0.539	996.53	29.64
NœudN47	966.92	0.184	996.43	29.51
NœudN48	968.29	0.747	996.71	28.42
NœudN49	968.98	0.198	996.60	27.62
NœudN50	966.28	0.208	996.58	30.30
NœudN51	969.13	0.468	996.93	27.80
NœudN52	969.91	0.232	996.75	26.84

Tableau n° V-4 : Calcul de la pression de service (cas de pointe) (suite)

ID Nœud	Altitude (m)	Demande Base (LPS)	Charge (m)	Pression (m.c.e)
NœudN53	968.89	0.397	997.06	28.17
NœudN54	967.57	0.208	996.93	29.36
NœudN55	968.86	0.510	997.26	28.40
NœudN56	967.58	0.189	997.16	29.58
NœudN57	969.87	1.002	997.39	27.52
NœudN58	969.88	0.747	997.07	27.19
NœudN59	967.72	0.047	997.06	29.34
NœudN60	963.07	1.484	996.81	33.74
NœudN61	965.4	0.558	994.69	29.29
NœudN62	960.87	0.515	995.49	34.62
NœudN63	958.21	0.232	995.31	37.10
NœudN64	963.97	0.491	995.17	31.20
NœudN65	962.49	0.156	995.11	32.62
NœudN66	965.8	0.539	995.27	29.47
NœudN67	960.54	0.165	995.20	34.66
NœudN68	966.4	0.633	995.70	29.30
NœudN69	959.94	0.340	995.18	35.24
NœudN70	966.07	0.652	995.91	29.84
NœudN71	960.49	0.350	995.35	34.86
NœudN72	966.54	0.761	996.46	29.92
NœudN73	968.51	0.397	995.66	27.15
NœudN74	966.01	1.498	996.91	30.90
NœudN75	969.75	0.265	996.65	26.90
NœudN76	963.73	0.194	996.80	33.07
NœudN77	969.69	1.767	997.64	27.95
NœudN78	970.83	1.125	997.57	26.74
NœudN79	970.31	0.676	993.90	23.59
NœudN80	961.39	1.474	997.99	36.60
NœudN81	967.74	0.534	996.12	28.38
Réservoir R500	1026.56	-59.06	1028.56	2

V.16.1.2. Etat des tronçons :

Tableau n° V-5 : Calcul des paramètres hydrauliques (cas de pointe)

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Perte Charge (m/km)
N1--N2	26	250	1.54	9.89
N2--N3	240	250	0.79	2.73
N3--N4	80	50	0.42	8.72
N3--N5	121	250	0.72	2.32
N5--N6	101	160	0.80	4.84
N6--N38	132	125	0.82	6.89
N38--N7	218	50	0.72	18.16
N5--N8	13	160	0.90	6.08
N8--N9	5	50	0.36	2.49
N8--N10	49	160	0.88	5.81
N10--N11	5	50	0.25	5.27
N10--N12	55	160	0.84	5.38
N12--N13	116	50	0.60	17.34
N12--N14	21	160	0.75	4.31
N14--N15	58	50	0.30	4.85
N14--N16	49	160	0.69	3.72
N16--N17	31	160	0.79	4.74
N17--N18	132	50	0.69	22.10
N17--N19	10	160	0.70	3.75
N19--N20	35	50	0.44	9.46
N20--N21	18	63	0.69	12.31
N21--N23	93	50	0.48	11.49
N20--N6	228	90	0.51	4.21
N19--N24	20	160	0.65	3.31
N24--N25	132	50	0.69	22.10
N24--N26	33	160	0.56	2.45
N26--N27	12	50	0.25	0.18
N26--N28	132	50	0.69	22.10
N26--N29	32	125	0.74	5.64
N29--N30	132	50	0.69	22.10
N29--N31	24	110	0.75	6.84

Tableau n° V-5 : Calcul des paramètres hydrauliques (cas de pointe) (suite)

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Perte Charge (m/km)
N31--N32	12	50	0.28	0.19
N31--N33	10	110	0.71	6.21
N33--N34	132	50	0.69	22.10
N33--N35	31	110	0.51	3.39
N35--N36	85	50	0.44	9.77
N35--N37	31	90	0.55	4.88
N37--N38	411	63	0.48	1.28
N37--N39	76	63	0.68	12.16
N39--N40	53	50	0.28	4.11
N39--N41	72	50	0.37	7.19
N37--N42	245	50	0.50	9.17
N42--N43	60	50	0.12	2.96
N42--N44	295	75	0.75	11.70
N44--N46	36	125	0.60	3.79
N46--N48	39	125	0.67	4.75
N48--N51	33	125	0.79	6.50
N51--N53	17	125	0.87	7.68
N53--N55	23	125	0.93	8.79
N55--N57	45	160	0.61	2.94
N57--N58	95	125	0.56	3.42
N58--N59	10	50	0.25	0.77
N58--N60	53	110	0.62	4.85
N60--N61	118	50	0.61	17.93
N60--N16	143	90	0.52	4.40
N44--N62	36	50	0.86	25.03
N62--N63	49	50	0.26	3.59
N62--N64	24	50	0.52	13.26
N64--N66	47	50	0.29	2.12
N66--N67	35	50	0,19	1.96
N66--N68	32	50	0.62	13.42
N68--N69	72	50	0.37	7.19
N68--N70	30	75	0.58	7.15

Tableau n° V-5 : Calcul des paramètres hydrauliques (cas de pointe) (suite)

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Perte Charge (m/km)
N70--N71	74	50	0.39	7.58
N70--N72	34	75	0.89	16.15
N72--N73	84	50	0.44	9.55
N72--N74	43	90	0.81	10.33
N74--N75	56	50	0.29	4.57
N74--N76	41	50	0.22	2.61
N74--N77	177	125	0.63	4.16
N77--N78	23	200	0.73	3.09
N78--N79	143	50	0.74	25.67
N78--N57	72	200	0.65	2.52
N77--N80	174	250	0.67	1.99
N80--N81	113	50	0.59	16.52
N80--N2	25	250	0.72	2.30
R500--N1	615	250	1.55	9.93

V.16.2. cas de pointe plus incendie :

V.16.2.1. Etat des nœuds :

Tableau n° V-6 : Calcul de la pression de service (cas de pointe + incendie)

ID Nœud	Altitude (m)	Demande Base (LPS)	Charge (m)	Pression (m.c.e)
NœudN1	961.3	0.123	1006.53	45.23
NœudN2	961.26	1.375	1006.11	44.85
NœudN3	957	2.084	1004.67	47.67
NœudN4	955.49	0.378	1003.97	48.48
NœudN5	954.37	1.111	1004.02	49.65
NœudN6	954	2.178	1003.79	49.79
NœudN7	944.5	1.030	999.19	54.69
NœudN8	954.82	0.317	1003.93	49.11
NœudN9	954.82	0.024	1003.93	49.11
NœudN10	959.89	0.515	1003.63	43.74
NœudN11	959.89	0.024	1003.63	43.74
NœudN12	965.59	0.907	1003.31	37.72

Tableau n° V-6 : Calcul de la pression de service (cas de pointe + incendie) (suite)

ID Nœud	Altitude (m)	Demande Base (LPS)	Charge (m)	Pression (m.c.e)
NœudN13	965.16	0.548	1001.30	36.14
NœudN14	966.72	0.605	1003.22	36.50
NœudN15	966.78	0.274	1002.94	36.16
NœudN16	967	1.054	1003.02	36.02
NœudN17	966.76	0.818	1002.83	36.07
NœudN18	968.4	0.624	999.91	31.51
NœudN19	966.73	0.307	1002.78	36.05
NœudN20	967	1.328	1002.68	35.68
NœudN21	966.44	0.818	1002.46	36.02
NœudN22	968.46	0.293	1002.12	33.66
NœudN23	966.92	0.439	1001.39	34.47
NœudN24	966.45	0.874	1002.68	36.23
NœudN25	967.99	0.624	999.77	31.78
NœudN26	966.03	0.988	1002.56	36.53
NœudN27	965.86	0.057	1002.56	36.70
NœudN28	967.49	0.624	999.65	32.16
NœudN29	964.77	0.888	1002.27	37.50
NœudN30	966.24	0.624	999.35	33.11
NœudN31	964	0.217	1002.11	38.11
NœudN32	963.89	0.057	1002.11	38.22
NœudN33	963.7	0.818	1002.00	38.30
NœudN34	965.27	0.624	999.08	33.81
NœudN35	963.32	0.695	1001.76	38.44
NœudN36	963.57	0.402	1000.93	37.36
NœudN37	962.78	3.606	1001.32	38.54
NœudN38	962.69	20.596	1003.15	40.46
NœudN39	958.16	0.950	1000.40	42.24
NœudN40	955.54	0.250	1000.18	44.64
NœudN41	956.79	0.340	999.88	43.09
NœudN42	953.4	2.835	1000.21	46.81
NœudN43	951.56	0.284	1000.21	48.65
NœudN44	965.86	1.895	1004.30	38.44
NœudN45	965.5	0.161	1004.24	38.74

Tableau n° V-6 : Calcul de la pression de service (cas de pointe + incendie) (suite)

ID Nœud	Altitude (m)	Demande Base (LPS)	Charge (m)	Pression (m.c.e)
NœudN46	966.89	0.539	1004.45	37.56
NœudN47	966.92	0.184	1004.36	37.44
NœudN48	968.29	0.747	1004.65	36.36
NœudN49	968.98	0.198	1004.53	35.55
NœudN50	966.28	0.208	1004.52	38.24
NœudN51	969.13	0.468	1004.87	35.74
NœudN52	969.91	0.232	1004.70	34.79
NœudN53	968.89	0.397	1005.01	36.12
NœudN54	967.57	0.208	1004.88	37.31
NœudN55	968.86	0.510	1005.22	36.36
NœudN56	967.58	0.189	1005.12	37.54
NœudN57	969.87	1.002	1005.36	35.49
NœudN58	969.88	0.747	1004.86	34.98
NœudN59	967.72	0.047	1004.86	37.14
NœudN60	963.07	1.484	1004.44	41.37
NœudN61	965.4	0.558	1002.32	36.92
NœudN62	960.87	0.515	1003.43	42.56
NœudN63	958.21	0.232	1003.25	45.04
NœudN64	963.97	0.491	1003.13	39.16
NœudN65	962.49	0.156	1003.07	40.58
NœudN66	965.8	0.539	1003.25	37.45
NœudN67	960.54	0.165	1003.18	42.64
NœudN68	966.4	0.633	1003.70	37.30
NœudN69	959.94	0.340	1003.18	43.24
NœudN70	966.07	0.652	1003.91	37.84
NœudN71	960.49	0.350	1003.35	42.86
NœudN72	966.54	0.761	1004.47	37.93
NœudN73	968.51	0.397	1003.67	35.16
NœudN74	966.01	1.498	1004.92	38.91
NœudN75	969.75	0.265	1004.66	34.91
NœudN76	963.73	0.194	1004.81	41.08
NœudN77	969.69	1.767	1005.66	35.97
NœudN78	970.83	1.125	1005.57	34.74

Tableau n° V-6 : Calcul de la pression de service (cas de pointe + incendie) (suite)

ID Nœud	Altitude (m)	Demande Base (LPS)	Charge (m)	Pression (m.c.e)
NœudN79	970.31	0.676	1001.90	31.59
NœudN80	961.39	1.474	1006.05	44.66
NœudN81	967.74	0.534	1004.18	36.44
Réservoir R500	1026.56	- 59.06	1028.56	2

V.16.2.2. Etat des tronçons :

Tableau n° V-7 : Calcul des paramètres hydrauliques (cas de pointe + incendie)

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Perte Charge (m/km)
N1--N2	26	250	1.99	16.15
N2--N3	240	250	1.19	6.0
N3--N4	80	50	0.42	8.72
N3--N5	121	250	1.13	5.39
N5--N6	101	250	0.72	2.28
N6--N38	132	200	0.92	4.85
N38--N7	218	50	0.72	18.16
N5--N8	13	160	0.93	6.48
N8--N9	5	50	0.26	1.17
N8--N10	49	160	0.91	6.19
N10--N11	5	50	0.26	1.17
N10--N12	55	160	0.87	5.75
N12--N13	116	50	0.60	17.34
N12--N14	21	160	0.78	4.65
N14--N15	58	50	0.30	4.85
N14--N16	49	160	0.72	4.03
N16--N17	31	160	0.91	6.19
N17--N18	132	50	0.69	22.10
N17--N19	10	160	0.82	5.05
N19--N20	35	50	0.22	2.68
N20--N21	18	63	0.69	12.31
N21--N23	93	50	0.48	11.49
N20--N6	228	90	0.54	4.85

Tableau n° V-7 : Calcul des paramètres hydrauliques (cas de pointe + incendie)(suite)

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Perte Charge (m/km)
N19--N24	20	160	0.78	4.68
N24--N25	132	50	0.69	22.10
N24--N26	33	160	0.69	3.65
N26--N27	12	50	0.26	1.18
N26--N28	132	50	0.69	22.10
N26--N29	32	125	0.95	9.16
N29--N30	132	50	0.69	22.10
N29--N31	24	125	0.79	6.48
N31--N32	12	50	0.38	1.29
N31--N33	10	110	0.99	11.62
N33--N34	132	50	0.69	22.10
N33--N35	31	110	0.79	7.65
N35--N36	85	50	0.44	9.77
N35--N37	31	90	0.96	14.18
N37--N38	411	110	0.40	4.44
N37--N39	76	63	0.68	12.16
N39--N40	53	50	0.28	4.11
N39--N41	72	50	0.37	7.19
N37--N42	245	50	0.34	4.54
N42--N43	60	50	0.30	0.96
N42--N44	295	75	0.82	13.88
N44--N46	36	125	0.62	4.06
N46--N48	39	125	0.69	5.05
N48--N51	33	125	0.81	6.84
N51--N53	17	125	0.89	8.05
N53--N55	23	125	0.95	9.19
N55--N57	45	160	0.63	3.06
N57--N58	95	125	0.71	5.26
N58--N59	10	50	0.25	1.77
N58--N60	53	110	0.81	7.97
N60--N61	118	50	0.61	17.93
N60--N16	143	90	0.80	9.91
N44--N62	36	50	0.84	24.34

**Tableau n° V-7 : Calcul des paramètres hydrauliques (cas de pointe + incendie)
(suite)**

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Perte Charge (m/km)
N62--N63	49	50	0.26	3.60
N62--N64	24	50	0.50	12.34
N64--N66	47	50	0.21	2.53
N66--N67	35	50	0.18	1.96
N66--N68	32	50	0.63	13.95
N68--N69	72	50	0.37	7.19
N68--N70	30	75	0.58	7.28
N70--N71	74	50	0.39	7.58
N70--N72	34	75	0.90	16.34
N72--N73	84	50	0.44	9.55
N72--N74	43	90	0.82	10.42
N74--N75	56	50	0.29	4.57
N74--N76	41	50	0.21	2.61
N74--N77	177	125	0.63	4.18
N77--N78	23	200	0.79	3.63
N78--N79	143	50	0.74	25.67
N78--N57	72	200	0.72	3.02
N77--N80	174	250	0.71	2.24
N80--N81	113	50	0.59	16.52
N80--N2	25	250	0.76	2.56
R500--N1	1360	250	1.99	16.20

Remarque : Les diamètres des différents tronçons du réseau seront déterminés en comparant les débits transités à travers le même tronçon pour chaque cas de calcul (pointe, pointe + incendie). En choisissant le diamètre qui correspond au débit maximum transité.

Tableau n° V-8 : les diamètres finals

Tronçons	Longueurs (m)	Diamètres (mm)		
		Pointe	Pointe + Incendie	Final
N1--N2	26	250	250	250
N2--N3	240	250	250	250
N3--N4	80	50	50	50
N3--N5	121	250	250	250

Tableau n° V-8 : les diamètres finals (suite)

Tronçons	Longueurs (m)	Diamètres (mm)		
		Pointe	Pointe + Incendie	Final
N5--N6	101	160	250	250
N6--N38	132	125	200	200
N38--N7	218	50	50	50
N5--N8	13	160	160	160
N8--N9	5	50	50	50
N8--N10	49	160	160	160
N10--N11	5	50	50	50
N10--N12	55	160	160	160
N12--N13	116	50	50	50
N12--N14	21	160	160	160
N14--N15	58	50	50	50
N14--N16	49	160	160	160
N16--N17	31	160	160	160
N17--N18	132	50	50	50
N17--N19	10	160	160	160
N19--N20	35	50	50	50
N20--N21	18	63	63	63
N21--N23	93	50	50	50
N20--N6	228	90	90	90
N19--N24	20	160	160	160
N24--N25	132	50	50	50
N24--N26	33	160	160	160
N26--N27	12	50	50	50
N26--N28	132	50	50	50
N26--N29	32	125	125	125
N29--N30	132	50	50	50
N29--N31	24	110	125	125
N31--N32	12	50	50	50
N31--N33	10	110	110	110
N33--N34	132	50	50	50
N33--N35	31	110	110	110
N35--N36	85	50	50	50
N35--N37	31	90	90	90

Tableau n° V-8 : les diamètres finals (suite)

Tronçons	Longueurs (m)	Diamètres (mm)		
		Pointe	Pointe + Incendie	Final
N37--N38	411	63	110	110
N37--N39	76	63	63	63
N39--N40	53	50	50	50
N39--N41	72	50	50	50
N37--N42	245	50	50	50
N42--N43	60	50	50	50
N42--N44	295	75	75	75
N44--N46	36	125	125	125
N46--N48	39	125	125	125
N48--N51	33	125	125	125
N51--N53	17	125	125	125
N53--N55	23	125	125	125
N55--N57	45	160	160	160
N57--N58	95	125	125	125
N58--N59	10	50	50	50
N58--N60	53	110	110	110
N60--N61	118	50	50	50
N60--N16	143	90	90	90
N44--N62	36	50	50	50
N62--N63	49	50	50	50
N62--N64	24	50	50	50
N64--N66	47	50	50	50
N66--N67	35	50	50	50
N66--N68	32	50	50	50
N68--N69	72	50	50	50
N68--N70	30	75	75	75
N70--N71	74	50	50	50
N70--N72	34	75	75	75
N72--N73	84	50	50	50
N72--N74	43	90	90	90
N74--N75	56	50	50	50
N74--N76	41	50	50	50
N74--N77	177	125	125	125

Tableau n° V-8 : les diamètres finals (suite)

Tronçons	Longueurs (m)	Diamètres (mm)		
		Pointe	Pointe + Incendie	Final
N77--N78	23	200	200	110
N78--N79	143	50	50	110
N78--N57	72	200	200	200
N77--N80	174	250	250	250
N80--N81	113	50	50	50
N80--N2	25	250	250	250
R500--N1	1360	250	250	250

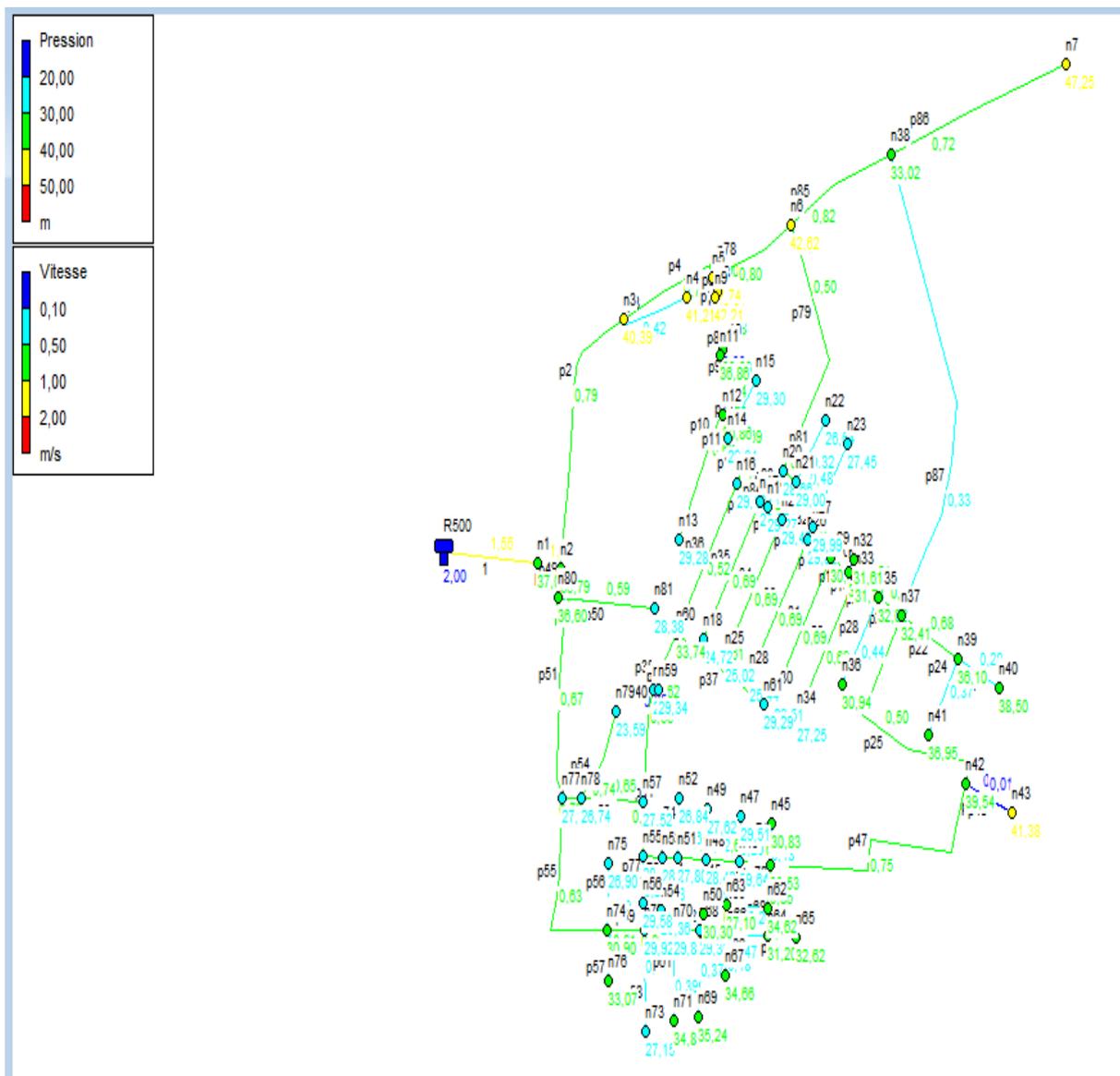


Figure N° V.03 : Schéma de simulation pour le cas de pointe

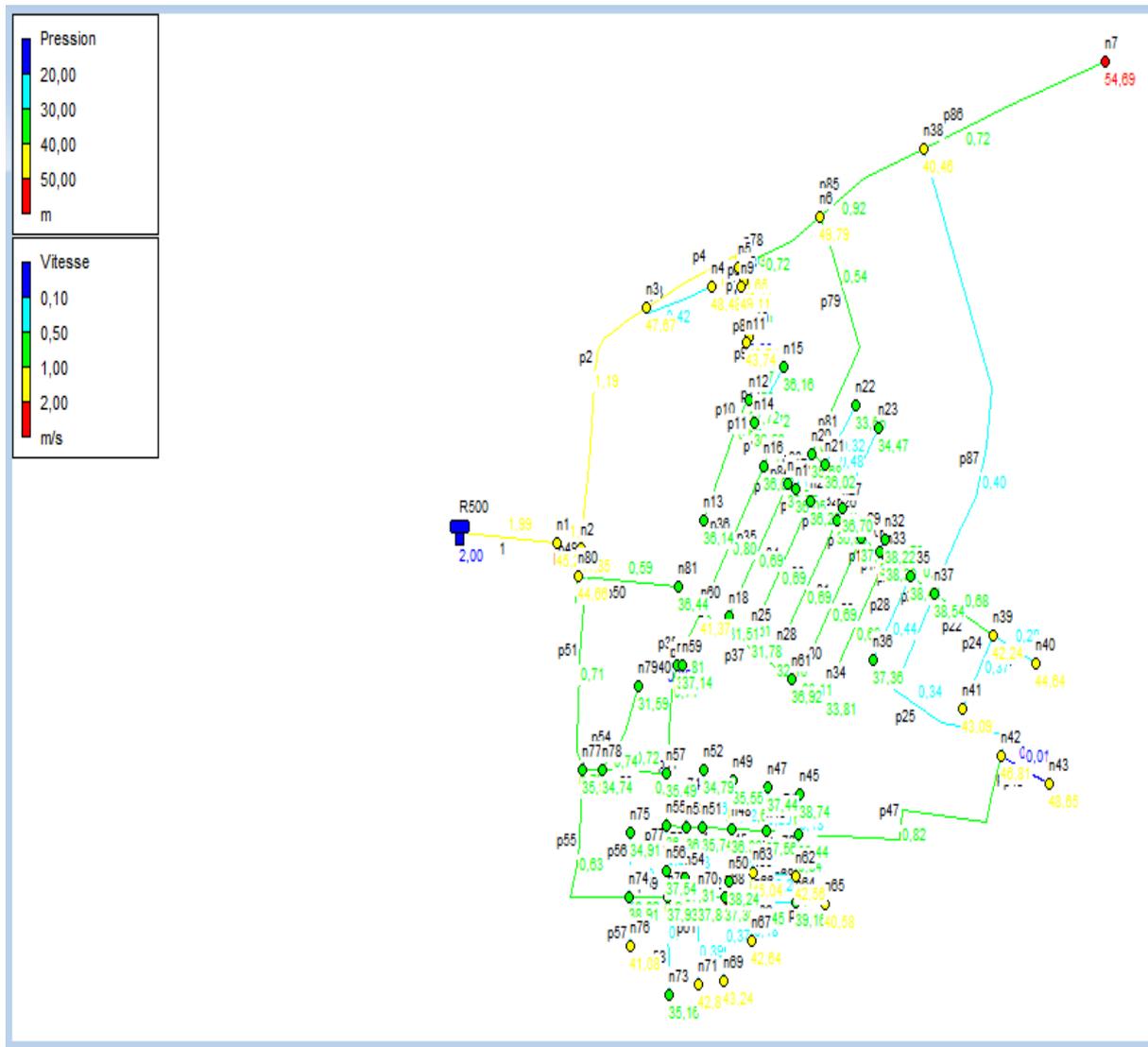
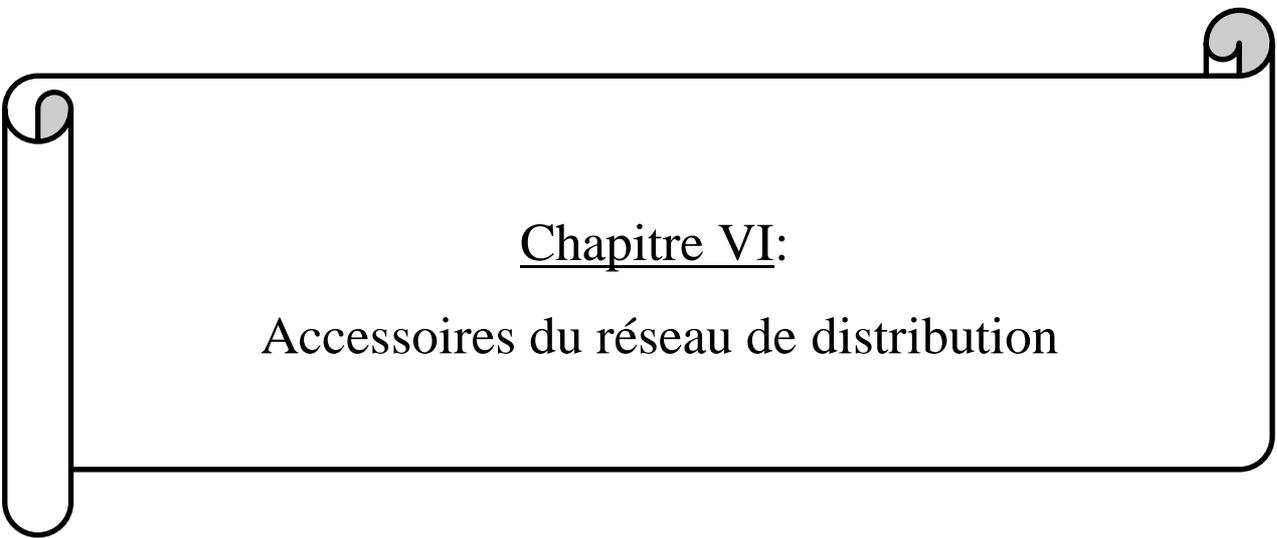


Figure N° V.04 : Schéma de simulation pour le cas de pointe+incendie

V.17. Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons dimensionnés notre réseau en utilisant le logiciel EPANET. Nous avons obtenus des pressions satisfaisantes dans tous les nœuds variant entre 2.5 bars et 5.0 bars, et des vitesses acceptables sur la plus part des cas dans le réseau de distribution, excepté dans quelques tronçons (les ramifications) où les vitesses sont inférieure à 0,5 m/s puisque la demande est minime. Ces résultats trouvés nous permettent de satisfaire la demande sans avoir des problèmes de fonctionnement du réseau. Les diamètres utilisés pour notre réseau varient entre 50 mm et 250 mm.



Chapitre VI:

Accessoires du réseau de distribution

Chapitre VI : Accessoires du réseau de distribution

VI.1. Introduction :

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

- Assurer un bon écoulement d'eau.
- Protéger les canalisations.
- Soutirer les débits.
- Changer le diamètre.
- Vider une conduite.
- Chassé où faire pénétrer l'air dans une conduite.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.
- Changer la direction des conduites.
- Raccordement des conduites.

VI.2. Organes accessoires utilisés dans le réseau :

Les accessoires qui seront mis en place sont :

VI.2.1. Les robinets vannes:

Ce sont des appareils de sectionnement permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux. Ils permettent aussi la régularisation des débits ils sont utilisés pour le cas de manœuvre lente, pour les gros diamètres, Leur manœuvre s'effectue :

- Manuellement 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).
- Electriquement pour des robinets de grande dimension.
- Commandes hydrauliques et pneumatiques par vérin ou moteur à air.

VI.2.1.1. Les vannes à opercule (à coin):

Ce sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. L'obturation est obtenue pour une rotation de 90° de la partie tronconique, la vanne est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne, leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillons. Les diamètres varient entre 40 à 300 mm.



Figure N°VI.9: robinet vanne à opercule

NB : Ils sont placés au niveau de chaque nœud de notre réseau. Le nombre de vanne doit être égal au nombre de branches moins 1.

VI.2.1.2. Les vannes papillons:

Ce sont des vannes à survitesse utilisées surtout au niveau des réservoirs d'eau (sortie de la conduite). Ce sont des appareils de réglage de débit et de sectionnement et dont l'encombrement est faible. C'est une vanne déséquilibrée se fermant sous la pression de l'eau, à ne pas utiliser à l'aval d'une conduite. Il s'agit d'un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon. Ce type de robinet permet un arrêt automatique et rapide en cas de la rupture de conduite.

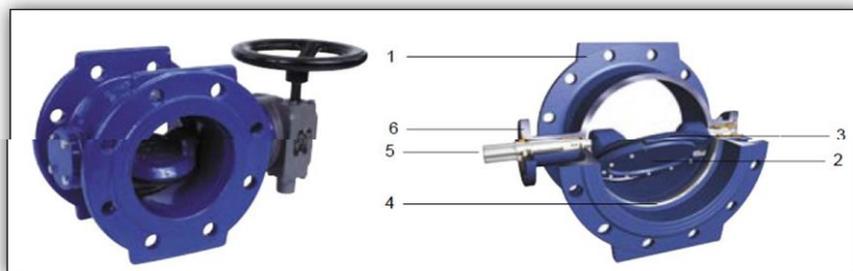


Figure N°VI.2: robinet vanne papillon à bride PAM EUROSTOP

NB : pour notre réseau, on place ce type de robinet au niveau du point de piquage.

VI.2.1.3. Clapet anti retour :

Le clapet anti retour est, en apparence, un appareil simple. Schématiquement, il fonctionne comme une porte. C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens. On trouve des clapets à double battant, papillon, à contrepoids, tuyère.....etc. 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.

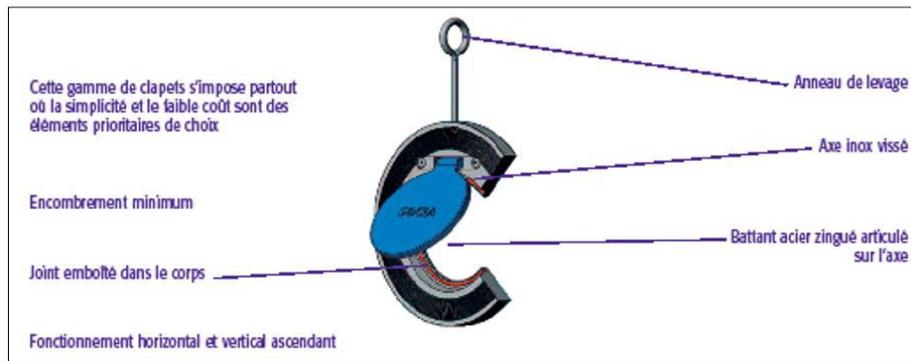


Figure N°VI.3: Clapet à simple battant (d'après document Danfoss Socla)

VI.2.1.4. Vannes de décharge :

C'est un robinet disposé au point bas du tracé en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans un fossé ou en plein air (cas d'une conduite compagne). Se robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

VI.2.1.5. Robinets de branchement :

On distingue :

- Les robinets d'arrêts qui sont placés à l'aval des points de raccordement des branchements.

Leurs rôles sont d'isoler le particulier du réseau.

- Les robinets de prise pour soutirer les débits, ils joueront également le rôle de dégazage.

VI.2.1.6. By-pass : [4]

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.

NB : dans notre cas, un by-pass est placé au niveau du point de piquage pour remplir les deux premiers rôles.

VI.2.2. Les compteurs :

Le réseau de distribution nécessite l'emplacement des compteurs qui seront installés en des points adéquats, et servent l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle de la consommation.

NB : On prévoit pour notre cas, l'installation des compteurs à double sens au niveau des mailles, et des compteurs à un seul sens au point de piquage et au niveau des ramifications.

VI.2.3. Les poteaux d'incendie :

Les poteaux d'incendies sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendies sont plus élevés. Les poteaux d'incendies 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'incendies doivent être reliés aux conduites du réseau par des conduites de raccordement d'au moins 100 mm de diamètres, capable d'assurer un débit de 17 l/s et une pression minimale de 1bars, dotée aussi d'une vanne d'isolement.



Figure N°VI.4: poteau d'incendie ou de lavage

NB : Dans notre cas, on prévoit l'installation de poteaux d'incendie chaque 200 m, au niveau des conduites véhiculant au minimum un débit de 17 l/s sous une pression minimale de 1 bar. On veille à choisir le côté de la rue de façon à minimiser la longueur de leurs branchements à la conduite de distribution.

VI.2.4. Organes de mesure :

Dans notre projet on place ces organes à la sortie et à l'entrée du réservoir ainsi que à l'entrée du réseau pour mesurer les pressions et les débits.

VI.2.4.1. Mesure de débit :

Le réseau de distribution nécessite l'emplacement des appareils de mesure de débit, qui seront installés en des points adéquats, et servent à l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle de la consommation.

❖ Débitmètres électromagnétique :

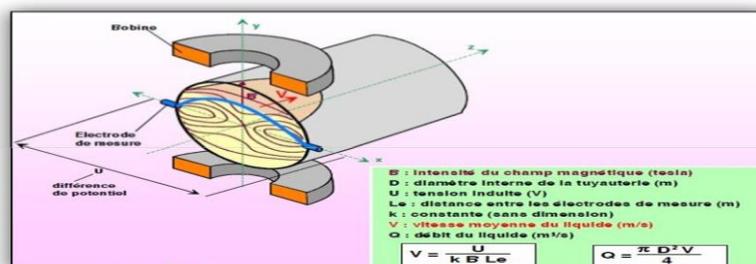


Figure N°VI.5: débitmètre électromagnétique

❖ Débitmètres à ultrason :

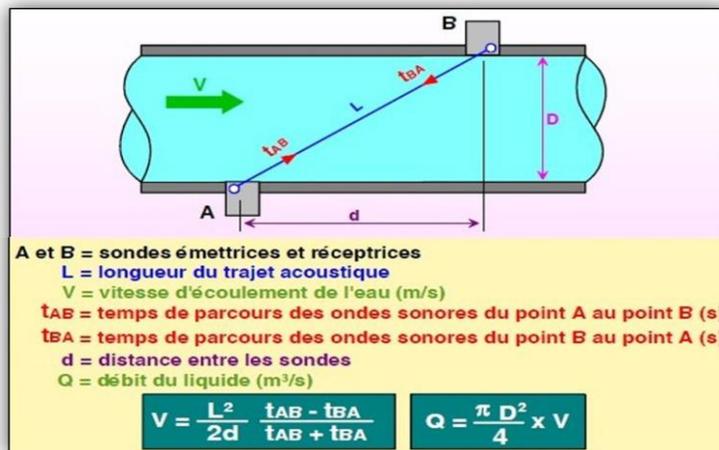


Figure N°VI.6: débitmètre à ultrason

VI.2.4.2. Mesure de pression :

Les appareils les plus utilisés sont :

➤ Manomètres à aiguilles :

Dans les manomètres à aiguilles, 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.



Figure N°VI.7: Manomètre à aiguille type Ref-class

➤ Manomètres à soufflet :

Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au sur chauffage.



Figure N°VI.8: Manomètre à soufflet (d'après document BAMO)

VI.2.5. Les raccords :

Notre réseau est en PEHD, pour ce type de matériau il existe trois types de raccords :

VI.2.5.1. Soudure bout à bout :

Le soudage bout à bout par élément chauffant est utilisé pour assembler les tubes, et raccord en PE d'épaisseur identique. Ce procédé consiste à porter à la température $T = 230^{\circ}\text{C}$ de soudage, par un outil chauffant (miroir), les extrémités des tubes et / ou raccords pendant six minutes.

Une bonne soudure bout à bout, reconstitue parfaitement la continuité de la canalisation avec une résistance mécanique identique. Le soudage bout à bout ne peut être effectué qu'à partir du diamètre 90 mm. [10]



Figure N°VI.9: Soudage bout à bout

VI.2.5.2. Les raccords électro-soudables :

Les raccords électro-soudables sont équipés d'un fil résistant intégré au voisinage de la surface, qui après assemblage, se trouvera au contact du tube. Des bornes situées à l'extérieur de la zone de soudage permettent le raccordement de cette résistance à une source d'énergie. [10]

VI.2.5.3. Les raccords mécaniques :

Ces raccords sont soit en matière plastique, soit métallique, ils sont couramment utilisés jusqu'au DN63 mm et existe à des diamètres supérieurs à 90 mm maximum. [10]

Il existe donc une gamme des raccords en polyéthylène destinés à :

- La déviation d'une partie d'écoulement.
- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage.

- Le changement de diamètre de la conduite.
- Le changement de direction de la conduite.
- L'assemblage des tubes.

Pour notre réseau on aura besoin de :

A. Les Tés :

Les Tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage. Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides.



Figure N°VI.10 : Les tés

B. Les coudes :

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillés et ramifiés, lorsque la conduite change la direction. On rencontre des coudes à un emboîtement à deux emboîtements ou à bout lisse. Généralement, les coudes sont des maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.



Figure N°VI.11 : Les coudes

C. Les cônes :

Permettent le raccordement des conduites ayant des diamètres différents. Ils peuvent être placés au niveau de l'emplacement des robinets vannes et d'autres accessoires. On les rencontre également à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :

- Des cônes à deux emboîtements.
- Des cônes à emboîtement et bride.

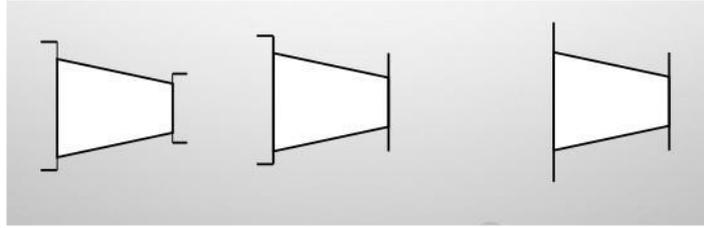


Figure N°VI.12 : Les cônes

D. Les croix de jonction :

Elles sont utilisées au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires. Les deux manchons des croix peuvent avoir des diamètres différents. On distingue des croix à emboîtement à brides ou à brides et bouts lisses.



Figure N°VI.13 : Les croix de jonction

E. Les manchons :

Ce sont des morceaux de 25 à 50 cm, qui sont utilisés pour le raccordement des accessoires et appareillages. On a des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboitements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à brides et bout lisse, à emboîtement et bride. On les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (robinet-vanne), au niveau de certains joints.

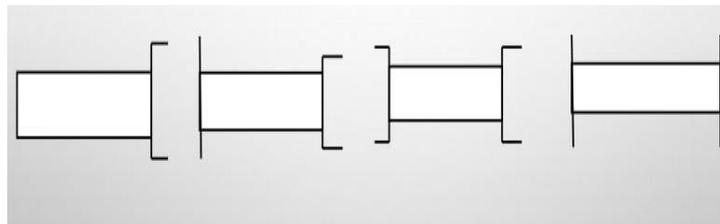
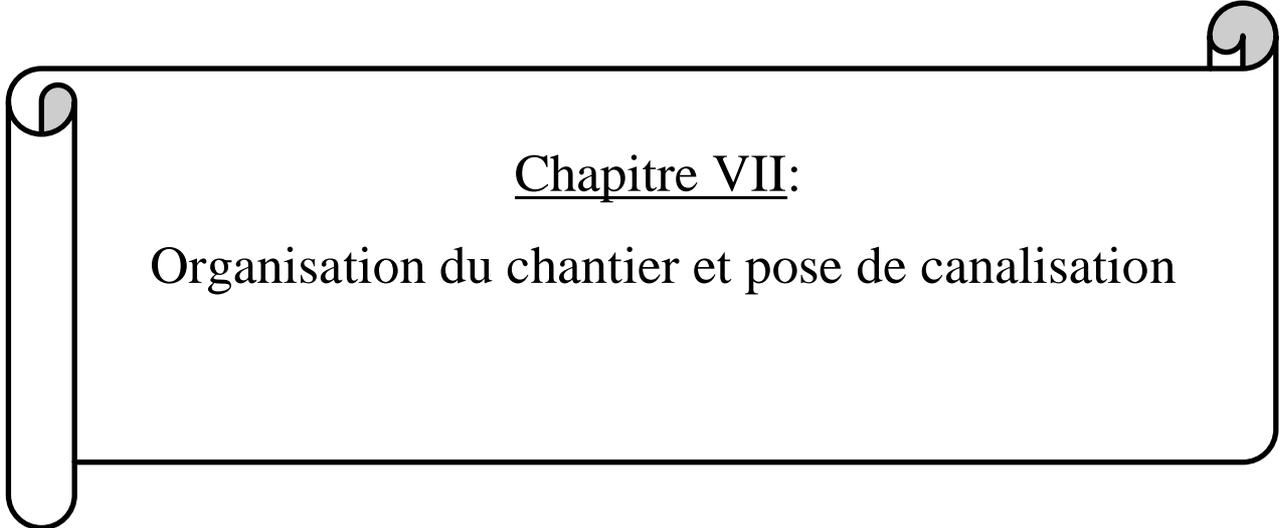


Figure N°VI.14 : Les manchons

VI.2.6. Conclusion :

Afin d'assurer un bon fonctionnement du réseau, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes. Pour assurer la longévité de ces appareils un entretien périodique et une bonne gestion sont nécessaires.



Chapitre VII:

Organisation du chantier et pose de canalisation

Chapitre VII : Organisation du chantier et pose de canalisation

VII.1. 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.

VII.2. Organisation de chantier :

Le but de l'organisation de chantiers est, à cet effet, de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts.

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

VII.2.1.1. 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. [11]

VII.2.1.2. Nivellement :

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Le nivellement 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.

VII.2.2. Excavation des tranchées :

Cette opération se divise en deux étapes :

VII.2.2.1. Décapage de la couche de terre 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. Le volume de la couche à décapé donnée par la formule suivant :

$$V_{cv} = L. b. e$$

Avec :

- V_{cv} : volume de la terre décapée en (m³)
- L : longueur total des tranchées en (m),
- b : largeur de la couche végétale en (m),
- e : épaisseur de la couche en (m), e = 10 cm

NB : Pour la réalisation de cette opération, On opte pour un bulldozer ou un angledozer.



Figure N°VII.10: Un angledozer

VII.2.2.2. Excavation des tranchées :

Selon les caractéristiques du terrain ; l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée à excavée doit atteindre 1 m pour les raisons suivantes :

- Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Pour protéger la canalisation contre le gel.
- Pour ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).

NB : Pour la réalisation de cette opération, on opte pour une pelle mécanique.



Figure N°VII.2: Une pelle mécanique

A. Largeur de la tranchée :

La largeur de la tranchée doit permettre une pose correcte ; facilite-la Tache et aussi permettre le compactage du remblai. Elle doit être au minimum 0.60 m pour faciliter les travaux.

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de celle-ci. Elle est donnée par la formule suivante :

$$B = D + (2 \times 0.30) \dots \dots \dots \text{ en (m).}$$

Avec :

- B : largeur de la tranchée (m).
- D : diamètre de la conduite (m).

B. La profondeur de la tranchée :

La profondeur doit être suffisante. Elle varie de 0.60 m à 1.20 m pour assurer la protection de la conduite contre les variations de la température et le risque d'écrasement sous l'effet des charges et des surcharges.

On peut calculer la profondeur de la tranchée en utilisant la formule suivante :

$$H = D + H_1 + H_2 \dots\dots\text{en (m)}$$

Avec :

H : la profondeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

H₁ : profondeur du lit de pose prise égale à 0.2 m.

H₂ : distance verticale séparent la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol, elle est entre 80 et 120cm (m).

C. Choix du coefficient du talus :

Pour garder la stabilité du talus de la tranchée durant les travaux de pose des conduites on définit le coefficient du talus. Qui est en fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol.

Tableau n° VII-1 : Choix du coefficient du talus

Sols	Profondeur de la tranchée	
	Jusqu'à 1.5 m	Jusqu'à 3m
Sable	m=0.5	m=1
Limon sableux	m=0.25	m=0.67
Limon argileux	m=0	m=0.5

Remarque : Dans notre cas le sol est limon sableux.

D. Section de la tranchée :

Les sections des tranchées sont de forme trapézoïdale dont l'aire est :

$$Str = H_{tr} \times b + m \times H_{tr}^2$$

Avec :

H_{tr} : profondeur total de la tranchée (m).

b : largeur du fond de la tranchée (m).

m : coefficient du talus.

VII.2.3. Pose des conduites :

- 1) Avant la descente des conduites aux fouilles, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs.
- 2) La descente des tuyaux doit être manipulée avec soin, ils seront posés lentement soit manuellement soit mécaniquement à l'aide d'un pose tube dans le fond de la fouille.
- 3) Chaque élément posé dans la tranchée doit être présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé, et au cours de la pose, il faut vérifier régulièrement l'alignement des tuyaux afin d'avoir une pente régulière entre deux regards, pour y opérer correctement on effectue des visées à l'aide des nivelettes tous les 80 m environ.
- 4) Tous les débris liés à la pose doivent être retirés de l'intérieur du tuyau avant ou juste après la réalisation d'un emboîtement. Ceci peut être effectué en faisant passer un goupillon le long du tuyau ou à la main, selon le diamètre.
- 5) A chaque arrêt de travail un bouchon temporaire doit être solidement appliqué sur l'extrémité ouverte de la canalisation pour éviter l'introduction des corps étrangers. Cela peut faire flotter les tuyaux en cas d'inondation de la tranchée, auquel cas les tuyaux doivent être maintenus au sol par un remplissage partiel de la tranchée ou par étayage temporaire.

NB : puisque nous avons des petits diamètres (inférieur à 250 mm) on va faire descendre les conduites manuellement.



Figure N°VII.3: Pose des conduites en PEHD dans les tranchées

VII.2.4. Epreuve de joint et de la canalisation :

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue l'aide d'une pompe d'essai (pompe d'épreuve), qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

VII.2.5. Remblaiement de la tranchée :

Le remblai une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassée doit être effectuée manuellement on utilisant la terre des déblais (tout élément indésirable étant exclu). Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm. Sachant que le remblayage des tranchées comporte en général deux phases principales :

VII.2.5.1. Le remblai d'enrobage :

Comprend le lit de pose, l'assise et le remblai de protection. Il est réalisé conformément au projet en tenant compte notamment des caractéristiques des tuyaux, des risques d'ovalisation et en mettant en place des matériaux de nature appropriée qui proviennent en général de la réutilisation des déblais des fouilles expurgés de tous matériaux susceptibles d'endommager les conduites et leurs revêtements par des effets de chocs ou l'effet des tassements lors de la consolidation (blocs rocheux, produits de démolition...etc.), il est également nécessaire de s'assurer de l'absence d'action chimique néfaste de certains matériaux (débris végétaux, mâchefer, produits gypseux...etc.) sur les matériaux constitutifs des tuyaux et de leur revêtement.

VII.2.5.2. 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. [12]



Figure N°VII.4: Remblayage de la tranchée [DIPRA]



Figure N°VII.5: Chargeur

VII.2.6. 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 ou tassement des sols pour augmenter la densité apparente résultant de l'application d'une charge sur ces derniers, et éviter le tassement par la suite.

NB : Pour cette opération on utilise un compacteur à rouleau lisse.



Figure N°VII.6: Compacteur à rouleau lisse

VII.3. Pose de canalisation :

Le rôle d'une canalisation est de pouvoir transporter un débit souhaité en résistant aux surpressions et aux dépressions éventuelles, et aux flexions longitudinales (dues à son propre poids, au poids de l'eau, à celui des terrains et aux surcharges roulantes) et à l'agressivité des sols.

VII.3.1. Le choix et les types de pose des canalisations :

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

- Pose en terre.
- Pose en mauvais terrains.
- Pose en galerie.
- Pose en pentes.
- Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées.
- Pose à proximité d'une conduite d'assainissement.
- Passage de ponts.
- Traversée de rivière.
- 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.

VII.3.1.1. Pose de canalisation en terre :

Ce choix est justifié par la présence du réseau dans un terrain ordinaire en sa totalité. Pour la disposition des tuyaux dans les meilleures conditions, la pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur et profondeur suffisante avec établissement des niches pour faciliter le travail lors de jointure.

La pose se fait selon les étapes suivantes :

➤ Aménagement du lit de pose :

Les conduites doivent être posées sur un lit de pose de 0,15 m à 0,20 m d'épaisseur qui se compose généralement de sable bien nivelé suivant les côtes du profil en long. Mais si les terrains sont peu consistants, le fond des tranchées sera consolidé. Chaque tuyau repose sur deux briques placées sur ce fond, le vide doit être rempli de sable.

NB : Pour les mauvais terrains on opte pour des dalles en béton.

➤ La mise en place des canalisations :

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

- ✓ Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont.
- ✓ Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé.
- ✓ Les tuyaux sont posés avec une pente régulière entre deux regards.
- ✓ Avant la mise en place, il faut nettoyer le lit des tranchées.
- ✓ Le calage soit définitif par remblai partiel, soit provisoire à l'aide des cales.
- ✓ A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers.

➤ Construction des regards :

Les regards sont généralement de forme carrée, leurs dimensions varient en fonction des conduites. La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre.

Les différentes opérations pour l'exécution d'un regard sont les suivantes :

- Réglage du fond du regard.
- Exécution de la couche de béton de propreté.
- Ferrailage du radier de regard.
- Bétonnage du radier.
- Ferrailage des parois.

- Coffrage des parois.
- Bétonnage des parois.
- Décoffrage des parois.
- Ferrailage de la dalle.
- Coffrage de la dalle.
- Bétonnage de la dalle.
- Décoffrage de la dalle.

➤ Remblai des tranchées :

Après avoir effectué la pose de canalisations dans les tranchées, on procède au remblaiement par la méthode suivante :

- ✓ L'enrobage de (10 à 15) cm au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite.
- ✓ Le matériau utilisé est constitué par des déblais expurgés des pierres grossières.
- ✓ A l'aide des engins on continue à remblayer par des couches successives de 0.25m compactées l'une après l'autre. Pour cette étape on utilise la terre des déblais.

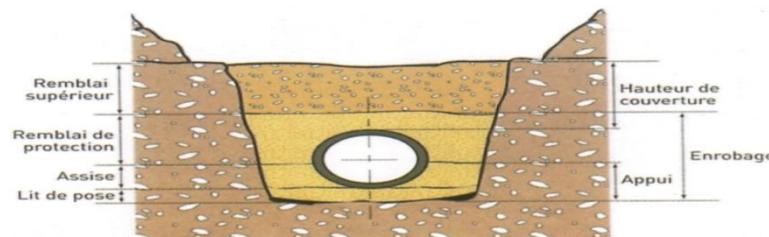


Figure N°VII.7: Pose de canalisation en tranchée

VII.3.1.2. Pose en mauvais terrains:

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

a) Cas d'un terrain peu consistant :

Dans ce cas pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol. [13]

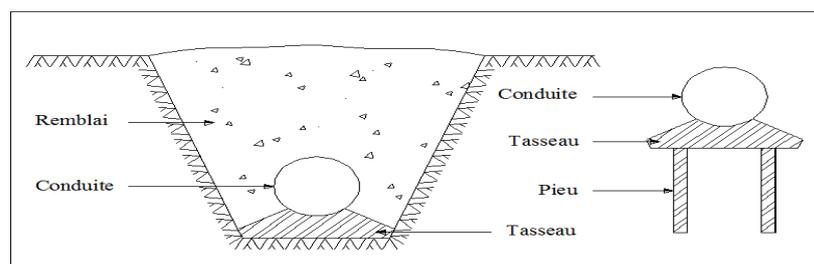


Figure N°VII.8: Pose de la conduite dans un terrain peu consistant

b) Cas d'un terrain agressif :

La protection des conduites enterrées en fonte ductile, contre les phénomènes de corrosion, est à réaliser par une manche en film de polyéthylène lorsque le terrain présente une résistivité inférieure à 1500 W.cm ou lorsqu'il y a présence de sulfures, de sulfates ou de chlorures.

La manche en polyéthylène d'une certaine ampleur drape la canalisation et doit la plaquer au maximum. La totalité du pli, dont l'extrémité est toujours dirigée vers le bas, se situe dans la partie supérieure de la canalisation. La manche est maintenue par des bandes adhésives ou des colliers souples à agrafage automatique à raison de 4 par tuyau. Les manches successives sont posées avec un recouvrement minimal de 0,30m.

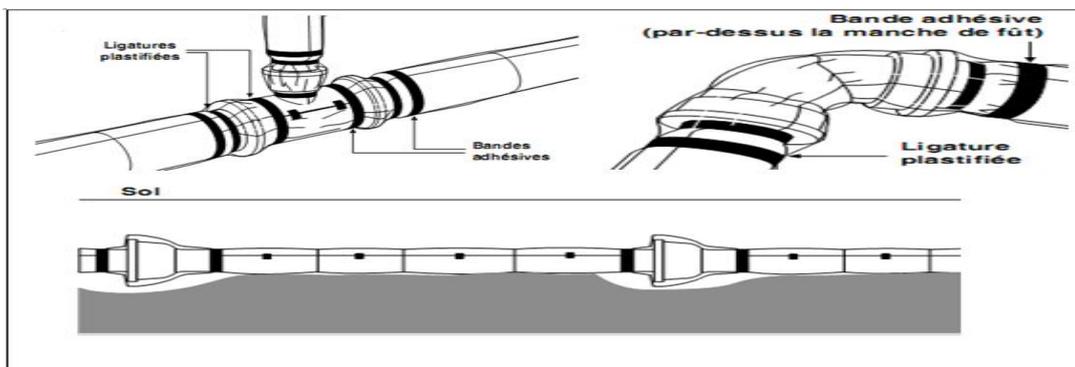


Figure N°VII.9: Positionnement de la manche en polyéthylène sur la conduite

VII.3.1.3. Pose en galerie :

La pose des conduites en galerie présente double avantages de faciliter leur surveillance et d'éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi l'ouverture de chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement.

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 dans des regards implantés de part et d'autre de la route. [13]

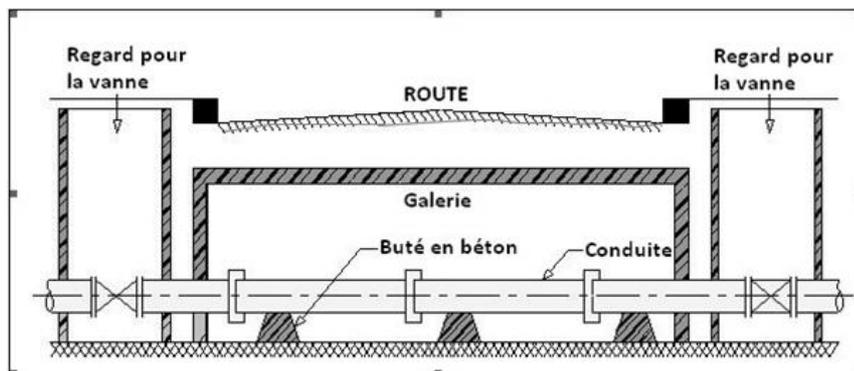


Figure N°VII.10: Pose de conduite en galerie

VII.3.1.4. Pose en pente :

Au-delà d'une certaine pente (25%), les frottements entre la canalisation et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'encrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées.

La pose en pente d'une canalisation peut être faite de deux façons :

- en réalisant des massifs en béton pour chaque tuyau.
- en réalisant un massif en béton en tête de tronçon verrouillé.

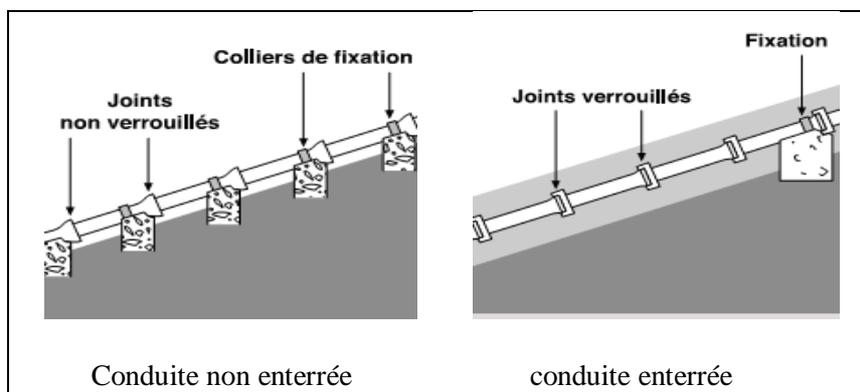


Figure N°VII.11: Pose de canalisation en pente

VII.3.1.5. Pose des conduites en traversées des routes et voie ferrées :

Cette pose sera appliquée pour les tronçons, Pour qu'il n'y plus de transmission des vibrations dues aux charges et pour amortir les chocs qui peuvent nuire aux conduites et causant des ruptures, par suite des infiltrations nuisibles, on prévoit les solutions suivantes :

- ✓ Couler de béton noyant la plus grande partie du tuyau.
- ✓ Placer une dalle de béton armé sur des piédroits en béton.
- ✓ **Par enrobage dans le béton** : dans ce cas les tuyaux sont couverts de béton.

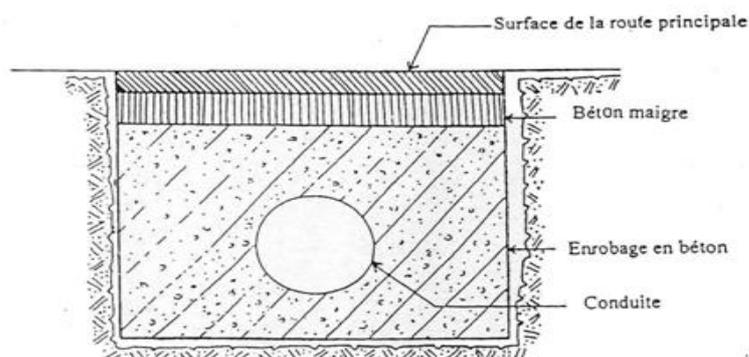


Figure N°VII.12: Traversée d'une route au moyen d'enrobage dans le béton

- ✓ **Utiliser les gaines**, qui sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites.

NB : dans notre cas nous allons opter pour la traversée au moyen des gaines.

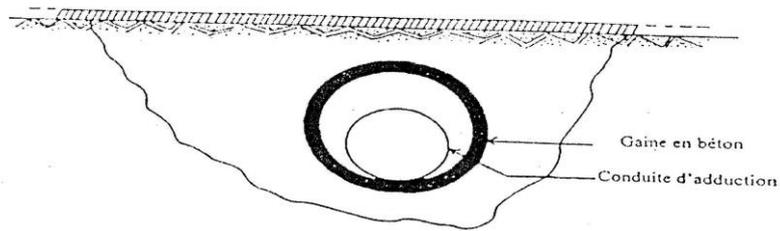


Figure N°VII.13: Traversée d'une route au moyen d'une gaine [14]

VII.3.1.6. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement :

Le cas concerne essentiellement, les conduites de distribution qui dans la plupart des cas seront posées dans la même tranchée que les conduites d'assainissement, dans ce cas les tuyaux d'eau potable devront être posés au-dessus des tuyaux d'eau usée d'un mètre au minimum, comme l'indique la figure ci-après :

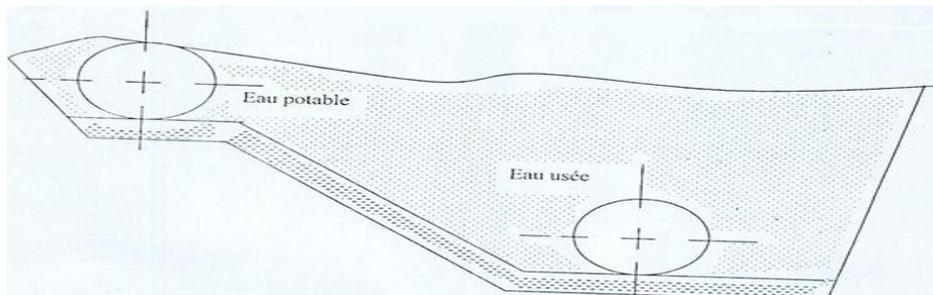


Figure N°VII.14: Pose à proximité d'une conduite d'assainissement

VII.3.1.7. Traversée de rivière :

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. Deux cas peuvent se présenter :

- **Premier cas :** L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, où celle-ci sera accrochée au tablier par des ceintures en acier sous le pont.

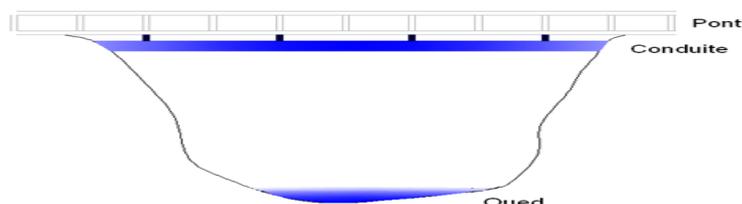


Figure N°VII.15: Traversée de rivière (l'existence d'un pont-route)

- **Deuxième cas :** si le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs (Dus à la navigation par exemple).

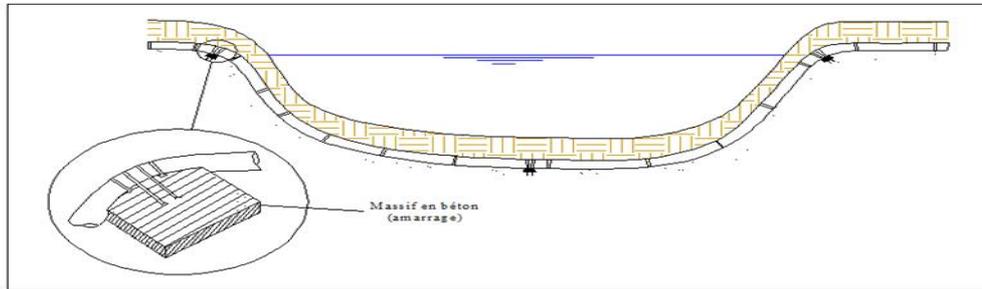


Figure N°VII.16: Traversée de rivière (canalisation suivre le lit de rivière)

Ou bien, on va choisir le traversé aérienne par l'implantation des piliers au niveau de lit de rivière. Les piliers seront dimensionnés d'une manière à supporter les charges appliquées par la conduite.

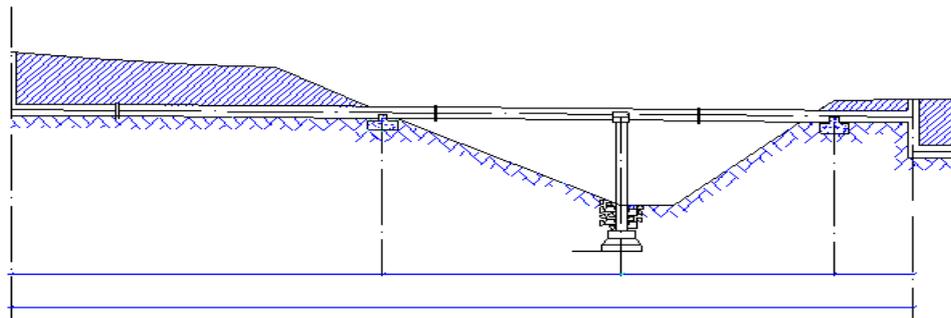
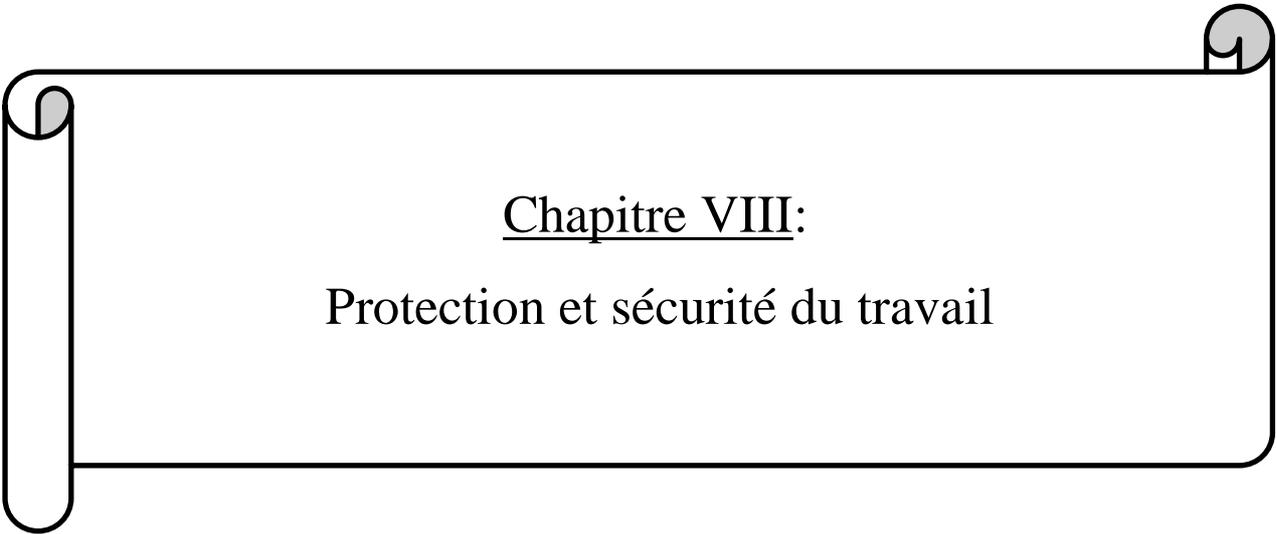


Figure N°VII.17: Traversée de rivière (par l'implantation des piliers)

VII.4. Conclusion :

A travers ce chapitre, nous avons défini tous les travaux qui vont avoir lieu sur chantier, et la manière dont il faut procéder. Mais cela ne suffit pas parce que le levage, la manutention des tuyaux, et les travaux dans les tranchées, sont des opérations dangereuses. Donc ces opérations doivent être réalisées par un professionnel maîtrisant les procédures, pour que la qualité des tuyaux et raccords ne soient pas détériorés lors de la pose et l'emboîtement, et pour que la procédure d'emboîtement ne soit pas compromise.



Chapitre VIII:
Protection et sécurité du travail

Chapitre VIII : Protection et sécurité du travail

VIII.1. Introduction :

Les problèmes et les accidents du travail qui en découlent ont une grande incidence sur le plan financier, sur le plan de la protection et surtout sur le plan humain. C'est la raison pour laquelle un certain nombre de dispositions est pris afin de permettre aux travailleurs d'exercer leur profession dans les bonnes conditions.

VIII.2. Risques purs et risques spéculatifs :

VIII.2.1. Risques purs :

Le risque pur est un risque subi, parfois à l'insu.

Il est caractérisé par:

- Non accepté en contrepartie d'un gain.
- Sa réalisation provoque des dommages à l'entreprise.
- Son non réalisation ne constitue pas un gain.
- N'est pas délimitable: l'entreprise ne peut pas décider du montant de ses pertes en cas de sinistre.
- Le risque pur ne se réalise pas dans le temps; mais soudainement sans signes précurseurs.
- Ces risques purs font l'objet de politiques dites de préventions et de sécurité. [15]

VIII.2.2. Risques spéculatifs :

Le risque spéculatif lié aux décisions de management, le risque spéculatif est caractérisé par:

- Risque accepté, il n'est pas supporté à l'insu de l'entreprise, mais résulte d'un choix raisonné.
- Délimitable, l'entreprise peut décider de son engagement en limitant ses données (budget, consistance...).
- Se réalise dans le temps (après une période d'exécution, l'évaluation fixe ses tendances gains ou pertes).
- Des signes précurseurs peuvent renseigner sur la situation induite par les risques (mesures préventives).
- Contrôlable, l'entreprise peut agir sur lui quel que soit le degré de réalisation (mesures correctives). [15]

VIII.3. Différentes typologies des risques :

Les entreprises sont soumises à des risques dont la classification, selon les diverses approches, d'épandent des angles d'attaque retenus lors de l'analyse (de vulnérabilité).

Les approches de classification peuvent se faire selon :

- La classification des assureurs faite sur la base des ‘produits’ de prise en charge de risque qu'ils proposent aux entreprises.
- Les ressources nécessaires à l'entreprise pour atteindre les objectifs (événements qui risquent de mettre en péril les dites ressources).
- Un classement à partir des classes des documents comptables et tableau de bord (bilan, compte d'exploitation, indicateurs de gestion et processus).
- Un classement à partir de l'organisation (rôles, responsabilité, structure, activités, communication...). [15]

a. Selon l'activité de l'entreprise :

Risques opérationnels: risques recensés lors de l'analyse des processus liés au métier de l'entreprise :

- Risque professionnels : conformité, mauvaises pratiques, mauvaise écoute, paiement
- Risque de fraude interne : vol, fraude.
- Risque de fraude externe: vol, fraude, atteinte à la sécurité du système.
- Risque de milieu du travail: relation de travail, équité, discrimination
- Risque dommage actifs: catastrophes, sinistres.
- Risque interruption des activités: système informatique, télécommunication.
- Risque personnel: recrutement, gestion carrière, implication, motivation.
- Risques contrôle : produits, processus, ressources, mesures et essais.

b. Selon l'organisation de l'entreprise :

- Risques opérationnels : Les matières premières, stocks, incendie, dégâts des eaux, pollution et dommages matériels.
- Risques marketing : Le marché, la concurrence, la force de vente, l'image de marque de l'entreprise, recherche de clientèles.
- Risques personnel : L'effectif, carrière, la compétence, personnel clef, le harcèlement.

VIII.4. Accident de travail :

VIII.4.1. Définition :

L'accident du travail peut être défini comme une atteinte corporelle avec lésions temporaires ou définitives, produites par une action extérieure, soudaine et rapide. Suivant la gravité des lésions, on distingue : les accidents sans arrêt, bénins, souvent sans suite et qui peuvent être soignés sur place. Les accidents avec arrêt (de quelques jours à quelques mois) avec lésions nécessitant des soins particuliers.

VIII.4.2. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :

Généralement les accidents de travail imputables à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

VIII.4.2.1. Facteurs humains :

- Manque de contrôle et négligence.
- La fatigue des travailleurs, manque de maîtrise et de responsable.
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux.
- Erreurs de jugement ou de raisonnement.
- Importance durant les différentes phases de réalisation.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VIII.4.2.2. Facteurs matériels :

- Outillage, engins, et machines de travail.
- Nature des matériaux mis en œuvre.
- La difficulté posée lors de l'exécution du travail.
- Les installations mécaniques et électriques.[16]

VIII.5. Liste des conditions dangereuses :

- Installations non protégées.
- Installations mal protégées.
- Outillages, engins et machines en mauvais état.
- Protection individuelle inexistante.
- Défaut dans la conception et dans la construction.
- Matières défectueuses.
- Stockage irrationnel.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Eclairages défectueux.
- Facteurs d'ambiance impropres.

VIII.6. Liste des actions dangereuses:

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement, Ex: Graisser un engin en marche.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension Ex: ramasser un outil à proximité d'un conducteur sous tension (dans une station de pompage).
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Neutraliser les dispositifs de sécurités.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Suivre un rythme de travail inadapté, Ex: cadence de travail trop rapide.
- Plaisanter ou se quereller. [16]

VIII.7. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :

VIII.7.1. Protection individuelle :

Pour mieux protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gans, chaussures, lunette protectrice... etc.).

VIII.7.2. Autre protections:

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).
- Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.
- Les travailleurs œuvrant à la pioche ou à la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

VIII.7.3. Protection collective :

VIII.7.3.1. Equipement de mise en œuvre du béton :

L'entrepreneur ou bien le chef de chantier doit mettre en évidence les points suivants :

- Application stricte des règlements de sécurité.
- Affectation rugueuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.

VIII.7.3.2. Engin de levage :

La grue, pipe layer et autres engins par leurs précisions et possibilité de manutention variés, constituent la pose de travail où la sécurité n'admet pas la moindre négligence, alors le technicien responsable veillera à :

- Affecter des personnes qui comptent.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

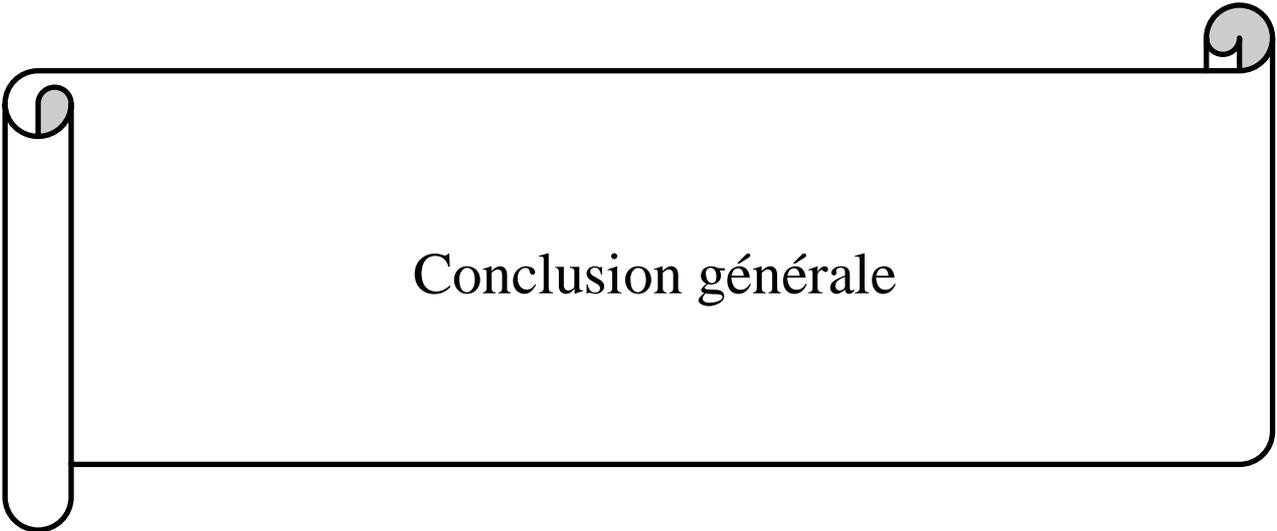
VIII.7.3.3. Appareillage électrique :

Pour éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage car une ligne ou une installation électrique doit être placée que par des électriciens qualifiés.

VIII.8. Conclusion :

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est-à-dire faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement professionnel.



Conclusion générale

Conclusion générale :

La conception de notre étude projetée à long terme, conçu dans le but de satisfaire les besoins en eau sur une perspective de 30 ans, s'agissant des ouvrages hydrauliques suivants : adduction des eaux de forage débitant un débit de 15 l/s par pompage sur une conduite principale de diamètre de 160 mm en PEHD PN10, sur une longueur de 659 ml raccordée au forage « Nouveau forage ».

La capacité de stockage des besoins en eau y compris le volume d'incendie déterminée pour la citée Hamiche centre Fesdis s'élève à 500m^3 , ce réservoir doit réguler les besoins maximums journaliers de $3169.15\text{ m}^3/\text{j}$, quand le débit de pointe de cette agglomération est 59.06 l/s réparti dans le réseau de distribution mixte dont les diamètres déterminés varient de 50 mm à 250 mm en PEHD PN10, d'une longueur développée de 6249 ml.

Pour le bon fonctionnement et la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier, une étude et un dimensionnement des réservoirs d'air ont été faits.

Le long du réseau d'adduction, on place des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et des vidanges au niveau des points bas.

Nous espérons que notre étude a atteint son but et qu'elle soit utile pour des étudiants dans l'avenir.

Références bibliographiques :

[1] : **B.SALAH** ; Cour et polycop.

[2] : **DUPONT, A.-** Hydraulique urbaine : T2.- paris : Eyrolles, 1979.-484p.

[3] : **Bonnin, J.** : « Hydraulique urbaine », Collection de la direction des études et recherche d'électricité de France, Edition Eyrolles, 216 pages, 1977.

[4] : **Dupont, A.** : « Hydraulique Urbaine », Tome II : Ouvrage de transport-Elévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, 484 pages, 1979.

[5] : **M.MEUNIER** « les coups de bélier et la protection des réseaux d'eau sous pression » **Edition** Dunod, Paris, 1950.

[6] : **BLINDU, Igor.-** Outil d'aide au diagnostic du réseau d'eau potable pour la ville de Chisinau par analyse spatiale et temporelle des dysfonctionnements hydrauliques : [en ligne]. - Paris : [s. n.], 2004.-60 p.

[7] : <http://www.groupe-chiali.com/pdf/PEHD-Catalogue-technique.pdf>

[8] : **Bonnin J (1986)** : Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petites et moyennes importances. Edition Eyrolles, Paris.

[9] : **Amrouche S, Mokhtari O (2006)** : Calcul d'un réseau d'AEP pour trois villages de la commune de Tiritine (WTO) à partir de l'Oued Bougdoura, mémoire d'ingénieur d'état en agronomie, UMMTO.

[10] : **Anonyme** : Catalogue technique des tubes polyéthylène (PE) et accessoires Chiali.

[11] : **D.Kahleras polycopié** organisation de chantier 2018.

[12] : **TUBEX** : Catalogue technique des tubes polyéthylène (PE).

[13] : B. SALAH « Cours d'Alimentation en Eau Potable», cinquième année, p.11, 27, 29,72, 78, 78a, 140.

[14] : **DJEBARA.F (2008-2009)** : Contribution à l'étude du renforcement de la chaîne d'adduction de la ville de Boumerdès mémoire d'ingénieur d'état en agronomie, UMMTO tizi ousou.

[15] : **RECHERCHE SUR INTERNET**

<http://www.ing.dz>

<http://www.pdf data base.com>

<http://www.ramus-industrie.com>

[16]: **BOURMA, YACOUB OUSMAN**. Alimentation en eau potable de la ville de BOUARFA W.BLIDA.- Blida : [s. n.], 2008.- 91 p.

Mem. Fin d'étude : ENSH : département de spécialité : 2008.

Annexes

Annexe II.1: variation du coefficient β_{\max}

Population	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000	300000
β_{\max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.13	1.15	1.10	1.03

Source : polycopie d'AEP de Mr. SALAH.B

Annexe II.2: variation du coefficient β_{\min}

Population	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000	300000
β_{\min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.63	0.70	0.83

Source : polycopie d'AEP de Mr. SALAH.B

Annexe II.3: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

heures	Nombres d'habitants				
	Moins de 10000	De 10001 à 50000	De 50001 à 100000	Plus de 100000	Agglo. de type rural
1	2	3	4	5	6
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	5,2	3,5
9-10	5,5	6,25	5,6	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	4,2	3
22-23	2	2	4,6	3,75	2
23-24	1	1,5	3,3	3,7	1

Source : polycopie d'AEP de Mr. SALAH.B

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

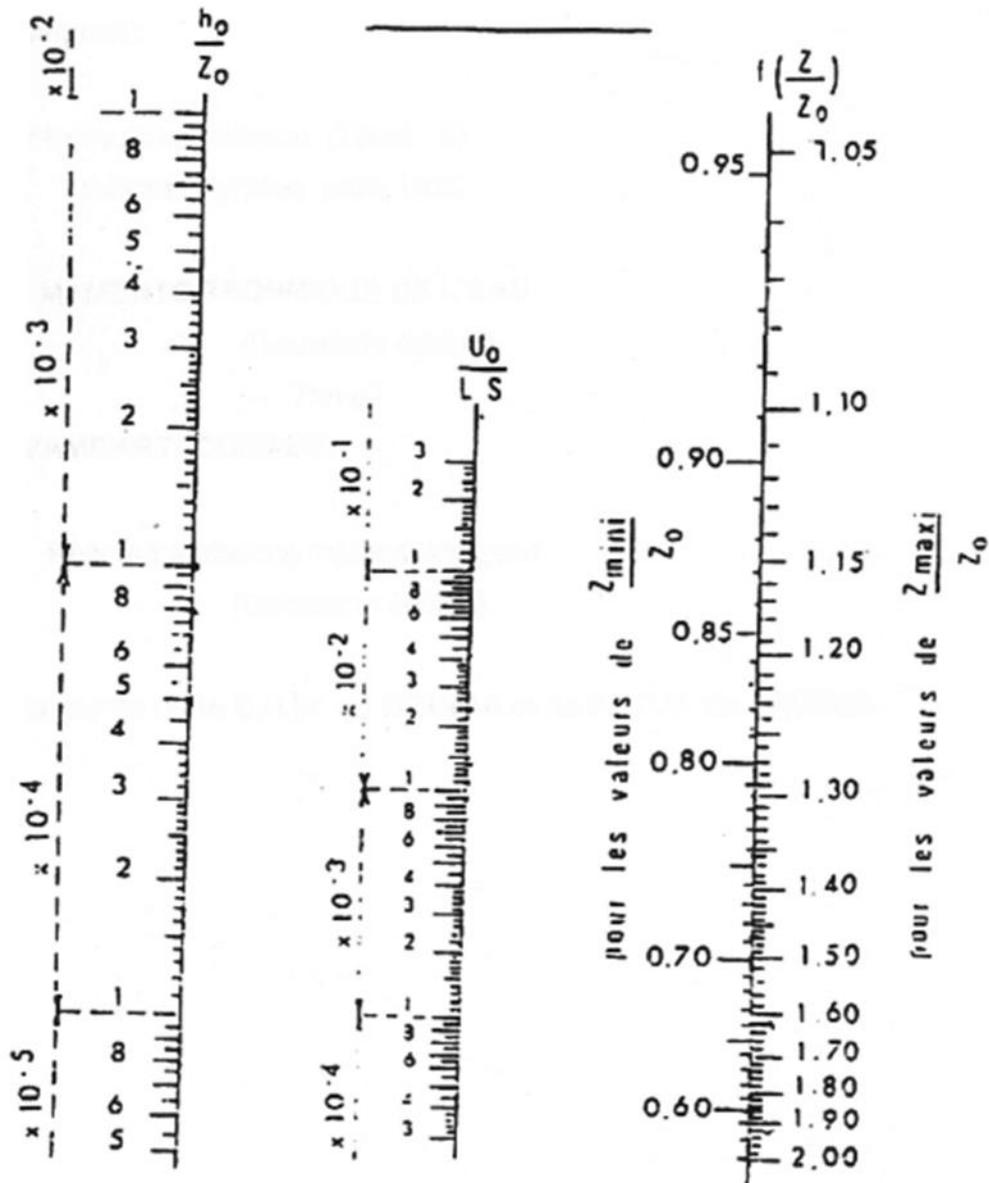


PLANCHE XXVII