

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 de renforcement en eau potable de la ville d'Oued Zenati et ses régions a partir du barrage de Bouhamdane (w. Guelma).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0030-15

APA Citation (توثيق APA):

Bouragbi, Houssam (2015). Etude de renforcement en eau potable de la ville d'Oued Zenati et ses régions a partir du barrage de Bouhamdane (w. Guelma)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option :ALIMENTATION EN EAU POTABLE**

**THEME DU PROJET :**

**ETUDE DE RENFORCEMENT EN EAU POTABLE DE LA VILLE  
D'OUED ZENATI  
ET SES REGIONS A PARTIR DU BARRAGE DE BOUHAMDANE  
(W.GUELMA)**

**PRESENTE PAR :**

**Mr : BOURAGBI Houssam**

**Devant les membres du jury**

<b>Noms et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>r</sup> . KHODJET-KESBA Omar	Professeur.	Président
M <sup>r</sup> . DJELLAB Mohamed	M.C.A.	Examineur
M <sup>me</sup> . BERBACHE Sabah	M.A.A.	Examinatrice
M <sup>r</sup> . HACHEMI Abdelkader	M.A.A.	Examineur
M <sup>me</sup> . CHENITI Naoul	M.A.A.	Promotrice

**Septembre- 2015**

# Remerciements

*Je tiens à remercier et rendre grâce à DIEU le tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté de mener à bien terminer ce modeste travail.*

Je tiens également à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail, particulièrement à :

Mes chers parents pour les encouragements qu'ils ont manifestés tout au long de mon parcours.

Ma promotrice M<sup>me</sup>N.CHENITI pour son encadrement et ses orientations judicieuses qui nous ont été infiniment utiles.

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

*On exprime notre gratitude à l'ensemble des enseignants de l'ENSH qui ont contribué à notre formation, en espérant que cet humble travail fera crédibilité de leurs efforts.*

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

# Dédicace

*Je dédie ce mémoire*

*A la mémoire de mon grand Père Mohamed*

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

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

*A mon Père*

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

*Je prie le bon Dieu de te bénir, de veiller sur toi, en espérant  
Que tu seras toujours fiers de moi.*

*Ma chère mère*

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

*Je te dédie ce travail en témoignage de mon profond amour.  
Puisse Dieu, le tout puissant, te préserver et t'accorder santé,  
longue vie et bonheur.*

*A ma grande mère*

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

*A mon très cher frère*

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

*A mon chers ami Seif Bn Dokhane*

*En témoignage de l'amitié qui nous uni, je vous dédie ce travail et je vous souhaite une vie pleine de santé et de bonheur*

:

يهدف هذا المشروع لتزويد بلدية  
تحويل المياه القادم من سد بوحمدان بولاية  
المياه الصالحة للشرب وهذا النقص راجع إلى قلة  
هذه الدراسة تحتوي على تحديد أبعاد الأنابيب  
إنجاز المشروع و مختلف الإمكانيات المسخرة لإنهائه.

وضواحيها بولاية قالمة بالمياه الصالحة للشرب انطلاقا  
والتي تعرف حاليا نقصا كبيرا في  
ئية و تطور الحياة المعيشية لهذه  
. وأخيرا تطرقنا إلى طريقة

### **Résumé :**

Notre projet a pour but l'alimentation en eau potable de la commune de Oued Zenati et ses régions à partir de transfert du barrage Bouhamdane dans la wilaya de Geulma vers Hamame Dbagh .

A l'heure actuelle une pénurie d'eau potable est constatée dûe essentiellement au manque de ressources en eau a l'explosion démographique importante ainsi le développement du niveau de vie de cette région.

Cette étude consiste à dimensionner l'adduction, les réservoirs, la station de pompage.

En fin nous aborderons la méthodologie de mise en œuvre du projet et les différents moyens déployés pour son exécution

### **Abstract:**

The purpose of our project is to supply the town of Wadi Zanati and its regions with drinking water from the transfer of the dam Bouhamdane of Guelma towards Hamame Dbagh .At present, an important shortage of drinking water is noted due primarily to the lack in drinkable water resources and the important demographic explosion as well as to the development of the standards of living of this area. This study consists in dimensioning the adduction, the tanks, and the pumping station. At the end we will approach the methodology of implementing the project and the various means deployed for its execution.

# SOMMAIRE

<b>INTRODUCTION GENERALE.....</b>	<b>1</b>
<b>Chapitre I : Présentation de la zone d'étude</b>	
<b>Introduction .....</b>	<b>2</b>
<b>I.1. Situation géographique.....</b>	<b>2</b>
<b>I.2. Situation géologique .....</b>	<b>3</b>
<b>I.2.1.La géologie .....</b>	<b>3</b>
<b>I.2.2.Sismicité .....</b>	<b>3</b>
<b>I.3.situation climatique Du Site.....</b>	<b>4</b>
<b>I.3.1. Le Climat .....</b>	<b>4</b>
<b>I.3.2La Température.....</b>	<b>4</b>
<b>I.3.2.1 Les températures moyennes mensuelles.....</b>	<b>5</b>
<b>I.3.3 L'humidité relative de l'air.....</b>	<b>5</b>
<b>I.3.4. Les vents .....</b>	<b>6</b>
<b>I.3.5.Pluviométrie.....</b>	<b>7</b>
<b>I.3.5.1.Précipitations moyennes mensuelles.....</b>	<b>7</b>
<b>I.3.5.2 Précipitations moyennes annuelles .....</b>	<b>7</b>
<b>I.4. Situation démographique .....</b>	<b>8</b>
<b>I.4.1.Population .....</b>	<b>8</b>
<b>I.5.Situation hydraulique actuelle.....</b>	<b>8</b>
<b>I.5.1 .Ressource en eau.....</b>	<b>8</b>
<b>I.5.2.Description des réservoirs existants.....</b>	<b>8</b>
<b>I.6.Situation topographique.....</b>	<b>8</b>
<b>I.7. Présentation du barrage.....</b>	<b>9</b>
<b>I.7.1 Caractéristique du barrage.....</b>	<b>10</b>
<b>I.8. Station de Traitement .....</b>	<b>10</b>
<b>I.8.1.Description .....</b>	<b>10</b>
<b>I.8.2.La chaine de traitement.....</b>	<b>10</b>
<b>I.8.3.Le processus de traitement.....</b>	<b>11</b>
<b>Conclusion .....</b>	<b>11</b>

## Chapitre II:Calcul des besoins en eau

<b>Introduction.....</b>	<b>12</b>
--------------------------	-----------

<b>II.1.Evolution de la population à l’horizon d’étude.....</b>	<b>12</b>
<b>II.2.Estimation des besoins en eau potable.....</b>	<b>13</b>
<b>.II.3. L'évaluation de la consommation moyenne journalière.....</b>	<b>13</b>
<b>II.3.1.Les besoins domestiques .....</b>	<b>13</b>
<b>II.3.2.Les besoins scolaires.....</b>	<b>14</b>
<b>II.3.3. Besoins administratifs.....</b>	<b>16</b>
<b>II.4.Récapitulatif des différentes consommations journalières.....</b>	<b>18</b>
<b>II.5.Estimation des pertes .....</b>	<b>19</b>
<b>II.6.Etude des variations des débits.....</b>	<b>19</b>
<b>II.6.1.Variation de la consommation journalière.....</b>	<b>19</b>
<b>II.6.1.1.Variation de la consommation maximale journalière.....</b>	<b>19</b>
<b>II.6.1.2 .Variation de la Consommation minimale journalière.....</b>	<b>20</b>
<b>II.6.2 .Variation de la consommation horaire .....</b>	<b>21</b>
<b>II.6.2.1.Le débit minimum horaire.....</b>	<b>21</b>
<b>II.6.2.2.Le débit maximum horaire.....</b>	<b>22</b>
<b>Conclusion.....</b>	<b>22</b>

### **Chapitre III : Etude d’adduction**

<b>Introduction .....</b>	<b>23</b>
<b>III.1. Les conduites d’adduction.....</b>	<b>23</b>
<b>III.1.1.Généralité .....</b>	<b>23</b>
<b>III.1.2. Types d’adduction .....</b>	<b>23</b>
<b>III.1.2.1. Adduction gravitaire.....</b>	<b>23</b>
<b>III.1.2.2. Adduction par refoulement.....</b>	<b>23</b>
<b>III.1.2.3. Adduction mixte .....</b>	<b>23</b>
<b>III.2. Choix du tracé .....</b>	<b>24</b>
<b>III.3. Choix de type de canalisation.....</b>	<b>24</b>
<b>III.4. Etude de l’adduction .....</b>	<b>25</b>
<b>III.4.1.Description du schéma d'adduction.....</b>	<b>25</b>
<b>III.5 .Etude technico-économique de l’adduction .....</b>	<b>28</b>
<b>III.5.1.Etude de l’adduction par refoulement .....</b>	<b>28</b>
<b>III.5.2.Calcul des pertes de charge .....</b>	<b>29</b>
<b>III.5.3. Calcul de la hauteur manométrique total.....</b>	<b>30</b>
<b>III.5.4.Puissance absorbée par la pompe .....</b>	<b>30</b>
<b>III.5.5.Energie consommée par la pompe.....</b>	<b>31</b>
<b>III.5.6.Frais d'exploitation.....</b>	<b>31</b>

III.5.7.Frais d'amortissement.....	31
III.6.Calcul hydraulique.....	31
III.6.1.Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement.....	31
III.6.1.1.Tronçon ST- SP1.....	33
III.6.1 .2.Tronçon Sp1- sp2 .....	35
III.6.1.3.Tronçon SP2- SP3 .....	37
III.6.1.4.Tronçon SP3- RT .....	39
III.7.Etude de l'adduction gravitaire .....	39
III.7.1.Calcul des diamètres avantageux de la conduite gravitaire .....	39
III.7.1.1 .Détermination du diamètre avantageux .....	44
III.8.Les frais d'investissement .....	44
Conclusion .....	44

#### Chapitre IV :Etude des réservoirs

Introduction.....	45
IV.1.Définition .....	45
IV.2.Classification des réservoirs .....	45
IV.3.Fonctions des réservoirs .....	46
IV.4.Emplacement des réservoirs.....	46
IV.5.Réservoirs alimentés gravitairement.....	46
IV.6.Réservoirs alimentés par refoulement .....	47
IV.7.Description des réservoirs existants .....	47
IV.8.Les réservoirs projetés.....	47
IV.9.Entretien des réservoirs .....	47
IV.10. Hygiène et sécurité .....	48
IV.11.Capacité de réservoirs.....	49
IV.11.1.La méthode analytique .....	49
IV.12.Détermination de résidu maximum dans les réservoirs .....	50
IV.12.1.Méthode graphique .....	50
IV.13.dimensionnement des Bâche de reprise des stations de pompes .....	51
IV.14.Dimensionnement de réservoir tampon Kef Nsoure .....	52
IV.15.Dimensionnement de réservoir tampon Oued Zenati.....	52
IV.16.Dimensionnement de réservoir tampon Ras Lagba.....	53
IV.17.Estimation de la capacité totale du réservoir Bordj Sabat par la méthode analytique..	54
IV.18.Forme des réservoirs .....	54
Conclusion .....	54



## Chapitre V : Etude du pompage

<b>Introduction .....</b>	<b>56</b>
<b>V.1.Définitions.....</b>	<b>56</b>
<b>V.1.1.Pompe.....</b>	<b>56</b>
<b>V.2.Choix de l'emplacement de la station de pompage .....</b>	<b>56</b>
<b>V.3.Choix du type de pompe .....</b>	<b>56</b>
<b>V.4.Choix du nombre de pompes .....</b>	<b>56</b>
<b>V.5.Les modes de couplage des pompes .....</b>	<b>56</b>
<b>V.5.1.Couplage en parallèle .....</b>	<b>56</b>
<b>V.7.Dimensionnements des stations de pompage .....</b>	<b>58</b>
<b>V.7.1.Refolement SP1–SP2.....</b>	<b>59</b>
<b>V.7.2.Refolement SP2–SP3.....</b>	<b>59</b>
<b>V.7.3.Refolement SP2–SP3.....</b>	<b>60</b>
<b>V.8.Courbes caractéristiques des pompes .....</b>	<b>60</b>
<b>V.10.Courbe caractéristique de la conduite .....</b>	<b>61</b>
<b>V.10.1.Refolement SP1–SP2 .....</b>	<b>63</b>
<b>V.10.2. Refolement SP2–SP3 .....</b>	<b>64</b>
<b>V.10.3. Refolement SP3–Réservoir tampon .....</b>	<b>66</b>
<b>V.11.Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données .....</b>	<b>68</b>
<b>V.11.1. Refolement : SP1 - Bâche SP2 .....</b>	<b>69</b>
<b>V.11.2. Refolement : SP3 – R tampon .....</b>	<b>71</b>
<b>V.13.Moteurs.....</b>	<b>78</b>
<b>V.13.1.Théorie des moteurs .....</b>	<b>78</b>
<b>V.13.2. station de pompage N°1.....</b>	<b>80</b>
<b>V.13.3.station de pompage N°2.....</b>	<b>81</b>
<b>V.13.4.station de pompage N°3.....</b>	<b>81</b>
<b>V.14. Encombrement des pompes choisies.....</b>	<b>81</b>
<b>V.14.1.Station de pompage N°1.....</b>	<b>82</b>
<b>V.14.2.Station de pompage N°2.....</b>	<b>82</b>
<b>V.14.3.Station de pompage N°3.....</b>	<b>83</b>
<b>V.15. Conception architecturale de la station et annexes .....</b>	<b>83</b>
<b>V.15.1 choix du bâtiment .....</b>	<b>85</b>
<b>V.15.2. Dimensionnement de bâtiment de station pompage.....</b>	<b>85</b>
<b>V.15.2.1 Station de pompage SP1.....</b>	<b>87</b>
<b>V.16.Equipements auxiliaire .....</b>	<b>88</b>

V.16.1. Système de levage.....	89
V.16.1.1 Pont roulant.....	90
V.16.1.2 Monorails.....	90
V.16.2 Pompage de drainage .....	91
V.16.3 Protection incendie .....	91
V.16.4 Ventilation et climatisation.....	91
V.16.4.1 Ventilation de la salle des pompes.....	91
V.16.4.2 Ventilation du local des autotransformateurs.....	91
V.16.5.Système d'éclairage .....	92
Conclusion .....	92

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

Introduction.....	93
VI .1.Protection des conduites contre le coup de bélier.....	93
VI .1.1Définition.....	93
VI .2.Causes du coup de bélier.....	93
VI .3.Risques dus aux coups de bélier.....	93
VI .3.1.Cas de la surpression .....	94
VI .3.2.Cas de dépression .....	94
VI .3.3.Inversion de l'écoulement .....	95
VI .3.4.Mouvements et vibration des conduites .....	95
VI .3.5.Fatigue de la canalisation .....	95
VI .4.Analyse physique du phénomène du coup de bélier .....	96
VI.5. Moyens de protection contre le coup de bélier .....	98
VI.5.1. Réservoirs d'air .....	98
VI.5.2. Cheminée d'équilibre .....	99
VI.5.3. Soupape de décharge .....	99
VI.5.4. Volant d'inertie .....	99
VI.6. Valeur numérique du coup de bélier .....	99
VI.6.1.Cas de la fermeture brusque .....	99
VI.6.2.Cas de la fermeture lente .....	100
VI.7. Méthodes de calcul du réservoir d'air .....	100
VI.8. Calcul du volume de réservoir d'air .....	101
VI.9.Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier .....	106
Conclusion .....	113

## Chapitre VII : Pose de canalisation et accessoires

<b>Introduction .....</b>	<b>114</b>
<b>VII.1. Pose de canalisation .....</b>	<b>114</b>
<b>VII.1.1. Principe de pose de canalisations .....</b>	<b>114</b>
<b>VII.2.: accessories.....</b>	<b>117</b>
<b>VII.2.1 : Robinets-vannes à opercule .....</b>	<b>117</b>
<b>VII.2.2 : Vannes papillon .....</b>	<b>117</b>
<b>VII.2.3 : Robinets de branchement .....</b>	<b>117</b>
<b>VII.2.4 : Clapets de retenue .....</b>	<b>117</b>
<b>VII.2.5 : Crépines .....</b>	<b>118</b>
<b>VII.2.6 : Les ventouses manuelles .....</b>	<b>118</b>
<b>VII.2.7 : Les régulateurs de pression .....</b>	<b>118</b>
<b>VII.2.8: Les vidanges.....</b>	<b>118</b>
<b>VII.2.9. Joints de raccordement.....</b>	<b>119</b>
<b>VII.2.10.By-pass .....</b>	<b>119</b>
<b>VII.2.11. Réservoirs anti bélier .....</b>	<b>119</b>
<b>VII.2.12.Soupapes anti beliers.....</b>	<b>120</b>
<b>Conclusion .....</b>	<b>121</b>
<b>CONCLUSION GENERAL .....</b>	<b>122</b>

# LISTE DES TABLEAUX

## CHAPITRE II :Calcul des besoins en eau

<b>Tableau II.1</b> : Estimation de la population future de l'agglomération.....	12
<b>Tableau II.2</b> : Dotation unitaire moyenne (plan national de l'eau 1997).....	13
<b>Tableau II.3</b> :Détermination des besoins domestiques.....	14
<b>Tableau II.4</b> : Tableau récapitulatif des besoins scolaires pour Oued Zenati-Kifane Lasel.....	15
<b>Tableau II.5</b> : Tableau récapitulatif des besoins scolaires pour Ain Regada.....	15
<b>Tableau II.6</b> : Tableau récapitulatif des besoins scolaires pour Bordj Sabat.....	15
<b>Tableau II.7</b> : Tableau récapitulatif des besoins scolaires pour Ras Lagba- Selawa1.....	16
<b>Tableau II.8</b> : Tableau récapitulatif des besoins administratifs pour O.Zenati-K.Lasel.....	16
<b>Tableau II.9</b> : Tableau récapitulatif des besoins administratifs pour Ain Regada.....	17
<b>Tableau II.10</b> : Tableau récapitulatif des besoins administratifs pour Bordj Sabat.....	17
<b>Tableau II.11</b> : Tableau récapitulatif des besoins administratifs pour Ras Lagba- Selawa.....	18
<b>Tableau II.12</b> : Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières.....	18
<b>Tableau II.13</b> : Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{min j}$ ; $Q_{moy j}$ ; $Q_{max j}$ .....	20
<b>Tableau II.14</b> : Variation de $Q_{min}$ en fonction du nombre d'habitants .....	21
<b>Tableau II.15</b> : Variation de $Q_{max}$ en fonction du nombre d'habitants.....	22

## CHAPITRE III : Etude d'adduction

<b>Tableau III.2</b> : Calcul de la HMT du tronçon ST- SP1.....	32
<b>Tableau III.3</b> : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SPT- SP1.....	32
<b>Tableau III.4</b> : Calcul des frais d'exploitation du tronçon ST- SP1 .....	32
<b>Tableau III.5</b> : Bilan du tronçon : SPT- SP1 .....	33
<b>Tableau III.6</b> : Calcul de la HMT du tronçon SP1- SP2 .....	34
<b>Tableau III.7</b> : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1- SP2 .....	34
<b>Tableau III.8</b> : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP1- SP2 .....	34
<b>Tableau III.9</b> : Bilan du tronçon : SP1- SP2 .....	35
<b>Tableau III.10</b> .Calcul de la HMT du SP2-SP3 .....	36
<b>Tableau III.11</b> . Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2-SP3 .....	36
<b>Tableau III.12</b> Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP2-SP3 .....	36
<b>Tableau III.13</b> . Bilan du tronçon : SP2-SP3 .....	37
<b>Tableau III.14</b> .Calcul de la HMT du SP3-Réservoir tampon.....	38
<b>Tableau III.15</b> . Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP3-réservoir tampon .....	38
<b>Tableau III.16</b> .Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP3-Réservoir tampon .....	38

<b>Tableau III.17.</b> Bilan du tronçon : SP3-Réservoir tampon .....	39
<b>Tableau III.18.</b> Coefficients $K'$ , $m$ , $\beta$ pour différents types du tuyau .....	40
<b>Tableau III.19:</b> Diamètre calculé pour l'adduction gravitaire .....	41
<b>Tableau III.20:</b> Frais d'investissement des conduites gravitaires .....	43

## **CHAPITRE IV : Etude des réservoirs**

<b>Tableau IV .1 :</b> Fonctions d'un réservoir.....	46
<b>Tableau IV .2:</b> Evaluation du volume résiduel du réservoir de Bordj Sabat.....	53
<b>Tableau IV.3:</b> Tableau donnant les dimensions des réservoirs.....	55

## **CHAPITRE V : Etude du pompage**

<b>Tableau V.1:</b> Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de la station (SP1).....	54
<b>Tableau V.2:</b> Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de la station (SP2).....	60
<b>Tableau V.3 :</b> Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de la station (SP3).....	60
<b>Tableau V.9:</b> Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1- Bâche de SP2).....	64
<b>Tableau V.10 :</b> Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2-Bache sp3).....	66
<b>Tableau V.11:</b> Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP3- RT.Kef Nsour).....	68
<b>Tableau V.12:</b> Calculs des prix d'énergie pour différents modes de réglage.....	74
<b>Tableau V.13:</b> Calculs des prix d'énergie pour différents modes de réglage.....	78
<b>Tableau V.15:</b> Coefficient de correction en fonction de la puissance.....	80
<b>Tableau V.16 :</b> Encombrement de la pompe de type PM150/5A.CAPRARI.....	82
<b>Tableau V.17 :</b> Encombrement de la pompe de type PM150/6C.CAPRARI.....	82
<b>Tableau V.18 :</b> Encombrement de la pompe de type PM150/5B.CAPRARI.....	83
<b>Tableau V.19 :</b> Choix du type de bâtiment.....	85
<b>Tableau V.20 :</b> Les dimensions du bâtiment de la station de pompage.....	89

## **CHAPITRE VI : Protection des conduites contre le coup de bélier**

<b>Tableau VI.1 :</b> les caractéristiques de la conduite de refoulement.....	102
<b>Tableau VI.2 :</b> Les caractéristiques de la conduite de refoulement.....	104
<b>Tableau VI.3 :</b> Les caractéristiques de la conduite de refoulement.....	105
<b>Tableau VI.4 :</b> Les caractéristiques de la conduite gravitaire.....	106
<b>Tableau VI.5 :</b> Les caractéristiques de la conduite gravitaire.....	107
<b>Tableau VI.6 :</b> Les caractéristiques de la conduite gravitaire.....	108
<b>Tableau VI.7 :</b> Les caractéristiques de la conduite gravitaire.....	110

**Tableau VI.8 :** Les caractéristiques de la conduite gravitaire.....111

**Tableau VI.9 :** Les caractéristiques de la conduite gravitaire.....112

# LISTE DES FIGURES

## CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

<b>Figure I- 1 :</b> Présentation géographique de la zone d' étude (google earth).....	2
<b>Figure I-2 :</b> Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 1999 modifié en2003)....	4
<b>Figure I.3:</b> Variation des précipitations moyennes mensuelles durant la période (1994-2014).....	5
<b>Figure I.4:</b> Variation de l'humidité relative moyenne mensuelle durant la période (1994-2014).....	6
<b>Figure I.5:</b> Variation des précipitations moyennes mensuelles en (mm) allant de (1994 à 2014).....	7
<b>Figure I.7:</b> Carte du relief de la wilaya de Guelma ( DRE GUELMA ) .....	9
<b>Figure I.8:</b> Barrage Bouhamdane.....	9

## CHAPITRE III : Etude d'adduction

<b>Figure III.2:</b> Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (SPT-SP1).....	33
<b>Figure III.3:</b> Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (SP1-SP2).....	35
<b>Figure III.4:</b> Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (SP2-SP3).....	37
<b>Figure III.5:</b> Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (SP3-RT).....	39
<b>Figure IV.1 :</b> Schéma d'un réservoir.....	49

## CHAPITRE V : Etude de pompage

<b>Figure V.1:</b> Couplage de deux pompes en parallèle.....	58
<b>Figure V.2:</b> Couplage de deux pompes en série.....	59
<b>Figure V.3 :</b> Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type PM150/5A.CAPRARI.....	62
<b>Figure V.4 :</b> Les courbes caractéristiques de la pompe (SP2) de type PM150/6C.CAPRARI.....	62
<b>Figure V.5 :</b> Les courbes caractéristiques de la pompe (SP3) de type PM150/5B.CAPRARI.....	63
<b>Figure V.7:</b> Point de fonctionnement des pompes de la SP N°1.....	65
<b>Figure V.8 :</b> Point de fonctionnement des pompes de la SP N°2.....	67
<b>Figure V.9:</b> Point de fonctionnement des pompes de la SP N°3.....	79
<b>Figure V.11:</b> Eoliennes de pompage.....	79
<b>Figure V.12:</b> L'encombrement des pompes choisies d'après le logiciel CAPRARI	
<b>Figure V.14.</b> Le pont roulant.....	90

## CHAPITRE VI : Protection des conduites contre le coup de bélier

<b>FigureVI.1:</b> Vue d'une conduite forcée éclatée de la centrale électrique d'Oigawa,.....	94
---	----

**Figure VI.2:** Vue d'une conduite aplatie due à un vacuum de la centrale électrique d'Oigawa,.....95

**Figure VI.3 :** Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir.....98



## LISTES DES PLANCHES

**Planche N°1** : profil en long du tronçon gravitaire réservoir tampon Kef Nsour-réservoir

Bordj Sabat

**Planche N°2** : profil en long du tronçon refoulement station de traitement –station de pompage N°1

**Planche N°3** : trace en plan des conduite trançon Kef Nsour-réservoir Bordj Sabat

(plan N°2 1)

**Planche N°4** : trace en plan de conduite traverse de route .

**Planche N°5** : trace en plan de conduite traverse de piste.

## Nomenclature

P : précipitation moyennes annuelle (mm).

T : température moyennes annuelle (c°).

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

dot : Dotation journalière (l/j/hab.).

N : Nombre de consommateurs (hab).

$K_{max,j}$ : Coefficient d'irrégularité maximum journalier .

$Q_{max,j}$ : Débit de consommation maximum journalier( $m^3/j$ ).

$K_{min,j}$ : Coefficient d'irrégularité minimum journalier .

$Q_{min,j}$ : Débit de consommation minimum journalier ( $m^3/j$ ).

$Q_{moy,h}$ : débit moyen horaire ( $m^3/h$ ).

$Q_a$  : débit horaire disponible ( $m^3/h$ ).

$T_f$  : temps de fonctionnement de la pompe (20h).

$K_p$  : coefficient de pointe.

$V_{bach}$  : volume de la bache d'eau de la station de pompage ( $m^3$ ).

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

D : diamètre de la cuve (m).

h : hauteur utile optimale d'eau (m).

$K_s$  : la rugosité absolue exprimée en ( mm).

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

$\Delta H_l$  : Pertes de charge linéaires en (m).

I:gradient hydraulique en (m/m).

} : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement.

$\Delta H_s$  : Pertes de charge singulières (m).

$\Delta H_t$  : Perte de charge totale (m).

$\nabla_{min}$  : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (m NGA).

$N_m$  : vitesse de rotation du moteur (tr/mn).

$N_p$  : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn).

$P_m$  : puissance du moteur (watt).

$\varpi$  : Poids volumique de l'eau,  $\varpi = 9810 \text{ N/m}^3$  .  
 $\eta_p$  : rendement de la pompe (78.6%) .  
 $\eta_{acc}$  : rendement de l'accouplement,  $\eta_{acc} = 0,93$ .  
 $\eta_m$  : rendement du moteur,  $\eta_m = (92-95) \%$ .  
 $K$  : coefficient correcteur, il est en fonction de la puissance de la pompe.  
 $H_p$  : hauteur de la pompe (m).  
 $H_s$  : hauteur du socle (m).  
 $H_r$  : hauteur de réserve (m).  
 $S_f$  : surface d'une seule fenêtre ( $\text{m}^2$ ).  
 $C$  : la capacité de portée du pont roulant (kg).  
 $a$  : la célérité d'onde (m/s).  
 $H_0$  : pression minimal (m).  
 $U_0$  : le volume d'air comprimé ( $\text{m}^3$ ).  
 $t_r$  : temps de retour de l'onde de déformation (s).  
 $t$  : le temps de fermeture du robinet vanne(s).  
 $Re$  : Nombre de Reynolds.  
 $V_t$  : capacité totale du réservoir de transit ( $\text{m}^3$ ).  
 $V_{inc}$  : volume d'incendie estimé pour 2 heures avec un débit de  $60 \text{ m}^3/\text{h}$ .  
 $V_n$  : capacité normalisée du réservoir ( $\text{m}^3$ ).  
 $S$  : section du réservoir ( $\text{m}^2$ ).  
 $H_{app}$  : hauteur manométrique appelée (m).  
 $Q_{app}$  : débit demandé ou débit appelé.  
 $T_v$  : tension de vapeur d'eau (m.c.e).

## INTRODUCTION GENERAL

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

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

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

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

Dans ce cadre s'inscrit le thème de notre mémoire intitulé : Etude du transfert de l'eau à partir du barrage de Bouhamdane (W.Guelma) vers quatre commune (Oued Zenati, Rase Lagba, Ain Regada, Bordj Sabat ) de la wilaya de Guelma

L'étude comporte quatre parties définies comme suit :

- ❖ Une présentation de la zone d'étude qui consiste à collecter les données nécessaires pour avoir une bonne connaissance de la zone d'étude.
- ❖ Une estimation des besoins en eau potable permettant le calcul des besoins en eau pour l'ensemble des agglomérations afin de déterminer le débit de dimensionnement de notre système de transfert.
- ❖ Une étude de conception du système de transfert afin de pouvoir projeter un transfert adéquat.
- ❖ Une étude de conception des systèmes annexes pour dimensionner les différents systèmes qui peuvent être projeté tel que : réservoir, station de pompage, anti bélier etc.

# **Présentation de la zone d'étude**

**Introduction**

L'objectif de ce chapitre, est de connaître la situation de la zone d'étude de point de vue géographique, géologique, climatique, et hydraulique qui va nous permette de mener à bien notre travail.

**I.1. Situation géographique**

La wilaya de Guelma se situe au Nord-Est de l'Algérie à 290 m d'altitude. Elle s'étend de 39° au 40° de latitude de Nord et du 50 au 60 de longitude Est. Elle occupe une position géographique stratégique, elle est donc un point de rencontre entre les pôles industriels du Nord (Annaba et Skikda), les centres d'échanges au Sud (Oum El Bouaghi et Tébessa) et la proximité du territoire tunisien à l'Est.



*Figure I- 1 : Présentation géographique de la zone d' étude (google earth)*

Elle couvre une superficie de 4 101km<sup>2</sup> et elle est limitée par :

- La wilaya d'Annaba, au Nord.
- La wilaya de Skikda, au Nord-Ouest.
- La wilaya de Constantine, à l'Ouest.
- La wilaya d'Oum El Bouaghi, au Sud.
- La wilaya de Souk Ahras, à l'Est.
- La wilaya d'El Taref, au Nord-Est.

## **I.2. Situation géologique**

### **I.2.1. La géologie**

La région de Guelma fait partie de l'ensemble géologique du Tell d'Algérie Nord Orientale. Cet ensemble qui s'étend de la région de Constantine à la frontière Algéro-Tunisienne a une longueur d'environ 200 km. Sa structure complexe est due essentiellement à des mouvements tectoniques tertiaires, surtout miocènes. La région est caractérisée par des formations géologiques apparentes (source de donnée : DRE Guelma)

### **I.2.2. Sismicité**

Les règles parasismiques algériennes sont émises par le R.P.A, modifié et complété par un agenda après le séisme du 21 Mai 2003 .il a été élaboré le CGS (Centre de recherche appliquée en Génie Parasismique).

Le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante, qui sont les suivantes :

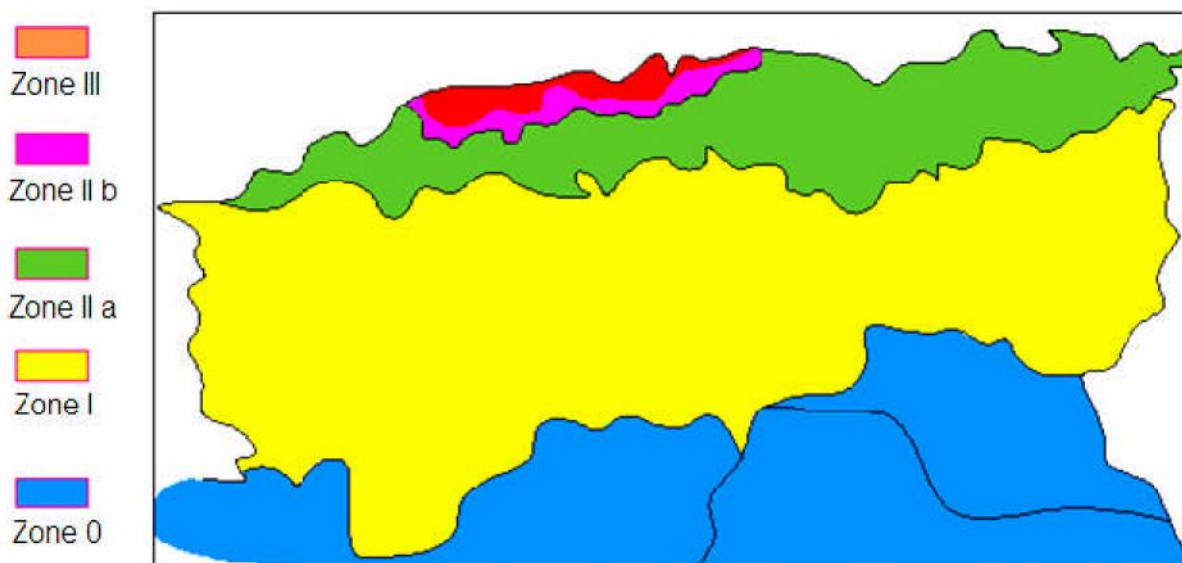
Zone O : sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible

Zone IIa : sismicité moyenne

Zone III : sismicité forte

La région de Guelma est caractérisée d'une moyenne sismicité. Elle est classée dans la zone IIa, suivant les recommandations parasismiques d'Algérie (le 21 mai 2003).



**Figure I-2 :** Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 1999 modifié en 2003)

### I.3. situation climatique Du Site

#### I.3.1. Le Climat

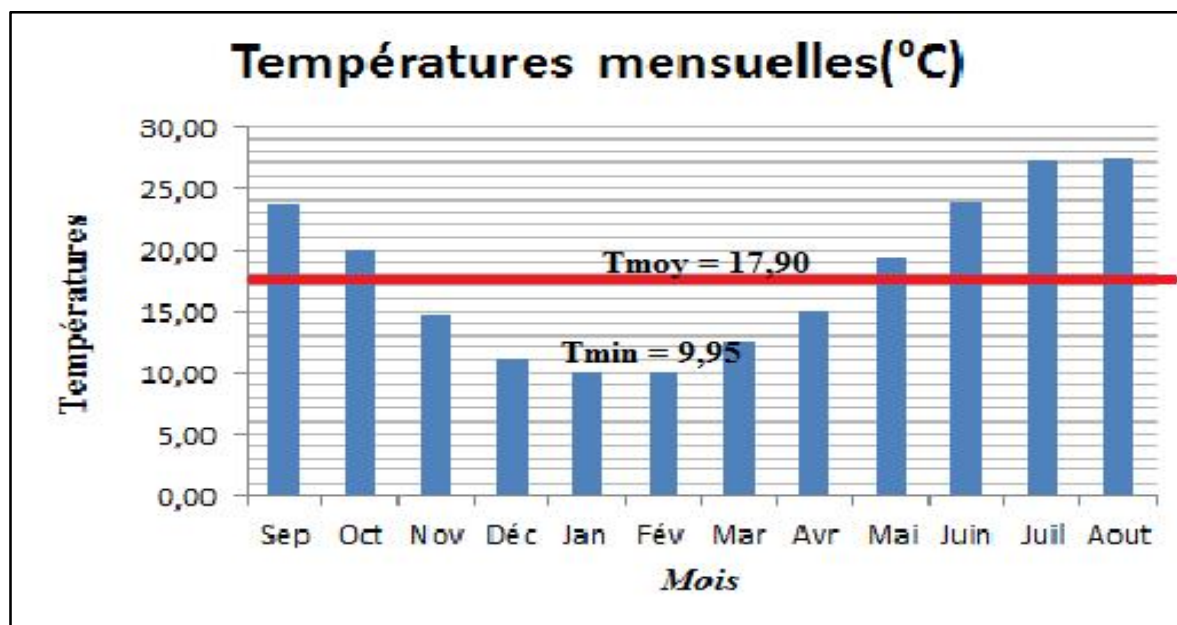
. La zone est située sur la frange méridionale des montagnes telliennes et son climat est sec et chaud en été et froid en hiver.

#### I.3.2 La Température

La température est un facteur climatique très important liée à la radiation solaire, et dans l'évolution du déficit d'écoulement qui entre dans l'estimation hydrogéologique, ce paramètre est indispensable à la climatologie, vu de son pouvoir évaporateur qu'il exerce sur les surfaces mouillées, et qu'il est à l'origine du bon fonctionnement du cycle de l'eau.



### I.3.2.1 Les températures moyennes mensuelles



**Figure I.3:** Variation des précipitations moyennes mensuelles durant la période (1994-2014).

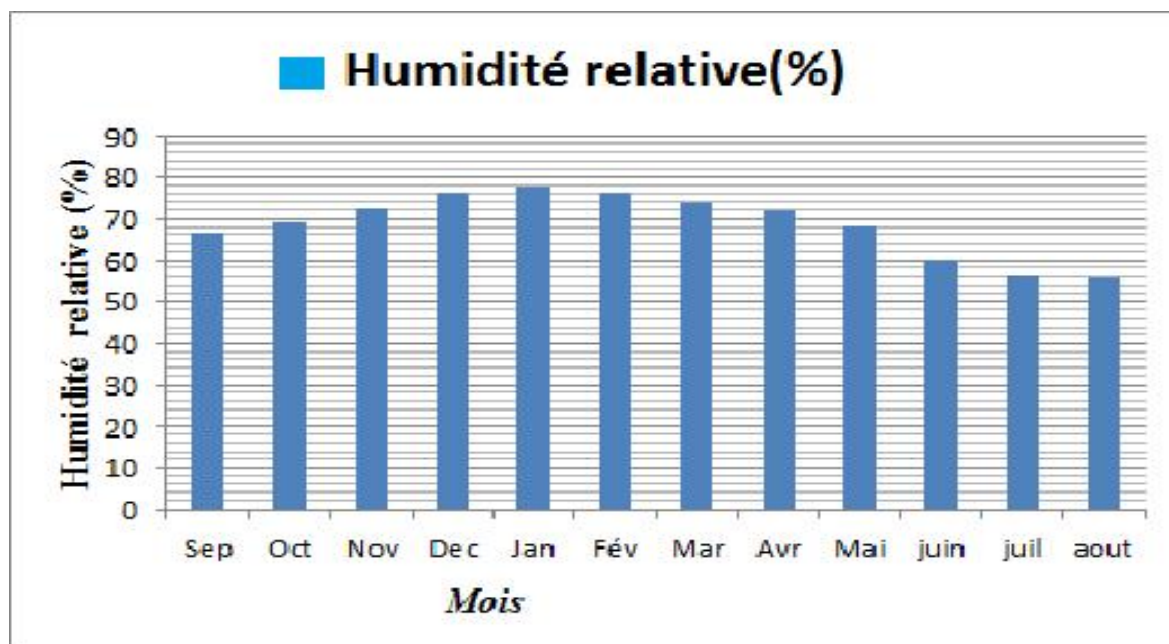
(Source de données : DRE, Guelma)

La figure I.3 représente les températures moyennes mensuelles confirmant l'existence de deux saisons distinctes : l'une allant de (Novembre à Avril) constituant une période fraîche et douce, et l'autre de (Mai à Octobre) et indique une saison douce et chaude.

Les températures moyennes mensuelles les plus élevées sont enregistrées pendant l'été (Juin-Octobre) avec des températures variant de 19,95°C à 27,38°C. Les températures moyennes les plus basses de 9,95 à 12,5°C, sont observées en hiver (Décembre à Mars) avec un minimum de température durant le mois de janvier (9,95°C).

### I.3.3 L'humidité relative de l'air

L'humidité de l'air joue un rôle important dans l'évaporation. Plus l'air est humide moins il est apte à absorber de l'humidité supplémentaire. L'humidité élevée atténue la sécheresse et conditionne favorablement le développement des plantes



**Figure I.4:** Variation de l'humidité relative moyenne mensuelle durant la période (1994-2014).

(Source de données : DRE, Guelma)

Les moyennes mensuelles de l'humidité relative de l'air figure I.5 ne diminuent guère au-dessous de 50%. L'humidité relative est en général plus élevée pendant les mois les plus froids. Elle atteint son maximum le mois de Janvier (77,73%) alors que le minimum est observé le mois d'Aout (55,78).

#### I.3.4. Les vents

Le vent est un facteur important du climat, la connaissance de sa direction, son intensité et de sa fréquence.

La région de Guelma est soumise à des vents de diverses directions à savoir :

- Nord-Ouest avec une moyenne de **23.77%** ; il atteignant leur maximum au mois de décembre et leur minimum au mois de juillet avec **10.36%**.
- A l'inverse les vents Nord-est sont plus fréquents au mois de juillet, la vitesse moyenne annuelle est de **6.20km/heure** avec un maximum de fréquence entre les mois d'octobre et février.

I.3.5.Pluviométrie

I.3.5.1.Précipitations moyennes mensuelles

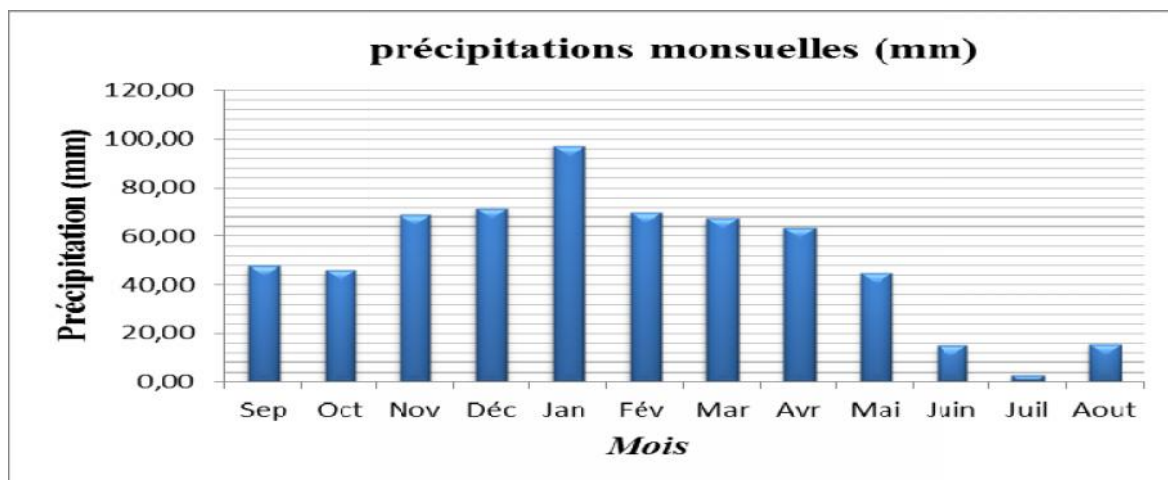


Figure I.5:Variation des précipitations moyennes mensuelles en (mm) allant de (1994 à 2014).

(Source de données : DRE, Guelma)

Les valeurs moyennes mensuelles pluviométriques montrent les variations de la distribution des précipitations à l'échelle annuelle. La Figure I.6 représente la variation des précipitations moyennes mensuelles durant la période (1994-2014). La valeur maximale des précipitations mensuelles est observée au mois de janvier et atteint une valeur de 99,6 mm.

La valeur minimale observée au mois de juillet était de l'ordre de 3 mm.

I.3.5.2 Précipitations moyennes annuelles

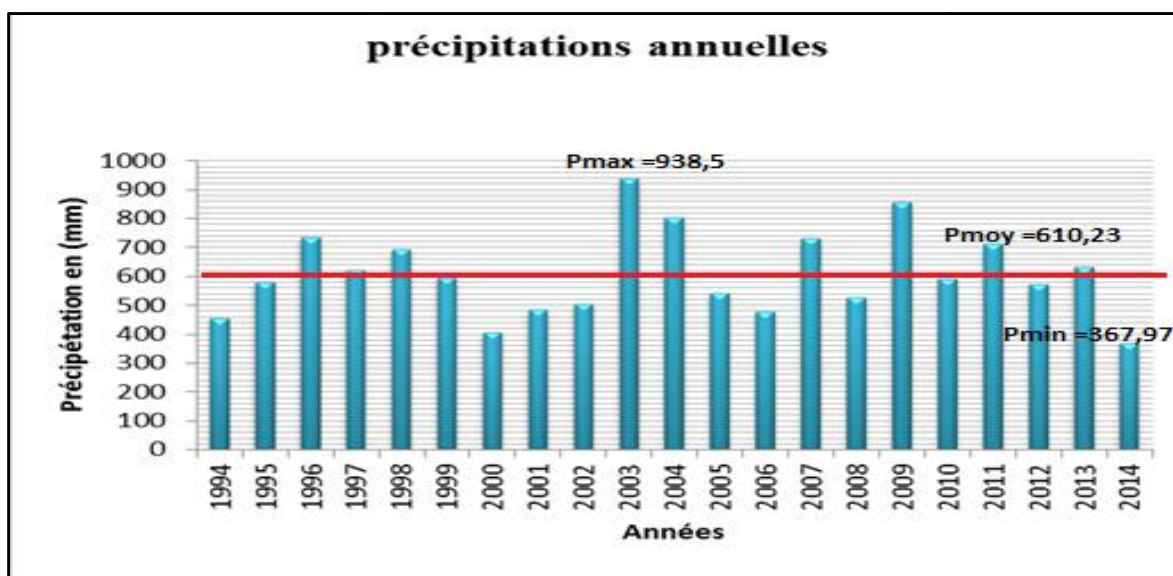


Figure I.6: Évolution des précipitations annuelles en (mm) durant la période (1994-2014).

(Source de données : DRE, Guelma)

Les données pluviométriques annuelles collectées par la station météorologique de Guelma Figure I.7 montrent que les années (2003 et 2009) étaient les plus pluvieuses avec (938,5 mm et 857,1 mm), alors qu'une diminution significative est observée durant l'année 2014 avec une quantité de (367,97 mm).

#### **I.4. Situation démographique**

##### **I.4.1. Population**

La ville de Guelma a une population en voie de développement de vocation rurale à une vocation urbaine, surtout les communes concerné (Oued Zenati, Ain Regada , Bordj Sabat , Ras Lagba) par notre projet

La population concernée par l'étude est passée de 76058 habitants en 2008, à 93542 habitants en 2015.

On constate une évolution des zones agglomérées au niveau de chef-lieu des communes entre 2008 et 2015.

#### **I.5. Situation hydraulique actuelle**

##### **I.5.1 .Ressource en eau**

Notre zone d'étude est alimentée actuellement à partir de 4 forages et aussi a partir d'un transfert d'eau du barrage Bouhamdane donnant un débit total d'environ 242 l/s.

##### **I.5.2. Description des réservoirs existants**

Les réservoirs existants concernés d'adduction gravitaire sont :

- Réservoir d'Oued Zenati,  $V=2 \times 1000 \text{m}^3$
- Réservoir de station de pompage d'Ain Regada,  $V=500 \text{m}^3$  ;
- Réservoir de Ras El Agba et Selaoua Anouna,  $V=500 \text{m}^3$ .

#### **I.6. Situation topographique**

La région de Guelma est d'un caractère montagneux à aspect monotone sur toute son étendue.

L'altitude moyenne de la chaîne tellienne locale est d'environ 500 m, par contre celle du fond de la vallée varie entre 110 m en son amont et 30 m en son aval.

Ce qui est important à noter est le recouvrement d'environ 75% de la partie Nord-Est de la région par un relief montagneux et les immenses étendues forestières de Beni Mezline, Beni Salah et Ouled Bechiah.



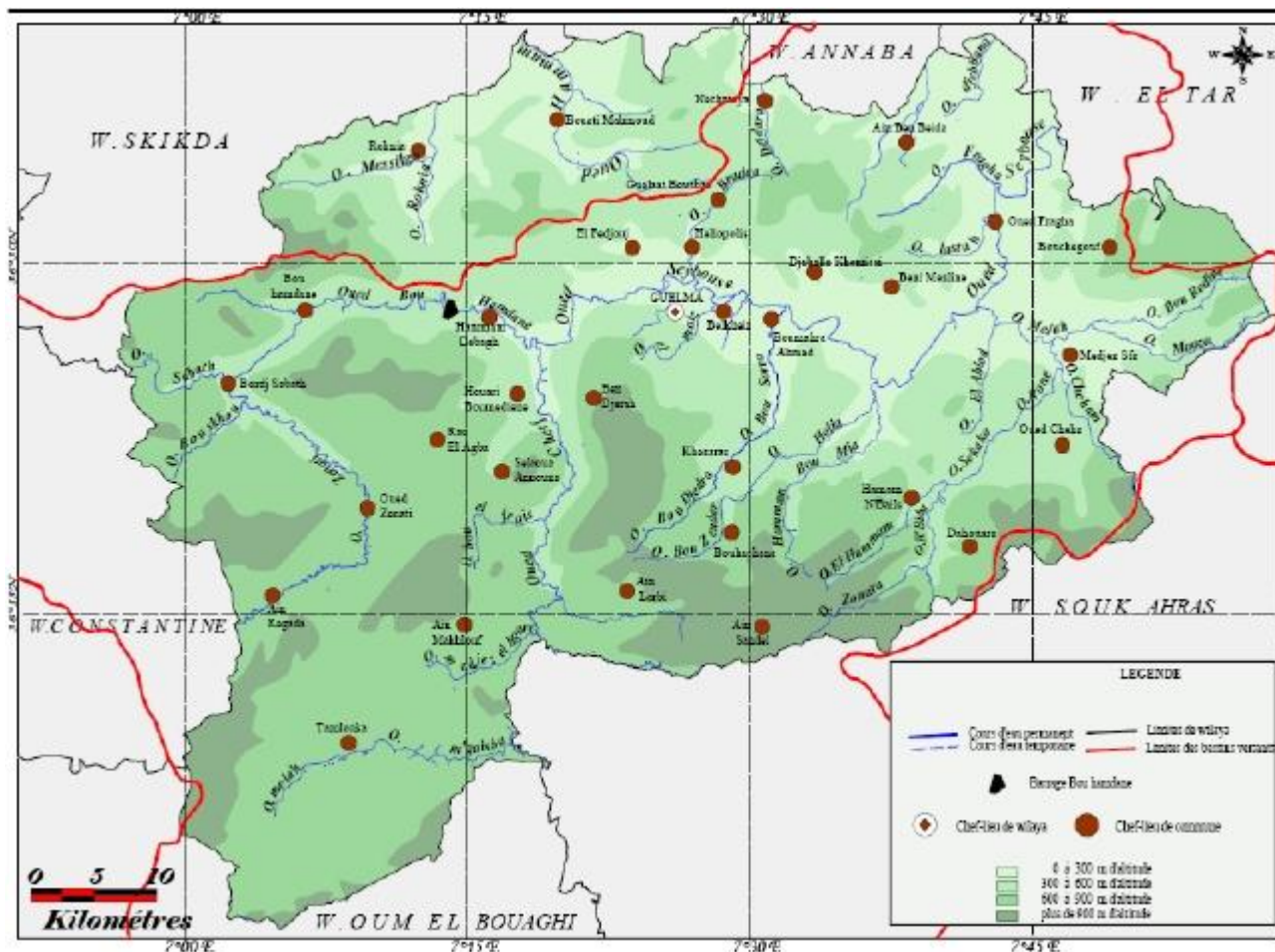


Fig. I.7: Carte du relief de la wilaya de Guelma ( DRE GUELMA ).

### I.7. Présentation du barrage



Figure I.8: Barrage Bouhamdane

### I.7.1 Caractéristique du barrage

- **Wilaya:** GUELMA
- **Oued:** BOUHAMDANE
- **Capacité Initiale:** 200 Hm<sup>3</sup>
- **Capacité Levée En 2004 :** 185 Hm<sup>3</sup>
- **Apport Moyen Annuel :** 65 Hm<sup>3</sup>
- **Volume Régularisé :** 55 Hm<sup>3</sup>
- **Envasement Annuel:** 0.35 Hm<sup>3</sup>/An
- **Surface Du Bassin Versant:** 1070 Km<sup>2</sup>
- **Type Du Barrage:** Terre
- **Déversoir:** Seuil Libre (Corolle)
- **Année De Mise En Eau:** 1987
- **Destination:**

**A.E.P :** Guelma-H/Debagh-Roknia-H/Boumedienne-Medjez Ammar-Ben djerrah

Oued Zenati- -Ain Regada Et prochainement renforcement de: Oued Zenati-Bordj sabat-Ras el agba-Ain Regada

**Irrigation :** Périmètre Guelma-Boucheouf (13000 Ha)

**Etude D'exécution:** COYNE & BILLIER (France)

- **Entreprise De Réalisation:**

❖ **Ouvrage :** Groupement C.I.R – SPA (Italie)

❖ **Equipements Electriques Et Hydromécaniques :** INGRA (Yougoslavie)

(Source de données : ANBT Hamame Dbagh)

### I.8. Station de Traitement

#### I.8.1.Description

La station de traitement Hamamme Debagh située a 01 km du barrage Bouhamdan et a 20 km de la ville de Guelma .Elle est d'une capacité de traitement de 500 l/s.

#### I.8.2.La chaine de traitement

La chaine de traitement comprend:

- **Le bassin de mélange** où se fait l'injection et le mélange des réactifs (le chlore liquide, sulfate d'alumine, polymère .....).
- **Le décanteur** circulaire statique permettre la séparation liquide- solide.

- **Bassin de filtration** filtre à sable il comprend six bassin.
- **Réservoir** capacité\_3000m<sup>3</sup>.
- **Station de pompage**\_ pompage ver Guelma+pompage ver Hamamme debagh

### I.8.3.Le processus de traitement

Le processus de traitement comprend les étapes suivantes :

- **La pré chloration** :par eau de javel

Cette opération sert à la destruction des germes pathogènes et oxyder les algues et les matières organique et métaux lourd (fer, manganèse....) .

- **Coagulation**

Cette opération consiste à introduire dans l'eau un produit de sulfate d'alumine capable de décharger les colloïdes et formation des petite floccs .

- **Floculation**

Celle-ci renforce l'action du coagulation afin d'accroître son volume et son poids pour avoir une meilleur séparation solide-liquide.

- **Décantation**

Elle pour but de permettre le dépôt des particules en suspension dans l'eau.

- **La filtration**

Filtration sur sable pour éliminer la turbidité résiduelle et les bactéries nuisibles. Les filtres à sable sont nettoyés chaque jour avec de l'eau et de l'air.

- **chloration**

Toute les germes pathogènes ayant résistés aux étapes énumérées ci-dessus sont détruits par une contrite de chlore afin d'assure la qualité bactériologique jusqu'à au consommateur

(Source de données : DRE Guelma)

### Conclusion

Ce chapitre nous a permis de déterminer les données nécessaires concernant la zone d'étude du point de vue, géologie, démographie ainsi que la situation hydraulique. Ces données nous serviront de base pour notre étude.

# **Calcul des besoins en eau**



## 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,...etc.).

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

### II.1. Evolution de la population à l'horizon d'étude

Pour l'estimation de la population future, nous prenons un horizon de 25 ans et nous adopterons un taux d'accroissement de 3% (Source DRE de la Wilaya de GUELMA) Pour le calcul de la population future nous utiliserons la formule :

$$P_n = P_0 * (1 + t)^n \quad (\text{hab}) \quad (\text{II-1})$$

Avec :  $P_n$  : population à l'horizon de calcul (2040).(hab)

$P_0$  : population à l'année du dernier recensement 2008 . (hab)

$t$  : taux d'accroissement démographique,

$n$  : nombre d'année séparant l'année du dernier recensement et l'horizon de calcul

**Tableau II.1** : Estimation de la population future de l'agglomération

localité	Taux d'accroissement (%)	RGPH 2008 (hab)	Long terme 2040 (hab)
OUED ZENATI - KIFENE LASEL	3	35077	73311
AIN REGADA	3	15922	33277
BORDJ SABAT	3	15824	33073
SELAW - RAS LAGBA	3	9235	19301

## II.2. Estimation des besoins en eau potable

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

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

- Consommation domestique ou humaine.
- Consommation scolaire.
- Consommation administrative

## II.3. L'évaluation de la consommation moyenne journalière

### II.3.1. Les besoins domestiques

La consommation domestique moyenne est généralement rapportée au nombre d'habitants, elle est alors exprimée en litres par jour et par habitant (en *l/jour/hab.*).

Cette consommation varie en fonction de plusieurs facteurs: le niveau de vie, les habitudes, la disponibilité de l'eau, le climat, le prix de l'eau, la forme de la fourniture de l'eau (alimentation individuelle ou borne fontaine), etc.

D'autre part, elle évolue d'une année à l'autre, en liaison avec l'évolution du niveau de vie.

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

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

La dotation moyenne selon la source du plan national de l'eau 1997, pour notre agglomération elle est déduite à partir du tableau II.2:

**Tableau II.2** : Dotation unitaire moyenne (*plan national de l'eau 1997*)

Nombre d'habitants	Demande en eau
> 50 000 habitants	180 l/j/hab.
De 20 000 à 50 000 habitants	160 l/j/hab.
De 10 000 à 20 000 habitants	100 l/j/hab.
< 10 000 habitants	85 l/j/hab.

Les besoins domestiques journaliers de la zone concernée par l'étude, sont donnés par la relation II-2:

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} * dot * N \text{ (m}^3\text{/j)} \quad (\text{II-2})$$

$Q_{moy,j}$ : débit moyen journalier (m<sup>3</sup>/j)

*dot*: dotation moyenne en (l/j/hab)

*N*: nombre d'habitants (hab)

**Tableau II.3:**Détermination des besoins domestiques.

Localités	Population 2035 (hab)	Dotation (l/j/hab)	Débit (m <sup>3</sup> /j)
OUED ZENATI - KIFENE LASEL	73311	180	13195.98
AIN REGADA	33277	160	5324.317
BORDJ SABAT	33073	160	5291.68

D'après le tableau II.3 : le débit moyen journalier est égal à :

- Pour Oued Zenati-Kifene Lasel : 13195.98 m<sup>3</sup>/j c'est-à-dire :  $Q_{moy,j} = 152.731$  l/s
- Pour AIN Regada : 5324.317 m<sup>3</sup>/j c'est-à-dire :  $Q_{moy,j} = 61.624$  l/s
- Pour Bordj Sabat : 5291.68 m<sup>3</sup>/j c'est-à-dire :  $Q_{moy,j} = 61.246$  l/s
- Pour Selawa-Ras Lagba : 1930.1 m<sup>3</sup>/j c'est-à-dire :  $Q_{moy,j} = 22.339$  l/s

### II.3.2. Les besoins scolaires

Les besoins des différents équipements scolaires recueillis au niveau des différentes localités concernées par notre étude sont regroupés dans les tableaux II.4; II.5; II.6; II.7 :

**Tableau II.4:** Tableau récapitulatif des besoins scolaires pour Oued Zenati-Kifane Lasel

ENSEIGNEMENT	Nombre (U)	Nombre (élèves)	Dotation (l/j/élève)	Qmoy.j (m <sup>3</sup> /j)
Lycée	4	3200	20	64
Technicum	3	2700	20	54
E. Primaire	7	3500	10	35
E. secondaire	5	3000	15	45

Source : DRE (Guelma)

D'après le tableau II.4: les besoins scolaires total pour O.Zenati-K.Lasel est égal à: 198 m<sup>3</sup>/j**Tableau II.5:** Tableau récapitulatif des besoins scolaires pour Ain Regada

ENSEIGNEMENT	Nombre (U)	Nombre (élèves)	Dotation (l/j/élève)	Qmoy.j(m <sup>3</sup> /j)
Lycée	1	600	20	12
Technicum	1	600	20	12
E. Primaire	4	1350	10	13.5
E. secondaire	3	1300	15	19.5

Source : DRE (Guelma)

D'après le tableau II.5 : les besoins scolaires total pour Ain Regada est égal à : 57 m<sup>3</sup>/j**Tableau II.6:** Tableau récapitulatif des besoins scolaires pour Bordj Sabat

ENSEIGNEMENT	Nombre (U)	Nombre (élèves)	Dotation (l/j/élève)	Qmoy.j (m <sup>3</sup> /j)
Technicum	1	700	20	14
E. Primaire	3	1000	10	10
E. secondaire	2	900	15	13.5

Source : DRE (Guelma)

D'après le tableau II.6 : les besoins scolaires total pour Bordj Sabat est égal à : 37.5 m<sup>3</sup>/j

**Tableau II.7:** Tableau récapitulatif des besoins scolaires pour Ras Lagba- Selawa

ENSEIGNEMENT	Nombre (U)	Nombre (élèves)	Dotation (l/j/élève)	Qmoy.j (m <sup>3</sup> /j)
Lycée	1	400	20	8
Technicum	1	500	20	10
E. Primaire	4	1200	10	12
E. secondaire	3	1100	15	16.5

Source : DRE (Guelma)

D'après le tableau II.7 : les besoins scolaires total pour Ras Lagba- Selawa est égal à : 46.5 m<sup>3</sup>/j

### II.3.3. Besoins administratifs

Les divers équipements administratifs leurs dotations et les débits dans les différentes localités concernées par notre étude sont regroupés dans les tableaux II.8; II.9 ; II.10 ; II.11 :

**Tableau II.8 :** Tableau récapitulatif des besoins administratifs pour O.Zenati-K.Lasel

Equipements	Nombre (U)	Nombre d'employés	Dotation (l/j/empl)	Qmoy.j (m <sup>3</sup> /j)
A.P.C.	01	80	15	1.2
Daira	01	120	15	1.8
Gendarmerie	02	300	50	30
Auberge de jeunesse	03	500	50	75
Centre de santé	03	150	25	11.25
Centre commercial	02	150	15	4.5
Maison de jeunes	03	100	15	4.5
Protection civile	02	200	30	12
Polyclinique	4	150	15	9
Mosquée	8	700	10	56
Centre Culturel	3	50	10	1.5
Stade de Football	9	80	60	43.2
total			249.950 m <sup>3</sup> /j	

Source : DRE (Guelma)

**Tableau II.9 :** Tableau récapitulatif des besoins administratifs pour Ain Regada

Equipements	Nombre (U)	Nombre d'employés	Dotation (l/j/empl)	Qmoy.j (m <sup>3</sup> /j)
Gendarmerie	01	300	50	15
Auberge de jeunesse	02	500	50	50
Centre de santé	03	150	25	11.25
Maison de jeunes	02	100	15	3
Polyclinique	2	150	15	4.5
Mosquée	6	700	10	42
Centre Culturel	2	50	10	1
Stade de Football	7	80	60	33.6
<b>total</b>			<b>160.35 m<sup>3</sup>/j</b>	

Source: DRE(Guelma)

**Tableau II.10 :** Tableau récapitulatif des besoins administratifs pour Bordj Sabat

Equipements	Nombre (U)	Nombre d'employés	Dotation (l/j/empl)	Qmoy.j (m <sup>3</sup> /j)
Gendarmerie	01	400	50	20
Auberge de jeunesse	01	600	50	30
Centre de santé	02	150	25	9.5
Maison de jeunes	01	100	15	1.5
Polyclinique	02	150	15	4.5
Mosquée	08	500	10	40
Centre Culturel	02	50	10	01
Stade de Football	08	90	60	43.2
<b>total</b>			<b>149.7 m<sup>3</sup>/j</b>	

Source : DRE (Guelma)

**Tableau II.11** : Tableau récapitulatif des besoins administratifs pour Ras Lagba- Selawa

Equipements	Nombre (U)	Nombre d'employés	Dotation (l/j/empl)	Qmoy.j (m <sup>3</sup> /j)
Auberge de jeunesse	02	250	50	25
Centre de santé	02	200	25	10
Maison de jeunes	02	100	15	3
Polyclinique	2	150	15	4.5
Mosquée	6	500	10	30
Stade de Football	7	70	60	29.4
total	101.9 m <sup>3</sup> /j			

Source : DRE (Guelma)

**II.4.Récapitulatif des différentes consommations journalières**

Les besoins de différentes consommations calculés sont regroupés dans le tableau II.12.

**Tableau II.12:** Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières

Localités	Besoins domestiques (m <sup>3</sup> /j)	Besoins scolaires (m <sup>3</sup> /j)	Besoins administratifs (m <sup>3</sup> /j)	Total Q (m <sup>3</sup> /j)
OUED ZENATI - KIFENE LASEL	13195.98	198	249.95	13643.93
AIN REGADA	5324.317	57	160.35	5541.667
BORDJ SABAT	5291.68	37.5	149.7	5478.88
SELAW - RAS LAGBA	1930.1	46.5	101.9	2078.5
total	26742.97m <sup>3</sup> /j			

Source DRE (Guelma)

A l'horizon 2040, les besoins moyens journaliers totaux des différentes localités sont estimés à **26742.97 m<sup>3</sup>/j**, soit un débit de **309.53 l/s**.

## II.5. Estimation des pertes

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

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

Le volume de ces pertes d'eau dépend de :

- L'âge et l'état du réseau.
- La compétence et l'efficacité du service de maintenance du réseau (rapidité de détection des fuites, efficacité d'exécution des travaux, moyens humains, équipement en matériels adéquats, organisation, etc.) [4].

On estime que les pertes d'eau représentent environ 20% de la consommation moyenne journalière

$$\text{Demande totale (m}^3/\text{j)} = 1.2 * Q_{\text{moy j}} = 1.2 * 26742.97 = 32091.564 \text{ m}^3/\text{j}$$

## II.6. Etude des variations des débits

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations 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 début de la semaine qu'en weekend. En raison de cette irrégularité de consommation, le débit exigé pour les consommateurs sera déterminé en attribuant au débit moyen journalier les coefficients d'irrégularité.

Cette évaluation importante, permettra de dimensionner le réseau d'adduction.

### II.6.1. Variation de la consommation journalière

#### II.6.1.1. Variation de la consommation maximale journalière

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum  $K_{\text{max},j}$  qui est:



$$K_{\max j} = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} \quad \text{C'est-à-dire}$$

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} * Q_{\text{moy},j} \quad (\text{II-3})$$

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

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

Avec :

$K_{\max j}$  coefficient d'irrégularité journalière maximum [1,1- 1,3]

Pour notre cas :  $K_{\max,j}=1.3$ . Source : HPE (Constantine)

D'où :  $Q_{\max,j}=1.3*Q_{\text{moy},j}$  [6]

### II.6.1.2 .Variation de la Consommation minimale journalière

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons aussi mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière minimum  $K_{\min,j}$ , qui est

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} * Q_{\text{moy},j} \quad (\text{II-4})$$

Avec :

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

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

Avec :  $K_{\min j}$  [0,7 -0,9] Source : B.E.HPE (Constantine)

Pour notre cas  $K_{\min,j}=0,9$

D'où :  $Q_{\min,j}=0.9*Q_{\text{moy},j}$

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans le tableau II.13.

**Tableau II.13** : Tableau récapitulatif des consommations journalières  $Q_{\min j}$  ;  $Q_{\text{moy} j}$  ;  $Q_{\max j}$

Localité	$Q_{\text{moy},j}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	$K_{\min,j}$	$Q_{\min,j}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	$K_{\max,j}$	$Q_{\max,j}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )
Guelma	32091.564	0,9	28882.407	1,3	41719.033

Le débit maximum journalier  $Q_{\max,j} = 41719.033 \text{ m}^3/\text{j}$  c'est-à dire  $Q_{\max,j} = 482.859 \text{ l/s}$ .

## II.6.2 .Variation de la consommation horaire

Le débit qui afflue du réservoir vers les consommateurs varie d'une heure à une autre, toutefois la somme de ces volumes d'eau horaires nous informe sur la consommation maximale journalière, Les consommations maximale et minimale horaire sont respectivement caractérisées par les coefficients maximum et minimum horaire ( $K_{max,h}$  , $K_{min,h}$ ) qui tiennent compte explicitement de l'aménagement des bâtiments, du niveau de développement d'équipement sanitaire, du régime du travail et d'autres conditions locales .

### II.6.2.1.Le débit minimum horaire

Le débit minimum horaire qui correspond au coefficient minimum horaire peut être également déterminé graphiquement ou analytiquement. Ce coefficient peut être décomposé à son tour, en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir : Un coefficient  $\min$  tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Un coefficient  $\min$  étroitement lié à l'accroissement de la population.

Donc :

$$Q_{\min h} = K_{\min h} * (Q_{\min j}/24)(II-5)$$

$$K_{\min,h} = \min * \min (II-6)$$

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

$\min$  : coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements de l'agglomération qu'est compris entre 0,4 et 0,6 (nous prenons  $\min = 0,4$ ).

$\min$  : coefficient donnée par un tableau II.14 est en fonction de la taille d'agglomération

**Tableau II.14:** Variation de  $\min$  en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitants 1000	<1,0	1,5	2,5	4,0	6,0	10	20	30	100	300	1000
$\min$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83	1

Source : HPE (Constantine)

Donc :

$$K_{\min,h} = 0,4 \times 0,74 = 0,296 \Rightarrow K_{\min,h} = 0,296$$

Alors le débit minimum horaire :

$$Q_{\min h} = 0,296 \times (28882.407/24) = 356.216 \text{ m}^3/\text{h} \quad \text{alors : } Q_{\min h} = 98.94 \text{ l/s}$$

### II.6.2.2. Le débit maximum horaire

Détermination de la consommation maximale horaire :

$$Q_{\max h} = K_{\max h} * (Q_{\max j}/24) \quad (\text{II-7})$$

$K_{\max h}$  : coefficient d'irrégularité horaire maximal donné par la formule :

$$K_{\max h} = \max * \max \quad (\text{II-8})$$

$\max$  : coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements de l'agglomération qui est compris entre 1,2 et 1,4 (nous prenons  $\max = 1,2$ ).

$\max$  : coefficient donnée par un tableau en fonction de la taille d'agglomération.

**Tableau II.15** : Variation de  $\max$  en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitants 1000	<1,0	1,5	2,5	4,0	6,0	10	20	30	100	300	>1000
$\max$	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,10	1,03	1

Source : HPE (Constantine)

Alors :

$$K_{\max,h} = 1,2 \times 1,09 = 1,308$$

$$\text{Donc : } Q_{\max h} = 1,308 \times (41719.033/24) = 2273.687 \text{ m}^3/\text{h} \text{ c'est-à-dire } Q_{\max h} = 631.57 \text{ l/s}$$

### Conclusion

Le débit total de transfert en eau brute est de 241.43 l/s, qui est de la moitié de la consommation générale de la zone d'étude. Autre moitié de la consommation générale est compensée à partir de du barrage Bouhamdane (ancien réseau) et d'autre sources souterraine.

Afin de transférer cette quantité d'eau vers les consommateurs concernés par le projet, il est indispensable de disposer des ouvrages de stockage qui seront l'objet du chapitre suivant.

# **Etude d'adduction**

## Introduction

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation. Le but de ce chapitre est de faire une étude technico-économique pour dimensionner le réseau d'adduction afin de combler le déficit de l'agglomération en eau potable.

### III.1. Les conduites d'adduction

#### III.1.1. Généralité

Les conduites d'adduction assurent un service permanent et leur arrêt perturbe la distribution les réparations doivent être aussi rares et rapides que possible l'accès aux ouvrages divers doit être accessible : le maintien de voies de circulation le long des adductions est utile.

#### III.1.2. Types d'adduction

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

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

##### III.1.2.1. Adduction gravitaire

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitaire. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une cote supérieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée. [2]

##### III.1.2.2. Adduction par refoulement

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une cote inférieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée [2]

##### III.1.2.3. Adduction mixte

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.[2]

Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction mixte (refoulement-gravitaire).

### III.2. Choix du tracé

Pour l'établissement du tracé de la conduite, il faut tenir compte de certains impératifs que l'on s'efforcera dans la mesure du possible de respecter à savoir :

Le tracé doit être le plus court possible entre le captage et le réservoir d'accumulation pour des raisons économiques.

Eviter les contre pentes, qui peuvent donner lieu, aux points hauts, à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer.

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

Eviter les terrains trop accidentés ou rocheux si possible.

Choisir un terrain stable le long du tracé. [2]

**NB : dans notre cas il est préférable de suivre itinéraire de l'ancien réseau**

### III.3. Choix de type de canalisation

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport de l'eau dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique.

#### Sur le plan technique:

Cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :

- Diamètre et pression de service .
- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles .
- Adaptation aux terrains de pose .
- Bonne étanchéité .
- Facilité d'entretien et de mise en service.

#### Sur le plan économique :

Cette faisabilité dépend essentiellement

- Du prix de la fourniture et du transport
- De leur disponibilité sur le marché local (de préférence)

Parmi les types de tuyaux utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue trois types en fonction des matériaux avec lesquels, ils sont fabriqués

- 1- Métalliques : fonte ductile, fonte grise, acier soudable, acier non soudable;
- 2- A base de ciment : béton armé, amiante-ciment, béton précontraint;
- 3- En matière thermoplastiques : chlorure de polyvinyle (PVC), polyéthylène (PEHD, PEMD et PEBD. PRV).

Avant de passer au dimensionnement de ces conduites il est important de connaître le type de sol et le terrain dans lequel ces dernières seront enterrées. Dans la zone d'étude le terrain est accidenté (d'après la Subdivision de l'hydraulique d'Oued Zenati)

**On opte pour l'utilisation du PRV pour toute l'adduction, pour les raisons suivants:**

Ces tuyaux sont très résistants à toute forme de corrosion intérieure et extérieure (H<sub>2</sub>S, courant vagabond, terrains agressifs) très résistants chimiquement (pH de 1 à 10) et très résistants mécaniquement .

De plus, ils sont de 5 à 10 fois plus légers que les matériaux type Fonte et Béton ce qui facilite leur mise en œuvre et accélère les cadences de pose.

### **III.4. Etude de l'adduction**

#### **III.4.1. Description du schéma d'adduction**

Le système d'adduction est constitué de trois parties refoulement et quatre parties gravitaire, qui est également constituée de trois (03) stations de pompage. La première est située à une cote radier à 471,50 m NGA alimenté par la station de traitement 284 m NGA (à partir du barrage Bou Hamdane), et la deuxième est située à une cote radier à 663.50 m NGA pour refouler l'eau vers la bache de la SP 03 radier à 869,0 m NGA et enfin vers le réservoir de tête (RT) radier à 1059,00 m NGA à partir duquel l'écoulement s'effectue en gravitaire par le réseau d'adduction vers les communes concernées (d'Oued Zenati, de Bordj Sabat, d'Ain Regada, de Ras El Agba et de Selaoua Anouna).

### III.5 .Etude technico-économique de l'adduction

#### III.5.1.Etude de l'adduction par refoulement

Le dimensionnement de la conduite d'adduction s'établit en cherchant le diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celle d'investissement, donc une étude technico-économique s'avère indispensable. En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus les pertes de charge seront plus importantes. Il est donc impératif de déterminer un même diamètre économique pour la conduite de refoulement.

Le diamètre économique des conduites de refoulement sera déterminé comme suit :

#### Choix de la gamme des diamètres

Pour avoir un bon choix d'un diamètre économique on doit trouver une gamme qui donne une approche économique.

Cette gamme est déterminée à partir de plusieurs formules parmi lesquelles on cite :

-La formule de BRESS

$$D = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{III-1})$$

-La formule de BONNIN

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{III-2})$$

Q: débit à élever en m<sup>3</sup>/s.

#### Remarque

La formule de Bress n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite  $\leq 1$  Km

D : diamètre de la conduite (m).

Q : débit à relever (m<sup>3</sup>/s).

Les diamètres calculés nous imposent le choix d'une gamme en fonction des diamètres normalisés disponibles sur le marché.

A partir de cette gamme de diamètre, on procède à l'évaluation des frais d'exploitation et d'amortissement de chaque diamètre et on adoptera comme diamètre économique celui pour lequel la somme des frais cités sera minimale.



**III.5.2.Calcul des pertes de charge**

**A. pertes de charge linéaires :**

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

- Du diamètre D de la conduite en (m);
- Du débit Q en (m3/s);
- De la rugosité absolue Ks exprimée en mm;
- De la longueur du tronçon L en (m).

$$\Delta H_i = \frac{L V^2}{D 2 g} = I * L \tag{III-3}$$

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

-  $\Delta H_i$ : Pertes de charge linéaires en (m)

- I: gradient hydraulique en (m/m)

-  $\lambda$ : le coefficient de frottement

-Le coefficient  $\lambda$  est obtenu par la formule suivante :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log\left(\frac{K_s}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}}\right) \tag{III-4} \text{ (Formule de Colebrook)}$$

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{K_s}{D})^{-2} \tag{III-5} \text{ (Formule de Nikuradzé)}$$

Re: nombre de Reynolds. est calculé comme suit:

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \tag{III-6}$$

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

$$\nu = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 * t + 0,000221 * t^2)} \tag{III-7}$$

t: température de l'eau en degré;

A t= 20°C:  $\nu=0.01$  Stocks = $10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s

La rugosité absolue est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau.

0.03 mm pour les conduites en PRV;

0,01 mm pour les conduites en PEHD .

**B. Pertes de charge singulières**

Elles sont générées par les singularités telles que les coudes, vannes, clapets, Branchements, diaphragmes ...etc. Les pertes sont estimées de 10 % à 15% des pertes de charge linaires (on prend 10% dans notre cas).

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta H_s = 0,10 * \Delta H_l \quad (III-8)$$

**C. Pertes de charge totales ( Ht)**

C'est la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières :

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,1 * \Delta H_l \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,1 * \Delta H_l \quad (III - 9) \end{aligned}$$

**III.5.3. Calcul de la hauteur manométrique total**

La hauteur manométrique totale est la somme de pertes de charge et de la hauteur géométrique.

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t \quad (III-10)$$

Hg: la hauteur géométrique

Ha: pertes de charge à l'aspiration

Hr: pertes de charge au refoulement

**III.5.4.Puissance absorbée par la pompe**

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

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\gamma} \quad (III-11)$$

: rendement de la pompe en (%) (n=82%)

Q: débit refoulé par la pompe en (m3/s)

g: pesanteur (9.81 m/s2)

**III.5.5.Energie consommée par la pompe**

$$E = P * t * 365 \quad [Kwh] \quad (III-12)$$

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

P: puissance de la pompe en (kW)

### III.5.6.Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$F_{ex} = E * e \quad [DA] \quad (III-13)$$

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

e: prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONELGAZ. (e=4,67DA)

### III.5.7.Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit:

$$F_{am} = Prc * A \quad [DA] \quad (III-14)$$

Prc: prix de la conduite en (DA)

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (III-15)$$

i: Taux d'annuité annuel, i = 8 %

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

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{20} - 1} + 0,08 = 0,0998 = 9.98$$

A=9.98 %

## III.6.Calcul hydraulique

### III.6.1.Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement

Donc le calcul du diamètre économique se fait sur la base de la formule de BONNIN:

$$D = \sqrt[3]{Q}$$

#### III.6.1.1.Tronçon ST- SP1

$$Q = 0.24142 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 1816.5 \text{ m}$$

$$H_g = 187.5 \text{ m}$$

$$D = 491,348 \text{ mm}$$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont donnés dans les tableaux : **III.1, III.2, III.3, III.4**

**Tableau III.2:** Calcul de la HMT du tronçon ST- SP1

<b>D(mm)</b>	<b>Q(m3)</b>	<b>V(m/s)</b>		<b>L(m)</b>	<b>Hi(m)</b>	<b>Hg</b>	<b>Ht (m)</b>	<b>HMT(m)</b>
300	0.241	3.413	0.06	1816.5	140.052	187.5	154.06	341.56
350	0.241	2.505	0,04	1816.5	64.797	187.5	71.28	258.78
400	0.241	1.918	0,04	1816.5	33.235	187.5	36.56	224.06
450	0.241	1.515	0,04	1816.5	18.443	187.5	20.29	207.79
500	0.241	1.228	0,039	1816.5	10.890	187.5	11.98	199.48
550	0.241	1.014	0,038	1816.5	6.762	187.5	7.44	194.94
600	0.241	0.852	0,036	1816.5	4.377	187.5	4.81	192.31

**Tableau III.3:** Calcul des frais d'amortissement du tronçon SPT- SP1

<b>D(mm)</b>	<b>Prix de ml (DA)</b>	<b>L (m)</b>	<b>F<sub>amort</sub> (DA)</b>
300	3537,08	1816.5	6425105,8
350	4249,3	1816.5	7718853,5
400	4955,52	1816.5	9001702,1
450	5649,74	1816.5	10262753
500	6025,96	1816.5	10946156
550	7113,18	1816.5	12921091
600	8687,22	1816.5	15780335

**Tableau III.4 :** Calcul des frais d'exploitation du tronçon ST- SP1

<b>D (mm)</b>	<b>P (K Watt)</b>	<b>E (KWh)</b>	<b>F<sub>exploit</sub> (DA)</b>
300	33571865	7188836.191	33571865
350	25435324.9	5446536.381	25435324,9
400	22022843.1	4715812.23	22022843,1
450	20423543.7	4373349.824	20423543,7
500	19606956.9	4198491.842	19606956,9
550	19160602.6	4102912.76	19160602,6
600	18902684.8	4047684.117	18902684,8

Tableau III.5 : Bilan du tronçon : SPT- SP1

D(mm)	F <sub>explo</sub> (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)	Bilan (DA)
300	33571865	6425105,8	39996970,82
350	25435324,9	7718853,5	33154178,35
400	22022843,1	9001702,1	31024545,18
450	20423543,7	10262753	30686296,41
500	19606956,9	10946156	30553113,24
550	19160602,6	12921091	32081694,07
600	18902684,8	15780335	34683019,93

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la figure III.1

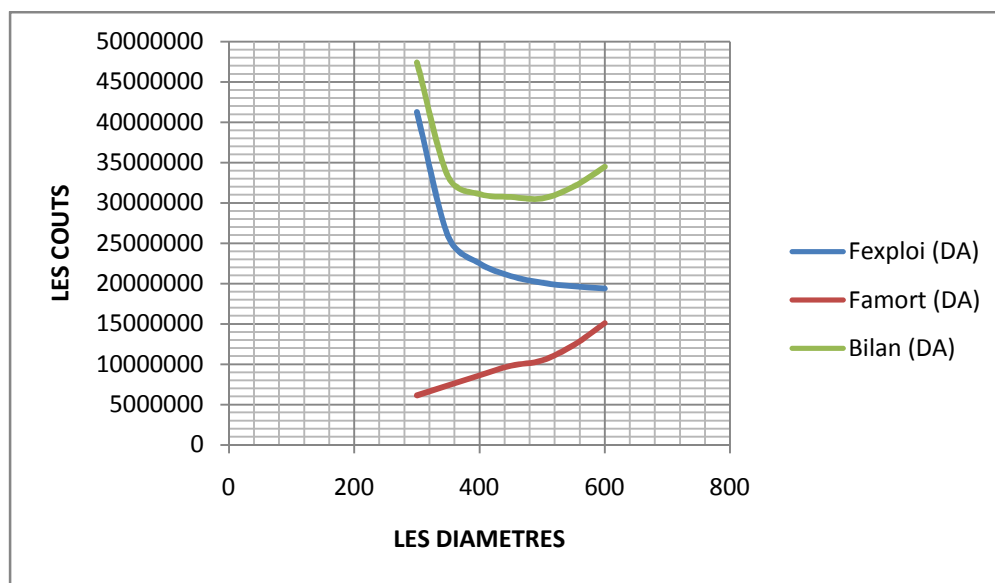


Figure III.2: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (SPT-SP1)

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 500 mm, avec une vitesse de  $V = 1.22$  m/s.

### III.6.1 .2. Tronçon Sp1- sp2

$$Q = 0.24142 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 4167.77 \text{ ml}$$

$$H_g = 192 \text{ m}$$

$$D = 491,348 \text{ mm}$$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont donnés dans les tableaux : III.5, III.6, III.7, III.8

**Tableau III.6:** Calcul de la HMT du tronçon SP1- SP2

<b>D(mm)</b>	<b>Q(m3)</b>	<b>V(m/s)</b>		<b>L(m)</b>	<b>Hi(m)</b>	<b>Hg</b>	<b>Ht (m)</b>	<b>HMT(m)</b>
300	0.241	3.413	0.06	4167.77	494.361	192	543.797	735.797
350	0.241	2.505	0,04	4167.77	152.482	192	167.730	359.730
400	0.241	1.918	0,04	4167.77	78.210	192	86.030	278.030
450	0.241	1.515	0,04	4167.77	43.401	192	47.741	239.741
500	0.241	1.228	0,039	4167.77	24.987	192	27.486	219.486
550	0.241	1.014	0,038	4167.77	15.117	192	16.629	208.629
600	0.241	0.852	0,036	4167.77	9.269	192	10.196	202.196

**Tableau III.7:** Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1- SP2

<b>D(mm)</b>	<b>Prix de ml (DA)</b>	<b>L (m)</b>	<b>F<sub>amort</sub> (DA)</b>
300	3537,08	4167.77	14741736
350	4249,3	4167.77	17710105
400	4955,52	4167.77	20653468
450	5649,74	4167.77	23546817
500	6025,96	4167.77	25114815
550	7113,18	4167.77	29646098
600	8687,22	4167.77	36206335

**Tableau III.8:** Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP1- SP2

<b>D (mm)</b>	<b>P (K Watt)</b>	<b>E (KWh)</b>	<b>F<sub>exploit</sub> (DA)</b>
300	2121.43867	15486502.3	72321965.9
350	1037.16875	7571331.9	35358120
400	801.612668	5851772.48	27327777.5
450	691.216559	5045880.88	23564263.7
500	632.81742	4619567.16	21573378.6
550	601.515153	4391060.62	20506253.1
600	582.968639	4255671.06	19873983.9

Tableau III.9: Bilan du tronçon : SP1- SP2

D(mm)	F <sub>explo</sub> (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)	Bilan (DA)
300	72321965,74	14741736	87063701,65
350	35358119,97	17710105	53068225,03
400	27327777,48	20653468	47981245,07
450	23564263,71	23546817	47111080,59
500	21573378,64	25114815	46688193,95
550	20506253,1	29646098	50152351,3
600	19873983,85	36206335	56080318,75

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la figure III.2

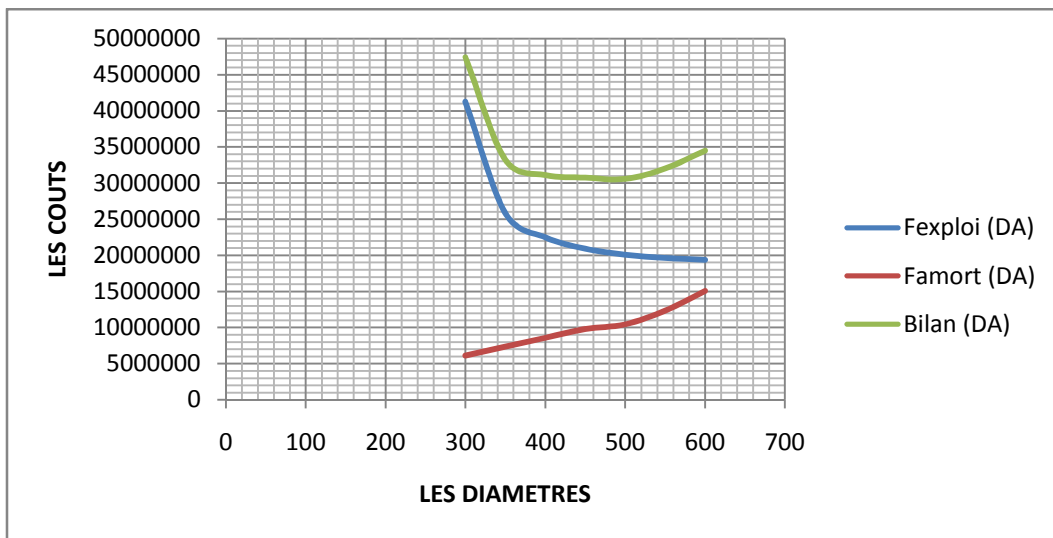


Figure III.3: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (SP1-SP2)

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 500 mm, avec une vitesse de  $V = 1.22\text{m/s}$ .

### III.6.1.3. Tronçon SP2- SP3

$Q = 0.24142\text{m}^3/\text{s}$

$L = 3295.97\text{ml}$

$H_g = 205.5\text{ m}$

$D_{\text{Bonnin}} = 491,348\text{mm}$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont rassemblés dans les tableaux : III.9, III.10, III.11, III.12

**Tableau III.10** .Calcul de la HMT du SP2-SP3

<b>D(mm)</b>	<b>Q(m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>V(m/s)</b>		<b>L(m)</b>	<b>Hi(m)</b>	<b>Hg</b>	<b>Ht (m)</b>	<b>HMT(m)</b>
300	0.241	3.413	0.06	3295.97	390.953	205.5	430.048	635.548
350	0.241	2.505	0,04	3295.97	120.587	205.5	132.645	338.145
400	0.241	1.918	0,04	3295.97	61.850	205.5	68.035	273.535
450	0.241	1.515	0,04	3295.97	34.322	205.5	37.755	243.255
500	0.241	1.228	0,039	3295.97	19.760	205.5	21.736	227.236
550	0.241	1.014	0,038	3295.97	11.955	205.5	13.150	218.650
600	0.241	0.852	0,036	3295.97	7.330	205.5	8.063	213.563

**Tableau III.11.** Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2-SP3

<b>D(mm)</b>	<b>Prix de ml (DA)</b>	<b>L (m)</b>	<b>F<sub>amort</sub> (DA)</b>
300	3537,08	3295.97	11658110
350	4249,3	3295.97	14005565
400	4955,52	3295.97	16333245
450	5649,74	3295.97	18621374
500	6025,96	3295.97	19861383
550	7113,18	3295.97	23444828
600	8687,22	3295.97	28632817

**Tableau III.12** Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP2-SP3

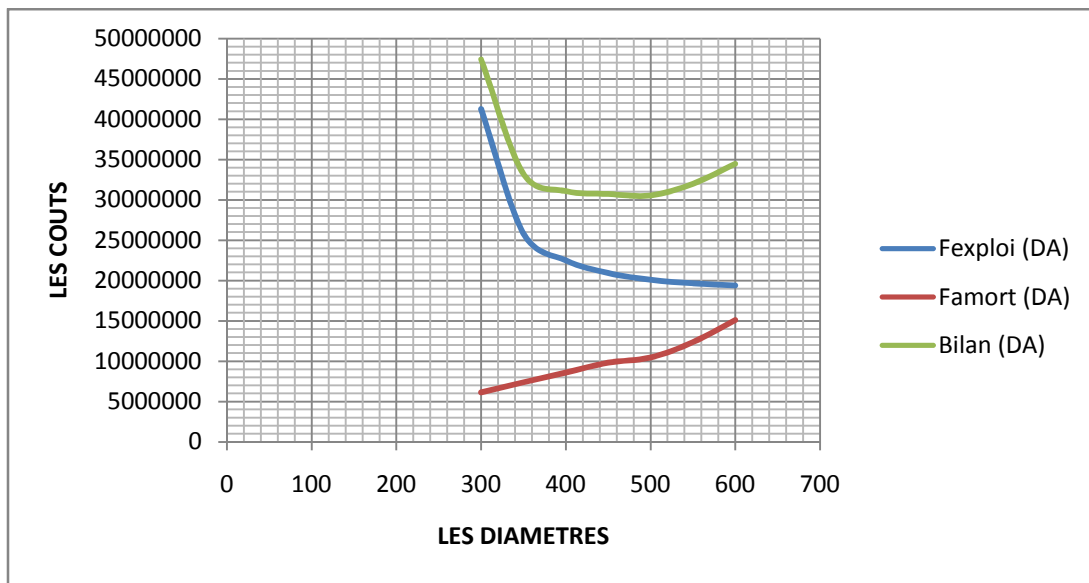
<b>D (mm)</b>	<b>P (K Watt)</b>	<b>E (KWh)</b>	<b>F<sub>exploit</sub> (DA)</b>
300	1832.400	13376523.1	62468362,88
350	974.934	7117021.2	33236489
400	788.651	5757153.4	26885906,38
450	701.347	5119835.5	23909631,79
500	655.164	4782696.6	22335193,12
550	630.409	4601988.3	21491285,36
600	615.742	4494919.0	20991271,73



**Tableau III.13.** Bilan du tronçon : SP2-SP3

D(mm)	F <sub>explo</sub> (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)	Bilan (DA)
300	62468362,88	11658110	74126472,44
350	33236489	14005565	47242054,33
400	26885906,38	16333245	43219151,63
450	23909631,79	18621374	42531005,33
500	22335193,12	19861383	42196576,5
550	21491285,36	23444828	44936113,25
600	20991271,73	28632817	49624088,23

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la figure III.5



**Figure III.4:** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (SP2-SP3)

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 500 mm, avec une vitesse de  $V = 1.22\text{m/s}$ .

**III.6.1.4. Tronçon SP3- RT**

$Q = 0.24142\text{m}^3/\text{s}$

$L = 1737.85$

$H_g = 193 \text{ m}$

$D_{\text{C Bonnin}} = 491,348\text{mm}$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont rassemblés dans les tableaux : **III.13, III.14, III.15, III.16**

**Tableau III.14.** Calcul de la HMT du SP3-Réservoir tampon

<b>D(mm)</b>	<b>Q(m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>V(m/s)</b>		<b>L(m)</b>	<b>Hi(m)</b>	<b>Hg</b>	<b>Ht (m)</b>	<b>HMT(m)</b>
300	0.241	3.413	0.06	1737.85	206.136	193	226.749	419.749
350	0.241	2.505	0,04	1737.85	63.581	193	69.939	262.939
400	0.241	1.918	0,04	1737.85	32.611	193	35.872	228.872
450	0.241	1.515	0,04	1737.85	18.097	193	19.907	212.907
500	0.241	1.228	0,039	1737.85	10.419	193	11.461	204.461
550	0.241	1.014	0,038	1737.85	6.303	193	6.934	199.934
600	0.241	0.852	0,036	1737.85	3.865	193	4.252	197.252

**Tableau III.15.** Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP3-réservoir tampon

<b>D(mm)</b>	<b>Prix de ml (DA)</b>	<b>L (m)</b>	<b>F<sub>amort</sub> (DA)</b>
300	3537,08	1737.85	6146914,5
350	4249,3	1737.85	7384646
400	4955,52	1737.85	8611950,4
450	5649,74	1737.85	9818400,7
500	6025,96	1737.85	10472215
550	7113,18	1737.85	12361640
600	8687,22	1737.85	15097085

**Tableau III.16.** Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP3-Réservoir tampon

<b>D(m)</b>	<b>P (K Watt)</b>	<b>E (KWh)</b>	<b>F<sub>exploit</sub> (DA)</b>
300	1210.214	8834559.7	41257393,8
350	758.102	5534142.7	25844446,41
400	659.881	4817131.9	22496005,97
450	613.849	4481096.4	20926720,19
500	589.498	4303334.8	20096573,52
550	576.446	4208053.6	19651610,31
600	568.712	4151599.7	19387970,6

Tableau III.17. Bilan du tronçon : SP3-Réservoir tampon

D(mm)	F <sub>explo</sub> (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)	Bilan (DA)
300	41257393,8	6146914,5	47404308,28
350	25844446,41	7384646	33229092,41
400	22496005,97	8611950,4	31107956,41
450	20926720,19	9818400,7	30745120,85
500	20096573,52	10472215	30568788,1
550	19651610,31	12361640	32013250,18
600	19387970,6	15097085	34485055,88

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la figure III.5

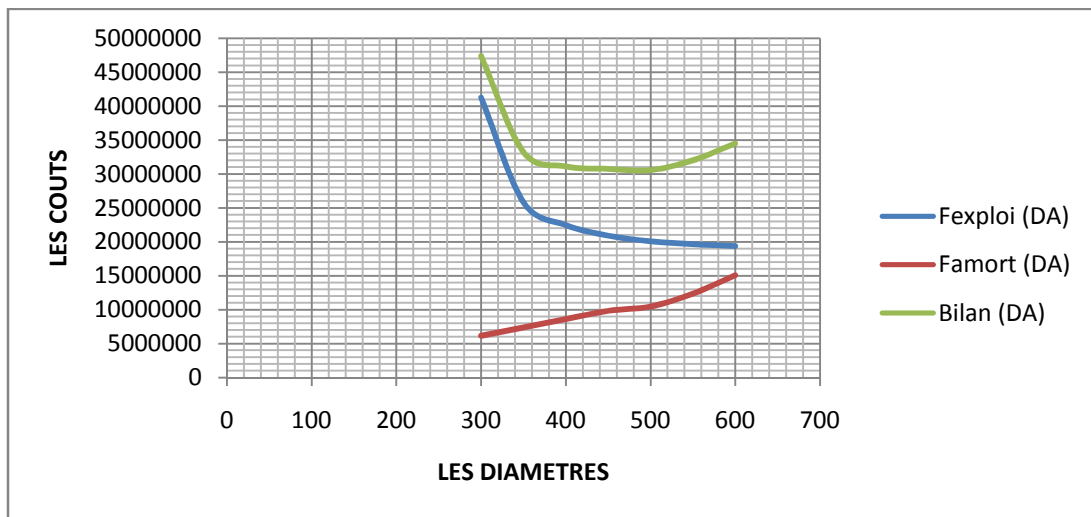


Figure III.5: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (SP3-RT)

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 500 mm, avec une vitesse de  $V = 1.22\text{m/s}$ .

### III.7. Etude de l'adduction gravitaire

Contrairement à l'adduction par refoulement, dans une adduction gravitaire le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération.

L'adduction gravitaire se fait par les conduites en charge.

#### III.7.1. Calcul des diamètres avantageux de la conduite gravitaire

##### III.7.1.1 .Détermination du diamètre avantageux

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbakh :

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_{eq} * Q^S}{D_{av}^m} \quad (III-16)$$

$\Delta H_t$  : Perte de charge totale (m);

$K'$  : Coefficient de perte de charge;

$L_{eq}$  : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{ev} \quad (III-17)$$

$L_g$  : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

$L_{ev}$  : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m) ;

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,1 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,1 * L_g \quad (III-18)$$

$\Delta H_t$  : Perte de charge totale (m) ;

$\Delta H_p^{lin}$  : Perte de charge linéaire (m).

$Q$  : Débit véhiculé par la conduite (m<sup>3</sup>/s) ;

$D_{av}$  : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;

$S$  : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

$m$  : Exposant tenant compte du type du matériau.

-Selon le type de matériau on choisit les coefficients  $K'$ ,  $m$  et  $\beta$  qui sont donnés dans le tableau III.17.

**Tableau III.18.** Coefficients  $K'$ ,  $m$ ,  $\beta$  pour différents types de tuyau

Tuyau	$K'$	$m$	$S$
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 - 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
PRV	0,001752	5.2	2

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq} * Q^S}{\Delta H_t}} \quad (III-19)$$

Dans notre cas, on prend :  $K' = 0,001752$ ;  $S = 2$  ;  $m = 5.2$  (matériaux : PRV ).

**A. La vitesse d'écoulement**

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de 0,5 à 2 m/s.

On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire par l'équation de continuité :

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{f * D^2}{4} \quad \text{(III-20)}$$

Ainsi:

$$V = \frac{4 * Q}{f * D^2}$$

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m3/s) ;

S : section de la canalisation (m2) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

b. Calcul des longueurs équivalentes de tronçon

$$Leq = 1.1 * Lg = 1.1 * 4693 = 5162.3m$$

**B. Charge disponible**

$$\Delta H_d = CTN - Ctp$$

**C. Calcul hydraulique :**

**Tableau III.19:** Diamètre calculé pour l'adduction gravitaire

Tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	H (m)	D <sub>calculé</sub> (mm)
RT.Kef Nsour – R.Bordj Sabat	49.46	12432.02	13675.222	240	157.34
RT.Kef Nsour – RT.Ras Lagba	18.76	3932.95	4326.25	136.95	124.06
Tronçon RT.Ras Lagba – R.Ras Lagba	18.76	11721.5	12893.717	96.77	163.81
RT.Kef Nsour – RT.Oued Zenati	123.17	3079.31	3387.25	235.12	223.5
RT.Oued Zenati ---- R.Oued Zenati	123.17	8210.016	9031.01	133.73	296.28
R.Oued Zenati – SP.Regada	50	10944	12038.4	67	200

**1) Tronçon RT.Kef Nsour – RT.Ras Lagba**

$$100 < D_{av} < 150 \text{ mm}$$

$$V = \frac{4 * Q}{f * D^2}$$

$$V = \frac{4 * 0,0187}{f * 0,1^2} = 2.38 \text{ m/s (Grande vitesse / refusé)}$$

$$V = \frac{4 * 0.187}{f * 0,15^2} = 1.059 \text{ m/s (vitesse acceptable)}$$

Donc :

le tronçon RT - RT Ras Lagba est composé d'une conduite de diamètre **150 mm**

**2) Tronçon RT.Ras Lagba – R.Ras Lagba**

$$150 < D_{av} < 200 \text{ mm}$$

$$V = \frac{4 * Q}{f * D^2}$$

$$V = \frac{4 * 0,0187}{f * 0,15^2} = 1.059 \text{ m/s (vitesse acceptable)}$$

$$V = \frac{4 * 0.0187}{f * 0,2^2} = 0.5 \text{ m/s (Petite vitesse / vitesse refusé)}$$

Donc :

le tronçon RT - RT Ras Lagba est composé d'une conduite de diamètre **150 mm**

**3) Tronçon RT.Kef Nsour – R.Bordj sabat**

$$150 < D_{av} < 200 \text{ mm}$$

$$V = \frac{4 * Q}{f * D^2}$$

$$V = \frac{4 * 0,0495}{f * 0,15^2} = 2.8 \text{ m/s (Grande vitesse / refusé)}$$

$$V = \frac{4 * 0,0495}{f * 0,2^2} = 1.58 \text{ m/s (vitesse acceptable)}$$

Donc :

le tronçon RT.Kef Nsour – R.Bordj sabat est composé d'une conduite de diamètre **200 mm**

**4) Tronçon RT.Kef Nsour – RT.Oued Zenati**

$$200 < D_{av} < 250 \text{ mm}$$

$$V = \frac{4 * Q}{f * D^2}$$

$$V = \frac{4 * 0,123}{f * 0,2^2} = 3.91 \text{ m/s (Grande vitesse / refusé)}$$

$$V = \frac{4 * 0,123}{f * 0,25^2} = 2.3 \text{ m/s (Grande vitesse / refusé)}$$

$$V = \frac{4 * 0,123}{f * 0,3^2} = 1.74 \text{ m/s (vitesse acceptable)}$$

Donc :

le tronçon R-Oued Zenati est composé d'une conduite de diamètre **300 mm**

**5) Tronçon RT.Oued Zenati -- R.Oued Zenati**

$$250 < D_{av} < 300 \text{ mm}$$

$$V = \frac{4 * Q}{f * D^2}$$

$$V = \frac{4 * 0,123}{f * 0,25^2} = 2.3 \text{ m/s (Grande vitesse / refusé)}$$

$$V = \frac{4 * 0,123}{f * 0,3^2} = 1.74 \text{ m/s (vitesse acceptable)}$$

Donc :

le tronçon RT.Oued Zenati -- R.Oued Zenati est composé d'une conduite de diamètre **300 mm**

**6) Tronçon R.Oued Zenati – SP.Ain Regada**

$$D_{av} = 200 \text{ mm}$$

$$V = \frac{4 * 0,05}{f * 0,2^2} = 1.59 \text{ m/s (vitesse acceptable)}$$

Donc :

le tronçon R.Oued Zenati – SP.Ain Regada est composé d'une conduite de diamètre **200 mm**

### III.8. Les frais d'investissement

Les frais d'investissement des conduites gravitaires figurent dans le tableau III.19

**Tableau III.20:** Frais d'investissement des conduites gravitaires

Tronçons	Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (mL)	F <sub>inves</sub> (DA)
<b>RT-R.Bordj Sabat</b>	200	2839,78	12432.02	35304201.8
<b>RT.Kef Nsour -- RT.Ras Lagba</b>	150	2282,46	3932.95	8976801.06
<b>RT.Ras Lagba – R.Ras Lagba</b>	150	2282,46	11721.56	26753991.8
<b>RT.Kef Nsour – RT.Oued Zenati</b>	300	3537,08	3079.31	10891765.8
<b>RT.Oued Zenati -- R.Oued Zenati</b>	300	3537,08	8210.016	29039483.4
<b>R.Oued Zenati – SP.Ain Regada</b>	200	2839,78	10944	31078552.3
<b>Investissement (DA)</b>		142044796		

### Conclusion

L'étude de l'adduction nous a permis de récapituler notre projet par une étude technico-économique de l'adduction :

- Partie gravitaire avec une longueur totale des conduites de 39375.796 ml et des diamètres de **200 mm 150 mm 300 mm 200 mm** .
- Partie refoulement avec une longueur totale des conduites de 22687.46 ml et de diamètre **500 mm**

Le transport de l'eau constitue généralement un investissement considérable, on doit alors dans ce cas examiner, attentivement toutes les options possibles sur le plan technique et financier pour pouvoir retenir le choix optimal



# **Etude des réservoirs**

**Introduction :**

Réservoirs. Pour jouer convenablement son rôle, le réservoir doit être de capacité suffisante. L'évolution de cette capacité est effectuée en tenant compte de la variation de la demande. Afin d'alléger les coûts d'exploitation, nous fixons la durée quotidienne du pompage à 20 heures par jour. Il faut alors déterminer l'heure optimale de démarrage des pompes de façon à minimiser les capacités de stockage.

**IV.1.Définition**

Le rôle des réservoirs diffère au cours des âges. Servant tout d'abord de réserves d'eau, en suite à parer à un accident survenu dans l'adduction, Ils permettent de rendre optimal le débit pour tous les ouvrages situés en amont, c'est-à-dire, ils disposent d'un volume permettant de compenser :

- La variation horaire de consommation aval, appelé volume de régulation
- D'une réserve de sécurité dite réserve incendie
- D'une réserve pour utilisation exceptionnelle

Autrement dit, les réservoirs servent principalement à harmoniser la demande et la production, alors que pour être efficace, la production doit être constante lorsque le débit de production est supérieur au débit de consommation, on accumule l'excédent dans ces derniers.

**IV.2.Classification des réservoirs**

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

- D'après la nature des matériaux de construction, on distingue :

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

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

- Enterrées ;
- Semi-enterrés ;
- Surélevés.

- D'après leurs formes :

- Circulaires ;
- Rectangulaires ;
- Ou d'une forme quelconque.

**IV.3.Fonctions des réservoirs**

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont multiples.

- Du point de vue économique.
- Du point de vue technique.

Ces fonctions sont résumées par le tableau IV.1.

**Tableau IV .1 : Fonctions d'un réservoir.**

Fonctions techniques	Fonctions économiques
-Régulation du débit	-Réduction des investissements sur les ouvrages de production
-Sécurité d'approvisionnement	- -Réduction des investissements sur le réseau de distribution
-Régulation de la pression	- -Réduction des dépenses d'énergie
-Simplification de l'exploitation	
-Réacteur participant au Traitement	

Source : DRE (GEULMA)

**IV.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 conditions à savoir :

- Pour des raisons d'économie, il est préférable que son remplissage se fasse gravitairement, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau ;
- l'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravite, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.

Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité du centre important de consommation.

**IV.5.Réservoirs alimentés gravitairement**

Les réservoirs alimentés en gravitaire, que ce soit des réservoirs terminaux, des réservoirs tampons ou des bâches de reprises, possèdent à leurs entrées des obturateurs a disques autocentrées qui contrôlent le niveau haut des réservoirs et détruisent la charge résiduelle au droit de l'entrée des réservoirs. Ces dispositifs nécessitent un certain volume d'eau pour permettre la dissipation de l'énergie résiduelle à la sortie de la vanne.

#### IV.6. Réservoirs alimentés par refoulement

Ces réservoirs doivent disposer d'un volume suffisant entre le niveau haut d'arrêt des pompes et le niveau de remise en charges de ces derniers, ceci dans le but de limiter le nombre d'arrêts et de mise en charge des pompes de la station d'alimentation.

#### IV.7. Description des réservoirs existants

Les réservoirs existants concernés d'adduction gravitaire sont :

- Réservoir d'Oued Zenati,  $V=2 \times 1000 \text{m}^3$
- Réservoir de station de pompage d'Ain Regada,  $V=500 \text{m}^3$  ;
- Réservoir de Ras El Agba et Selaoua Anouna,  $V=500 \text{m}^3$ .

En général, l'adduction gravitaire vers ces réservoirs s'effectue à travers le regard de piquage projeté, équipé par un régulateur de pression, réglé pour la régulation du niveau d'eau dans le réservoir correspondant.

#### IV.8. Les réservoirs projetés

- Bâche de la SR 01
- Bâche de la SR 02
- Bâche de la SR 03
- Réservoir Tampon Kef Nsour
- Réservoir tampon de Ras Lagba
- Réservoir de Bordj Sabat
- Réservoir tampon d'Oued Zenati

#### IV.9. Entretien des réservoirs

L'humidité qui règne dans les réservoirs augmente le phénomène de corrosion des parties métalliques, donc une surveillance régulière est nécessaire pour empêcher à la fois l'apparition de ce phénomène, ainsi que d'éventuelles fissures.

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

- L'isolement et vidange de la cuve .
  - Élimination des dépôts sur les parois .
  - Examen des parois et réparations éventuelles.
  - Désinfection des parois à l'aide des produits chlorés.
  - Remise en service.

#### **IV.10. Hygiène et sécurité**

Certaines normes d'hygiène et de sécurité sont exigées dans les réservoirs afin de protéger l'eau qu'ils contiennent de toute pollution d'origine extérieure, par conséquent, les réservoirs doivent:

- Comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers .
- Avoir un périmètre de protection afin d'éviter tout rapprochement d'animaux ou d'individus étrangers (sauf le personnel).
- Etre éclairés en laissant quelques ouvertures munies d'épaisses plaques de verre.
- Avoir les robinets de puisage, et cela pour faciliter l'exécution des prélèvements pour le contrôle de l'eau.
- De procéder à un nettoyage au moins annuel du réservoir.
- Avoir les robinets de puisard pour faciliter le contrôle de l'eau.
- Etre aérés par les orifices de grillage. [6]

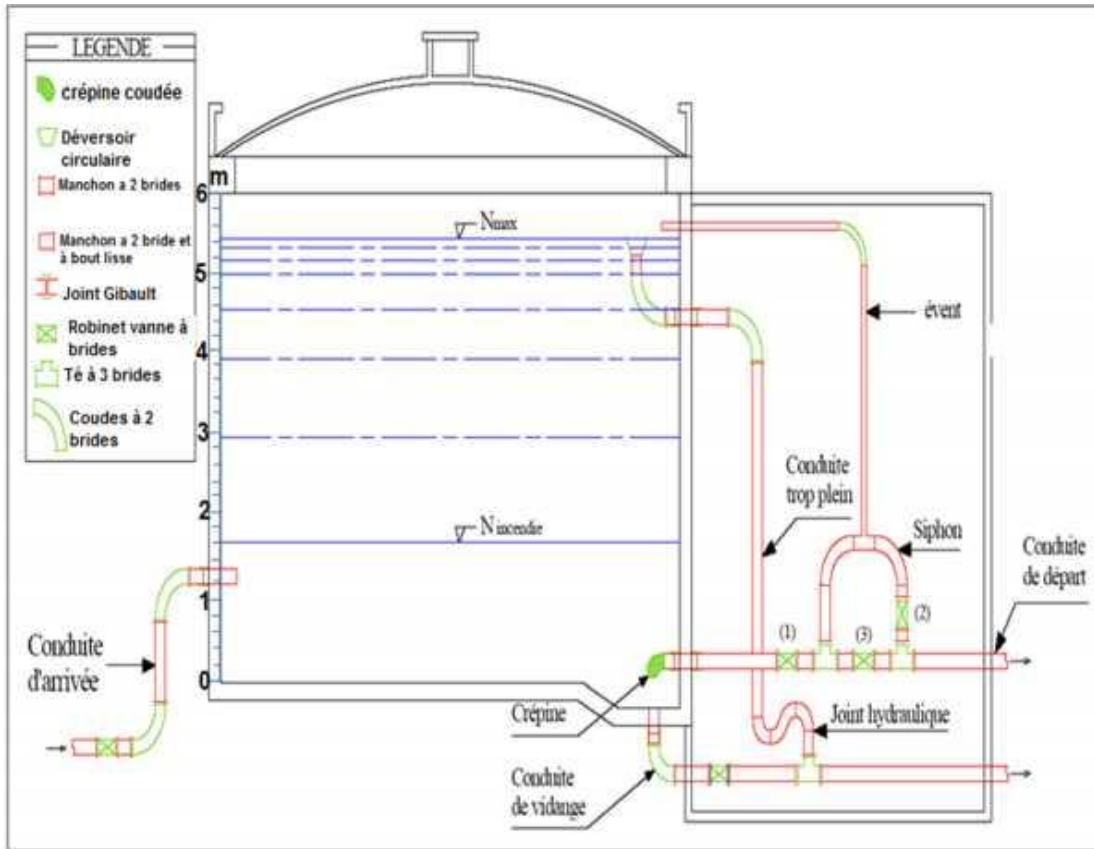


Figure IV.1 : Schéma d'un réservoir.

**IV.11.Capacité de réservoirs**

Le plus souvent, la capacité du réservoir est calculée pour satisfaire les variations journalières du débit consommé, en tenant compte, bien entendu du jour de plus forte consommation. La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer:[2]

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

**IV.11.1.La méthode analytique :**

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir. Le volume de régulation sera :

$$V_r = \frac{a * Q_{max,j}}{100} \quad (m^3) \quad (IV-1)$$

$V_r$  : capacité résiduelle ( $m^3$ ),

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

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

Le volume total détermine en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

$$V_T = V_r + V_{inc} \quad (IV-2)$$

$V_T$  : capacité totale du réservoir ( $m^3$ ).

$V_{inc}$  : volume d'incendie estimé à  $120 m^3$ .

#### IV.12. Détermination de résidu maximum dans les réservoirs

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le résidu maximal. Souvent celui-ci peut être localisé aux environs des heures de pointe où la consommation est élevée. La variation entre le débit entrant et le débit à distribuer peut nous permettre sa localisation. Donc si la différence de débit entrant au réservoir est supérieure à celui qui sort de ce dernier cela indique qu'il y a un surplus ; et dans le cas contraire, on aura un déficit.

On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.

##### IV.12.1. Méthode graphique

Cette méthode est basée sur le traçage des courbes de la consommation maximale journalière et celle caractérisant l'apport de la station de pompage; en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

Donc :

$$R_{max} = |V|^+ |V|^-$$

Le volume de régulation  $V_r$  est calculé selon la formule suivante :

$$V_r = \frac{Q_{max.j} * R_{max}}{100} \quad (IV-3)$$

Donc le volume totale sera  $V_t = V_r + V_{inc}$ .

#### IV.13. dimensionnement des Bâche de reprise des stations de pompages

Le volume de la bâche de reprise (SP1) est :

$$V_{bâche1} = \frac{Q_{max.j} * t}{20} \quad (IV-4)$$

$Q_{max.j}$  : débit maximum journalière .

t : le temps de fermeture de la vanne (t = 15 minutes)

**Application:**

$$V_{.bache1} = \left( \frac{20859.552}{20} \right) * \left( \frac{1}{4} \right) = 260.744 \text{ (m}^3\text{)}$$

On choisit un volume normalisé de 300 m<sup>3</sup>

De la même manière pour la 2<sup>ème</sup> station de pompage SP2

$$V_{.bache2} = \left( \frac{20859.552}{20} \right) * \left( \frac{1}{4} \right) = 260.744 \text{ (m}^3\text{)}$$

On choisit un volume normalisé de 300 m<sup>3</sup>

De la même manière pour la 3<sup>ème</sup> station de pompage SP2

$$V_{.bache3} = \left( \frac{20859.552}{20} \right) * \left( \frac{1}{4} \right) = 260.744 \text{ (m}^3\text{)}$$

On choisit un volume normalisé de 300 m<sup>3</sup>

**IV.14. Dimensionnement de réservoir tampon Kef Nsouré**

Le réservoir joue le rôle, de tampon et de mise en charge qui sert à transiter le débit refoulé par (SP1 SP2 SP3), gravitairement vers les réservoirs de localités situées à l'aval

Le volume (Vt) sera déterminé selon la formule :

$$V_t = \frac{Q_{tr}}{2} * t \text{ (IV-5)}$$

Avec :

Q<sub>tr</sub> : débit transite (Q<sub>tr</sub>=1041.12 m<sup>3</sup>/h).

t : le temps de fermeture de la vanne (t = 30 minutes)

$$V_t = \left( \frac{1041.12}{2} \right) * \frac{1}{2} = 260.28 \text{ m}^3$$

En ajoutant le volume de la réserve d'incendie 120 m<sup>3</sup>, donc nous obtenons :

$$V_t = V + V_i = 260.28 + 120 = 380.28 \text{ m}^3.$$

- La capacité normalisée sera : **V<sub>n</sub> = 400 m<sup>3</sup>**



#### IV.15. Dimensionnement de réservoir tampon Oued Zenati

Il sert à transiter le débit reçu à partir du (RT kef Nsour), gravitairement vers les réservoirs de localités situées à l'aval (réservoir de Oued Zenati).

Le volume ( $V_t$ ) sera déterminé selon la formule :

$$V_t = \frac{Q_{tr}}{2} * t \quad (IV-6)$$

Avec :

$Q_{tr}$  : débit transite ( $Q_{tr}=531.36 \text{ m}^3/\text{h}$ ).

$t$  : le temps de fermeture de la vanne ( $t = 30$  minutes)

$$V_t = \left( \frac{531.36}{2} \right) * \frac{1}{2} = 132.84 \text{ m}^3$$

En ajoutant le volume de la réserve d'incendie  $120 \text{ m}^3$ , donc nous obtenons :

$$V_t = V + V_i = 132.84 + 120 = 252.84 \text{ m}^3.$$

- La capacité normalisée sera :  $V_n = 300 \text{ m}^3$ .

#### IV.16. Dimensionnement de réservoir tampon Ras Lagba

Le réservoir joue le rôle, de tampon et de mise en charge, qui sert à transiter le débit envoyé gravitairement par (RT Kef Nsour), gravitaire vers le réservoir de localité située à l'aval (réservoir de Ras Lagba).

Le volume ( $V_t$ ) sera déterminé selon la formule :

$$V_t = \frac{Q_{tr}}{2} * t \quad (IV-7)$$

Avec :

$Q_{tr}$  : débit transite ( $Q_{tr}=81.04 \text{ m}^3/\text{h}$ ).

$t$  : le temps de fermeture de la vanne ( $t = 30$  minutes)

$$V_t = \left( \frac{81.04}{2} \right) * \frac{1}{2} = 20.26 \text{ m}^3$$

En ajoutant le volume de la réserve d'incendie  $120 \text{ m}^3$ , donc nous obtenons :

$$V_t = V + V_i = 20.26 + 120 = 140.26 \text{ m}^3.$$

- La capacité normalisée sera :  $V_n = 200 \text{ m}^3$ .

**IV.17. Estimation de la capacité totale du réservoir Bordj Sabat par la méthode analytique**

La commune de Bordj Sabat a une population future d'environ 33073 hab compris entre (10000 et 50000) hab à l'aide du tableau Annexe I: Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier. En calcule le volume du réservoir de distribution Bordj Sabat

**Tableau IV .2:** Evaluation du volume résiduel du réservoir de Bordj Sabat

heurs	consomation	ref%	surplus %	déficit %	reste %
0_1	1.5	0	-	1.5	6
1_2	1.5	0	-	1.5	4.5
2_3	1.5	0	-	1.5	3
3_4	1.5	0	-	1.5	1.5
4_5	2.5	5	2.5	-	0
5_6	3.5	5	1.5	-	2.5
6_7	4.5	5	0.5	-	4
7_8	5.5	5	-	0.5	4.5
8_9	6.25	5	-	1.25	4
9_10	6.25	5	-	1.25	2.75
10_11	6.25	5	-	1.25	1.5
11_12	6.25	5	-	1.25	0.25
12_13	5	5	-	0	-1
13-14	5	5	-	0	-1
14-15	5.5	5	-	0.5	-1
15-16	6	5	-	1	-1.5
16-17	6	5	-	1	-2.5
17-18	5.5	5	-	0.5	-3.5
18-19	5	5	-	0	-4
19-20	4.5	5	0.5	-	-4
20-21	4	5	1	-	-3.5
21-22	3	5	2	-	-2.5
22-23	2	5	3	-	-0.5
23-24	1.5	5	3.5	-	2.5
Total	100	100			

Calcul de la capacité du réservoir de Bordj Sabat :

$$V_r = \frac{9.5 * 4273.34}{100}$$

Le volume résiduel sera : = 405.97 m<sup>3</sup>

La capacité totale sera :  $V_t = 405.96 + 120 = 525.96 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera :  $V_n = 600 \text{ m}^3$

#### IV.18. Forme des réservoirs

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10 000 m<sup>3</sup>, ce qui permet de choisir cette forme pour tous les réservoirs de notre projet.

La hauteur d'eau utile est limitée généralement entre 3 et 6 mètres ,l'optimum, pour les agglomérations de petite ou moyenne importance, elle se situe le plus souvent à un hauteur de 4 à 5 mètres, Leurs dimensions seront déterminées comme suit:

-Le diamètre D de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{f * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{f * h}} \quad (\text{IV.8})$$

$V_n$  : capacité normalisée du réservoir (m<sup>3</sup>) ;

$S$  : section du réservoir (m<sup>2</sup>) ;

$D$  : diamètre de la cuve (m) ;

$h$  : hauteur utile optimale d'eau (m),

**-La section de la cuve :**

La section est calculée comme suit :

$$S = \frac{V_n}{h} \quad (\text{IV.9})$$

**-La hauteur totale H du réservoir :**

On calcule la hauteur du réservoir par la formule :

$$H = h + R \quad (\text{IV.10})$$

Avec :

H: hauteur totale du réservoir (m)

h: hauteur d'eau (m)

R : revanche (m), qui varie de 0.25 à 1

**La hauteur de la réserve d'incendie:**

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie par la formule

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (IV.11)$$

$h_{inc}$  : hauteur de la réserve d'incendie (m)

**Tableau IV.3:** Tableau donnant les dimensions des réservoirs

Réservoirs	Volume (m <sup>3</sup> )	D	S	h	h <sub>inc</sub>	R	H
		(m)	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m)	(m)
Bâche de la station	300	9.5	66.66	4,5	–	0,5	5,00
Bâche de la station	300	9.5	66.66	4,5	–	0,5	5,00
Bâche de la station	300	9.5	66.66	4.5	–	0.5	5.5
RT.Kef Nsour	400	10	80	5	1.5	0,5	5.5
RT.de Bordj Sabat	600	12.5	120	5	1	0.5	5.5
RT.de Ras Lagba	200	7.5	40	5	3	0.5	5.5
RT.de Oued Zenati	300	9	60	5	2	0.5	5.5

**Conclusion**

Ce chapitre nous a permis de calculer le volume d'un réservoir d'alimentation avec un volume de 600 m<sup>3</sup>, trois bâches d'aspiration de 300 m<sup>3</sup> chacun. et trois réservoirs tampon 400 ; 200 ; 300 m<sup>3</sup>.

# **Etude du pompage**

## Introduction

Ce chapitre a pour but, l'étude et le choix de la pompe idéal adapté à l'usage de notre projet et qui nous permet d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau des deux stations de pompage projetées le long de l'adduction.

### V.1.Définitions:

#### V.1.1.Pompe:

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

Il existe plusieurs types de pompes :

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

### V.2.Choix de l'emplacement de la station de pompage

Le choix de l'emplacement de la station de pompage se base sur plusieurs critères à savoir :

-Il est préférable de situer la prise d'eau la plus proche possible de la station de pompage.

-Il faut éviter les zones sismiques et les zones non stables dans la mesure de possible.

-Il faut respecter les normes : distance minimale entre la station de pompage un aéroport et une prise d'eau doit être 30 km.

-Les différents ouvrages des stations de pompage ne doivent pas se trouver dans les lieux libres du tracé en cas de crue.

-Pour les terrassements et pour l'implantation de la station de pompage il est nécessaire de :

-Prévoir L'accès à tous les ouvrages.

-Prévoir une plate-forme avec un revêtement routier.

-Utiliser les moyens de dérivation des eaux pluviales (drainage).

-Prévoir une cote du planché de rez-de-chaussée de telle manière à dépasser celle de plate-forme de 0,15 à 0,5m.

-Prévoir la verdure autour de la station de pompage pour l'environnement.

**NB: l'emplacement de nos pompes sera dans les bâtiments des anciennes stations de pompages de l'ancien réseau**

### V.3.Choix du type de pompe

Le choix d'un type de pompe doit être fait en accord, avec les caractéristiques Hydrauliques de l'installation envisagée :

- Assurer le débit appelé  $Q_{app}$  et la hauteur HMT.
- Meilleur rendement.
- Vérifier la condition de non cavitation.
- Encombrement et poids les plus faibles.
- Vitesse de rotation la plus élevée.
- Puissance absorbée minimale.
- Etre fabriquée en série.

### V.4.Choix du nombre de pompes

Le choix de nombre de pompes se fait sur la base de plusieurs critères, qui sont :

- Nombre de pompes minimal .
- Meilleur rendement.
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH)<sub>r</sub> minimale.
- Nombre d'étage minimal.
- Puissance absorbée minimale.
- Dans la présente étude on opte pour les pompes centrifuges italiennes de marque CAPRARI.

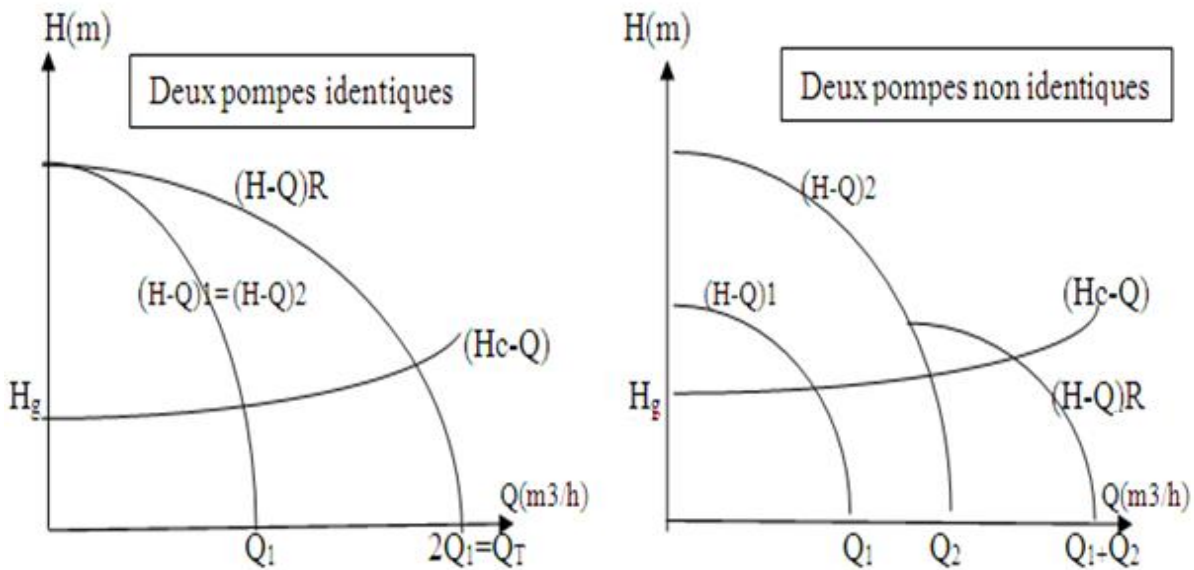
### V.5.Les modes de couplage des pompes

Les pompes peuvent être couplées en série ou en parallèle selon le but recherché, augmenter la hauteur ou le débit. Les couplages existants sont [6] :

#### V.5.1.Couplage en parallèle

Dans ce cas on a :

- Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun.
- Le débit du collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe.
- Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit variable à une hauteur constante.



**Figure V.1:** Couplage de deux pompes en parallèle

Source : HPE (Constantine)

### V.5.2. Couplage en série

Dans ce cas :

- Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde .
- Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe s'ajoutent.
- Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à une hauteur importante.



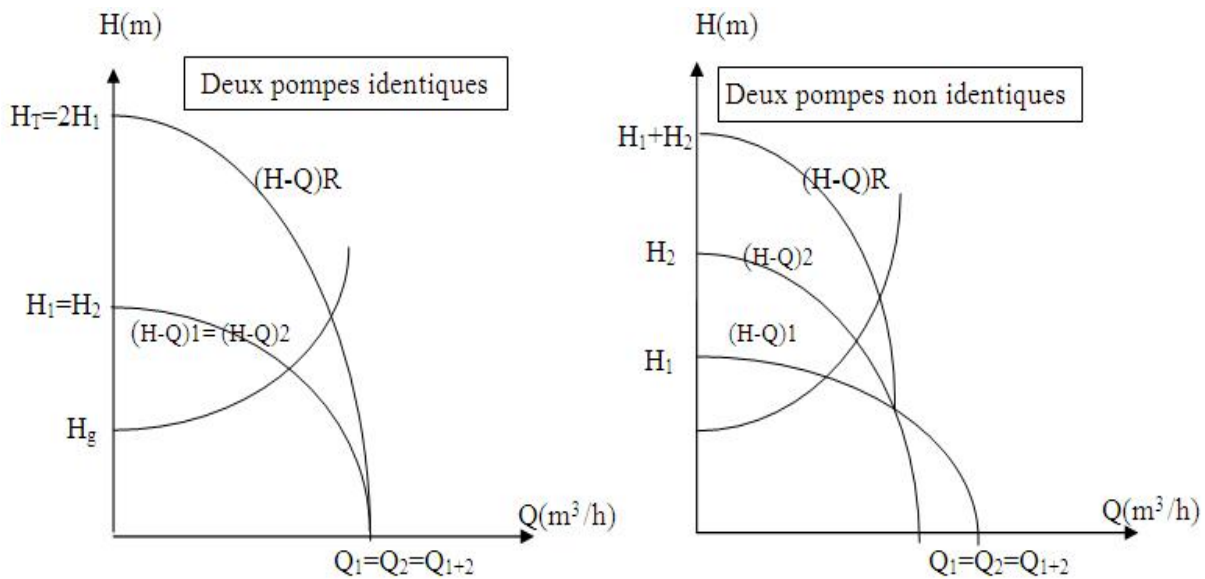


Figure V.2: Couplage de deux pompes en série.

Source : HPE (Constantine)

V.7.Dimensionnements des stations de pompage

V.7.1.Refolement SP1–SP2

En cherche à avoir une pompe qui assure un  $Q = 241$  l/s et une  $HMT = 219$  m .

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes données par le logiciel CAPRARI dans le tableau V.6 :

Tableau V.6: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de la station (SP1)

n	Q réel (l/s)	HMT appelée (m)	Type de pompe	$\eta$ (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N <sup>bre</sup> d'étage	P <sub>abs</sub> (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)
2	237	219	PM150/6A	76	211	1750	6	321	7.66
3	243	219	PM150/5A	78.3	220	1750	5	223	3.34
4	247	219	PML150/8D	76.2	230	1750	8	181	3.8
5	244	219	PM125/10D	74.1	223	1750	10	149	2.75
6	246	219	PML150/8D	74	227	3500	4	122	4.89

D'après le tableau V.6 on déduit que la variante de TROIS (03) pompes est la meilleure du point de nombre d'étage, rendement et la puissance absorbée.

On opte pour un nombre de pompe de quatre y compris une pompe de secours. Ces quatre (04) pompes sont identiques de type PM150/5A.CAPRARI.

**V.7.2.Refolement SP2–SP3**

En recherche à avoir une pompe qui assure un  $Q = 241$  l/s et une HMT = 228 m .

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes données par le logiciel CAPRARI

**Tableau V.7:** Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de la station (SP2)

n	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	Type de pompe	$\eta$ (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N <sup>bre</sup> d'étage	P <sub>abs</sub> (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)
2	241	228	PM150/7B	74.4	226	1750	7	359	8
3	242	228	PM150/6C	78.2	229	1750	6	234	3.31
4	244	228	PML150/8D	76	232	1750	8	180	3.61
5	250	228	PM125/7A	76.3	244	1750	7	157	2.87
6	248	228	PM100H/3C	77.6	241	3500	3	130	4.94

D'après le tableau V.7 on déduit que la variante de TROIS (03) pompes est la meilleure du point de nombre d'étage, rendement et la puissance absorbée.

On opte pour un nombre de pompe de QUATRE y compris une pompe de secours. Ces quatre (04) pompes sont identiques de type PM150/6C.CAPRARI.

**V.7.3.Refolement SP2–SP3**

En recherche à avoir une pompe qui assure un  $Q = 241$  l/s et une HMT = 204 m .

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes données par le logiciel CAPRARI dans le tableau V.8 :

**Tableau V.8 :** Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de la station (SP3)

n	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	Type de pompe	$\eta$ (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N <sup>bre</sup> d'étage	P <sub>abs</sub> (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)
2	242	204	PM150/6A	75.1	206	1750	6	323	8.1
3	244	204	PM150/5B	78	209	1750	5	213	3.35
4	241	204	PM150/7D	75.8	204	1750	7	157	3.51
5	250	204	PM100H/5E	67.1	220	3500	5	160	6.9
6	243	204	PM100H/3D	76.6	207	3500	3	110	4.81

D'après le tableau V.8 on déduit que la variante de trois (03) pompes est la meilleure du point de nombre d'étage, rendement et la puissance absorbée.

On opte pour un nombre de pompe de quatre y compris une pompe de secours. Ces quatre (04) pompes sont identiques de type PM150/5B.CAPRARI.

### **V.8.Courbes caractéristiques des pompes**

Les courbes caractéristiques de la pompe  $[H-Q]$ ,  $[P_{abs} - Q]$ ,  $[\eta_p - Q]$  et  $[(NPSH)_r - Q]$  Sont retirées à partir du logiciel de CAPRARI.

Ces courbes sont Représentées par la figure V.3 pour la première station de pompage et la figure V.4 pour la deuxième station et la figure V.5 pour la troisième station.

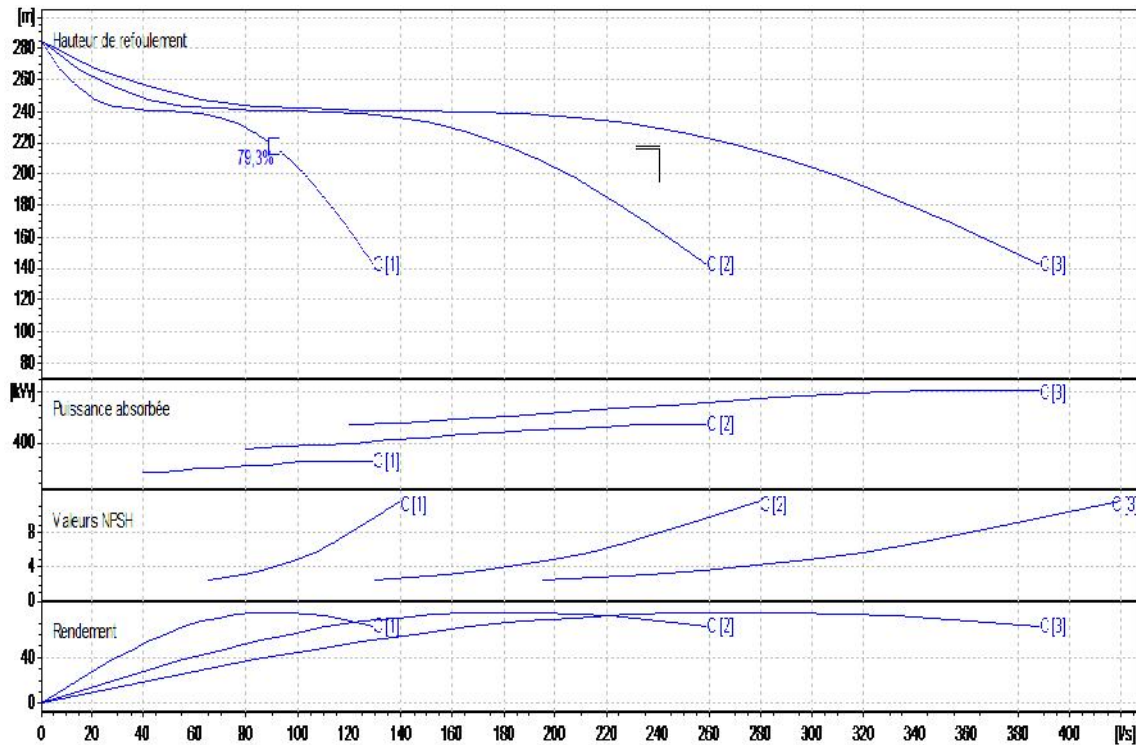


Figure V.3 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type PM150/5A.CAPRARI

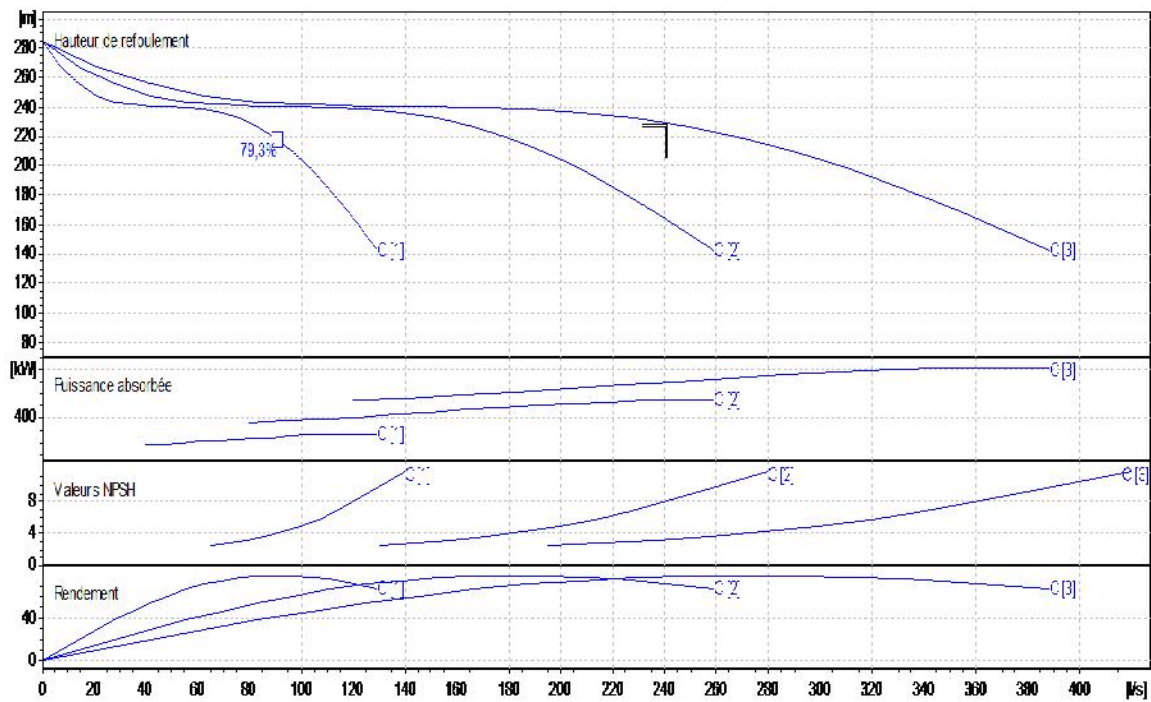


Figure V.4 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP2) de type PM150/6C.CAPRARI.

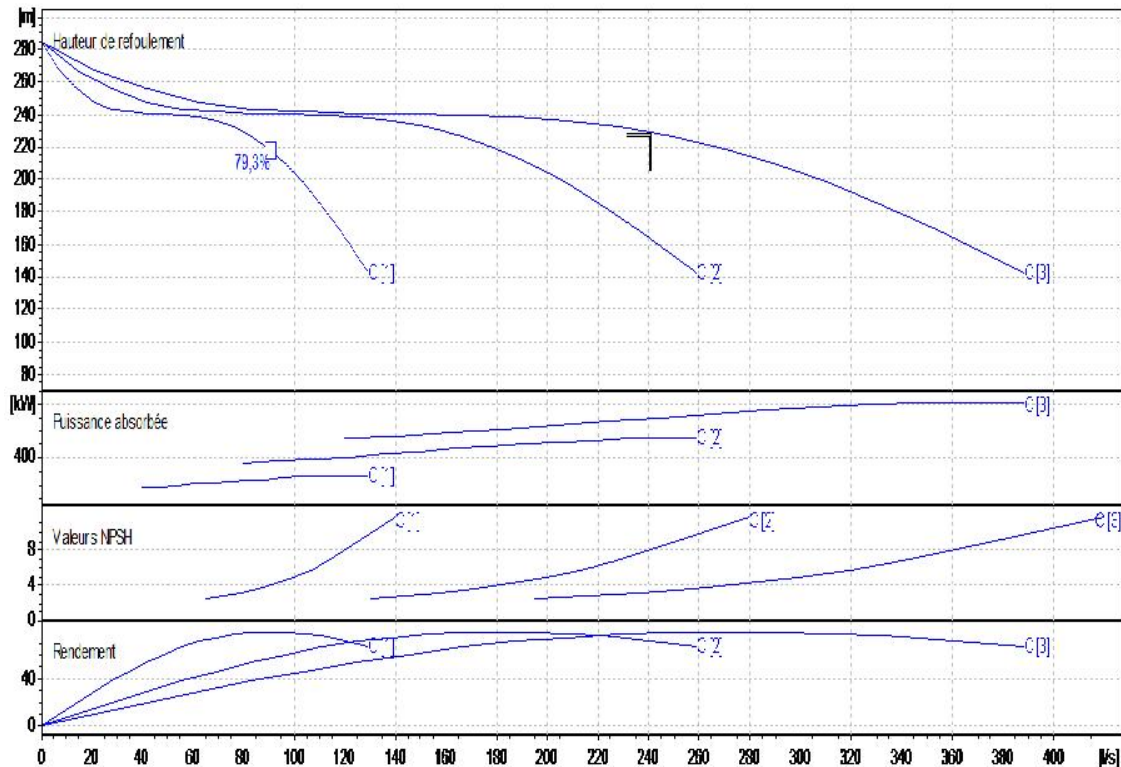


Figure V.5 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP3) de type PM150/5B.CAPRARI.

### V.10.Courbe caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole de la fonction suivante :

$$H_c = H_g + \Delta h_t (V-1)$$

Avec :

$H_g$  : hauteur géométrique (m)

$\Delta h_t$  : Perte de charge totale occasionnée par la conduite (m)

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \quad (V-2)$$

Avec :

$\Delta h_p^{lin}$  : Perte de charge linéaire (m)

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \} * L_{ref} * Q^2}{f^2 * g * D_{ec}^5} \quad (V-3)$$

$\}$  : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement,

- $L_{ref}$  : longueur de la conduite de refoulement (m)
- $Q$  : débit refoulé par la pompe (m<sup>3</sup>/s)
- $D_{ec}$  : diamètre économique de la conduite de refoulement (m)
- $g$  : accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>)

**V.10.1. Refoulement SP1–SP2**

**Tableau V.9:** Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1- Bâche de SP2)

N°	Q (m <sup>3</sup> /h)	3Q (m <sup>3</sup> /s)	H <sub>g</sub> (m)	L <sub>ref</sub> (m)	D <sub>ec</sub> (mm)	}	$\Delta h_p^{lin}$ (m)	$\Delta h_t$ (m)	H <sub>c</sub> (m)
1	0	0	192	4167.77	500	0,039	0.00	0.00	192.07
2	15	45	192	4167.77	500	0,039	0.07	0.07	192.30
3	30	90	192	4167.77	500	0,039	0.27	0.30	192.67
4	45	135	192	4167.77	500	0,039	0.60	0.67	193.18
5	60	180	192	4167.77	500	0,039	1.08	1.18	193.85
6	75	225	192	4167.77	500	0,039	1.68	1.85	194.66
7	90	270	192	4167.77	500	0,039	2.42	2.66	195.62
8	105	315	192	4167.77	500	0,039	3.29	3.62	196.73
9	120	360	192	4167.77	500	0,039	4.30	4.73	197.99
10	135	405	192	4167.77	500	0,039	5.44	5.99	199.39
11	150	450	192	4167.77	500	0,039	6.72	7.39	200.95
12	165	495	192	4167.77	500	0,039	8.13	8.95	202.65
13	180	540	192	4167.77	500	0,039	9.68	10.65	204.50
14	195	585	192	4167.77	500	0,039	11.36	12.50	206.49
15	210	630	192	4167.77	500	0,039	13.18	14.49	208.64
16	225	675	192	4167.77	500	0,039	15.12	16.64	210.93
17	240	720	192	4167.77	500	0,039	17.21	18.93	213.37
18	255	765	192	4167.77	500	0,039	19.43	21.37	215.96
19	270	810	192	4167.77	500	0,039	21.78	23.96	218.69
20	285	855	192	4167.77	500	0,039	24.27	26.69	221.58
21	300	900	192	4167.77	500	0,039	26.89	29.58	224.61
22	315	945	192	4167.77	500	0,039	29.64	32.61	227.79
23	330	990	192	4167.77	500	0,039	32.53	35.79	231.12
24	345	1035	192	4167.77	500	0,039	35.56	39.12	192.07

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure V.7.

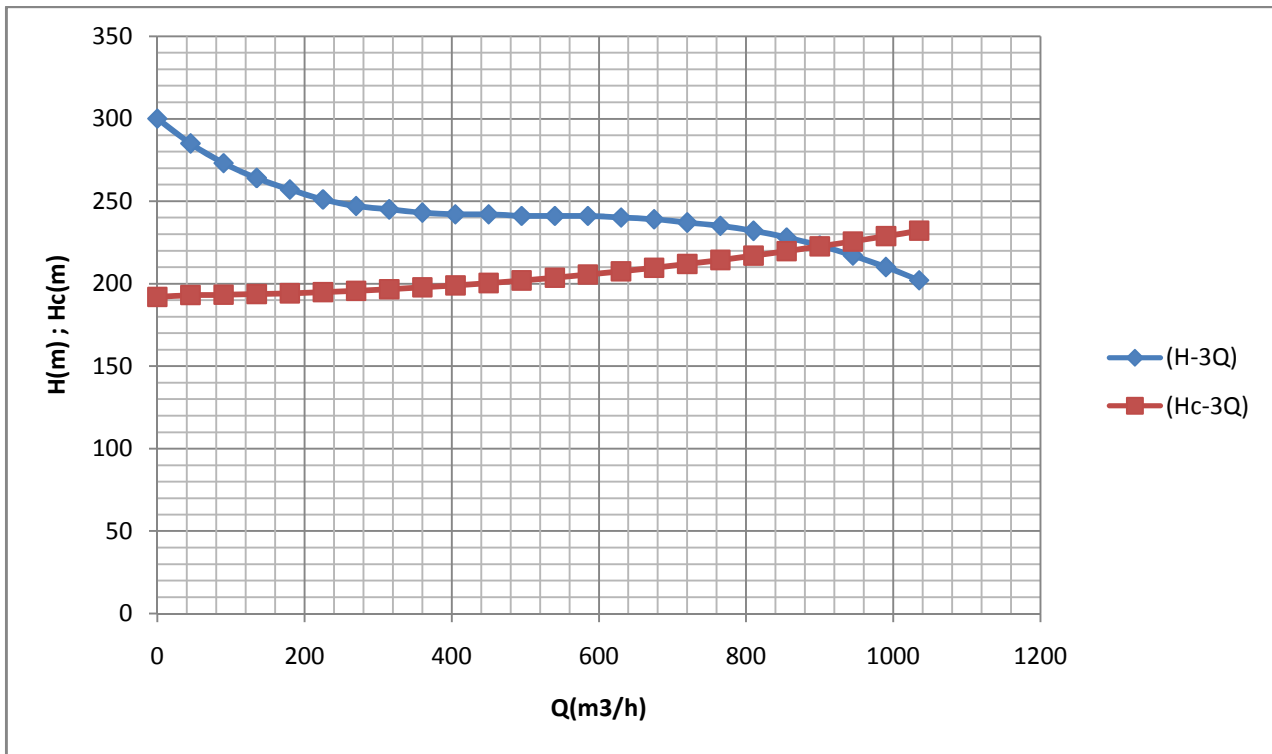


Figure V.7: Point de fonctionnement des pompes de la SP N°1

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement sont :

$$\begin{cases} Q_A = 905 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 869. \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_A = 222 \text{ m} > H_{app} = 217. \text{ m} \end{cases}$$

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement supérieurs au débit et à la hauteur manométrique appelés, une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement s'impose.

## V.10.2. Refoulement SP2–SP3

Tableau V.10 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2-Bache sp3)

N°	Q (m <sup>3</sup> /h)	3Q (m <sup>3</sup> /s)	H <sub>g</sub> (m)	L <sub>ref</sub> (m)	D <sub>ec</sub> (mm)	}	$\Delta h_p^{lin}$ (m)	$\Delta h_t$ (m)	H <sub>c</sub> (m)
1	0	0	205.5	3295.97	500	0,039	0.00	0.00	205.50
2	15	45	205.5	3295.97	500	0,039	0.05	0.06	205.56
3	30	90	205.5	3295.97	500	0,039	0.21	0.23	205.73
4	45	135	205.5	3295.97	500	0,039	0.48	0.53	206.03
5	60	180	205.5	3295.97	500	0,039	0.85	0.94	206.44
6	75	225	205.5	3295.97	500	0,039	1.33	1.46	206.96
7	90	270	205.5	3295.97	500	0,039	1.91	2.11	207.61
8	105	315	205.5	3295.97	500	0,039	2.60	2.87	208.37
9	120	360	205.5	3295.97	500	0,039	3.40	3.74	209.24
10	135	405	205.5	3295.97	500	0,039	4.31	4.74	210.24
11	150	450	205.5	3295.97	500	0,039	5.32	5.85	211.35
12	165	495	205.5	3295.97	500	0,039	6.43	7.08	212.58
13	180	540	205.5	3295.97	500	0,039	7.65	8.42	213.92
14	195	585	205.5	3295.97	500	0,039	8.98	9.88	215.38
15	210	630	205.5	3295.97	500	0,039	10.42	11.46	216.96
16	225	675	205.5	3295.97	500	0,039	11.96	13.16	218.66
17	240	720	205.5	3295.97	500	0,039	13.61	14.97	220.47
18	255	765	205.5	3295.97	500	0,039	15.36	16.90	222.40
19	270	810	205.5	3295.97	500	0,039	17.22	18.95	224.45
20	285	855	205.5	3295.97	500	0,039	19.19	21.11	226.61
21	300	900	205.5	3295.97	500	0,039	21.26	23.39	228.89
22	315	945	205.5	3295.97	500	0,039	23.44	25.79	231.29
23	330	990	205.5	3295.97	500	0,039	25.73	28.30	233.80
24	345	1035	205.5	3295.97	500	0,039	28.12	30.93	236.43



La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés par la figure V.8.

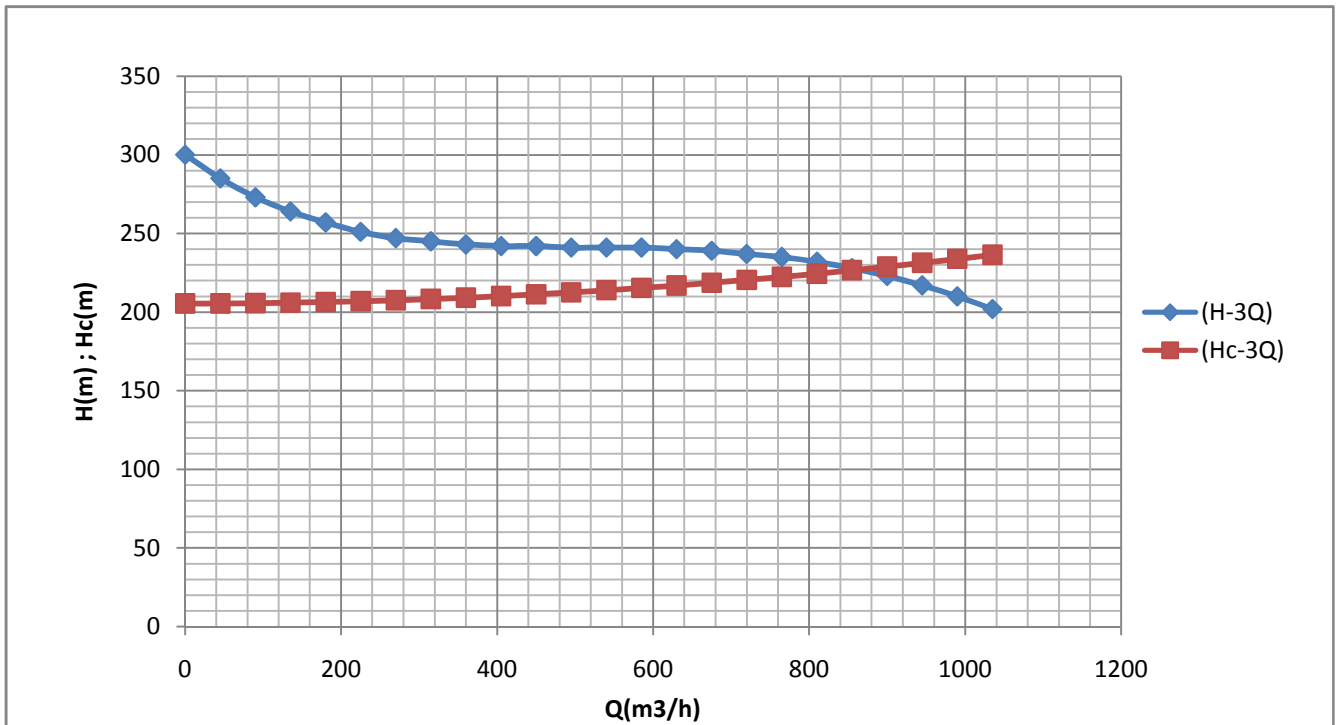


Figure V.8 : Point de fonctionnement des pompes de la SP N°2

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement sont :

$$\begin{cases} Q_B = 868 \text{ m}^3 / \text{h} \cong Q_{app} = 868 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_B = 228 \text{ m} = H_{app} = 228 \text{ m} \end{cases}$$

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement égaux au débit et hauteur appelé, par conséquent aucun réglage n'est nécessaire.

## V.10.3. Refoulement SP3–Réservoir tampon

Tableau V.11: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP3- RT.Kef Nsour)

N°	Q (m <sup>3</sup> /h)	3Q (m <sup>3</sup> /s)	H <sub>g</sub> (m)	L <sub>ref</sub> (m)	D <sub>ec</sub> (mm)	}	$\Delta h_p^{lin}$ (m)	$\Delta h_t$ (m)	H <sub>c</sub> (m)
1	0	0	193	1737.85	500	0,039	0.00	0.00	193.00
2	15	90	193	1737.85	500	0,039	0.03	0.03	193.03
3	30	180	193	1737.85	500	0,039	0.11	0.12	193.12
4	45	270	193	1737.85	500	0,039	0.25	0.28	193.28
5	60	360	193	1737.85	500	0,039	0.45	0.49	193.49
6	75	450	193	1737.85	500	0,039	0.70	0.77	193.77
7	90	540	193	1737.85	500	0,039	1.01	1.11	194.11
8	105	630	193	1737.85	500	0,039	1.37	1.51	194.51
9	120	720	193	1737.85	500	0,039	1.79	1.97	194.97
10	135	810	193	1737.85	500	0,039	2.27	2.50	195.50
11	150	900	193	1737.85	500	0,039	2.80	3.08	196.08
12	165	990	193	1737.85	500	0,039	3.39	3.73	196.73
13	180	1080	193	1737.85	500	0,039	4.04	4.44	197.44
14	195	1170	193	1737.85	500	0,039	4.74	5.21	198.21
15	210	1260	193	1737.85	500	0,039	5.49	6.04	199.04
16	225	1350	193	1737.85	500	0,039	6.31	6.94	199.94
17	240	1440	193	1737.85	500	0,039	7.18	7.89	200.89
18	255	1530	193	1737.85	500	0,039	8.10	8.91	201.91
19	270	1620	193	1737.85	500	0,039	9.08	9.99	202.99
20	285	1710	193	1737.85	500	0,039	10.12	11.13	204.13
21	300	1800	193	1737.85	500	0,039	11.21	12.33	205.33
22	315	945	193	1737.85	500	0,039	12.36	13.60	206.60
23	330	990	193	1737.85	500	0,039	13.57	14.92	207.92
24	345	1035	193	1737.85	500	0,039	14.83	16.31	209.31

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés par la figure V.9

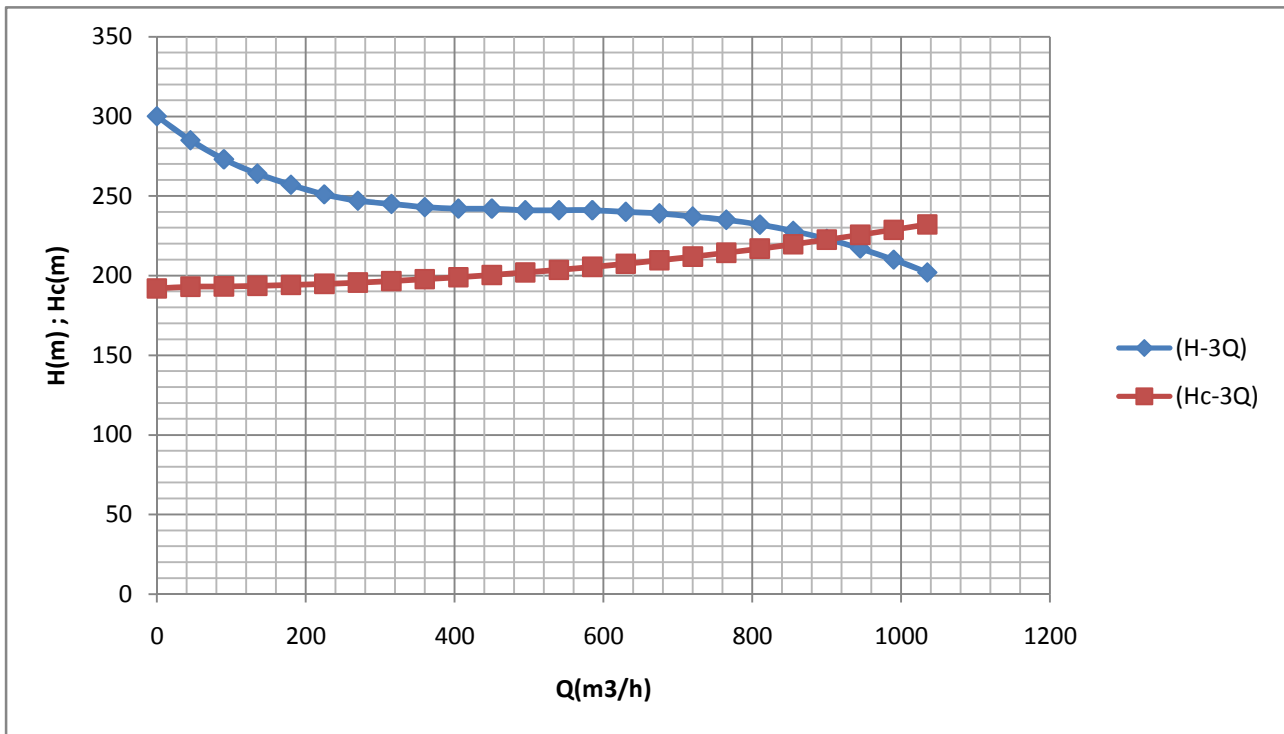


Figure V.9: Point de fonctionnement des pompes de la SP N°3

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement sont :

$$\begin{cases} Q_B = 1000 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 868 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_B = 210 \text{ m} > H_{app} = 204.5 \text{ m} \end{cases}$$

**V.11. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données**

Selon le débit demandé ou appelé, soit plus petit ou plus grand que celui qui est disponible, on distingue les modes de réglage suivants :

**a) Débit disponible > Débit appelé**

Si le débit pompé est supérieur à la demande on corrige cet excès par un des modes de réglage suivants :

**Réglage qualitatif** : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a un moteur à vitesse variable.

**Réglage quantitatif** : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est tel que :

$$y_{inst\ ap,van} = y_{inst\ av,van} \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (V-4)$$

Où :

$y_{inst\ ap,van}$  : Rendement de l'installation après le vannage (%) ;

$y_{inst\ av,van}$  : Rendement de l'installation avant le vannage (%) ;

$H_{app}$  : hauteur manométrique appelée (m) ;

$h_v$  : différence entre la hauteur  $H^c$  et la hauteur appelée.

$$h_v = H^c - H_{app} \quad (V-5)$$

$H^c$  : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe (H-Q)R (m).

**Diminution de temps de pompage** : dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

Le nouveau temps de fonctionnement de la station est tel que :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad (V - 6)$$

$t$  : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

$t'$  : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

$Q_{pf}$  : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m<sup>3</sup>/h).

**Changement du type de la pompe** : dans le cas où c'est possible.

**b) Débit disponible < Débit appelé**

Dans ce cas-là, il faut faire un réglage soit

**Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.

**Changement de type de pompe.****Remarque :**

On étudie les différents modes de réglage possibles pour opter au mode occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible.

Dans notre cas, les modes de réglage à étudier sont :

- le vannage.
- rognage.
- Diminution de temps de pompage.
- Diminution de la vitesse de rotation.

**V.11.1. Refoulement : SP1 - Bâche SP2****a) Vannage**

$$Hc' = 222\text{m}$$

$$h_v = 222 - 217 \Rightarrow h_v = 5 \text{ m.}$$

$$y_{av, van}^{inst} = 78.3\%$$

$$y_{ap, van}^{inst} = 78.3 * \frac{217}{217 + 5} \Rightarrow y_{ap, van}^{inst} = 76.53\%$$

$$Q = \frac{Q_{app}}{n}$$

sachant que :

Avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{867.6}{3} \Rightarrow Q = 289.2 \text{ m}^3 / \text{h.}$$

$$\text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 \times 80.33 \times 10^{-3} \times 217}{0,7516} \Rightarrow P_{abs} = 227.52 \text{ Kw.}$$

On opte pour le réglage par Vannage car ceci nous donne une puissance absorbée minimale.

**b) Mode de réglage par rognage**

C'est la diminution de diamètre de la roue pour diminuer le débit jusqu'au débit demandé.

Ce type de réglage est l'application de la relation de continuité  $Q=V \times S$ .

On utilisant les lois de similitude, on obtient l'équation de la droite de rognage:

:

### b.1.Détermination du rendement de rognage

Pour calculer le nouveau diamètre on utilise les lois de similitude :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{Q_B}{Q_{App}} = \end{array} \right\}^2 \quad (1)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{H_B}{h_{App}} = \end{array} \right\}^2 \quad (2)$$

$Q_{App}$  : Débit appelé par la pompe

$Q_B$  : Débit du point de fonctionnement

$$H_B = \frac{h_{App}}{Q_{App}} \cdot Q_B$$

De (1) et (2) on aura :

C'est une équation d'une droite de la forme :

$$H_B = a \cdot Q_B$$

En outre

$$\frac{Q_{App}}{Q_B} = \left[ \frac{D}{d} \right]^2 \Rightarrow D = d \cdot \sqrt{\frac{Q_{App}}{Q_B}}$$

Avec :

q : débit appelé par la pompe (m<sup>3</sup>/s)

Q : débit du point de fonctionnement (m<sup>3</sup>/s)

d : diamètre de la roue à rogner (mm)

D : diamètre de la roue après rognage (mm)

$$\text{Avec } \left\{ \begin{array}{l} \left[ \frac{d}{D} \right]^2 = \frac{1}{m^2} \\ R \% = (1-m) \cdot 100 \end{array} \right.$$

Avec:

m : coefficient de rognage

R% < 15 : c'est bon, sinon il faut opter pour une autre solution.

**.Remarque :** Si le rendement de rognage est inférieur à 15% alors le rognage est efficace.

L'équation de la droite de rognage est telle que :

$$H = \frac{217}{868} \times Q \Rightarrow H = 0,25 \times 289,3 = 72,33[\text{m}]$$

Avec :

Q : le débit refoule par une seule pompe en (m<sup>3</sup>/h).

Le débit de point d'intersection 'E' est  $Q_B = 905$  m<sup>3</sup>/h

Donc, le diamètre de la roue après rognage sera :

$$D = 500 \times \sqrt{\frac{868}{905}} = 487.34 \text{ [mm];}$$

Le coefficient de rognage est :

$$m = \sqrt{\frac{868}{905}} = 0.96 ;$$

Le rendement de rognage est :  $R = (1 - 0.96) \times 100 = 4\% < 15\%$

Le rognage est une solution efficace.

Le rendement après rognage est : 74.3%

La puissance absorbée

$$P_{\text{abs}} = \frac{9,81 \times 80.3 \times 10^{-3} \times 217}{74.3 \times 10^{-2}} = 230.1 \text{ kw}$$

### c) Diminution de temps de pompage

Dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

Le nouveau temps de fonctionnement en (h) de la station est tel que :

$$t' = \frac{Q_{\text{app}}}{Q_B} \times t$$

t' : Nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

t : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h); pour notre cas 20h/j.

Q<sub>B</sub> : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m<sup>3</sup>/h).

Q<sub>app</sub> : débit appelé ou demandé (m<sup>3</sup>/h)

$$t' = \frac{868}{905} \times 20 = 19\text{h } 18' 23''$$

La nouvelle puissance absorbée par la pompe sera, sachant que 'Q' représente le débit refoulé par une seule pompe est

$$Q = \frac{868}{3} = 289.33\text{m}^3/\text{h} \Rightarrow Q = 80.37 \times 10^{-3}\text{m}^3/\text{s}$$

Donc :

$$P_{abs} = \frac{9,81 \times 80.3 \times 10^{-3} \times 217}{78.3 \times 10^{-2}} = 218.31 \text{kw}$$

**d) Réglage par diminution de la vitesse de rotation**

La nouvelle vitesse de rotation serait :

$$n = 1750 \times \sqrt{\frac{217}{222}} \Rightarrow n = 1730.18 \text{ tr/mn};$$

Le rendement après réglage est :

$$\eta_{ap} = \eta_{av} \times \frac{H_{app}}{H_B} = 78.3 \times \frac{217}{222} = 76.54 \%$$

La puissance absorbée est :

$$P_{abs} = \frac{9,81 \times 80.3 \times 10^{-3} \times 217}{76.54 \times 10^{-2}} = 223.33 \text{kw}.$$

**Tableau V.12:** Calculs des prix d'énergie pour différents modes de réglage.

Mode de réglage	(%)	Pab (Kw)	Prix d'énergie (DA)
Par vannage	75.16	227.52	2692507.18
Par diminution de temps de	78.3	218.31	2592961.46
Par rognage	74.3	230.1	2752507.34
Par diminution de la vitesse de	76.54	223.33	2692507.18

A partir du tableau V.12, on déduit que le mode de réglage par diminution de temps de pompage est le meilleur

**V.11.2. Refoulement : SP3 – R tampon**

**a) Vannage**

$$Hc' = 210 \text{ m}$$

$$h_v = 210 - 204.5 \Rightarrow h_v = 5.5 \text{m}.$$

$$y_{av,van}^{inst} = 78\%$$



$$y_{ap, van}^{inst} = 78 * \frac{204.5}{204.5 + 5.5} \Rightarrow y_{ap, van}^{inst} = 75.95\%$$

sachant que :  $Q = \frac{Q_{app}}{n}$

Avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{868}{3} \Rightarrow Q = 289.2 m^3 / h.$$

Ainsi :  $P_{abs} = \frac{9,81 \times 80.33 \times 10^{-3} \times 204.5}{0,759} \Rightarrow P_{abs} = 212.32 Kw.$

On opte pour le réglage par Vannage car ceci nous donne une puissance absorbée minimale.

### b) Mode de réglage par rognage

C'est la diminution de diamètre de la roue pour diminuer le débit jusqu'au débit demandé.

Ce type de réglage est l'application de la relation de continuité  $Q=V \times S$ .

On utilisant les lois de similitude, on obtient l'équation de la droite de rognage:

Pour calculer le nouveau diamètre on utilise les lois de similitude :

#### b.1.Détermination du rendement de rognage

Pour calculer le nouveau diamètre on utilise les lois de similitude :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{Q_B}{Q_{App}} = \}^2 \quad (1) \\ \frac{H_B}{h_{App}} = \}^2 \quad (2) \end{array} \right.$$

$Q_{App}$  : Débit appelé par la pompe

$Q_B$  : Débit du point de fonctionnement

$$H_B = \frac{h_{App}}{Q_{App}} \cdot Q_B$$

De (1) et (2) on aura :

C'est une équation d'une droite de la forme :

$$H_B = a \cdot Q_B$$

En outre

$$\frac{Q_{App}}{Q_B} = \left[ \frac{D}{d} \right]^2 \Rightarrow D = d \cdot \sqrt{\frac{Q_{App}}{Q_B}}$$

Avec :

q : débit appelé par la pompe (m<sup>3</sup>/s)

Q : débit du point de fonctionnement (m<sup>3</sup>/s)

d : diamètre de la roue à rogner (mm)

D : diamètre de la roue après rognage (mm)

$$\text{Avec } \begin{cases} \left[ \frac{d}{D} \right]^2 = \frac{1}{m^2} \\ R \% = (1-m) \cdot 100 \end{cases}$$

Avec:

m : coefficient de rognage

R% < 15 : c'est bon, sinon il faut opter pour une autre solution.

**Remarque :** Si le rendement de rognage est inférieur à 15% alors le rognage est efficace.

L'équation de la droite de rognage est telle que :

$$H = \frac{204.5}{868} \times Q \Rightarrow H = 0,25 \times 289.3 = 68.15[\text{m}]$$

Avec :

Q : le débit refoule par une seule pompe en (m<sup>3</sup>/h).

Le débit de point d'intersection 'E' est  $Q_B = 905 \text{ m}^3/\text{h}$

Donc, le diamètre de la roue après rognage sera :

$$D = 500 \times \sqrt{\frac{868}{1000}} = 435 [\text{mm}];$$

Le coefficient de rognage est :

$$m = \sqrt{\frac{868}{1000}} = 0.87 ;$$

Le rendement de rognage est :  $R = (1-0,87) \times 100 = 13\% < 15\%$

Le rognage est une solution efficace.

Le rendement après rognage est : 65%

La puissance absorbée

$$P_{\text{abs}} = \frac{9,81 \times 80.3 \times 10^{-3} \times 204.5}{65 \times 10^{-2}} = 247.83 \text{ kw}$$

### c) Diminution de temps de pompage

Dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

Le nouveau temps de fonctionnement en (h) de la station est tel que :

$$t' = \frac{Q_{\text{app}}}{Q_B} \times t \quad (V - 13)$$

$t'$  : Nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

$t$  : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h); pour notre cas 20h/j.

$Q_B$  : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m<sup>3</sup>/h).

$Q_{\text{app}}$  : débit appelé ou demandé (m<sup>3</sup>/h)

$$t' = \frac{868}{1000} \times 20 = 17\text{h } 36'$$

La nouvelle puissance absorbée par la pompe sera, sachant que 'Q' représente le débit refoulé par une seule pompe est

$$Q = \frac{868}{3} = 289.33 \text{ m}^3/\text{h} \Rightarrow Q = 80.37 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

Donc :

$$P_{\text{abs}} = \frac{9,81 \times 80.3 \times 10^{-3} \times 204.5}{78 \times 10^{-2}} = 206.53 \text{ kw}$$

### d) Réglage par diminution de la vitesse de rotation

La nouvelle vitesse de rotation serait :

$$n = 1750 \times \sqrt{\frac{204.5}{210}} \Rightarrow n = 1704.17 \text{ tr/mn};$$

Le rendement après réglage est :

$$\eta_{\text{ap}} = \eta_{\text{av}} \times \frac{H_{\text{app}}}{H_B} = 78 \times \frac{204.5}{210} = 75.96 \%$$

La puissance absorbée est :

$$P_{\text{abs}} = \frac{9,81 \times 80.3 \times 10^{-3} \times 204.5}{75.95 \times 10^{-2}} = 212.10 \text{ kw.}$$

**Tableau V.13:** *Calculs des prix d'énergie pour différents modes de réglage.*

Mode de réglage	(%)	Pab (Kw)	Prix d'énergie (DA)
Par vannage	75.9	212.32	2692507.18
Par diminution de temps de	78	206.53	2592961.46
Par rognage	65	247.83	2752507.34
Par diminution de la vitesse de	75.95	212.10	2692507.18

A partir du tableau V.13, on déduit que le mode de réglage par diminution de temps de pompage est le meilleur

### V.13.Moteurs

#### V.13.1.Théorie des moteurs :

Le choix des moteurs destinés à entraîner les pompes d'une station de pompage est subordonné :

- à la puissance absorbée par les pompes
- à la nature des sources d'énergie disponibles, le plus souvent électrique ou thermique
- au type de pompe.

#### A. Les moteurs thermiques (combustion interne)

Dans tous les cas où la station ne pourra pas être reliée au réseau électrique, ce qui sera souvent le cas en Afrique, il faudra envisager un entraînement des pompes par moteur thermique (Diesel ou essence).

Leurs encombrements et poids sont toujours plus élevés que ceux des moteurs électriques.

Ils peuvent supporter certaines variations de vitesse ce qui facilite la régulation

#### B. Eoliennes de pompage

Bien que l'énergie éolienne soit utilisée depuis des siècles par l'homme, les installations d'éolienne de pompage en Afrique, au cours des dernières décades, n'ont pas donné entière satisfaction. Rappelons qu'avant d'installer une éolienne, il est indispensable d'étudier soigneusement le régime des vents afin de préciser la répartition dans le temps de la vitesse du vent qui permet de calculer l'énergie disponible.

Il importe aussi de préciser les vitesses exceptionnelles (tornades-cyclones) qui sont très souvent la cause des dommages ou accidents qui ont fait abandonner ce type de matériel..

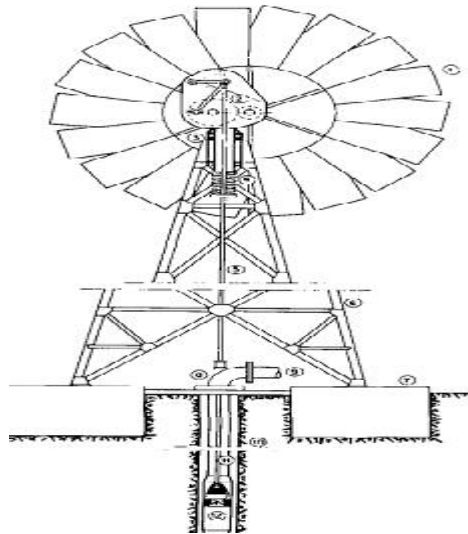


Figure V.11: Eoliennes de pompage

### C. Pompe à moteur solaire

L'énergie solaire reçue au niveau du sol est considérable (jusqu'à 1 kW/m<sup>2</sup> par temps clair) et, si elle possède des avantages (gratuité, production illimitée, répartition indépendante des obstacles et des distances), ses inconvénients sont suffisamment importants pour avoir freiné son utilisation jusqu'à nos jours

### D. Moteur électrique .

A notre époque, il ne viendrait à personne la tentation de discuter les multiples avantages liés à l'utilisation du moteur électrique par rapport au moteur à combustion interne, et de ce fait l'utilisation de l'énergie électrique dans le cas particulier posé par l'entraînement des pompes centrifuges. Nul, en effet, ne peut nier l'immense facilité avec laquelle s'opère le démarrage d'un groupe électropompe. Nul ne peut d'avantage constater la réalité de l'économie qui, (s'ajoutée l'élément sécurité), milite en faveur de la commande automatique que permet de réaliser l'utilisation des moteurs électriques.

**V.13.2. station de pompage N°1****A. Vitesse de rotation du moteur**

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 ;$$

Où:

$N_m$  : vitesse de rotation du moteur (tr/mn) ;

$N_p$  : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn),

$$N_m = 1750 \pm 200 \text{ tr/mn}$$

**B. Puissance fournie par le moteur**

La puissance qui devra être fournie par le moteur en (Watt) est calculée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\varpi \times Q_a \times \text{HMT} \times K}{\eta_p \times \eta_{\text{acc}} \times \eta_m} ;$$

Où :

$\varpi$  : poids volumique de l'eau,  $\varpi = 9810 \text{ N/m}^3$  ;

$Q_a$  : débit refoulé par une seule pompe ;

HMT: hauteur manométrique totale minimum (mce);

$\eta_p$  : rendement de la pompe ;  $\eta_p = 77.6\%$

$\eta_{\text{acc}}$  : rendement d'accouplement,  $\eta_{\text{acc}} = 93\%$  ;

$\eta_m$  : rendement du moteur,  $\eta_m = (92 - 95)\%$ ,

On prend :  $\eta_m = 93\%$ .

$K$  : coefficient correcteur, il est en fonction de la puissance de la pompe ;

**Tableau V.15:** Coefficient de correction en fonction de la puissance.

P (kw)	1 – 2	2 – 10	10 – 50	50 – 100	100 – 200	> 200
K	2	2 – 1,3	1,3 – 1,2	1,2 – 1,1	1,1 – 1,05	1,05

Source : DRE (Geulma)

$$P_m = \frac{9810 \times 0.08 \times 219 \times 1.05}{0.776 \times 0.93 \times 0.93} = 268.88 \text{ Kw}$$

### V.13.3.station de pompage N°2

#### A. Vitesse de rotation du moteur

$N_m = 1750 \pm 200$  ;

#### B. Puissance fournie par le moteur

$$P_m = \frac{9810 \times 0.08 \times 228 \times 1.05}{0.782 \times 0.93 \times 0.93} = 277.78 \text{ kw}$$

### V.13.4.station de pompage N°3

#### A.Vitesse de rotation du moteur

$N_m = 1750 \pm 200$  ;

#### B. Puissance fournie par le moteur

$$P_m = \frac{9810 \times 0.08 \times 204 \times 1.05}{0.78 \times 0.93 \times 0.93} = 248.45 \text{ kw}$$

### V.14. Encombrement des pompes choisies

L'encombrement des pompes choisies sont représenté d'après le logiciel CAPRARI dans la figure V.12:

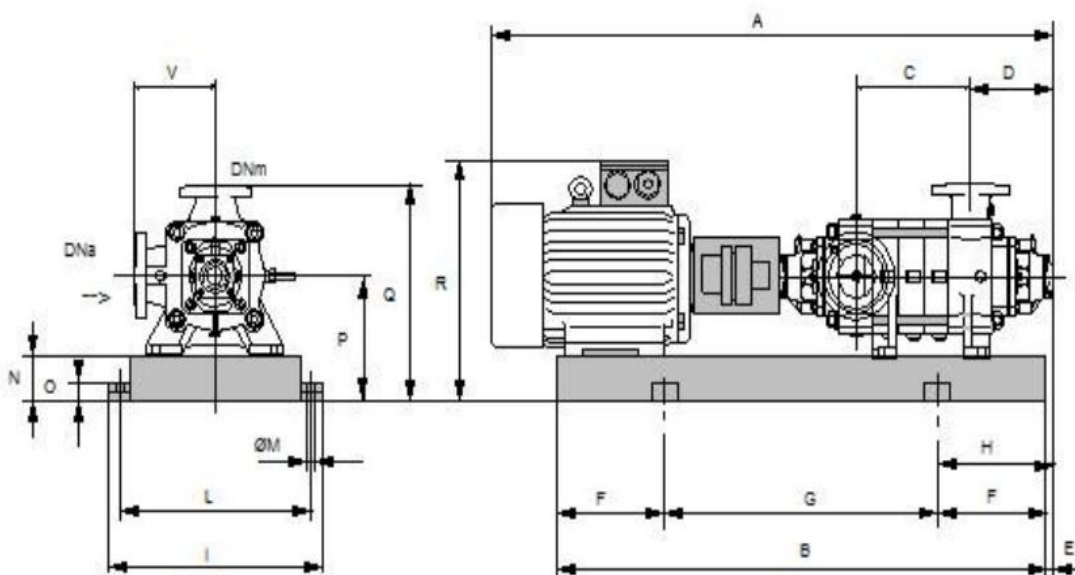


Figure V.12: L'encombrement des pompes choisies d'après le logiciel CAPRARI

## V.14.1.Station de pompage N°1

Tableau V.16 : Encombrement de la pompe de type PM150/5A.CAPRARI.

Dimensions (mm)			
A=1565	DNm=150	I=680	P=370
B=1379	E=15	L=590	Q=640
C=355	F=385	M=45	R=685
D=331	G=609	N=80	V=370
DNa=200	H=400	O=45	

Source : CAPRARI

## V.14.2.Station de pompage N°2

Tableau V.17 : Encombrement de la pompe de type PM150/6C.CAPRARI

Dimensions (mm)			
A=1690	DNm=150	I=680	P=370
B=1479	E=15	L=590	Q=640
C=410	F=400	M=45	R=685
D=381	G=679	N=80	V=370
DNa=200	H=415	O=45	

Source : CAPRARI



## V.14.3. Station de pompage N°3

Tableau V.18 : Encombrement de la pompe de type PM150/5B.CAPRARI

Dimensions (mm)			
A=1465	DNm=150	I=680	P=370
B=1279	E=15	L=590	Q=640
C=335	F=345	M=45	R=685
D=301	G=600	N=80	V=370
DNa=200	H=360	O=45	

Source : CAPRARI

## V.15. Conception architecturale de la station et annexes

## A-Le bâtiment

Les éléments de nature à influencer la conception architecturale des stations sont liés principalement à l'importance de la station et aux conditions climatiques.

Pour des installations de faible puissance, la notion de station de pompage elle-même disparaît : c'est le cas par exemple des groupes motopompes transportables, installés au bord des rivières pour de petites installations d'irrigation par aspersion. Pour les stations fixes, quelle que soit leur importance, les groupes et les appareillages divers devront être protégés contre les intempéries ou contre les rigueurs du climat.

Les stations qui nous intéressent : celles des pays chauds, auront une superstructure susceptible de résister aux vents et dégradations d'origine diverse (termites...) ; il faudra préférer des ossatures métalliques à des ossatures en bois.

Les parois latérales pourront être : des agglomérés, des briques, des tôles, des plaques amianteciment ; elles pourront être ajourées ou incomplètement fermées, afin de permettre une ventilation naturelle et l'évacuation des quantités de chaleur produite par les groupes.

Le toit sera souvent construit en tôle ondulée, en plaques d'amiante-ciment, ou, pour de grosses stations, sera composé d'une dalle B. A. classique.

Il convient de signaler cependant, que certains groupes électropompes, spécialement protégés contre les intempéries, pourront être utilisés à ciel ouvert. Dans ce cas, le bâtiment de la station,

construit à l'écart des groupes, aura pour seul but de protéger l'équipement électrique et les divers appareillages

Cette dernière solution présente cependant l'inconvénient d'avoir recours à des moyens improvisés pour la manutention des groupes (installation, réparation) ; à cet effet, un camion grue ou un trépied mobile pourront être utilisés (charge limitée à 0,5 t dans ce dernier cas).

### **B-Eclairage**

La superficie des fenêtres ou ouvertures devra valoir au moins les 1/7 de la superficie couverte.

### **C-Ventilation**

La salle des pompes est projetée de manière à ce que toute la chaleur produite par les moteurs soit évacuée à l'extérieur. La différence de température admissible entre l'air intérieur et extérieur ne doit pas dépasser :

- 5° présence permanente du personnel.
- 10° présence accidentelle du personnel.

La température prise en compte est la température moyenne mensuelle à 13 h pour le mois le plus chaud.

La ventilation naturelle n'est généralement pas suffisante pour empêcher réchauffement d'un bâtiment où sont réunis les groupes de pompage et le poste de transformation.

### **D-Appareils de levage**

Il sont choisis en fonction du poids des pompes et des moteurs (éléments fournis par les constructeurs):

- $P < 0,5 \text{ t}$  : trépied mobile,
- $0,5 \text{ t} < P < 2 \text{ t}$  : monorail,
- $P > 2 \text{ t}$  : pont roulant,

avec P poids à soulever.

Dans le cas de groupes installés à ciel ouvert, les dispositifs fixes (monorail, pont roulant) pourront être remplacés par un camion grue

**V.15.1 choix du bâtiment**

Les critères de choix sont représentés dans le tableau

**Tableau V.19 : Choix du type de bâtiment**

paramètres	Type de bâtiment.			
	type bloc	bâche sèche	bâche mouillée	de surface/semi enterre.
Q (m3/s).	> 2	< 2	< 6	< 1,5
Type de pompe.	Axial : Horizontal Vertical	Pompes centrifuges	Axial : Vertical	Pompes centrifuges.
had (m).	< 0	< 0 ; > 0	; > 0	> 0
Variation du plan d'eau (m).	1 ÷ 2	1 ÷ 3	/	Importante.

Source : (<http://www.scribd.com/doc/2067295/Poly-Alimentation-en-Eau-Potable-Moussa-2002#scribd>)

Dans notre cas on a optée pour le type bâtiment de surface pour chaque station de pompage.

**V.15.2. Dimensionnement de bâtiment de station pompage**

**V.15.2.1 Station de pompage SP1**

**A. Hauteur du bâtiment**

Elle est calculée par la formule :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \text{ (V-8)}$$

Où :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r \text{ (V-9)}$$

$H_p$  : hauteur de la pompe,

$$A.N : H_p = 0.685m$$

$H_s$  : hauteur du socle =(0.3 -05)m,  $H_s=0.3m$

$H_r$  : hauteur de réserve  $H_r = 0,5m$  ;

$$A.N : H_5 = 0.685 + 0.3 + 0,5 \Rightarrow H_5 = 1.485 m$$

$H_6$  : hauteur réservée à l'homme,  $H_6=2,2 m$  ;

H7 : hauteur du chariot,  $H7 = 0,3\text{m}$  ;

H8 : hauteur profilée,  $H8 = 0,8\text{ m}$  ;

H9 : hauteur de sécurité,  $H9 = 0,5\text{m}$  ;

A.N :  $H_b = 1.485 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow H_b = 5.285\text{m}$

Les hauteurs du bâtiment sont normalisées (cas pont roulant) étant normalisées (8.4 -9.6 -12.6 -14 m) on prend comme hauteur du bâtiment  $H_b = 8.4\text{ m}$ .

### B. Longueur du bâtiment

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants :

$$L_b = n \times L + L_{int}(n-1) + L_{pf} + L_1 + L_3 + L_4(V-10)$$

n: nombre de pompes,  $n = 4$  (tenant compte de la pompe de secours).

L : longueur de la pompe et celle du moteur,

A.N :  $L = 1.565\text{m}$ .

$L = 4 \times 1.565 \Rightarrow L = 6.260\text{m}$ .

$L_{int}$  : distance entre deux pompes voisines,  $L_{int} = (0,8-2)\text{ m}$ ,

On prend :  $L_{int} = 1.5\text{ m}$ .

$L_{pf}$ : longueur de la plate-forme de montage,  $L_{pf} = 2.5\text{ m}$ .

$l_1$  : distance entre mur et premier organe de la pompe,  $l_1 = 0,5\text{m}$  ;

$l_3$  : longueur des accessoires d'aspiration,

$l_4$  : longueur des accessoires de refoulement,

$$l_3 + l_4 = l_{tr} + l_{asp} + l_c + l_{div} (V-11)$$

Où :

$l_{tr}$  : longueur de la tubulure de refoulement,  $l_{tr} = 2 \times D_r$

A.N :  $l_{tr} = 2 \times 500 \Rightarrow l_{tr} = 1\text{ m}$  ;

$l_{asp}$  : longueur de tubulure d'aspiration,  $l_{asp} = 2 \times D_a$ .

A.N :  $l_{asp} = 2 \times 300 \Rightarrow l_{tr} = 0.6\text{m}$  ;

$l_c$  : longueur du convergent,  $l_c = (3.5-4)(D_a-d_a) = 3.5 \times 300 = 1.05\text{m}$ .

$l_d$  : longueur du divergent,  $l_{div} = (3.5-4)(D_r-d_r) = 3.5 \times 500 = 1.75\text{m}$ .

A.N:  $l_3 + l_4 = 4.4\text{m}$  .

$$L_b = n \times L + L_{int}(n-1) + L_{pf} + L_1 + L_3 + L_4$$

A.N :  $L_b = 18.16$

La station de pompage aura une longueur de 19 m.

### C. Largeur du bâtiment

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = l_1 + l_2 + L_b + L_r + L_P(V-12)$$

$l_1$  : distance entre mur et premier organe de la pompe,  $l_1=1.5m$

$l_2$ =distance entre mur et dernière organe de la pompe, $l_2=1.2m$ .

$L_r$  : longueur de l'armoire électrique,  $L_r= (2-3) m$  ; On prend :  $L_r = 2m$ .

$L_b$  : longueur du bureau du personnel, On prend :  $L_b = 3.0m$  ;

$L_P$  : largeur de la pompe et le moteur

On prend :  $L_p = 0.68m$  ;

A.N:  $l_b = 8.38m$ .

La station de pompage aura une largeur de 9 m.

#### D. Dimensions des portes

Porte principale :  $3 \times 3$ .

Porte du personnel :  $2,5 \times 1,6$ .

#### E. Dimensionnement des fenêtres

Il faut avoir un éclairage de surface de (10-15) % de la surface de la station en plus de l'éclairage électrique.

$$SF = 0,15 \times 19 \times 9 \quad SF = 25.65m^2$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\sum S_f}{S_f} \quad (V - 13)$$

$n$  : nombre de fenêtres ;

$S_f$  : surface d'une seule fenêtre,  $S_f = (1,2 * 2.2)$  ;

$$A.N : n = \frac{25.65}{1.2 * 2.2} \Rightarrow n = 10 \text{ fenêtres}$$

#### V.15.2.2.Station de pompage SP2

##### A. Hauteur du bâtiment

Elle est calculée par la formule :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9(V-14)$$

$$A.N : H_b = 1.485 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow H_b = 5.285m$$

Les hauteurs du bâtiment sont normalisées (cas pont roulant) étant normalisées (8.4 -9.6 -12.6 -14 m) on prend comme hauteur du bâtiment  $H_b = 8.4 m$ .

##### B. Longueur du bâtiment

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants :

$$L_b = n \times L + L_{int}(n-1) + L_{pf} + L_1 + L_3 + L_4 \quad (V-16)$$

$$L = 1.69 \text{ m.}$$

$$L = 4 \times 1.69 \Rightarrow L = 6.76 \text{ m.}$$

$$L_b = 18.66$$

La station de pompage aura une longueur de 19 m.

### C. Largeur du bâtiment

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = l_1 + l_2 + L_b + L_r + L_P \quad (V-17)$$

$$l_b = 8.38 \text{ m.}$$

La station de pompage aura une largeur de 9 m.

### D. Dimensions des portes

Porte principale : 3×3.

Porte du personnel : 2,5×1,6.

### E. Dimensionnement des fenêtres

$$n = \frac{25.65}{1.2 \times 2.2} \Rightarrow n = 10 \text{ fenêtres}$$

## V.15.2.3. Station de pompage SP3

### A. Hauteur du bâtiment

Elle est calculée par la formule :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \quad (V-18)$$

$$A.N : H_b = 1.485 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow H_b = 5.285 \text{ m}$$

Les hauteurs du bâtiment sont normalisées (cas pont roulant) étant normalisées (8.4 -9.6 -12.6 -14 m) on prend comme hauteur du bâtiment  $H_b = 8.4 \text{ m.}$

### B. Longueur du bâtiment

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants :

$$L_b = n \times L + L_{int}(n-1) + L_{pf} + L_1 + L_3 + L_4 \quad (V-19)$$

$$L = 1.465 \text{ m} \quad L = 4 \times 1.465 \Rightarrow L = 5.86 \text{ m.}$$

La station de pompage aura une longueur de 18 m.

### C. Largeur du bâtiment

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = l_1 + l_2 + L_b + L_r + L_P \quad (V-20)$$

$$l_b = 8.38 \text{ m.}$$

La station de pompage aura une largeur de 9 m.

#### D. Dimensions des portes

Porte principale : 3×3.

Porte du personnel : 2,5×1,6.

#### E. Dimensionnement des fenêtres

$$n = \frac{24.3}{1.2 * 2.2} \Rightarrow n = 10 \text{ fenêtres}$$

**Tableau V.20** :Les dimensions du bâtiment de la station de pompage

N° de la station	Dimensions du bâtiment de la station de pompage						
	Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	Epaisseur des murs (m)	Fenêtres (m)	Portes(m)	
						secondaire	principale
1	19	9	8.4	40	1,2*2.2	2.5*1.6	3*3
2	19	9	8.4	40	1,2*2.2	2.5*1.6	3*3
3	18	9	8.4	40	1.2*2.2	2.5*1.6	3*3

#### V.16.Equipements auxiliaire

Pour le bon fonctionnement d'une station de pompage et pour assurer la sécurité du matériel et du personnel un ensemble d'équipements doit être prévue de manière à ce que leur utilisation soit facile, rapide, et parfois automatique. On peut citer donc :

Un système de levage ;

Un système de drainage

Un système anti-incendie.

Un système de ventilation

Un système d'éclairage ;

Un système de commande automatique et de contrôle ;;

**V.16.1. Système de levage**

Le pont roulant est un appareil de manutention permettant le levage et le transfert de charges lourdes. Les ponts roulants sont généralement installés dans des halls industriels ou leur prolongement est à l'air libre.



**Figure V.14.** Le pont roulant source (DHW, subdivision, Oued Zenati)

**V.16.1.1 Pont roulant**

Le pont roulant principal permettra la manutention des pompes et des moteurs.

Les caractéristiques générales du pont roulant seront suivantes :

- Force Selon le poids des équipements,
  - a priori 2,5 T
  - Portée jusqu'à 5 m
  - Vitesse de levage 3,4 et 5 m/mn
  - Vitesse de direction 16 et 4 m/mn
  - Vitesse de translation 20 et 5 m/mn
  - Hauteur de levage jusqu'à 5 m
- Treuil équipé d'un limiteur de charge  
 Fins de course sur tous les mouvements  
 Passerelle d'entretien le long d'une poutre,  
 avec portillon d'accès et sécurité électrique  
 Une alimentation générale par gaine multi-  
 Conducteurs, y compris supports, sectionneur  
 de ligne et colonne montante
- Protection Sablage S.A. 2,5
  - Peinture époxy, épaisseur

Source : DRE (GEULMA) Minimale 100 microns



**V.16.1.2 Monorails**

Les monorails permettent la manutention des équipements qui sont hors de l'emprise du pont roulant. La charge du palan est adaptée au poids des matériels.

**V.16.2 Pompage de drainage**

Chaque station comportera au niveau les plus bas un regard équipé de deux pompes d'évacuation des eaux d'égouttures. Les pompes seront de type submersible. Le rejet se fera à l'extérieur.

Chaque pompe sera équipée d'un pied d'assise et deux barres de guidage.

Chaque tuyauterie de refoulement sera équipée d'un clapet anti retour et d'une vanne d'isolement.

L'armoire de commande sera installée à proximité du puisard.

La marche et l'arrêt des pompes se feront par contact à flotteur.

La couverture du puisard sera réalisée en caillebotis

**V.16.3 Protection incendie**

La protection contre l'incendie sera assurée par un réseau d'eau brute.

L'eau brute sera prélevée dans la conduite de refoulement.

Un hydro stabilisateur de pression aval donnera la pression minimale de 6 bars. Un réseau incendie en DN 125 mm muni de cinq poteaux la protection incendie assurera la protection de la station et des logements de gardien et d'exploitants.

Chaque bureau ou local électrique de la station ou du bâtiment de commande sera équipé d'un extincteur à poudre ou au CO<sub>2</sub>.

L'atelier et chaque couloir du bâtiment de commande seront équipés d'extincteurs.

**V.16.4 Ventilation et climatisation****V.16.4.1 Ventilation de la salle des pompes**

Les moteurs sont dimensionnés pour fonctionner à la température extérieure maximal de 50°C.

La ventilation est destinée à évacuer la chaleur produite pendant le fonctionnement.

Le débit d'air nécessaire est estimé à 5000 m<sup>3</sup>/h par moteur soit un total de 15000 m<sup>3</sup>/h. Il sera extrait par 4 tourelles de diamètre 400 ou 500 mm installées en toiture (3+1). L'air neuf pénétra dans le local par ouvertures dans les murs de la station, judicieusement disposées pour permettre un renouvellement satisfaisant de l'air ambiant. Les entrées d'air seront pourvues de piège à sable.

Les tourelles seront réalisées en polyester renforcé par des fibres de verre ou en aluminium. Les moteurs seront du type asynchrone à cage, protection IP55, tropicalisés, isolation classe F.

L'enclenchement et le déclenchement des ventilateurs se feront sur thermostat.

#### **V.16.4.2 Ventilation du local des autotransformateurs**

Pour évacuer la chaleur produite par les autotransformateurs, un débit d'air de 400 m<sup>3</sup>/h est nécessaire. Celui-ci sera produit par une tourelle installée en toiture. L'entrée d'air se fera par la salle des pompes, depuis la coursive.

L'enclenchement et le déclenchement se feront sur thermostat.

#### **V.16.5. Système d'éclairage**

Pour que l'équipe de gestion de la station travail dans bonne condition, il faut lui assuré un éclairage, de façon à ce qu'elle puisse voir tous les coins et les angles du bâtiment.

### **Conclusion**

D'après l'étude faite dans ce chapitre, on a adapté pour des pompes centrifuges multicellulaires pour hautes pressions à axe horizontal type CAPRARI pour les deux stations de pompage.

la SP1 sera équipée de quatre pompes de type CAPRARI PM150/5A de secours ;

La SP2 sera équipée de quatre pompes de type CAPRARI PM150/6C et une de secours.

La SP3 sera équipée de quatre pompes de type CAPRARI PM150/5B et une de secours.

Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque, afin d'assurer le bon fonctionnement des pompes tous en tenant compte des effets néfastes de la cavitation.

# **Protection des conduites contre le coup de bélier**

## Introduction

La protection contre le régime transitoire doit être effectuée pour les Canalisations en contact avec la terre et fonctionnent en refoulement ou en charge à écoulement gravitaire, dans notre projet d'étude nous avons opté pour des conduites en PRV, mais il est nécessaire de citer les cause du coup de bélier avec leur remède.

### VI .1.Protection des conduites contre le coup de bélier

#### VI .1.1Définition:

Le coup de bélier est un ensemble de phénomènes hydrauliques complexes provenant de la modification brutale du champ de vitesse et de pression dans une conduite. L'importance technique des coups de bélier est extrêmement grande.

En effet, l'amplitude et la soudaineté des surpressions et dépressions qui sont mises en jeu peuvent détériorer la conduite ou les organes qui y sont branchées. Il est nécessaire par conséquent d'empêcher la production de telles perturbations ou du moins de les atténuer.

#### VI .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 des vannes dans les conduites gravitaires en charge.
- la mise en marche ou l'arrêt des pompes sur des conduites de refoulement.
- vidange ou remplissage inadéquat de la conduite en charge.
- implosion des poches d'air suite à une cavitation.
- modification de la vitesse angulaire d'une pompe.
- coupure électrique inopinée dans une station de pompage qui est la cause la plus fréquente du coup de bélier en hydraulique urbaine.
- la mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine.
- variation d'un plan d'eau relié à un réseau en charge.
- vibration des accessoires de contrôle comme les vannes.

#### VI .3.Risques dus aux coups de bélier:

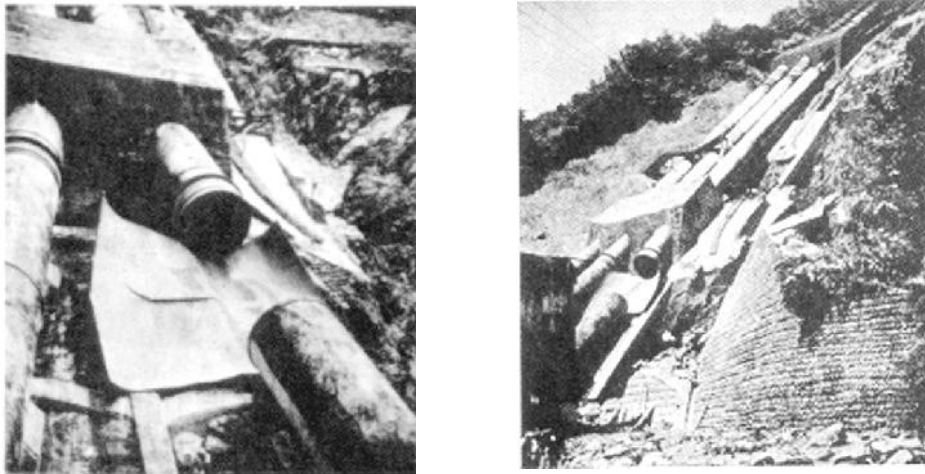
Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps).

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.

### VI .3.1.Cas de la surpression :

Conduit à des déformations permanentes ou la rupture des conduites ainsi que ses organes hydrauliques de contrôle, déboîtement de joints, fuites massives et désordres d'infrastructures. Ceci peut arriver 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 canalisations.

A titre illustratif, les photos ci-après représentent une rupture d'une conduite forcée.



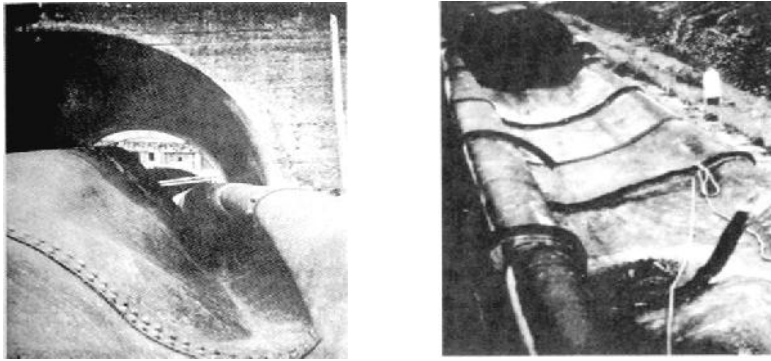
*Figure VI.1: Vue d'une conduite forcée éclatée de la centrale électrique d'Oigawa, du Japon*

Source : DRE (GEULMA)

### VI .3.2.Cas de dépression :

Peut causer l'aplatissement des conduites et aspiration des joints, et contamination du fluide si en un point de la conduite la pression atteint le vide barométriques (-10 m.c.e) alors une cavitation se produirait, ce qui donne lieu à une séparation de la veine liquide. En ayant un profil en long tourmenté, lors de la phase de surpression, la poche de vapeur se résorbe engendrant une pression atteignant jusqu'à quatre fois la pression de service c'est un risque à éviter à tout prix.

A titre illustratif, les photos ci-après représentent une rupture d'une conduite forcée.



*Figure VI.2: Vue d'une conduite aplatie due à un vacuum de la centrale électrique d'Oigawa, du Japon*

Source : DRE (GEULMA)

### **VI .3.3.Inversion de l'écoulement :**

L'inversion du sens d'écoulement conduit à un fonctionnement en dévirage de la pompe, si cette dernière est démunie de clapet de retenue causant ainsi des dégâts au groupe motopompe. Notons aussi que cette situation de fonctionnement entraînerait la vidange des réservoirs de stockage et d'accumulation.

### **VI .3.4.Mouvements et vibration des conduites :**

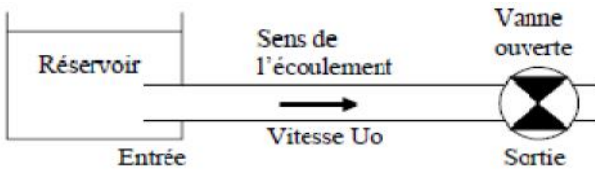
A pour conséquence la surcharge et sollicitation dynamique des supports d'ancrage et butées conduisant par conséquent à la rupture de ces derniers et de la conduite elle-même.

Ce phénomène se manifeste généralement quand la conduite entre en état de résonance

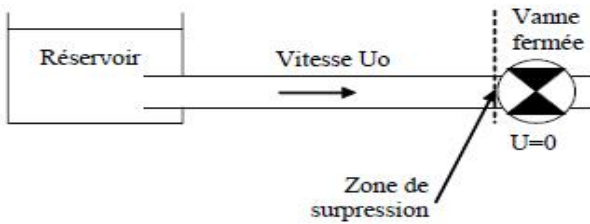
### **VI .3.5.Fatigue de la canalisation:**

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.

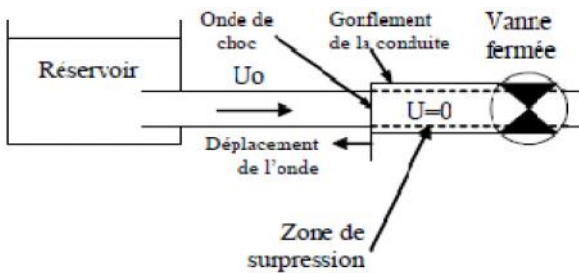
VI .4.Analyse physique du phénomène du coup de bélier



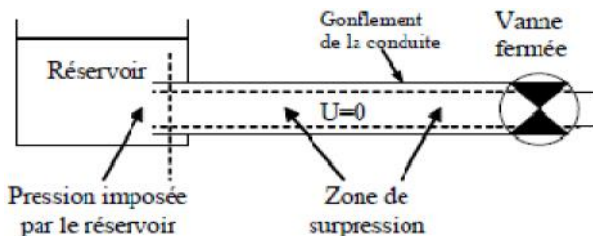
Considérons, dans un premier temps, un réservoir se vidageant par une vanne en position ouverte. La vitesse dans la canalisation est  $U_0$ .



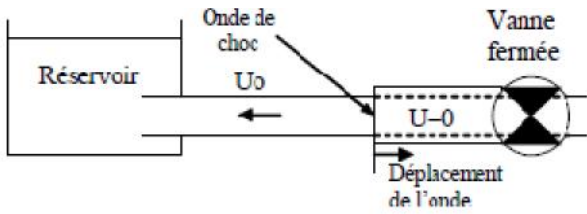
A un instant donné, la fermeture brutale de la vanne stoppe instantanément le fluide au voisinage de celle-ci. Compte tenu de son inertie, l'eau pousse fortement sur la vanne. Une surpression importante se crée dans la zone où la vitesse s'annule.



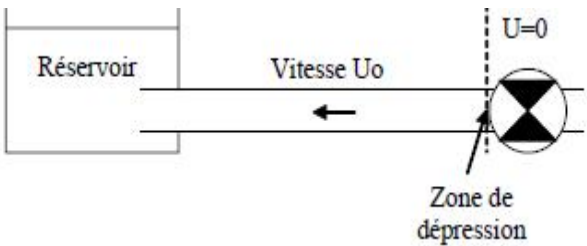
A l'amont de la vanne, l'eau se comprime faiblement et la canalisation gonfle. Tranche par tranche les particules liquides transforment la vitesse en surpression. On observe ainsi la formation et la progression d'une onde de choc. Celle-ci remonte de la vanne où elle a pris naissance vers le réservoir. La vitesse de l'onde peut avoisiner les 1000m/s en fonction du type de matériau de la conduite



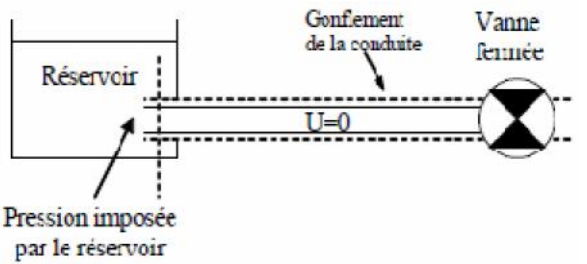
L'onde de choc atteint le réservoir. La conduite entière est en surpression et la vitesse de l'eau est nulle. Le réservoir est à niveau d'eau constant. Sa pression ne pouvant quasiment pas varier, le réservoir impose donc la pression à l'entrée de la conduite



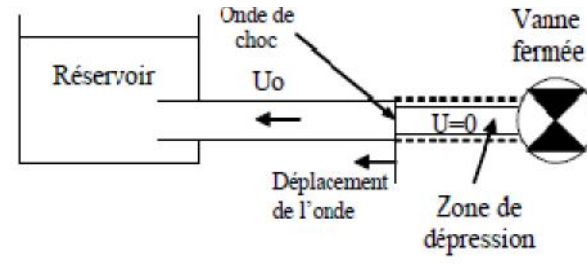
La pression dans le réservoir étant beaucoup plus faible que la surpression dans la conduite, la canalisation, au voisinage du réservoir, va retrouver sa forme initiale. La diminution du diamètre de la conduite va chasser l'eau vers le réservoir à la vitesse  $U_0$ . De proche en proche se phénomène se produit et crée ainsi une onde de choc se déplaçant cette fois-ci vers la vanne.



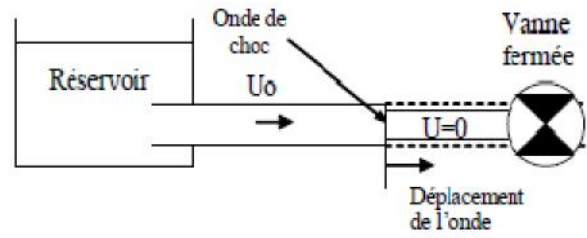
Dès que l'onde atteint la vanne, la conduit entière retrouve quasiment sa pression d'origine et sa vitesse initiale inversée. La vanne étant toujours fermée, la vitesse de l'eau à son voisinage est nulle.



Comme précédemment, le réservoir impose la pression au niveau de l'entrée de la conduite

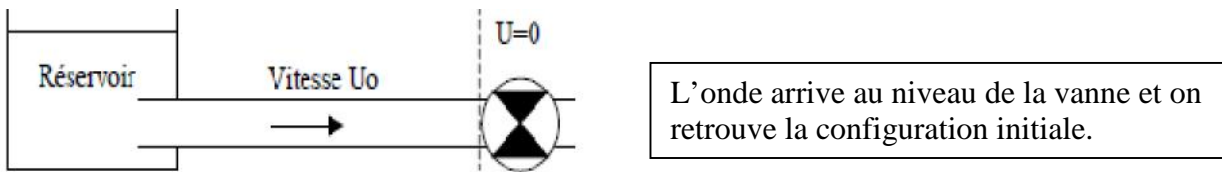


Compte tenu de son inertie, l'eau au voisinage de la vanne entre en dépression et la conduite diminue son diamètre. Une onde de choc en dépression se crée et se déplace vers le réservoir



La conduite retrouve alors sa forme initiale. Le volume d'eau manquant est pris dans le réservoir et la conduite retrouve sa vitesse initiale  $U_0$





Source : B.E HPE (Constantine )

**VI.5. Moyens de protection contre le coup de bélier**

Les appareils anti- bélier devront avoir pour effet :

- Réduire la pression de l'alimentation en eau, par l'installation d'un régulateur de pression ;
  - Réduire la vitesse du fluide dans la tuyauterie. Afin de réduire l'importance du coup de bélier, certains guides de dimensionnement recommandent une vitesse égale ou inférieure à 1,5 m/s ;
  - Installer des robinets avec une vitesse de fermeture lente ;
  - Utiliser des procédures d'ouverture et de fermeture sur une installation ;
  - L'installation d'une bouteille anti-coup de bélier, également appelée le réservoir d'air ;
- Installer un volant d'inertie sur la pompe qui intervient dans la protection contre les dépressions [4]

**VI.5.1. Réservoirs d'air:**

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions

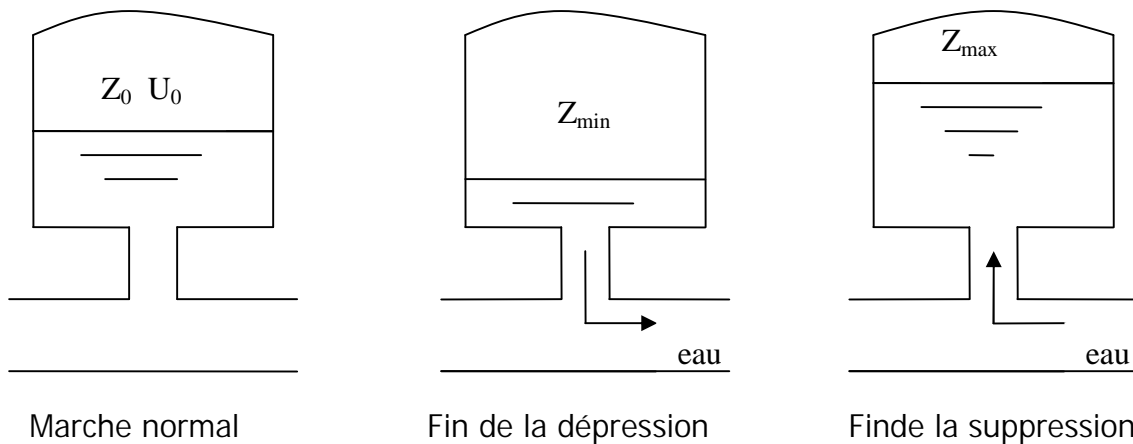


Figure VI.3 : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir.

**VI.5.2. Cheminée d'équilibre:**

A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

**VI.5.3. Soupape de décharge:**

Ces appareils sont un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement qui par sa compression, obture en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite eau point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libre, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée. [2]

**VI.5.4. Volant d'inertie:**

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

Dans ce projet on propose comme moyen de protection des installations le réservoir d'air. [2]

**VI.6. Valeur numérique du coup de bélier :**

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas :

**VI.6.1. Cas de la fermeture brusque :**

T : inférieur à  $\frac{2L}{c}$

La valeur numérique du coup de bélier :

$$B = \frac{cV_0}{g} \quad (\text{m}) \quad (\text{VI-1})$$

Où:

$V_0$  : vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

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

**VI.6.2. Cas de la fermeture lente :**

Elle est caractérisée par un temps de fermeture supérieure à  $\frac{2L}{c}$  c'est-à-dire supérieure à un aller et retour d'onde, la valeur du coup de bélier est donné par la formule de **MICHAUD** :

$$b = \frac{2LV_0}{gT} \quad (\text{m}) \quad (\text{VI-2})$$

L : la longueur de la conduite (m).

**Remarque :**

La formule de **MECHAUD** n'est valable que pour une loi de fermeture correspondant à une variation linéaire du débit loi qui est rarement réalisée en pratique.

Pour les conduites de refoulement, il est possible d'avoir comme valeur de la pression dans une conduite :

Cas de la surpression :

$$H_{\max} = Hg + \frac{cV_0}{g} \quad (\text{m}) \quad (\text{VI-3})$$

Cas de la dépression :

$$H_{\min} = Hg - \frac{cV_0}{g} \quad (\text{m}) \quad (\text{V-4})$$

**VI.7. Méthodes de calcul du réservoir d'air**

Dans les installations de moyenne importance, l'appareil le plus simple et le plus sûr est le réservoir à air ,muni ou non d'un diaphragme ,placé dans les conditions de la figure qui suit.

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air. Comme méthode de calcul, on distingue:

**a) Méthode de Vuibert:**

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

**b) Méthode de Bergeron:**

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

Nous optons pour la méthode de Vuibert

**C) Méthode de PEUCH et MEUNIER :**

L'étude comparative faite par MM. PEUCH et MEUNIER sur tous les abaques existants montre que tous les résultats sont compris dans une fourchette de 10%. Cette précision est suffisante pour faire un dimensionnement industriel et nous choisirons la méthode la plus simple à appliquer.

**VI.8. Calcul du volume de réservoir d'air :**

La valeur maximale de la suppression et de la dépression est donnée par la relation suivante:

$$B = \frac{cV_0}{g} \quad (m) \quad (VI-5)$$

**La surpression:**

$$H_{max} = Hg + \frac{cV_0}{g} \quad (m) \quad (VI-6)$$

**La dépression:**

$$H_{min} = Hg - \frac{cV_0}{g} \quad (m) \quad (VI-7)$$

Avec:

- V0 : Vitesse d'écoulement en régime permanent (vitesse de refoulement) = 0.963m/s.
- g : accélération de la pesanteur g= 9,81m/s².
- C : Célérité de l'onde(m/s).
- Hg : hauteur géométrique(m).

-La célérité d'onde est calculée à l'aide de la formule 6.4 pour les conduites enterrées :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\dots}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \hat{m}^2) * (1 - \hat{s})}{(1 - \hat{m}^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \hat{s})}}} \quad (VI-8)$$

Avec :

C: célérité d'onde en (m/s) ;

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; K = 2,07\*10<sup>9</sup> Pascal ;

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

$E_m$  : module de Young du matériau de la conduite,  $E_m = 1 \cdot 10^{11}$

$E_s$  : module de Young du sol ;  $E_s = 2 \cdot 10^8$  Pascal ;

$\mu_m$  : coefficient de poisson du matériau,  $\mu_m = 0,3$

$\mu_s$  : coefficient de poisson du sol entourant la conduite,  $\mu_s = 0.33$

$e_m$  : Epaisseur de la conduite (m),  $e_m = 0.0069\text{m}$ ;

$a$  : rayon intérieur de la conduite 0.2428m

**VI.8.1. Calcul pour le Tronçon SP1 –SP2 :**

**Tableau VI.1 :** les caractéristiques de la conduite de refoulement.

Q (m <sup>3</sup> /s)	DN (mm)	V <sub>0</sub> (m/s)	Lref (m)	e (mm)	Hg (m)	Hmt (m)
0,241	500	1.26	4167.77	6.9	192	219

On trouve pour des conduites en PRV une valeur de la célérité d'onde en cas enterré de

$$C = 966.9\text{m/s.}$$

D'ou :  $B = \frac{CV_0}{g} = 121.23 \text{ m}$

Donc :

$$H_{\max} = 219 + 121.23 = 340.23 \text{ m}$$

$$H_{\min} = 219 - 121.23 = 97.77 \text{ m}$$

- Z0 : la pression absolue en m.c.e pratiquement égale à :  $Z_0 = H_g + 10$
- U0 : volume d'air dans la cloche en régime permanent :

$$U_0 = \frac{V_0^2 \cdot LS}{2gZ_0 f\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \quad \text{(VI-9)}$$

L : longueur de canalisation (m)

S : section de la conduite (m<sup>2</sup>)

$$F(Z/Z_0) = \left(\frac{Z_0}{Z_{\min}}\right) - 1 - \log\left(\frac{Z_0}{Z_{\min}}\right)$$

Utilisation de l'abaque de Vuibert :

$$\frac{U_0}{LS} = \frac{V_0^2}{2g} * \frac{1}{Z_0} * \frac{1}{f(Z/Z_0)} \quad \text{(VI-10)}$$

On pose:

$$h_0 = v_0^2 / 2g$$

$V_0$  : étant la vitesse d'écoulement initiale dans la conduite de refoulement on obtient

$$\frac{U_0}{LS} = \frac{h_0}{Z_0} * \frac{1}{f(Z/Z_0)}$$

Par conséquent :

$$U_0 = LS * \frac{h_0}{Z_0} * \frac{1}{f(Z/Z_0)}$$

### Application :

La charge tenant compte du coup de bélier :

$$H_{\max} = 340.23 \text{ m}$$

La charge statique absolue :

$$Z_0 = 192 + 10 = 202 \text{ m}$$

La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = 340.23 + 10 = 350.23 \text{ m}$$

On aura donc :

$$Z_{\max}/Z_0 = 1.73$$

$$h_0 = v_0^2 / 2g = 0.0771$$

d'où :

$$h_0/Z_0 = 4 \times 10^{-4}$$

A partir de l'abaque de Vuibert (annexe II) on obtient :

$$\frac{U_0}{LS} = 3.4 * 10^{-3}$$

$$\frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0.63$$

Sachant que : L étant la longueur de la conduite de refoulement et S sa section

Alors :

$$U_0 = LS * 3.4 * 10^{-3} = 2.78 \text{ m}^3$$

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \quad \text{D'où} \quad U_{\max} = U_0 * Z_0 / Z_{\min} = 4.4 \text{ m}^3$$

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

On adopte un réservoir d'air de 5000 litre

## VI.8.2. Calcul pour le Tronçon SP2 –SP3 :

Tableau VI.2 : Les caractéristiques de la conduite de refoulement

Q (m <sup>3</sup> /s)	DN (mm)	V <sub>0</sub> (m/s)	Lref (m)	e (mm)	Hg (m)	Hmt (m)
0,241	500	1.26	3295	6.9	205.5	227

on trouve pour des conduites en PRV une valeur de la célérité d'onde en cas enterré de :

$$C = 966.9 \text{ m/s.}$$

$$D'ou : B = \frac{CV_0}{g} = 121.23 \text{ m}$$

Donc :

$$H_{\max} = 227 + 121.23 = 348.23 \text{ m}$$

$$H_{\min} = 227 - 121.23 = 105.77 \text{ m}$$

La charge tenant compte du coup de bélier :

$$H_{\max} = 348.23 \text{ m}$$

La charge statique absolue :

$$Z_0 = 205.5 + 10 = 215.5 \text{ m}$$

La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = 348.23 + 10 = 358.23 \text{ m}$$

On aura donc :

$$Z_{\max}/Z_0 = 1.66$$

$$h_0 = v_0^2/2g = 0.08 \quad d'où : h_0/Z_0 = 3.71 \times 10^{-4}$$

A partir de l'abaque de Vuibert (annexe II) on obtient :

$$\frac{U_0}{LS} = 3.6 * 10^{-3}$$

$$\frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0.65$$

Sachant que : L étant la longueur de la conduite de refoulement et S sa section

Alors :

$$U_0 = LS * 3.6 * 10^{-3} = 2.32 \text{ m}^3$$

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \quad D'où \quad U_{\max} = U_0 * Z_0 / Z_{\min} = 3.56 \text{ m}^3$$

U<sub>max</sub>: volume du réservoir d'air.

On adopte une réservoir d'air de 4000 litre

## VI.8.3. Calcul pour le Tronçon SP3 –Réservoir Tampon

Tableau VI.3 : Les caractéristiques de la conduite de refoulement

Q (m <sup>3</sup> /s)	DN (mm)	V <sub>0</sub> (m/s)	Lref (m)	e (mm)	Hg (m)	Hmt (m)
0,241	500	1.26	1737.85	6.9	193	204.461

on trouve pour des conduites en PRV une valeur de la célérité d'onde en cas enterré de

$$C = 966.9 \text{ m/s.}$$

$$D'où : B = \frac{CV_0}{g} = 121.23 \text{ m}$$

Donc :

$$H_{\max} = 204.461 + 121.23 = 325.691 \text{ m}$$

$$H_{\min} = 204.461 - 121.23 = 83.231 \text{ m}$$

La charge tenant compte du coup de bélier :

$$H_{\max} = 325.691 \text{ m}$$

La charge statique absolue :

$$Z_0 = 193 + 10 = 203 \text{ m}$$

La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = 325.691 + 10 = 335.691 \text{ m}$$

On aura donc :

$$Z_{\max}/Z_0 = 1.65$$

$$h_0 = v_0^2/2g = 0.08091 \quad d'où : h_0/Z_0 = 3.94 \times 10^{-4}$$

A partir de l'abaque de Vuibert (annexe II) on obtient :

$$\frac{U_0}{LS} = 3.8 \times 10^{-3}$$

$$\frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0.65$$

Sachant que : L étant la longueur de la conduite de refoulement et S sa section alors :

$$U_0 = LS \times 3.8 \times 10^{-3} = 1.29 \text{ m}^3$$

$$U_0 \cdot Z_0 = U_{\max} \cdot Z_{\min} \quad D'où \quad U_{\max} = U_0 \cdot Z_0 / Z_{\min} = 1.98 \text{ m}^3$$

U<sub>max</sub>: volume du réservoir d'air.

On adopte un réservoir d'air de 2000 litre



**VI.9. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier**

Les conduites gravitaires sont elles aussi menacées par les effets néfastes du coup de bélier de même que dans les conduites en refoulement sauf, qu'il commence par une surpression puis s'achève par une dépression.

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, la seule protection consiste en l'étude de la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite.

**VI.9.1. Calcul pour le tronçon : RT.Kef Nsour – R.Bordj Sabat**

**Tableau VI.4 :** Les caractéristiques de la conduite gravitaire.

Conduite	D (mm)	e (mm)	L(m)	V <sub>0</sub> (m/s)
RT.Kef Nsour – R.Bordj Sabat	200	7.2	12432	1.56

Donc :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{(2,07 * 10^9)}{1000}}}{\sqrt{1 + \frac{2,07 * 10^9 \cdot 2 \cdot 0,0928 \cdot (1 - 0,3^2) \cdot (1 - 0,33)}{(1 - 0,3^2) \cdot 0,0928 \cdot 2 * 10^8 + 10^{11} \cdot 0,0072 \cdot (1 - 0,33)}}} = 959.16 \text{ m / s}$$

Et donc :  $B = \frac{cV_0}{g} = 152.53 \text{ m}$

tr : Le temps nécessaire pour que l'onde atteigne la vanne:

t' : durée de fermeture du robinet vanne

$$tr = \frac{2L}{c} \quad \text{(VI-11)}$$

A.N  $tr = \frac{2 \cdot 12432}{959.16} = 25.92 \text{ secondes}$

- Si  $t' \leq \frac{2L}{c}$  le coup de bélier a pour valeur maximale en mètre d'eau :

$$b = \frac{cV}{g}$$

- Si  $t' > \frac{2L}{c}$  le coup de bélier est moins important et a pour valeur (en mètre d'eau) :

$$b = \frac{2LV}{gt'}$$

Nous calculons la valeur de la surpression pour les différents temps de fermeture de la vanne via la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times t'} \quad \text{(VI-12)}$$

Avec :

$$L = 12432 \text{ m.}$$

On vérifie la valeur de la surpression pour une durée de fermeture du robinet vanne de 10 minutes (600sec)

$$\text{On trouve : } b = 6.589 \text{ m.}$$

Elle est donc suffisante pour amortir l'effet du coup de bélier

Donc le robinet vanne choisi va remplir correctement son rôle pour la protection de la conduite gravitaire.

**VI.9.2. Calcul pour le tronçon : RT.Kef Nsour--RT.Ras Lagba**

**Tableau VI.5 :** Les caractéristiques de la conduite gravitaire.

CONDUITE	D (mm)	e (mm)	L(m)	V <sub>0</sub> (m/s)
RT.Kef Nsour-- RT.Ras Lagba	150	8.3	3932.95	1.1

Donc :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{(2,07 * 10^9)}{1000}}}{\sqrt{1 + \frac{2,07 * 10^9 \cdot 2 \cdot 0,067 \cdot (1 - 0,3^2) \cdot (1 - 0,33)}{(1 - 0,3^2) \cdot 0,067 * 2 * 10^8 + 10^{11} \cdot 0,0083 \cdot (1 - 0,33)}}} = 1240.3 \text{ m / s}$$

$$\text{Et donc : } B = \frac{CV_0}{g} = 139.07 \text{ m}$$

tr : Le temps nécessaire pour que l'onde atteigne la vanne:

t' : durée de fermeture du robinet vanne

$$tr = \frac{2L}{c} \quad \text{(VI-13)}$$

A.N  $tr = \frac{2 \cdot 3932.95}{1240.3} = 6.34 \text{ secondes}$

- Si  $t' \leq \frac{2L}{c}$  le coup de bélier a pour valeur maximale en mètre d'eau

$$b = \frac{cV}{g}$$

- Si  $t' > \frac{2L}{c}$  le coup de bélier est moins important a pour valeur en mètre d'eau

$$b = \frac{2LV}{gt'}$$

Nous calculons la valeur de la surpression pour les différents temps de fermeture de la vanne via la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times t'} \quad (\text{VI-14})$$

Avec :

$$L = 3932.95 \text{ m.}$$

On vérifie la valeur de la surpression pour une durée de fermeture du robinet vanne de 10 minutes (600sec)

On trouve :  $b = 1.47\text{m}$ .

Elle est donc suffisante pour amortir l'effet du coup de bélier

Donc le robinet vanne choisi va remplir correctement son rôle pour la protection de la conduite gravitaire.

### VI.9.3.Calcul pour le tronçon : RT.Ras Lagba – R.Ras Lagba

**Tableau VI.6 :** Les caractéristiques de la conduite gravitaire.

CONDUITE	D (mm)	e (mm)	L(m)	V <sub>0</sub> (m/s)
Tronçon RT.Ras Lagba – R.Ras Lagba	150	8.3	11721.5	1.1

Donc :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{(2,07 * 10^9)}{1000}}}{\sqrt{1 + \frac{2,07 * 10^9 \cdot 2 \cdot 0,067 \cdot (1 - 0,3^2) \cdot (1 - 0,33)}{(1 - 0,3^2) \cdot 0,067 * 2 * 10^8 + 10^{11} \cdot 0,0083 \cdot (1 - 0,33)}}} = 1240.3 \text{ m / s}$$

Et donc :  $B = \frac{CV_0}{g} = 139.07m$

$tr$  : Le temps nécessaire pour que l'onde atteigne la vanne:

$t'$  : durée de fermeture du robinet vanne

$$tr = \frac{2L}{c} \quad (\text{VI-15})$$

A.N  $tr = \frac{2 \cdot 11721.5}{1240.3} = 18.9 \text{ secondes}$

- Si  $t' \leq \frac{2L}{c}$  le coup de bélier a pour valeur maximale en mètre d'eau

$$b = \frac{CV}{g}$$

- Si  $t' > \frac{2L}{c}$  le coup de bélier est moins important a pour valeur en mètre d'eau

$$b = \frac{2LV}{gt'}$$

Nous calculons la valeur de la surpression pour les différents temps de fermeture de la vanne via la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times t'} \quad (\text{VI-16})$$

Avec :

$$L = 11721.5m.$$

On vérifie la valeur de la surpression pour une durée de fermeture du robinet vanne de 10 minutes (600sec)

On trouve :  $b = 4.38 \text{ m.}$

Elle est donc suffisante pour amortir l'effet du coup de bélier

Donc le robinet vanne choisi va remplir correctement son rôle pour la protection de la conduite gravitaire.

## VI.9.4. Calcul pour le tronçon : RT.Kef Nsour – RT.Oued Zenati

Tableau VI.7 : Les caractéristiques de la conduite gravitaire.

Conduite	D (mm)	e (mm)	L(m)	V <sub>0</sub> (m/s)
RT.Kef Nsour – RT.Oued Zenati	300	6.9	3079.31	1.74

Donc :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{(2,07 * 10^9)}{1000}}}{\sqrt{1 + \frac{2,07 * 10^9 \cdot 2 \cdot 0,1431 \cdot (1 - 0,3^2) \cdot (1 - 0,33)}{(1 - 0,3^2) \cdot 0,1431 * 2 * 10^8 + 10^{11} \cdot 0,0069 \cdot (1 - 0,33)}}} = 1106.73 \text{ m / s}$$

Et donc :  $B = \frac{cV_0}{g} = 196.3 \text{ m}$

$tr$  : Le temps nécessaire pour que l'onde atteigne la vanne:

$t'$  : temps de fermeture de la vanne

$$tr = \frac{2L}{c} \quad (\text{VI-17})$$

A.N  $tr = \frac{2 \cdot 3079.31}{1106.73} = 6 \text{ secondes}$

- Si  $t' \leq \frac{2L}{c}$  le coup de bélier a pour valeur maximale en mètre d'eau :

$$b = \frac{cV}{g}$$

- Si  $t' > \frac{2L}{c}$  le coup de bélier est moins important e a pour valeur en mètre d'eau :

$$b = \frac{2LV}{gt'}$$

Nous calculons la valeur de la surpression pour les différents temps de fermeture de la vanne via la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times t'} \quad (\text{VI-18})$$

Avec :

$$L = 3079.31 \text{ m.}$$

On vérifie la valeur de la surpression pour une durée de fermeture du robinet vanne de 10 minutes (600sec)

On trouve :  $b = 1.82 \text{ m}$ .

Elle est donc suffisante pour amortir l'effet du coup de bélier

Donc le robinet vanne choisi va remplir correctement son rôle pour la protection de la conduite gravitaire.

**VI.9.5. Calcul pour le tronçon : RT.Oued Zenati -- R.Oued Zenati**

**Tableau VI.8 :** Les caractéristiques de la conduite gravitaire.

Conduite	D (mm)	e (mm)	L(m)	$V_0$ (m/s)
RT.Oued Zenati -- R.Oued Zenati	300	6.9	8210.016	1.74

$$C = \frac{\sqrt{\frac{(2,07 * 10^9)}{1000}}}{\sqrt{1 + \frac{2,07 * 10^9 \cdot 2 \cdot 0,1431 \cdot (1 - 0,3^2) \cdot (1 - 0,33)}{(1 - 0,3^2) \cdot 0,1431 * 2 * 10^8 + 10^{11} \cdot 0,0069 \cdot (1 - 0,33)}}} = 1106.73 \text{ m / s}$$

Et donc :  $B = \frac{cV_0}{g} = 196.3 \text{ m}$

$tr$  : Le temps nécessaire pour que l'onde atteigne la vanne:

$t'$  : temps de fermeture de la vanne

$$tr = \frac{2L}{c} \quad \text{(VI-19)}$$

A.N  $tr = \frac{2 \cdot 8210.016}{1106.73} = 14.83 \text{ secondes}$

- Si  $t' \leq \frac{2L}{c}$  le coup de bélier a pour valeur maximale en mètre d'eau :

$$b = \frac{cV}{g}$$

- Si  $t' > \frac{2L}{c}$  le coup de bélier est moins important e a pour valeur en mètre d'eau :

$$b = \frac{2LV}{gt'}$$

Nous calculons la valeur de la surpression pour les différents temps de fermeture de la vanne via la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times t'} \quad (\text{VI-20})$$

Avec :

$$L = 8210.016 \text{ m.}$$

On vérifie la valeur de la surpression pour une durée de fermeture du robinet vanne de 10 minutes (600sec)

On trouve :  $b = 4.85 \text{ m.}$

Elle est donc suffisante pour amortir l'effet du coup de bélier

Donc le robinet vanne choisi va remplir correctement son rôle pour la protection de la conduite gravitaire.

### VI.9.6. Calcul pour le tronçon R.Oued Zenati – SP.Ain Regada :

*Tableau VI.9 : Les caractéristiques de la conduite gravitaire.*

Conduite	D (mm)	e (mm)	L(m)	V <sub>0</sub> (m/s)
R.Oued Zenati – SP.Ain Regada	200	7.2	10944	1.59

Donc :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{(2,07 \times 10^9)}{1000}}}{\sqrt{1 + \frac{2,07 \times 10^9 \cdot 2 \cdot 0.0928 \cdot (1 - 0.3^2) \cdot (1 - 0.33)}{(1 - 0.3^2) \cdot 0.0928 \cdot 2 \times 10^8 + 10^{11} \cdot 0,0072 \cdot (1 - 0,33)}}} = 1179.3 \text{ m / s}$$

Et donc :

$$B = \frac{cV_0}{g} = 191.14 \text{ m}$$

$tr$  : Le temps nécessaire pour que l'onde atteigne la vanne:

$t'$  : temps de fermeture de la vanne

$$tr = \frac{2L}{c} \quad (\text{VI-21})$$

$$\text{A.N} \quad tr = \frac{2 \times 10944}{1226.55} = 18.56 \text{ secondes}$$

- Si  $t' \leq \frac{2L}{c}$  le coup de bélier a pour valeur maximale en mètre d'eau :  

$$b = \frac{cV}{g}$$
- Si  $t' > \frac{2L}{c}$  le coup de bélier est moins important et a pour valeur(en mètre d'eau) :  

$$b = \frac{2LV}{gt'}$$

Nous calculons la valeur de la surpression pour les différents temps de fermeture de la vanne via la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times t'} \quad (6-8)$$

Avec :

$$L = 10944 \text{ m.}$$

On vérifie la valeur de la surpression pour une durée de fermeture du robinet vanne de 10 minutes (600sec)

On trouve :  $b = 5.91 \text{ m.}$

Elle est donc suffisante pour amortir l'effet du coup de bélier

Donc le robinet vanne choisi va remplir correctement son rôle pour la protection de la conduite gravitaire.

### Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons vu un moyen de protection contre le régime transitoire. Pour le régime transitoire on prévoit l'installation, juste à la sortie des trois stations de pompes, des réservoirs d'air d'une capacité de 5000, 4000 et 2000 litres d'air.





# **Pose de canalisation et accessoires**

## Introduction

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certain cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient rigoureusement entretenues et protégées.

Dans notre projet, nous avons procédé à l'étude d'une adduction. Cependant pour compléter cette dernière, nous ne devons pas négliger les accessoires à utiliser sur nos conduites.

## VII.1. Pose de canalisation

### VII.1.1. Principe de pose de canalisations

Le levage et la manutention de tuyaux, les travaux dans les tranchées, sont des opérations dangereuses. Grâce aux instructions suivantes, la qualité des tuyaux et raccords ne sera pas détériorée lors de la pose et l'emboîtement et la procédure d'emboîtement ne sera pas compromise. Il est essentiel que ces opérations soient réalisées par un professionnel maîtrisant les procédures.

Les tuyaux doivent être manipulés avec soin, selon les recommandations du fabricant. Ils doivent être placés dans la tranchée avec un plan adapté à leur poids. Une grue mobile ou un ensemble bien conçu de chèvres à haubans peut être utilisé. Le positionnement des élingues doit être vérifié lorsque le tuyau se trouve juste au dessus de la tranchée pour garantir un bon équilibre.

Toutes les personnes doivent libérer la section de tranchée dans laquelle le tuyau est posé.

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. En dehors des opérations de pose, un bouchon temporaire doit être solidement appliqué sur l'extrémité ouverte de la canalisation.

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. Dans le cas où les tuyaux sont livrés avec des bouchons aux extrémités, ces derniers devront être récupérés par le maître d'œuvre pour recyclage après pose. Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tout les 200 à 400 m.

Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dure d'environ 10 m, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz. [6]

- **Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :**

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm.. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celles qui ont subies des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente. Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée. Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau 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 min environ, la diminution de la pression ne doit pas excéder 0,2 Bars.

- **Pose de canalisation dans un mauvais terrain :**

- A. Cas d'un terrain peu consistant :**

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. Dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol [7]

- B. Cas d'un terrain agressif :**

La protection des conduites enterrées en fonte, contre les phénomènes de corrosion, est à réaliser par une manche en film de polyéthylène lorsque le terrain présente une résistivité inférieure à 1500.cm ou lorsqu'il y a présence de sulfures, de sulfates ou de chlorures  
La manche en polyéthylène d'une certaine ampleur drapée 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 0,30 m [7]

**C. Pose de canalisation en galerie :**

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite dans une en galerie.

Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

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

**D. Traversée d'une 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. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier.

Dans le cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs [7]

**E. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement (même tranchée)**

Le cas concerne essentiellement les conduites de distribution souvent jumelées aux conduites d'assainissement, alors les tuyaux d'eau potable devront être posés au-dessus des tuyaux d'eau usée.

**VII.2.: accessoires**

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

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

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

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

**VII.2.2 : Vannes papillon :**

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

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

**VII.2.3 : Robinets de branchement :**

Robinets de branchement proprement dits comprennent :

Les robinets d'arrêt, qui possèdent deux brides de raccordement s'incorporant aux canalisations de branchement .

Les robinets de prise, comportant une bride et un nez fileté pour raccord au collier de prise en charge

**VII.2.4 : Clapets de retenue :**

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

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



**VII.2.5 : Crépines :**

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

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

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

**VII.2.7 : Les régulateurs de pression :**

On distingue :

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

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

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

**Les régulateurs amont/aval :** qui assurent une pression amont supérieure ou égale à une valeur minimum fixée et délivre une pression aval égale ou inférieure à une valeur maximum souhaitée.

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

**VII.2.8: Les vidanges:**

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

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

les tuyaux.

### VII.2.9. Joints de raccordement

Les longueurs de tuyaux sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une auto butée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser.

Les joints les plus utilisés dans notre cas sont :

- le joint à emboîtement à soudure;
- le joint automatique;
- le joint Gibault;
- le joint verrouille;
- les joints mécaniques;
- le joint à brides (fixe ou orientable).

### VII.2.10.By-pass

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.

Dans notre cas, les by pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de chambre de vannes pour remplir le troisième rôle

### VII.2.11. Réservoirs anti bélier

La protection anti bélier sera assurée par plusieurs réservoirs hydropneumatiques couplés par sécurité avec des soupapes de décharge

Les réservoirs seront de type horizontal cylindrique, muni des fonds bombés et montés sur pied support. Ils seront réalisés en acier soudé ; leur épaisseur sera déterminée en fonction de la pression maximale de fonctionnement et conformément aux règles CODAP

Ils devront être fournis complets avec accessoires suivants :

- Une bride de raccordement PN 40 .
- Des pieds support .



- Un manomètre .
- Un tube de niveau avec tous les accessoires nécessaires à son fonctionnement .
- Une soupape de sécurité .
- Un dispositif de contrôle automatique du niveau d'air en mesurant la pression et le niveau d'eau.
- Il y aura quatre seuils, deux niveaux hauts et deux niveaux bas générant des alarme ;
- Une échelle d'accès en partie supérieure.

Chaque réservoir devra être sablé SA 2,5 et revêtu à l'intérieur d'une peinture primaire antirouille glycérophthalique couleur ocre rouge épaisseur 30 microns et revêtement extérieur en laque monocouche résine uréthane, acrylique, d'épaisseur 30 microns

Chaque station sera équipée de deux compresseur (dont un en secours) destinés à reconstituer périodiquement le matelas d'air des réservoirs anti béliers. La pression de gonflage dépendra de la pression de refoulement.

Elle sera de l'ordre de 25 bars. Les compresseurs seront à piston. Le temps de premier gonflage ne devra pas dépasser 12 heures.

### **VII.2.12.Soupapes anti béliers**

Les soupapes permettent d'évacuer rapidement à l'atmosphère une grande quantité d'eau sous une faible surpression. Elles atténuent ainsi considérablement les coups de bélier et assurent une protection efficace de la conduite.

Chaque station de pompage en sera équipée. Elles apportent une sécurité complémentaire et s'ouvriront en cas de dysfonctionnement des réservoirs anti bélier.

En fonctionnement normal, elles permettront de limiter la pression dans la conduite à la pression maximale de fonctionnement (PMF).

A l'amont de chaque soupape sera installée une vanne de sectionnement.

Les soupapes comprendront essentiellement :

- Un corps orientant le débit d'évacuation, en acier E24 peint ;
- Un dôme en acier E24 ;
- Un siège inox interchangeable avec bride de fixation ;
- Un obturateur rotulé en acier avec garniture nitrile ;
- Un ressort :

- Un axe en acier inox ;
- Une vis de réglage de la pression.

**Conclusion**

Pour assurer le fonctionnement des conduites dans les meilleures conditions, il est impérativement que la pose doit être faite suivant les normes, pour qu'on assure le bon fonctionnement du réseau, rendement voulu et pour augmenter la durée de vie du système.

## ***CONCLUSION GENERALE***

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

Ce mémoire de fin d'étude a été consacré à l'étude du transfert d'eau brut à partir du barrage Bouhamdane à travers la station de traitement pour l'alimentation de oued zenati et ses région, soit l'étude des station de pompage, des réservoirs, traitant au passage tout les aspects nécessaires à la réalisation d'un tel projet ainsi que son impact sur l'environnement

L'estimation des besoins maximums en eau de consommation indique qu'un débit de 241 l/s sera nécessaire pour répondre aux besoins de la région d'étude à l'horizon (2040), Vu l'importance de la chaine d'adduction et la faible capacité de stockage existante nous avons constaté qu'il est nécessaire de projeter un réservoir de 600 m<sup>3</sup>, trois bâches d'aspiration de 300 m<sup>3</sup> chacun. et trois réservoirs tampon 400 ; 200 ; 300 m<sup>3</sup>.

La grande différence d'altitude dans la partie refoulement conduit a l'implantation de trois stations de pompages de cotes respectives 471,50 m NGA; 663.50 m NGA; 869,0 m NGA pour élever l'eau jusqu'à le réservoir tampon Kef Nsoure de cote 1059,00 m NGA  
Concernant le réseau d'adductions et le tracé, nous avons essayé de suivre le tracé de l'ancien réseau de transfert .

De ce projet, nous pouvons dire que la protection des canalisations de l'adduction est une opération aussi importante que le dimensionnement hydraulique, car un bon dimensionnement à lui seul ne suffit pas à garantir la longévité de la conduite et sa sécurité, donc il est indispensable de prévoir des protection contre des problèmes telle que le coup de bélier

Au long du réseau d'adduction ,on place des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent sur venir à l'intérieur de la conduite ,et des vidanges au niveau des points bas.

En fin nous devons retenir de ce mémoire de fin d'étude q' un bon dimensionnement du système d'adduction, des ouvrages de stockages et des équipements hydromécaniques ne suffisent pas pour une bonne exploitation, une gestion rigoureuse du système est indispensable pour un meilleur rendement et encore assurer la longévité du projet.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1]**A.Dupont**: Hydraulique urbaine, ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux  
Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977 ;

[2] **B.SALAH** « Polycopie d'Alimentation en Eau Potable», cinquième année, p.11, 27, 29,72,  
78, 78a, 140.

[3]**F.VALIRON**«Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement»,  
Tome I, 2003, 335pages.

[4]**M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972,p.289.

[5] : **J. Bonin**, Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations petites et moyenne  
importance, Edition Eyrolles, 61, Bd Saint Germain Paris 1986.

[6] **M.AIT AHCENE**, « Alimentation en eau potable du flanc nord de la wilaya de Tizi-Ouzou  
à partir du barrage de Taksebt (Adduction : station de traitement - réservoir tampon) »,  
(Mémoire de fin d'étude, ENSH, 2008-2009)

[7] : SARL Tubex, Guide d'utilisation des canalisations en PRV, B.P N°10

[8] : F. Valiron, Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement  
(Tome I), Lyonnaise des eaux, Technique et documentation – Lavoisier, 1994.

**Logiciel : CAPRARI**

# **Annexes**

## Annexe I

Annexe I: Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier

Heures	Nombre d'habitants				
	< 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	Aggl.de type rural
<b>0-1</b>	01	1.5	03	3.35	0.75
<b>1-2</b>	01	1.5	3.2	3.25	0.75
<b>2-3</b>	01	1.5	2.5	3.3	01
<b>3-4</b>	01	1.5	2.6	3.2	01
<b>4-5</b>	02	2.5	3.5	3.25	03
<b>5-6</b>	03	3.5	4.1	3.4	5.5
<b>6-7</b>	05	4.5	4.5	3.85	5.5
<b>7-8</b>	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
<b>8-9</b>	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
<b>9-10</b>	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
<b>10-11</b>	4.5	6.25	4.8	4.85	06
<b>11-12</b>	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
<b>12-13</b>	07	05	4.4	4.6	8.5
<b>13-14</b>	07	05	4.1	4.55	06
<b>14-15</b>	5.5	5.5	4.2	4.75	05
<b>15-16</b>	4.5	06	4.4	4.7	05
<b>16-17</b>	05	06	4.3	4.65	3.5
<b>17-18</b>	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
<b>18-19</b>	6.5	05	4.5	4.4	06
<b>19-20</b>	5.0	4.5	4.5	4.3	06
<b>20-21</b>	4.5	04	4.5	4.3	06
<b>21-22</b>	03	03	4.8	3.95	03
<b>22-23</b>	02	02	4.6	3.95	02
<b>23-24</b>	01	1.5	3.3	3.75	01
<b>Total</b>	100%	100%	100%	100%	100%

## Annexe II

