



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE**

**THEME :**

**Etude du système d'adduction de la commune de Kherrata Est  
à partir du barrage d'Ighil Emda (w.de Bejaia)**

**Présenté par :**

MEBARKI Mahdi.

**Devant les membres du jury**

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
DJOUDAR/ HALLAH. Dahbia	M.C.A	Président
TOUAHIR .Sabah	M.A.A	Examineur
BOUNAH. Younes	M.A.A	Examineur
DERNOUNI .Youcef	M.A.A	Examineur
KHEDIMALLAH .Abderrahmane	M.A.A	Promoteur

**Session Septembre 2024**

## REMERCIEMENT

Je souhaite exprimer ma gratitude envers DIEU le tout-puissant pour m'avoir accordé le courage et la détermination nécessaires pour achever ce modeste travail.

Je souhaite également exprimer ma profonde gratitude envers mes parents et ma famille.

Je souhaite également exprimer ma profonde gratitude envers mon promoteur, Monsieur KHEDIMALLAH Abderrahmane, pour sa relecture attentive de mon travail et ses commentaires constructifs. Je tiens également à exprimer ma gratitude envers le professeur, Monsieur Habi Mohammed, pour avoir répondu à toutes mes questions tout au long de la préparation de ce mémoire.

Je tiens à exprimer ma gratitude envers les membres du jury pour leur intérêt porté à ce travail en acceptant de l'étudier.

Je suis reconnaissant envers tous les enseignants de l'ENSH pour la notification qu'ils m'ont faite.

Je tiens à exprimer ma gratitude envers tous ceux qui n'ont pas été mentionnés dans ces quelques mots et qui ont apporté leur contribution, de près ou de loin, pour assurer le bon déroulement de cette tâche.

## DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

A mes parents, mes frères, sœurs et mes nièces INES et HALIMA, qui m'ont toujours soutenu avec amour et encouragement.

À ma famille entière, pour leur précieux soutien et leur fierté dans mes accomplissements.

À tous mes camarades de l'ENSH, avec qui j'ai vécu des instants mémorables et qui ont contribué à enrichir mon parcours universitaire.

Je vous adresse ce modeste travail à toutes les personnes chères et proches qui ont été à mes côtés. Votre soutien constant a joué un rôle essentiel dans cette réussite

## Résumé :

Vu le problème d'insuffisance en eau dont souffre la commune de Kherrata, qui se traduit par un manque de ressources exploitables, au cours de ce mémoire de fin d'études, nous abordons un projet d'étude de système d'adduction de la commune de Kherrata Est à partir du barrage d'Ighil Emda (w.de Bejaia) dans le cadre de renforcement. L'eau est transportée par une adduction mixte. Le dimensionnement des conduites et des réservoirs est basé sur l'estimation des besoins en eau future des différentes localités. En ce qui concerne l'adduction, une étude technico-économique a été choisie et des pompes adaptées au système étudié ont été choisies. Ensuite, nous avons réalisé une étude du régime transitoire visant à préserver les conduites vulnérables. Finalement, nous avons effectué un devis global du projet.

**Mot clé :** Adduction, pompes, conduites, réservoirs, régimes transitoire.

## ملخص :

نظرًا لمشكلة نقص المياه التي تعاني منها بلدية خراطة والتي تتجلى في نقص الموارد القابلة للاستغلال، تناولنا في هذا البحث لنهاية الدراسة مشروع دراسة نظام تزويد المياه لبلدية خراطة الشرقية انطلاقًا من سد إغيل إمداء (ولاية بجاية) في إطار تعزيز الموارد. المياه تُنقل عبر نظام إمداد مختلط. يستند تصميم الأنابيب والخزانات إلى تقدير احتياجات المياه المستقبلية للمناطق المختلفة. فيما يتعلق بالتزويد، تم اختيار دراسة تقنية اقتصادية وتم اختيار مضخات مناسبة للنظام المدروس. بعد ذلك، قمنا بإجراء دراسة حول النظام الانتقالي بهدف حماية الأنابيب الضعيفة. أخيرًا، قمنا بإعداد تقدير شامل للمشروع.

**الكلمات المفتاحية:** التزويد، الضخ، الأنابيب، الخزانات، الأنظمة الانتقالية.

## Abstract:

Given the water shortage problem faced by the municipality of Kherrata because of the lack of exploitable resources, this thesis addresses a study for a water supply system in the municipality of Kherrata East, sourced from the Ighil Emda dam (Bejaia province) as part of a reinforcement initiative. The water is transported by a mixed supply system. The sizing of pipes and reservoirs is based on estimating the future water needs of different localities. Regarding the water supply, a techno-economic study was selected, and pumps suitable for the studied system were chosen. Next, we conducted a study of the transitional regime aimed at preserving vulnerable pipelines. Finally, a comprehensive estimate of the project was carried out.

**Keywords:** Adduction, pumps, pipelines, reservoirs, transient regimes.

## **TABLES DES MATIERE :**

**Liste des tableaux**

**Liste des figures**

**Liste des planches**

**Introduction générale**

### **SOMMAIRE :**

#### **Chapitre I : Présentation de la zone d'étude**

Introduction.....	3
I.1.Présentation du site .....	3
I.1.1.Situation géographique.....	4
I.1.2.Situation administrative : .....	4
I.2.Réseau hydrographique.....	5
I.3.Situation climatologique : .....	5
I.3.1. Climat :.....	5
I.3.2. Température : .....	5
I.3.3.Pluviométrie : .....	6
I.4.Situation topographique.....	6
I.5.Situation géologique .....	6
I.6.Séismicité :.....	8
I.7.Situation hydraulique .....	9
I.8.Présentation du barrage Ighil Emda.....	9
I.8.1.Données générales.....	10
I.8.2.Caractéristiques hydrauliques .....	10
I.8.3.Caractéristiques principales du barrage.....	10
I.8.4.Caractéristiques principales de la retenue : .....	11
Conclusion.....	12

#### **Chapitre II : Estimation des besoins en eau**

Introduction .....	13
II.1.Evaluation de la Population future .....	13

II.2.Catégories des besoins en eau .....	15
II.3.Evaluation de la consommation moyenne journalière .....	16
II.3.1.besoins domestiques.....	16
II.3.2.Les besoins scolaires.....	17
II.3.3.Les besoins sanitaires.....	18
II.3.4.Les besoins administratifs.....	19
II.3.5.Les besoins socioculturels.....	20
II.3.6.Les besoins industriels et commerciaux .....	21
II.3.7.Les besoins de bétails.....	21
II.3.8.Majoration des besoins d'équipements pour l'horizon futur .....	23
II.3.9.Récapitulation de la consommation moyenne journalière .....	23
II.4.Détermination des consommations maximales et minimales journalières ..	25
II.4.1.Consommation maximale journalière ( $Q_{max, j}$ ) .....	25
II.4.2.Consommation minimale journalière ( $Q_{min, j}$ ).....	25
II.5.Etude des variations des débits horaires .....	26
II.5.1.Détermination du débit maximum horaire .....	26
II.5.2.Coefficient d'irrégularité maximum horaire.....	26
II.5.3.Détermination du débit minimum horaire.....	27
II.5.4.Coefficient d'irrégularité minimum horaire.....	28
II.5.5.Variations des débits horaires .....	29
II.6.Calcul de déficit de consommation .....	41
Conclusion.....	41

### **Chapitre III : Etude des réservoirs**

Introduction.....	42
III.1.Définition .....	42
III.2.Classification des réservoirs [2] .....	42
III.3.Emplacement des réservoirs [1] .....	43
III.4.Equipement des réservoirs .....	43
III.4.1.Généralités [2] .....	43
III.4.2.Equipements d'intervention.....	44
III.4.3.Equipements de nettoyage .....	44
III.4.4.Equipements hydrauliques [1] .....	44

III.5.Capacité des réservoirs .....	46
III.5.1.Principe de calcul.....	46
III.5.1.1.La méthode analytique .....	46
III.5.1.2.La méthode graphique.....	46
III.6.Dimensionnement des réservoirs du système d'adduction .....	47
III.6.1.Dimensionnement du réservoir projeté Ighil Alia (réservoir tampon) .....	48
III.6.2.Dimensionnement du réservoir Afra .....	49
III.6.3.Dimensionnement du réservoir Msela .....	50
III.6.4.Dimensionnement du réservoir Tala ouguelil .....	51
III.6.5.Dimensionnement de la bache de reprise de la station de pompage.....	52
III.6.5.La forme et les dimensions des réservoirs .....	53
III.7.Quelques recommandations sur les réservoirs.....	54
Conclusion.....	55

## **Chapitre IV : Etude de l'adduction**

Introduction .....	56
IV.1.Définition .....	56
IV.1.1.Généralités [1].....	56
IV.2.Conduite d'adduction .....	57
IV.2.1.Généralités [1].....	57
IV.2.2.Type d'adduction .....	57
IV.2.2.1. Adduction gravitaire.....	57
IV.2.2.2. Adduction par refoulement .....	57
IV.2.2.3. Adduction mixte.....	57
IV.2.3.Type d'écoulement.....	58
IV.2.3.1. Écoulement à surface libre .....	58
IV.2.3.2. Écoulement en charge .....	58
IV.2.3.Choix du tracé .....	58
IV.3.Choix des matériaux de canalisation.....	58
IV.4.Etude des variantes.....	59
IV.4.1.Proposition des variantes .....	59
IV.4.1.1.Présentation générales des variantes .....	59
IV.4.2. Analyse et choix de la variante .....	62

IV.5.Dimensionnement de l'adduction .....	62
IV.5.1.calcul de diamètre avantageux pour les conduites gravitaire.....	62
IV.5.2.Troncon réservoir projeté Ighil Alia-Réservoir Afra .....	64
IV.5.2.1.Calcul du diametre avantageux .....	64
IV.5.2.Etude technico-économique de l'adduction .....	65
IV.5.2.1.Etude de l'adduction par refoulement .....	65
IV.5.2.2.Calcul hydraulique .....	65
IV.5.2.3.Hauteur manométrique totale .....	66
IV.5.2.4.Puissance de pompage .....	67
IV.5.2.5. Energie consommée par la pompe .....	67
IV.5.2.6. Frais d'exploitation.....	67
IV.5.2.7.Frais d'amortissement .....	68
IV.5.2.8.Dimensionnement des différents tronçons de refoulement.....	68
Conclusion .....	75

## **Chapitre V : Etude de pompage**

Introduction .....	76
V.1. Définitions .....	76
V.2.Interet de pompage en hydraulique [6] .....	76
V.3.Paramètres du pompage [6].....	77
V.4.Type de pompes [5].....	77
V.5. Disposition et installation d'une pompe centrifuge :.....	77
V.5.1 Pompe installée en charge : .....	78
V.5.2 Pompe installée en aspiration : .....	78
V.5.3 Installation en siphon :.....	79
V.5 Choix de l'emplacement de la station de pompage :.....	79
V.6 Choix du type de la pompe.....	79
V.7 Choix du nombre de pompe .....	80
V.8 Couplage des pompes .....	80
V.9 Point de fonctionnement des pompes .....	80
V.10.Etude de pompage .....	82
V.10.1.Pour la première station SP1.....	82



V.10.1.1.Choix de la pompe .....	82
V.10.1.2.Courbe caractéristique de la pompe .....	83
V.10.1.3.Description de la pompe .....	83
V.10.1.4.Point de fonctionnement de la pompe.....	84
V.10.1.5.Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage.....	85
V.10.2.Pour la deuxième station SP2 .....	87
V.10.2.1.SP2(Afra)-Msela .....	87
V.10.2.2.Choix de la pompe .....	87
V.10.2.3.Courbe caractéristique de la pompe .....	88
V.10.2.4.Description de la pompe .....	88
V.10.2.5.Point de fonctionnement de la pompe.....	89
V.10.2.6.SP2(Afra)-Tala Ouguelil.....	90
V.10.2.7.Choix de la pompe .....	91
V.10.2.8.Courbe caractéristique de la pompe .....	91
V.10.2.9.Description de la pompe .....	92
V.10.2.10.Point de fonctionnement de la pompe.....	93
V.10.2.11.Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage.....	94
Conclusion.....	97

## **Chapitre VI : Protection de la canalisation**

VI.1.Introduction .....	98
VI.2. Protection des conduites contre le coup de bélier.....	98
VI.2.2.Définition.....	98
VI.2.3.Causes de coup de bélier .....	98
VI.2.4. Risques dus aux coups de bélier.....	99
VI.2.5.Description du phénomène transitoire.....	99
VI.2.6.Moyen de protection contre le coup de bélier .....	101
VI.2.6.1.Les volants d'inertie .....	102
VI.2.6.2.Les soupapes de décharge.....	102
VI.2.6.3.Les réservoirs d'air .....	102
VI.2.6.4.Les chemins d'équilibre.....	102
VI.3.Calcul des réservoirs d'air.....	103
VI.3.1.Méthode de calcul .....	103
VI.3.1.1.La méthode de Vibert : .....	103

VI.3.1.2.La méthode de PEUCH et MEUNIER .....	103
VI.3.2.Application de la méthode de MEUNIER et PEUCH.....	104
VI.3.2.1.Pour le tronçon SP1-RV (Ighil Alia) .....	105
VI.3.2.2.Pour le tronçon SP2-Rv (Msela).....	106
VI.3.2.3.Pour le tronçon SP2-Rv (Tala Ouguelil).....	107
VI.3.3. Installation de réservoir d'air .....	108
Conclusion.....	108

## **Chapitre VII : Pose de canalisation et accessoires**

Introduction.....	109
VII.1.Pose des canalisations .....	109
VII.1.1.Généralités .....	109
VII.1.2.Le principe de pose des canalisations .....	110
VII.1.2.Pose de canalisation dans un terrain ordinaire .....	110
VII.1.3. Pose de canalisation dans un terrain peu consistant.....	111
VII.1.4. Pose de canalisation dans un terrain marécageux .....	111
VII.1.4. Pose des canalisations en galerie .....	111
VII.1.5. Traversée d'une rivière .....	112
VII.1.6. Pose de canalisation sans ouverture de tranchée.....	113
VII.2. Accessoires .....	114
VII.2.1.Les robinets-vannes.....	114
VII.2.1.1. Les robinet-vannes à opercule .....	115
VII.2.1.2.Les vannes papillons.....	115
VII.2.1.3.Les vannes d'altitude.....	115
VII.2.1.4.Les robinets de décharge .....	115
VII.2.2.Les clapets.....	115
VII.2.3.Les ventouses .....	116
VII.2.4. Bouches et poteaux d'incendie .....	116
VII.2.5.Les régulateurs de pression .....	117
VII.2.6.Les mesures de débit et de pression .....	118
VII.2.6.1.Mesure de débit .....	118
VII.2.6.2.Mesure de pression.....	118
Conclusion.....	119

## Chapitre VIII : Organisation de chantier

Introduction .....	120
VIII.1. Différents travaux à effectuer .....	120
VIII.1.1.Travaux concernant l’adduction .....	120
VIII.1.1.1. Exécution des tranchées : .....	120
VIII.1.1.2.Construction des regards : .....	120
VIII.1.1.3.Pose du lit de sable : .....	120
VIII.1.1.4.Pose des conduites : .....	120
VIII.1.1.5.Épreuve de joint et de la canalisation : .....	120
VIII.1.1.6.Remblayage des tranchées : .....	121
VIII.1.1.7.Nivellement et compactage : .....	121
VIII.1.2.Travaux concernant la station de pompage .....	121
VIII.1.3.Travaux concernant les réservoirs .....	121
VIII.2.Calcul des volumes des travaux .....	122
VIII.2.1.Calcul des volumes de la station de pompage .....	122
VIII.2.1.1.Pour la première station .....	122
VIII.2.1.2.Pour la deuxième station .....	127
VIII.2.2. Calcul des volumes de l’adduction .....	133
VIII.2.3 Calcul des volumes de réservoir .....	135
VIII.3.Calcul des coûts des travaux .....	138
VIII.4.Planification des travaux d’adduction .....	139
VIII.4.1.Mise en évidence des tâches et leurs échéances .....	139
VIII.4.2. Planification par la méthode CPM (La méthode du réseau) .....	140
VIII.5. Les engins de terrassement.....	141
VIII.5.1.La pelle hydraulique .....	142
VIII.5.2. Bulldozer.....	142
VIII.5.3. Chargeur .....	143
VIII.5.4. Compacteur.....	144
VIII.5.5. Camion malaxeur.....	144
Conclusion.....	145

**Conclusion générale**

**Références bibliographiques**

**Annexes**

## Liste des tableaux :

### Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Tableau I.1:Température moyenne mensuelle.....	5
Tableau I.2:Précipitation moyenne mensuelle.....	6

### Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II.1 : Evaluation de la population à différents horizons.....	13
Tableau II.2 : Tableau synthétique des exigences domestiques.....	16
Tableau II.3: Tableau synthétique des besoins scolaires .....	18
Tableau II.4: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.....	18
Tableau II.5 : Tableau synthétique des besoins administratifs.....	19
Tableau II.6 : Tableau synthétique des besoins socioculturels.....	20
Tableau II.7 : Tableau récapitulatif des besoins industriels et commerciaux.....	21
Tableau II.8 : Tableau récapitulatif des besoins du bétail.....	21
Tableau II.9 : Tableau récapitulatif des besoins d'équipements.....	23
Tableau II.10 : Tableau synthétique des diverses consommations journalières.....	23
Tableau II.11 : Tableau synthétique des consommations quotidiennes : $Q_{min j}$ , $Q_{moy j}$ , $Q_{max j}$ .....	25
Tableau II.12 : Valeurs de $\beta_{max}$ selon le nombre d'habitants.....	27
Tableau II.13 : $\beta_{max}$ , $K_{max,h}$ et les débits horaires correspond au nombre d'habitant de chaque localités.....	27
Tableau II.14 : Valeurs de $\beta_{min}$ selon le nombre d'habitants.....	28
Tableau II.15 : $\beta_{min}$ , $K_{min,h}$ et les débits horaires correspond au nombre d'habitant de chaque localités.....	28
Tableau II.16 : Variation du débit horaire pour la localité (Kherrata centre).....	29
Tableau II.17 : Variation du débit horaire pour la localité Beni merai (Afra).....	30
Tableau II.18 : Variation du débit horaire pour la localité Beni merai (Elmachar spouka)....	31
Tableau II.19 : Variation du débit horaire pour la localité Beni merai (Ouled laaziz).....	32
Tableau II.20 : Variation du débit horaire pour la localité Beni merai (Tighremt).....	33
Tableau II.21 : Variation du débit horaire pour la localité Beni merai (Tala Ouguelil).....	34
Tableau II.22 : Variation du débit horaire pour la localité Beni merai (Iaafar).....	35
Tableau II.23 : Variation du débit horaire pour la localité Beni merai (Msela).....	36

<b>Tableau II.24</b> : Variation du débit horaire pour la localité Beni merai (Bourzine).....	37
<b>Tableau II.25</b> : Variation du débit horaire pour la localité Beni merai (Msiziara).....	38
<b>Tableau II.26</b> : Variation du débit horaire pour la localité de Kalaaoune.....	39
<b>Tableau II.27</b> : Variation du débit horaire pour la localité de Djermouna.....	40
<b>Tableau II.28</b> : tableau des déficits à combler à l'année 2054.....	41

### **Chapitre III : Etude des réservoirs**

<b>Tableau III.1</b> : Equipements des réservoirs.....	45
<b>Tableau III.2</b> : dimensionnement du réservoir tampon projeté (Ighil Alia).....	48
<b>Tableau III.3</b> : dimensionnement du réservoir Afra.....	49
<b>Tableau III.4</b> : dimensionnement du réservoir Msela.....	50
<b>Tableau III.5</b> : Dimensionnement du réservoir Tala ouguelil.....	51
<b>Tableau III.6</b> : Dimensionnement de la bêche de reprise de SP2.....	52
<b>Tableau III.7</b> : Les dimensions des réservoirs.....	54

### **Chapitre IV : Etude de l'adduction**

<b>Tableau IV.1</b> : Les coefficients $K'$ , $m$ et $\beta$ pour diverses catégories de tuyaux.....	63
<b>Tableau IV.2</b> : Les caractéristiques de la conduite gravitaire.....	64
<b>Tableau IV.3</b> : Tableau synthétique des divers calculs effectués sur le tronçon.....	65
<b>Tableau IV.4</b> : Calcul de la HMT du tronçon SP1-Réservoir projeté Ighil Alia.....	68
<b>Tableau IV.5</b> : Calcul des frais d'exploitation du SP1-Réservoir projeté Ighil Alia.....	69
<b>Tableau IV.6</b> : Calcul des frais d'amortissement du SP1-Réservoir projeté Ighil Alia.....	69
<b>Tableau IV.7</b> : Bilan du SP1-Réservoir projeté Ighil Alia.....	70
<b>Tableau IV.8</b> : Les caractéristiques du tronçon SP2 Afra-Réservoir Msela.....	71
<b>Tableau IV.9</b> : Calcul de la HMT du tronçon SP2 Afra-Msela.....	71
<b>Tableau IV.10</b> : Calcul des frais d'exploitation du SP2 Afra-Msela.....	71
<b>Tableau IV.11</b> : Calcul des frais d'amortissement du SP2 Afra-Msela.....	72
<b>Tableau IV.12</b> : Bilan du tronçon SP2 Afra-Msela.....	72
<b>Tableau IV.13</b> : Les caractéristiques du tronçon SP2 Afra-Réservoir Tala ouguelil.....	73
<b>Tableau IV.14</b> : Calcul de la HMT du tronçon SP2 Afra-Tala ouguelil.....	73
<b>Tableau IV.15</b> : Calcul des frais d'exploitation du SP2 Afra-Tala ouguelil.....	73
<b>Tableau IV.16</b> : Calcul des frais d'amortissement du SP2 Afra-Tala ouguelil.....	74
<b>Tableau IV.17</b> : Bilan du tronçon SP2 Afra-Tala ouguelil.....	74
<b>Tableau IV.18</b> : Tableau synthétique des dimensions des divers tronçons.....	75

## **Chapitre V : Etude de pompage**

<b>Tableau V.1</b> : Les caractéristiques des tronçons.....	81
<b>Tableau V.2</b> : Caractéristiques de la première station de pompage SP1.....	82
<b>Tableau V.3</b> : Caractéristiques des pompes pour SP1.....	82
<b>Tableau V.4</b> : Les caractéristiques techniques de la pompe du SP1(Caprari).....	83
<b>Tableau V.5</b> : Les courbes caractéristiques de la conduite de refoulement du SP1.....	84
<b>Tableau V.6</b> : Caractéristiques de la deuxième station de pompage SP2.....	87
<b>Tableau V.7</b> : Caractéristiques des pompes pour SP2.....	87
<b>Tableau V.8</b> : Les caractéristiques techniques de la pompe du SP1(Caprari).....	89
<b>Tableau V.9</b> : Les courbes caractéristiques de la conduite de refoulement du SP2.....	89
<b>Tableau V.10</b> : Caractéristiques de la deuxième station de pompage SP2.....	87
<b>Tableau V.11</b> : Caractéristiques des pompes pour SP2.....	91
<b>Tableau V.12</b> : Les caractéristiques techniques de la pompe du SP1(Caprari).....	92
<b>Tableau V.13</b> : Les courbes caractéristiques de la conduite de refoulement du SP2.....	93

## **Chapitre VI : Protection de la canalisation**

<b>Tableau VI.1</b> : Calcul la célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction par refoulement.....	105
<b>Tableau VI.2</b> : calcul de surpression et dépression pour chaque tronçon.....	105
<b>Tableau VI.3</b> : Calcul de A et K pour le tronçon SP1-RV (Ighil Alia).....	106
<b>Tableau VI.4</b> : Profil en long absolu de la conduite SP1-RV(Ighil Alia).....	106
<b>Tableau VI.5</b> : Calcul de volume d'air pour le tronçon SP1-Rv(Ighil Alia).....	106
<b>Tableau VI.6</b> : Calcul de A et K pour le tronçon SP2-Rv (Msela).....	106
<b>Tableau VI.7</b> : Profil en long absolu de la conduite SP2-Rv(Msela).....	107
<b>Tableau VI.8</b> : Calcul de volume d'air pour le tronçon SP2-Rv(Msela).....	107
<b>Tableau VI.9</b> : Calcul de A et K pour le tronçon SP2-Rv (Tala Ouguelil).....	107
<b>Tableau VI.10</b> : Profil en long absolu de la conduite SP2-Rv (Tala Ouguelil).....	107
<b>Tableau VI.11</b> : Calcul de volume d'air pour le tronçon SP2-Rv (Tala Ouguelil).....	108
<b>Tableau VI.12</b> : Récapitulatif des dimensions des réservoirs d'air normalisés des différents tronçons.....	108

## **Chapitre VIII : Organisation de chantier**

<b>Tableau VIII.1</b> : les volumes des divers travaux du SP1.....	127
--	-----

<b>Tableau VIII.2</b> : les volumes des divers travaux du SP2.....	132
<b>Tableau VIII.3</b> : Calculs des volumes du déblai.....	133
<b>Tableau VIII.4</b> : Calculs des volumes du lit de pose.....	133
<b>Tableau VIII.5</b> : Calculs des volumes de l'enrobage.....	134
<b>Tableau VIII.6</b> : Calculs des volumes de la couverture.....	134
<b>Tableau VIII.7</b> : les volumes des divers travaux d'adduction.....	135
<b>Tableau VIII.8</b> : Les volumes des divers travaux de réservoir.....	137
<b>Tableau VIII.9</b> : Coût des travaux pour les deux stations de pompage.....	138
<b>Tableau VIII.10</b> : Résumé du coût des travaux d'adduction.....	138
<b>Tableau VIII.11</b> : Résumé du coût des travaux de réservoir.....	139
<b>Tableau VIII.12</b> : Devis estimatif global.....	139
<b>Tableau VIII.13</b> : Temps nécessaire pour effectuer les opérations d'adduction.....	140
<b>Tableau VIII.14</b> : Tableau synthétique des tâches préalables et suivantes à chaque opération d'adduction.....	140

## Liste des figures :

### Chapitre I : présentation de la zone d'étude

<b>Figure I.1 :</b> Situation géographique de l'aire d'étude .....	3
<b>Figure I.2:</b> Situation géographique de l'aire d'étude .....	4
<b>Figure I.3:</b> limites administratives de la zone d'étude.....	4
<b>Figure I.4:</b> Carte du réseau hydrographique.....	5
<b>Figure I.5:</b> Carte géologique de la région de Kherrata.....	7
<b>Figure I.6 :</b> Carte de zonage sismique de territoire national.....	8
<b>Figure I.7:</b> visualisation du Barrage Ighil Emda et les oueds qui lui alimente sur image satellitaire.....	10
<b>Figure I.8:</b> Barrage Ighil Emda.....	11

### Chapitre II : Estimation des besoins en eau

<b>Figure II.1 :</b> Répartition des habitants par agglomérations.....	15
--	----

### Chapitre IV : Etude de l'adduction

<b>Figure IV.1 :</b> Schéma synoptique d'adduction de la variante 01.....	60
<b>Figure IV.2 :</b> Schéma synoptique d'adduction de la variante 02.....	61
<b>Figure IV.3:</b> Bilan du SP1-Réservoir projeté Ighil Alia.....	70
<b>Figure IV.4:</b> Bilan du tronçon SP2 Afra-Msela.....	72
<b>Figure IV.5:</b> Bilan du tronçon SP2 Afra-Tala ouguelil.....	74

### Chapitre V : Etude de pompage

<b>Figure V.1 :</b> installation en charge.....	78
<b>Figure V.2 :</b> installation en aspiration.....	78
<b>Figure V.3 :</b> installation en siphon.....	79
<b>Figure V.4 :</b> Les courbes caractéristiques de la pompe du SP1 (Caprari).....	83
<b>Figure V.5 :</b> Le point de fonctionnement de la pompe du SP1.....	84
<b>Figure V.6 :</b> Les courbes caractéristiques de la pompe du SP2 (Caprari).....	88
<b>Figure V.7 :</b> Le point de fonctionnement de la pompe du SP2.....	90
<b>Figure V.8 :</b> Les courbes caractéristiques de la pompe du SP2 (Caprari).....	92
<b>Figure V.9 :</b> Le point de fonctionnement de la pompe du SP2.....	93



## **Chapitre VI : Protection de la canalisation**

<b>Figure VI.1</b> : schéma de fermeture instantané de la vanne .....	100
<b>Figure VI.2</b> : Schéma de la première étape.....	100
<b>Figure VI.3</b> : Schéma de la deuxième étape.....	100
<b>Figure VI.4</b> : Schéma de la troisième étape.....	101
<b>Figure VI.5</b> : Schéma de la quatrième étape.....	101

## **Chapitre VII : Pose de canalisation et accessoires**

<b>Figure VII.1</b> : Pose de canalisations dans un terrain ordinaire.....	110
<b>Figure VII.2</b> : Pose de canalisation dans un terrain peu consistant.....	111
<b>Figure VII.3</b> : Pose de canalisation dans un terrain marécageux.....	111
<b>Figure VII.4</b> : Pose des canalisations en galerie.....	112
<b>Figure VII.5</b> : Pose de canalisation à la traversée d'une rivière.....	113
<b>Figure VII.6</b> : Pose par la méthode de fonçage .....	113
<b>Figure VII.7</b> : Les robinets vanne.....	114
<b>Figure VII.8</b> : Clapet à battant.....	116
<b>Figure VII.9</b> : Poteau d'incendie.....	117
<b>Figure VII.10</b> : Débitmètre à ultrason.....	118

## **Chapitre VIII : Organisation de chantier**

<b>Figure VIII.1</b> : Réseaux à nœuds (méthode de CPM) de l'adduction.....	141
<b>Figure VIII.2</b> : La pelle hydraulique.....	142
<b>Figure VIII.3</b> : Bulldozer.....	143
<b>Figure VIII.4</b> : Chargeur.....	143
<b>Figure VIII.5</b> : Compacteur.....	144
<b>Figure VIII.6</b> : Camion malaxeur.....	144

## **Liste des Planches :**

**Planche N°1 :** Plan de réseau d'adduction projeté + le profil en long.

**Planche N°2 :** Plan de réservoir projeté.

**Planche N°3 :** Plan de situation de la zone d'étude.

**Planche N°4 :** Plan de planification des travaux d'adduction.

## INTRODUCTION GENERALE

Nous considérons l'eau comme l'un des éléments naturels dont notre planète dispose pour encourager la vie et comme une ressource qu'il est nécessaire de préserver en élaborant de nombreuses infrastructures hydrauliques.

Au cours des quinze dernières années, l'Algérie a accordé une grande importance avec l'aide des partenaires au développement dans le domaine de l'eau potable. Il est essentiel de garantir l'approvisionnement en eau potable de la population, ce qui est l'un des premiers enjeux.

Dans cette situation, le but de cette étude consiste à étudier l'approvisionnement en eau potable de la commune de Kherrata à partir du barrage d'Ighil Emda (Wilaya de Bejaia). Pour essayer de résoudre le problème de l'insuffisance d'eau dans cette région et répondre aux besoins en eau des quatre villages : Djermouna, Chef-lieu, Beni-Merai et Kelaoune.

Dans la présente étude on s'intéresse en particuliers à l'alimentation de la commune de Kherrata Est qui englobe le village de Benai Merai et ses localités dans le cadre de renforcement.

Dans ce projet actuel, notre objectif est de concevoir la chaîne d'adduction de la commune Est de Kherrata en utilisant une prise d'eau flottante provenant du barrage Ighil Emda. Cette étude sera réalisée de la manière suivante :

- ✓ Au premier lieu, nous débiterons en exposant la zone d'étude, qui comprend la situation géographique, topographique, géologique, sismique, climatologique, hydrographique, la situation hydraulique et la présentation du barrage d'Ighil Emda.
- ✓ Deuxièmement, nous effectuerons une estimation de la population et des besoins en eau à l'horizon 2054 afin de réaliser un bilan qui répond aux besoins à long terme.
- ✓ Par la suite, nous allons aborder la capacité des réservoirs terminaux, le réservoir projeté et la bêche de reprise.
- ✓ La phase suivante se concentrera sur la conception des conduites d'adduction en se basant sur une étude technico-économique.
- ✓ Par ailleurs, l'étape qui suit aborde l'étude du pompage en utilisant le catalogue Caprari pour sélectionner les pompes adéquates afin d'assurer un meilleur fonctionnement.

- ✓ De plus, le chapitre six et le chapitre sept mettent en évidence la protection de la canalisation contre le régime transitoire, ainsi que les méthodes de pose des canalisations.
- ✓ En définitive, nous concluons notre travail en organisant le chantier en incluant le cout global de réalisation du projet, ainsi que le délai de réalisation.

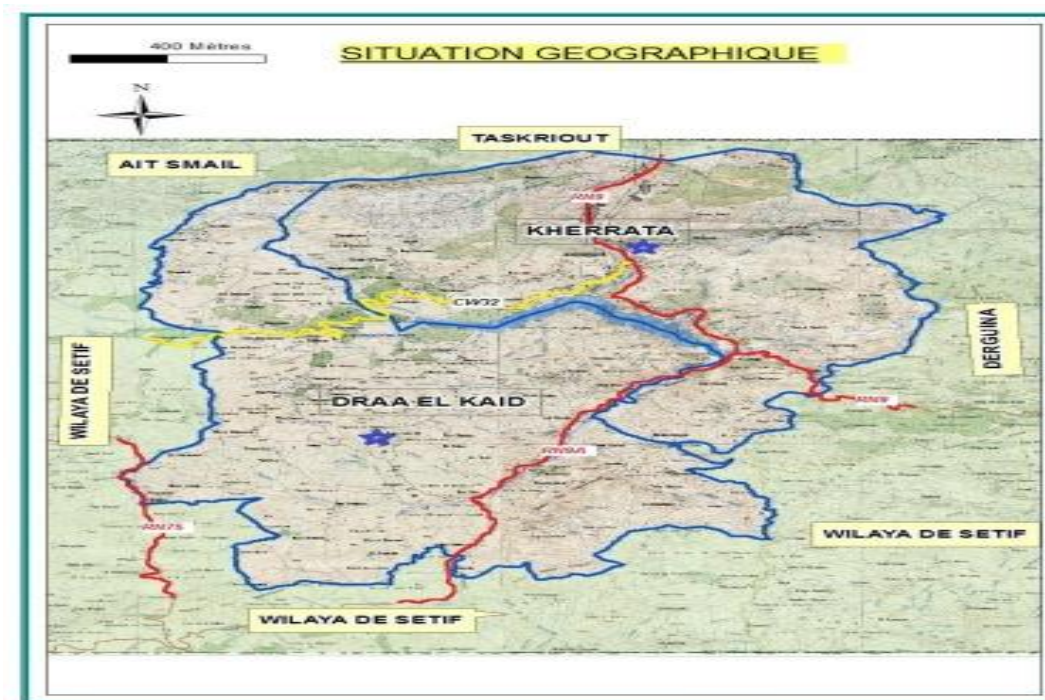
**CHAPITRE I :**  
**PRESENTATION DE LA**  
**ZONE D'ETUDE**

## Introduction

Dans ce chapitre, nous examinons la présentation globale de la zone d'étude en ce qui concerne sa géographie, sa topographie, son hydrographie, ses séismes, sa climatologie et sa situation hydraulique, dans le but de calculer le déficit à combler.

### I.1.Présentation du site [1]

La commune de Kherrata englobe les villages de Beni-Meraai, Djermouna et Kelaoune depuis 1947 jusqu'à ce jour, elle faisait partie de la wilaya de Sétif. Suite au découpage administratif du juillet 1974, elle a été rattachée à la wilaya de Bejaia, comme Daïra. Cette commune est située à environ 60 km du chef-lieu de la wilaya sur la route nationale n°9, elle s'étend sur une superficie de 97.3 km<sup>2</sup>.



**Figure I.1** : Situation géographique de l'aire d'étude (Source : agence des bassins versants).

**I.1.1.Situation géographique**

Notre projet mémoire de fin d'études concerne La zone d'étude qui est située à l'extrême Sud-est du territoire de la wilaya de Bejaia à environ 60 km de cette dernière, plus précisément à Kherrata Est (Beni meraai).

Il y a lieu de signaler aussi l'existence du Barrage d'Ighil Emda d'une capacité de 104 Hm<sup>3</sup>.

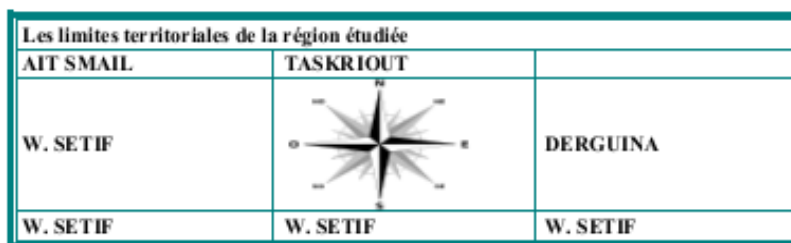


**Figure I.2:** Situation géographique de l'aire d'étude (Source Google earth 2024).

**I.1.2.Situation administrative :**

La commune de Kherrata Est englobe le village de Beni-Meraai, limitrophe avec la wilaya de Sétif, elle est limitée par :

- La commune de Darguina, Taskeriout et Ait smail au Nord ;
- La commune d'Oued el Bared (Wilaya de Sétif) à l'Est ;
- La commune de Draa El-Gaid au Sud ;
- La commune de Draa El-Gaid à l'Ouest.



**Figure I.3:** limites administratives de la zone d'étude.

## I.2. Réseau hydrographique [1]

La commune de Kherrata se trouve incluse dans le bassin versant d'Oued Agrioun et le barrage d'Ighil Emda qui constitue la principale ressource hydraulique de la région, et dont les eaux sont utilisées pour la production de l'énergie électrique. Ce barrage collecte les apports d'Oued El Berd et Oued Atteba.

Le réseau hydrographique de cette zone se caractérise par sa dépendance totale de l'Oued Agrioun qui constitue le principal exutoire de la Daïra de Kherrata vers la mer.

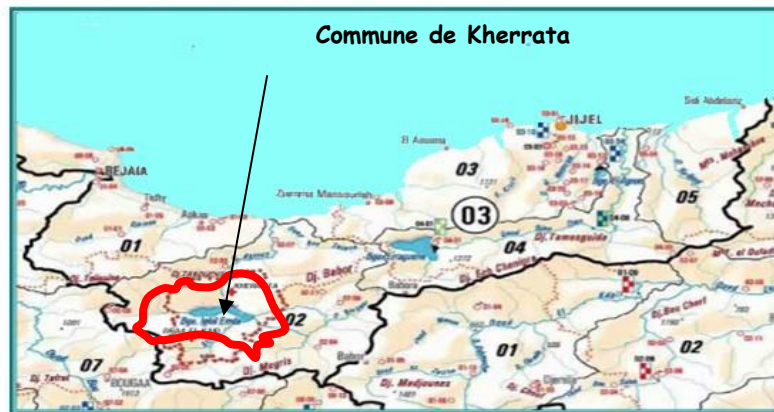


Figure I.4: Carte du réseau hydrographique (Source ANRH).

## I.3. Situation climatologique [1]

### I.3.1. Climat :

Globalement, la morphologie de la zone étudiée fait partie des Hauts Piémonts de Kherrata. Ces derniers sont déjà affectés par le climat semi-aride. Les mois les plus froids sont janvier et février, et les plus chauds sont juillet et août.

### I.3.2. Température :

La température moyenne durant le mois le plus froid est de 6,4°C, tandis que celle du mois le plus chaud est de 26,9°C. Elles se situent respectivement en janvier et en juillet.

Tableau I.1: Température moyenne mensuelle (1990\_2018).

Station	Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Annuel
Ain roua	Min	10.2	12.4	15.6	17.9	23.9	30.1	33.7	33.4	27.4	21.4	15.8	10.8	21.1
	Max	2.5	2.7	5.3	7.1	12	17	20.1	20.1	16.1	11.8	6.7	3.2	10.4
	Tmoy	6.4	7.6	10.5	12.5	18	23.6	26.9	26.8	21.8	16.6	11.3	7	15.7

(Source ANRH, 2018)



### I.3.3.Pluviométrie :

La commune se trouve dans une région où la pluviométrie annuelle varie de 7.4 à 99 mm, avec une moyenne annuelle de pluie de 604.4 mm.

**Tableau I.2:** Précipitation moyenne mensuelle (1990\_2018).

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Annuel
Ain roua	77.8	72.1	65.3	58.4	52.1	15.9	7.4	10.6	36.2	51.4	58.2	99	604.4

(Source ANRH, 2018)

### I.4.Situation topographique [1]

Du point de vue topographique, la région de Kherrata Est présente un paysage varié et complexe. Le relief est accidenté, ce qui signifie qu'il est marqué par des variations de terrain, telles que des collines, des vallées et des montagnes. La présence de chaînes montagneuses qui dominent l'agglomération contribue à cette diversité, créant des pentes abruptes qui peuvent rendre la région difficile d'accès par endroits.

En termes d'altitude, la région connaît une différence significative, avec des points culminants atteignant 900 mètres et des zones plus basses à environ 400 mètres. Cette variation d'altitude influence non seulement le climat et la végétation de la région, mais aussi les activités humaines, telles que l'agriculture et l'urbanisation, qui doivent s'adapter à ces caractéristiques géographiques.

### I.5.Situation géologique [2]

La commune de Kherrata Est est caractérisée par :

- un paysage montagneux, où les montagnes sont principalement constituées de calcaire. Ce type de roche est souvent associé à des formations géologiques qui peuvent créer des reliefs spectaculaires. Sous ces montagnes, on trouve un sol argileux marneux, qui est un mélange d'argile et de calcaire, et qui est en partie recouvert d'alluvions quaternaires. Ces alluvions sont des dépôts de sédiments qui se sont accumulés au cours des périodes géologiques récentes, ce qui contribue à la fertilité du sol dans certaines zones.

- En outre, le paysage est entrecoupé de petits massifs calcaires isolés, qui ajoutent à la diversité géologique de la région. Ces formations peuvent influencer le drainage des eaux et la végétation locale.
- Cependant, la région présente également des défis géologiques. Les éboulis récents et superficiels, qui sont des accumulations de débris rocheux, forment de longs couloirs instables. Ces éboulis peuvent être dangereux, car ils sont susceptibles de se déplacer, surtout en cas de séismes superficiels. Ces tremblements de terre, bien que de faible profondeur, peuvent réactiver ces éboulis, augmentant ainsi le risque d'instabilité dans la région. Cela souligne l'importance de la surveillance géologique et de la gestion des risques dans cette commune.

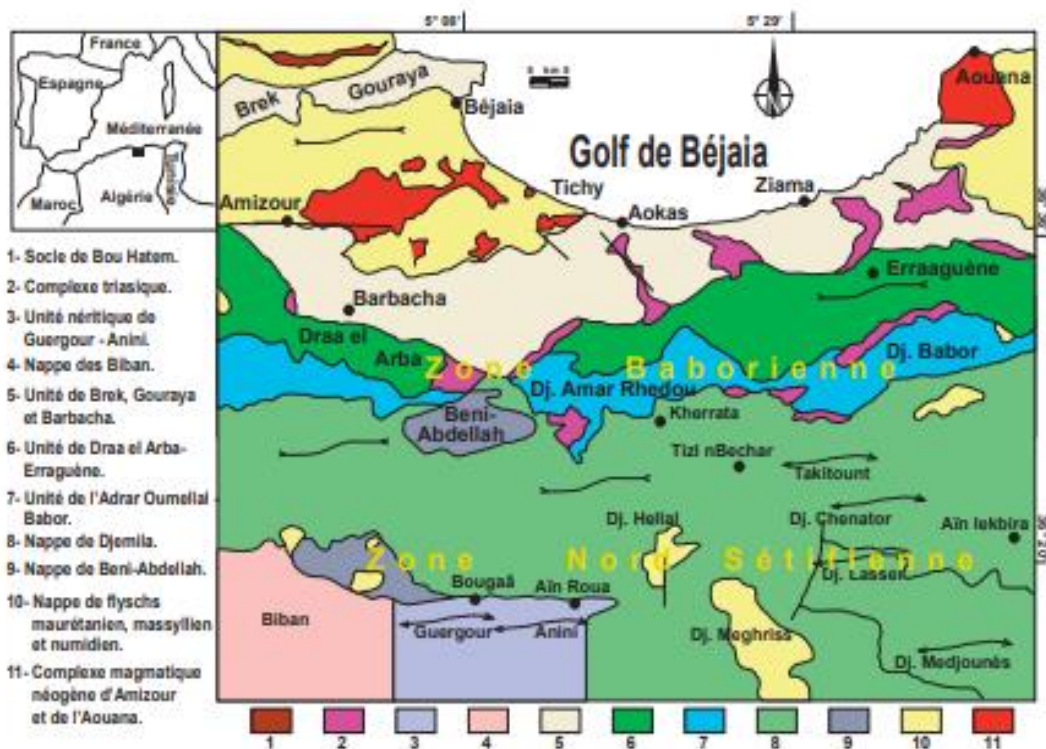


Figure I.5: Carte géologique de la région de Kherrata (Kireche, 1993)

## I.6.Séismicité :

L'aire d'étude, ainsi que l'ensemble de la wilaya, est classée en zone sismique IIa, ce qui signifie qu'elle est sujette à des risques sismiques modérés. Cette classification est importante car elle indique que des tremblements de terre peuvent survenir dans cette région, et que les constructions doivent être conçues pour résister à ces événements.

La R.P.A (Réglementation Parasismique Algérienne) souligne l'importance de mener des reconnaissances et des études de sols approfondies dans ces zones sismiques, surtout pour les projets de construction d'importance moyenne ou supérieure. Ces études permettent d'évaluer la nature et la stabilité du sol, ainsi que sa capacité à supporter des structures. Elles aident également à identifier les risques potentiels liés aux mouvements sismiques, comme les glissements de terrain ou les liquéfactions de sol.

En réalisant ces études, les ingénieurs et les architectes peuvent concevoir des bâtiments et des infrastructures qui respectent les normes de sécurité sismique, minimisant ainsi les risques pour les personnes et les biens en cas de tremblement de terre. Cela contribue à assurer la durabilité et la sécurité des constructions dans une région où les risques sismiques sont présents

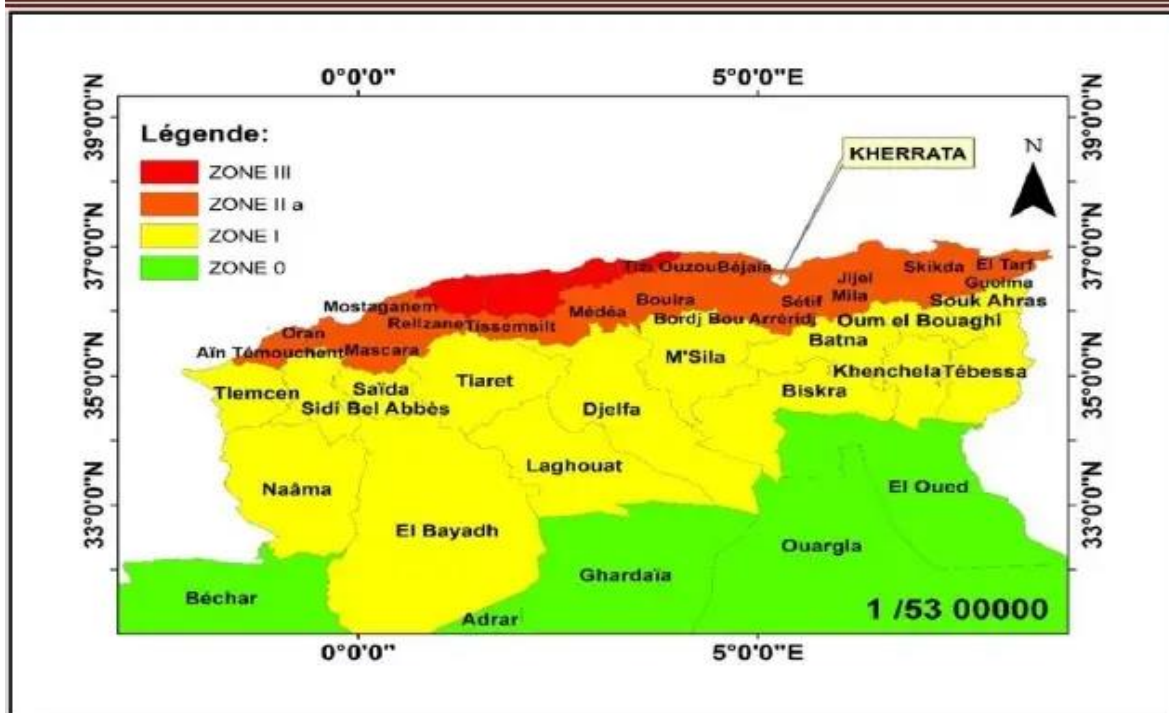


Figure I.6 : Carte de zonage sismique de territoire national (Arc Gis 10.1)

### **I.7.Situation hydraulique [3]**

Les eaux actuellement exploitées dans la zone de l'étude proviennent soit de sources, soit de forages ou de puits.

La subdivision hydraulique de Kherrata nous a permis d'identifier :

Dans la Daïra de Kherrata, il y a un total de 19 forages, dont 4 sont pour l'alimentation en eau potable, utilisant 1100 m<sup>3</sup>/jour, et 15 sont pour l'irrigation, avec un volume d'exploitation de 0.0065 Hm<sup>3</sup> en 2012, et un débit de 45 l/s. En plus des forages, il y a 6696 sources principalement destinées à l'eau potable et à l'irrigation sur une superficie de 60 hectares. Les puits, au nombre de 1640 selon les services de l'hydraulique de la wilaya de Bejaia, servent à l'irrigation des jardins, l'abreuvement du cheptel, et l'alimentation en eau des agglomérations et petites localités rurales.

La région à aborder nécessite une quantité considérable d'eau, c'est pourquoi la DHW de Bejaia (direction de l'hydraulique de la wilaya de Bejaia) a initié un projet visant à l'alimenter grâce au barrage D'Ighil Emda, situé sur l'Oued el Berd ou au sud de la ville de Kherrata. Cela permettra de combler le déficit de la commune de Kherrata.

### **I.8.Présentation du barrage Ighil Emda [3]**

Le barrage d'Ighil Emda est situé à l'Est de l'Algérie dans la petite Kabylie à 60 km du Sud-Est de la wilaya de Bejaia, la mise en eau du barrage a débuté en septembre 1953, ce barrage a une capacité de stockage d'eau importante (156 millions de m<sup>3</sup>) destiné pour :

- L'alimentation de l'usine hydroélectrique de Darguina et l'irrigation.
- L'alimentation en eau potable et industrielle des agglomérations de la daïra de Kherrata et la wilaya de Sétif.
- Ecrêter les crues des oueds el Berd, Embarek, Atteba et à la protection du cours de l'oued Agrioun.

Ce barrage collecte les apports d'Oued el Berd, Oued Atteba, Oued Embarek qui sont montré dans la figure ci-dessous.



**Figure I.7:** visualisation du Barrage Ighil Emda et les oueds qui lui alimente sur image satellitaire (Source agence spatiale algérienne).

### I.8.1. Données générales

- Cours d'eau : Oued Agrioun.
- Destination : irrigation, production d'électricité, eau potable, eau industrielle et écrêtement des crues.

### I.8.2. Caractéristiques hydrauliques

- Aire du bassin versant : 652 km<sup>2</sup>
- Périmètre du bassin versant : 128,6 (Km<sup>2</sup>)
- Apport annuel moyen de la rivière : 180 (Hm<sup>3</sup>)
- Débit des crues maximales :  $Q_{\max} = 2500$  (m<sup>3</sup>/s)
- Apport solide annuel moyenne : 4440 (T/Km<sup>2</sup>/an).

### I.8.3. Caractéristiques principales du barrage

- Type : digue en pierraille avec Masque amont en Béton bitumineux
- Altitude du crête : 535,5 (m) NGA
- Hauteur hors sol : 75 m
- Longueur en crête : 710 m
- Largeur en crête : 9 m
- Volume de la digue : 3200000 (m<sup>3</sup>)

- Cote zéro : 460 (m) NGA

#### **I.8.4. Caractéristiques principales de la retenue :**

- Altitude moyenne du bassin versant : 800 (m)
- Altitude maximale du bassin versant : 2000 (m)
- Cote de retenue normale : 532 (m)
- Capacité actuelle : 104 (Hm<sup>3</sup>)
- Capacité utile : 156 (Hm<sup>3</sup>)
- Envasement annuel : 0,8 (Hm<sup>3</sup>)



**Figure I.8:** Barrage Ighil Emda (Source : Subdivision de l'hydraulique de Kherrata(2019)).

## **Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons défini la zone d'étude qui est la partie EST de la commune de Kherrata, ce qui nous a permis d'avoir une idée sur les différentes caractéristiques de cette zone et ses ressources en eau.

Le processus de collecte des données implique de chercher toutes les informations disponibles dans la zone à étudier.

La phase la plus cruciale est cette étape. Elle repose sur la collecte des données brutes, ainsi que sur la vérification de leur fiabilité afin de prendre des décisions correctes. Dans le prochain chapitre, nous allons donc effectuer le calcul des besoins en eau de la commune.

**CHAPITRE II :  
ESTIMATION DES  
BESOINS EN EAU**



## Introduction

La quantité d'eau dont l'agglomération a besoin est fortement influencée par le développement démographique, l'amélioration du mode de vie de la population et les infrastructures existantes. Cette estimation est basée sur l'évaluation de la population à différents horizons.

### II.1.Evaluation de la Population future

Pour l'estimation de la population à venir, nous considérons un horizon de 30 ans et nous utiliserons un taux d'accroissement de 1,2 %. Enfin, pour les calculs de la population future, nous utiliserons la formule des intérêts combinatoires.

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

Avec :

**P<sub>n</sub>** : est la Population future (à l'horizon de 2054)

**P<sub>0</sub>** : Population actuelle (de base)

**t** : Taux d'accroissement de la population en %

**n** : Nombre d'année.

D'après le RGPH de 2020 (recensement général de la population et de l'habitat) font ressortir un volume de population estimé à 43030 habitants au niveau de la commune de Kherrata, et pour notre zone d'étude la population est estimé à 12159 habitants.

Les résultats du calcul sont présentés dans le tableau II.1 :

**Tableau.II.1** : Evaluation de la population à différents horizons.

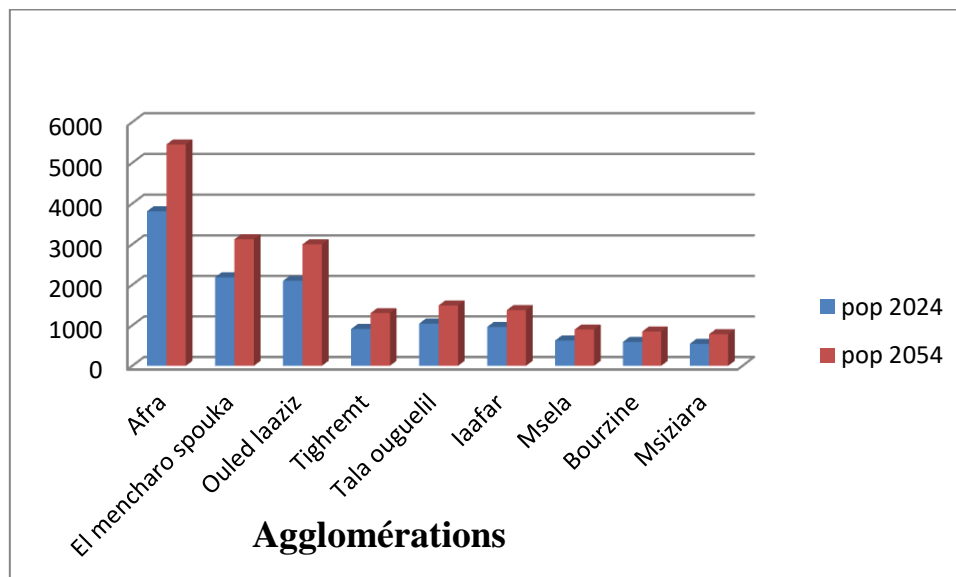
Agglomérations		Population 2020 (hab)	Taux d'accroissement %	Population 2024 (hab)	Population 2054 (hab)
KHERRATA	Kherrata chef-lieu	9730	1.2	10206	14597

CENTRE	Cité 75 log	1928	1.2	2022	2892
	Cité EPLF	992	1.2	1040	1488
DJERMOUNA	Tiaawinin	1110	1.2	1164	1665
	Akhroub	3064	1.2	3214	4596
	Ighil n'Taher	2380	1.2	2496	3570
	Ighil imelan	800	1.2	839	1200
	Tazaaroute	2070	1.2	2171	3105
	Tala n'tegra	1058	1.2	1110	1587
	Angouri	936	1.2	982	1404
	Bougazran	737	1.2	773	1106
	Bradma	603	1.2	632	905
	Boukardjough	752	1.2	789	1128
BENI MERAII	Ahfir	200	1.2	210	300
	Afra	3632	1.2	3809	5449
	El mencharo spouka	2081	1.2	2183	3122
	Ouled laaziz	1998	1.2	2096	2997
	Tighremt	866	1.2	908	1299
	Tala ouguelil	992	1.2	1040	1488
	Iaafar	914	1.2	959	1371
	Msela	596	1.2	625	894
	Bourzine	562	1.2	589	843
Msiziara	518	1.2	543	777	

KALAAOUNE	Tabia	2391	1.2	2508	3587
	Boussada	987	1.2	1035	1481
	Marwaha	644	1.2	675	966
	Balouta	489	1.2	513	734
TOTAL		43030	1.2	45133	64552

(Source : APC de Kherrata)

D'ici 2054, la population de la commune touchée par le projet atteindra **64552 habitants**.  
Ce qui concerne notre zone d'étude sa population atteindra **18240 habitants**.



**Figure.II.1** : Répartition des habitants par agglomérations.

## II.2.Catégories des besoins en eau

La quantité d'eau consommée dépend du type de consommateur. Cependant, avant tout projet d'approvisionnement en eau potable, il est essentiel de réaliser un recensement de tous les types de consommateurs rencontrés dans une agglomération.

Pour l'étude de la commune, il faut prendre en compte les diverses catégories de besoins :

- Besoins domestiques
- Besoins scolaires

- Besoins sanitaires
- Besoins administratifs
- Besoins socioculturels
- Besoins industriels et commerciaux
- Besoins du bétail

### II.3.Evaluation de la consommation moyenne journalière

La consommation d'eau dans une agglomération donnée est principalement influencée par l'évolution des conditions sanitaires et les comportements de la population. Concernant les petites villes, la quantité de l'eau est comprise entre 60 et 100 l/j/hab, tandis que pour les grandes villes, elle est comprise entre 100 et 200 l/j/hab.

Dans notre projet, nous nous concentrons sur les grandes agglomérations. Selon la direction de l'hydraulique de la wilaya de Bejaia (subdivision de l'hydraulique de Kherrata) l'aire d'étude est de type urbain et tenant compte du développement en cours que connaît la commune, les besoins seront évalués en se basant sur une consommation de 200 l/j/hab pour l'année 2054.

#### II.3.1.besoins domestiques

Les besoins domestiques en eau potable sont évalués en fonction de l'augmentation de la population et de l'amélioration du niveau de vie.

La moyenne quotidienne de consommation de la zone étudiée est égale à la dotation que multiplie le nombre total d'habitants.

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

**Dot:** dotation moyenne

**N :** nombre d'habitant

**Tableau II.2 :** Tableau synthétique des exigences domestiques

Localités		Nombre d'habitant 2054	Dotation (L/j/hab)	Débit (m <sup>3</sup> /j)
Kherrata centre	chef-lieu	14597	200	2919,4
	Cité 75 log	2892	200	578,4
	Cité EPLF	1488	200	297,6

Djermouna	Tiaawinin	1665	200	333
	Akhroub	4596	200	919,2
	Ighil n'Taher	3570	200	714
	Ighil imelan	1200	200	240
	Tazaaroute	3105	200	621
	Tala n'tegra	1587	200	317,4
	Angouri	1404	200	280,8
	Boughazran	1106	200	221,2
	Bradma	905	200	181
	Boukardjough	1128	200	225,6
	Ahfir	300	200	60
Beni meraai	Afra	5449	200	1089,8
	El menchar spouka	3122	200	624,4
	Ouled laaziz	2997	200	599,4
	Tighremt	1299	200	259,8
	Tala ouguelil	1488	200	297,6
	Iaafar	1371	200	274,2
	Msela	894	200	178,8
	Bourzine	843	200	168,6
	Msiziara	777	200	155,4
Total (Beni merai)				<b>3648</b>
Kalaoune	Tabia	3587	200	717,4
	Boussada	1481	200	296,2
	Marwaha	966	200	193,2
	Balouta	734	200	146,8
Totale commune		<b>64552</b>	<b>200</b>	<b>12910,4</b>

(Source : APC de Kherrata).

**II.3.2. Les besoins scolaires**

Les besoins des divers équipements scolaires collectés dans les différentes localités étudiées sont regroupés dans le tableau ci-dessous.

**Tableau II.3 :** Tableau synthétique des besoins scolaires

Localités		Equipements	Effectifs	Dotations (L/j/eff)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)
Chef-lieu		9 primaires	2394	15	35,91
		3 CEM	1532	15	22,98
		3 Lycée	1356	15	20,34
<b>Beni merai</b>	Afra	1 CEM	360	15	5,4
		1 primaire	185	15	2,775
	El manchar spouka	1 primaire	176	15	2,64
	Ouled laaziz	1 primaire	168	15	2,52
	Tighremt	1 primaire	160	15	2,4
	Tala ouguelil	9 primaires	156	15	2,34
	laafar	1 primaire	148	15	2,22
	Msela	1 primaire	151	15	2,265
	Bourzine	1 primaire	157	15	2,355
	Msiziara	1 primaire	139	15	2,085
	<b>Total Beni meraai</b>				
Kalaoune		4 primaires	640	15	9,6
		1 CEM	200	15	3
Djermouna		9 primaires	1440	15	21,6
<b>Totale</b>					<b>140.43</b>

(Source : APC de Kherrata)

**II.3.3. Les besoins sanitaires**

Le tableau ci-dessous présente les divers besoins sanitaires des différentes localités.

**Tableau II.4 :** Tableau récapitulatif des besoins sanitaires

Localités	Equipements	Effectifs	Dotations (L/j/eff)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)
Chef-lieu	1 Polyclinique	122	40	4.88

Chef-lieu	1 Maternité	24	40	0.96	
	7 Dentistes	21	15	0.315	
	7 Généralistes	12	15	0.18	
	7 pharmacies	17	15	0.255	
	1 Hôpital	214	50	10.7	
<b>Beni meraai</b>	Afra	1 salle de soin	5	15	0.075
	Ouled laaziz	1salle de soin	5	15	0.075
<b>Total Beni meraai</b>				<b>0.15</b>	
Kalaoune	1 Polyclinique	60	15	0.9	
	1 salle de soin	5	15	0.075	
Djermouna	2 salles de soin	10	15	0.15	
<b>Totale commune</b>				<b>18.565</b>	

(Source : APC de Kherrata)

**II.3.4. Les besoins administratifs**

Le tableau ci-dessous présente les divers équipements administratifs des localités concernées, ainsi que leurs allocations et les débits journaliers associés.

**Tableau II.5 :** Tableau synthétique des besoins administratifs.

Localités	Equipements	Nombre d'employer	Dotation (l/j/emp)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)
Chef-lieu	Subdivision d'hydraulique	4	15	0.06
	Subdivision d'agricole	4	15	0.06
	APC+2 antennes APC	280	10	2.8
	Poste 1	17	10	0.17
	Poste 2	1	10	0.01
	Daïra	20	10	0.2
	3 agences d'assurances	3	10	0.03
	Banque	20	10	0.2
	Protection civil	50	10	0.5
	Siege de police	9	10	0.09
	Gendarmerie	50	10	0.5

		Contribution	30	15	0.45
		Palais de justice	60	10	0.6
		CNAS	21	10	0.21
		OPGI	10	10	0.1
<b>Beni merai</b>	Afra	1 antenne postale	5	10	0.05
<b>Total Beni meraai</b>					<b>0.05</b>
	Kalaoune	1 antenne postale	4	10	0.04
		1 antenne APC	30	10	0.3
	Djermouna	1 antenne postale	5	10	0.05
<b>Totale commune</b>					<b>6.42</b>

(Source : APC de Kherrata)

### II.3.5. Les besoins socioculturels

Le tableau suivant présente les différents infrastructures socio-culturelles et leurs besoins en eau.

**Tableau II.6 :** Tableau synthétique des besoins socio-culturels.

Localités		Equipements	Effectifs	Dotations (l/j/eff)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)
Chef-lieu		6 mosquées	6000	20	120
		Maison de jeune	250	10	2.5
		Musée	7	20	0.14
		Bibliothèque	500	10	5
<b>Beni meraai</b>	Afra	1 Mosquée	500	20	10
	Elmanchar spouka	1 Mosquée	500	20	10
	Ouled laaziz	1 Mosquée	500	20	10
	Tighremt	1 Mosquée	500	20	10
	Iaafar	1 Mosquée	500	20	10
<b>Totale Beni meraai</b>					<b>50</b>
kalaoune		4 Mosquées	2000	20	40
Djermouna		8 Mosquées	4000	20	80



Totale commune	<b>297.64</b>
----------------	---------------

(Source : APC de Kherrata)

**II.3.6. Les besoins industriels et commerciaux**

Les différents équipements industriels et commerciaux et leurs besoins en eau sont représentés dans le tableau suivant

**Tableau II.7 :** Tableau récapitulatif des besoins industriels et commerciaux

Localités		Equipements	Nombre d'employer	Dotations (l/j/emp)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)
Chef-lieu		Abattoir	60	3000	180
		18 Restaurants	72	500	36
		24 Cafétérias	72	500	36
		6 Fast-food	24	500	12
		8 Pâtisseries	24	500	12
		Marché	1689m <sup>2</sup>	10	16.89
<b>Beni meraai</b>	Afra	2 Cafétérias	6	500	3
	Tighremt	2 Cafétérias	6	500	3
	Ouled laaziz	1 Cafétérias	3	500	1.5
	Elmanchar spouka	2 Cafétérias	6	500	3
<b>Total Beni meraai</b>					<b>10.5</b>
kalaoune		1 Cafétérias	3	500	1.5
Djermouna		2 Cafétérias	6	500	3
<b>Totale commune</b>					<b>307.87</b>

(Source : APC de Kherrata)

**II.3.7. Les besoins de bétails**

Nous avons collecté les données du bétail auprès du service d'agriculture de Kherrata, dont les chiffres, les dotations et les besoins sont présentés dans le tableau ci-dessous.

**Tableau II.8 :** Tableau récapitulatif des besoins du bétail

Localités		Cheptels	Nombre de tête	Dotations (l/j/tête)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)
<b>Beni meraai</b>	Afra	Bovins	143	80	11,44
		Ovins	550	20	11
		Aviculture	1900	0.5	0,95
		Apiculture	115	5	0,575
		Caprins	141	10	1,41
		Bovins	127	80	10,16

	Elmanchar spouka	Ovins	523	20	10,46	
		Aviculture	1857	0.5	0,929	
		Apiculture	96	5	0,48	
		Caprins	167	10	1,67	
	Ouled laaziz	Bovins	98	80	7,84	
		Ovins	495	20	9,9	
	Ouled laaziz	Aviculture	1723	0.5	0,862	
		Apiculture	85	5	0,425	
		Tighremt	Caprins	196	10	1,96
			Bovins	43	80	3,44
			Ovins	516	20	10,32
			Aviculture	1891	0.5	0,946
Apiculture			109	5	0,545	
Tala ouguelil		Caprins	135	10	1,35	
		Bovins	51	80	4,08	
		Ovins	531	20	10,62	
		Aviculture	754	0.5	0,377	
		Apiculture	88	5	0,44	
Iaafar		Caprins	174	10	1,74	
		Bovins	36	80	2,88	
	Ovins	389	20	7,78		
	Aviculture	1875	0.5	0,938		
	Apiculture	110	5	0,55		
<b>Totale Beni meraai</b>					<b>117.55</b>	
Kalaoune	Bovins	302	80	0,280		
	Ovins	1002	20	0,232		
	Aviculture	117000	0.5	0,677		
	Apiculture	402	5	0,023		
	Caprins	953	10	0,110		
	Bovins	409	80	0,379		
	Ovins	1002	20	0,232		

Djermouna	Aviculture	100000	0.5	0,579
	Apiculture	710	5	0,041
	Caprins	973	10	0,113
Totale				<b>347.835</b>

(Source : APC de Kherrata)

### II.3.8.Majoration des besoins d'équipements pour l'horizon futur

Les besoins à venir des équipements augmenteront à diverses échelles, pour notre situation, on prévoit un taux de majoration de 20%.

Le tableau suivant illustre les résultats obtenus.

**Tableau II.9 :** Tableau récapitulatif des besoins d'équipements.

Localités		Q <sub>equip</sub> (2024) (m <sup>3</sup> /j)	Taux de majoration	Q <sub>equip</sub> (2054) (m <sup>3</sup> /j)
Chef-lieu		523.03	20%	627,64
<b>Beni meraai</b>	Afra	46.675	20%	56,01
	El manchar spouka	39.39	20%	47,21
	Ouled laaziz	35.08	20%	42,09
	Tighremt	32.00	20%	38,40
	Tala ouguelil	19.59	20%	23,52
	laafar	25.86	20%	31,03
	Msela	2.26	20%	2,71
	Bourzine	2.35	20%	2,83
	Msiziara	2.08	20%	2,50
<b>Total Beni meraai</b>		<b>205.26</b>	20%	<b>246,31</b>
kalaoune		56.74	20%	68,08
Djermouna		106.14	20%	127,37
<b>Totale commune</b>		<b>891.17</b>	20%	<b>1069,40</b>

### II.3.9.Récapitulation de la consommation moyenne journalière

L'évaluation des besoins journaliers moyens estimés pour 2054 sont indiqués pour chaque localité dans le tableau ci-dessous.

**Tableau II.10 :** Tableau synthétique des diverses consommations journalières.

Localités	Q <sub>moy,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)	Pertes	Q <sub>moy,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Chef-lieu	4423,03	884,61	5307,64

<b>Beni meraai</b>	Afra	1145,81	229,16	1374,97
	El manchar spouka	671,61	134,32	805,93
	Ouled laaziz	641,49	128,30	769,80
	Tighremt	298,20	59,64	357,84
	Tala ouguelil	321,12	64,22	385,34
	laafar	305,23	61,05	366,28
	Msela	181,52	36,30	217,82
	Bourzine	171,43	34,28	205,71
	Msiziara	157,90	31,58	189,48
<b>Total Beni meraai</b>		<b>3894,31</b>	<b>778,86</b>	<b>4673,17</b>
	kalaoune	1421,68	284,34	1706,02
	Djermouna	4240,57	848,11	5088,69
<b>Totale commune</b>		<b>13979,60</b>	<b>2795,92</b>	<b>16775,52</b>

**Remarque :**

En tenant compte des volumes d'eau estimés pour les fuites du réseau de distribution, il convient de souligner :

- Réseau de distribution bien entretenue, les pertes aboutissent au 25 % de la consommation moyenne journalière.
- Pour un réseau de distribution moyennement entretenu, les pertes varient entre 25 % et 35 % de la consommation quotidienne moyenne.
- En revanche, pour un réseau de distribution mal entretenu, les pertes atteignent ou dépassent 50 % de la consommation quotidienne moyenne.

**Dans notre cas, les pertes sont de l'ordre de 20 %.**

À l'horizon 2054, on prévoit que les besoins moyens quotidiens totaux de la commune en question atteignent **16775,5219m<sup>3</sup>/j**, ce qui représente un débit de **194,16 l/s**.

Et concernant notre zone d'étude Kherrata EST qui englobe Beni merai les besoins moyens quotidiens totaux atteignent **4673,1701 m<sup>3</sup>/j**, ce qui représente un débit de **54,09 l/s**.

## II.4.Détermination des consommations maximales et minimales journalières

Les variations de la consommation varient selon les jours, les semaines et les mois. Le débit d'eau utilisé n'est pas constant, mais fluctue en ayant des pics et des bas. On observe cette variation avec des coefficients d'irrégularité  $K_{max,j}$  et  $K_{min,j}$ .

### II.4.1.Consommation maximale journalière ( $Q_{max,j}$ )

Cette consommation représente le débit du jour le plus chargé de l'année, elle se détermine par la formule suivante :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} * Q_{moy,j} \quad (m^3/j) \quad (II.3)$$

Avec :

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

$K_{max,j}$  : coefficient d'irrégularité journalière maximum,  $K_{max,j} = [1,1\_1,3]$

On prend  $K_{max,j} = 1,2$  ;

### II.4.2.Consommation minimale journalière ( $Q_{min,j}$ )

Ce débit correspond à la consommation minimale d'eau utilisée le jour le moins chargé de l'année. On le trouve à partir de la relation suivante :

$$Q_{min,j} = K_{min,j} * Q_{moy,j} \quad (m^3/j) \quad (II.4)$$

Avec :

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

$K_{min,j}$  : coefficient d'irrégularité journalière minimum,  $K_{min,j} = [0,7\_0,9]$

On prend  $K_{min,j} = 0,8$  ;

Les consommations quotidiennes moyennes, minimales et maximales sont figurées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II.11** : Tableau synthétique des consommations quotidiennes :  $Q_{min,j}$ ,  $Q_{moy,j}$ ,  $Q_{max,j}$ .

Localités	$Q_{moy,j}$ ( $m^3/j$ )	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}$ ( $m^3/j$ )	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$ ( $m^3/j$ )
Chef-lieu	5307,6432	0,8	4246,11	1,3	6899,94
Afra	1374,972	0,8	1099,98	1,3	1787,46
El menchar spouka	805,9282	0,8	644,74	1,3	1047,71

<b>Beni meraai</b>	Ouled laaziz	769,7981	0,8	615,84	1,3	1000,74
	Tighremt	357,8414	0,8	286,27	1,3	465,19
	Tala ouguelil	385,3397	0,8	308,27	1,3	500,94
	Iaafar	366,2755	0,8	293,02	1,3	476,16
	Msela	217,8216	0,8	174,26	1,3	283,17
	Bourzine	205,7112	0,8	164,57	1,3	267,42
	Msiziara	189,4824	0,8	151,59	1,3	246,33
<b>Totale Benai merai</b>	<b>4673,1701</b>			<b>3738,54</b>		<b>6075,12</b>
Kalaaoune	1706,0213	0,8	1364,82	1,3	2217,83	
Djermouna	5088,6874	0,8	4070,9	1,3	6615,29	
<b>Totale commune</b>	<b>16775,5219</b>			<b>13420,42</b>		<b>21808,18</b>

## II.5. Etude des variations des débits horaires

Le débit moyen fluctue non seulement au cours du jour, mais également pendant l'heure. Le débit moyen horaire est calculé selon la formule suivante :

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

Avec :

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

$Q_{\text{max,j}}$  : débit maximal par jour ( $\text{m}^3/\text{j}$ )

### II.5.1. Détermination du débit maximum horaire

Ce débit joue un rôle crucial dans les divers calculs du réseau de distribution, il est calculé en utilisant la relation suivante :

$$Q_{\text{max,h}} = K_{\text{max,h}} * Q_{\text{moy,h}} \dots \dots \dots \text{(II.6)}$$

Avec :

$Q_{\text{moy,h}}$  : Débit moyen horaire en ( $\text{m}^3/\text{h}$ ).

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

### II.5.2. Coefficient d'irrégularité maximum horaire

Ce coefficient indique que la consommation horaire augmente au cours de la journée. Il prend en considération l'augmentation de la population et le niveau de confort et de travail de

l'industrie. En général, on peut décomposer ce coefficient en deux autres coefficients,  $\alpha_{\max}$  et  $\beta_{\max}$ , comme suit :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max} \dots \dots \dots (II.7)$$

Avec :

$\alpha_{\max}$  : Coefficient prenant en considération le confort des équipements de l'agglomération ainsi que le régime de travail, variant entre 1,2 et 1,4, et dépendant du niveau de développement local. Dans notre situation, nous choisissons  $\alpha_{\max} = 1,3$ .

$\beta_{\max}$  : coefficient fortement associé à la croissance de la population. Le tableau ci-dessous montre comment il varie en fonction du nombre d'habitants.

**Tableau II.12** : Valeurs de  $\beta_{\max}$  selon le nombre d'habitants.

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
$\beta_{\max}$	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.13	1.1

(Source : Polycopie B.Salah «alimentation en eau potable P25»).

Les valeurs de  $\beta_{\max}$  et  $K_{\max,h}$  et les débits horaires sont représentés dans le tableau suivant.

**Tableau II.13** :  $\beta_{\max}$ ,  $K_{\max,h}$  et les débits horaires correspond au nombre d'habitant de chaque localités.

Localités		Nombre d'habitant	$\beta_{\max}$	$K_{\max,h}$	$Q_{\text{moy},h}$ (m <sup>3</sup> /h)	$Q_{\text{max},h}$ (m <sup>3</sup> /h)
Kherrata centre		18977	1.3	1,69	287,49	485,87
Beni merai	Afra	5449	1.5	1,95	74,478	145,23
	El menchar spouka	3122	1.6	2,08	43,654	90,80
	Ouled laaziz	2997	1.6	2,08	41,69	86,73
	Tighremt	1299	2	2,6	19,38	50,39
	Tala ouguelil	1488	2	2,6	20,87	54,27
	Iaafar	1371	2	2,6	19,84	51,58
	Msela	894	2	2,6	11,80	30,68
	Bourzine	843	2	2,6	11,14	28,97
Msiziara	777	2	2,6	10,26	26,69	
Kalaoune		6768	1.4	1,82	92,41	168,18
Djermouna		20566	1.2	1,56	275,64	429,99

### II.5.3.Détermination du débit minimum horaire

Cette consommation est observée pendant les heures creuses, c'est l'heure la moins chargée des 24 heures. On le calcule comme suit :

$$Q_{\min,h} = K_{\min,h} * Q_{\text{moy},h} \dots \dots \dots (II.8)$$

Avec :

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

$Q_{\text{moy},h}$  : Débit moyen horaire en (m<sup>3</sup>/h).

#### II.5.4. Coefficient d'irrégularité minimum horaire

Ce coefficient permet d'établir la valeur minimale du débit horaire en cas de sous-consommation, il est calculé comme suit :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} \dots \dots \dots (II.9)$$

Avec :

$\alpha_{\min}$  : Coefficient prenant en compte le confort des équipements de l'agglomération ainsi que le régime de travail, variant entre 0,4 et 0,6. Dans notre cas, nous choisissons  $\alpha_{\min} = 0,4$ .

$\beta_{\min}$  : coefficient fortement associé à la croissance de la population..

Les valeurs de  $\beta_{\min}$  sont affichées dans le tableau suivant.

**Tableau II.14** : Valeurs de  $\beta_{\min}$  selon le nombre d'habitants.

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
$\beta_{\min}$	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.63	0.7

(Source : cours B. Salah)

Les valeurs de  $\beta_{\min}$  et  $K_{\min,h}$  et les débits horaires sont représentés dans le tableau suivant.

**Tableau II.15** :  $\beta_{\min}$ ,  $K_{\min,h}$  et les débits horaires correspond au nombre d'habitant de chaque localités.

Localités		Nombre d'habitant	$\beta_{\min}$	$K_{\min,h}$	$Q_{\text{moy},h}$ (m <sup>3</sup> /h)	$Q_{\min,h}$ (m <sup>3</sup> /h)
Kherrata centre		18977	0.4	0,16	287,49	46
Beni merai	Afra	5449	0.2	0,08	74,47	5,96
	El menchar spouka	3122	0.1	0,04	43,65	1,75
	Ouled laaziz	2997	0.1	0,04	41,69	1,66
	Tighremt	1299	0.1	0,04	19,38	0,77
	Tala ouguelil	1488	0.1	0,04	20,87	0,83
	Iaafar	1371	0.1	0,04	19,84	0,79
	Msela	894	0.1	0,04	11,79	0,47



	Bourzine	843	0.1	0,04	11,14	0,45
	Msiziara	777	0.1	0,04	10,26	0,41
	Kalaaoune	6768	0.25	0,1	92,41	9,24
	Djermouna	20566	0.5	0,2	275,64	55,13

### II.5.5. Variations des débits horaires

Pour évaluer le débit de pointe, dans cette étude, la méthode utilisée a été celle qui donne la proportion de la variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération, comme indiqué dans l'annexe (II-1).

Le débit horaire varie en pourcentage du débit maximum journalier dans chaque agglomération.

Le calcul s'effectue à l'aide de la formule suivante :

$$Q_h = \frac{C * Q_{max,j}}{100} \dots\dots\dots (II.10)$$

Pour chaque localité la variation du débit horaire est récapitulée dans les tableaux suivant:

**Tableau II.16 :** Variation du débit horaire pour la localité (Kherrata centre).

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=6899,94 \text{ (m}^3\text{/j)}$		Consommation cumulée	
	C(%)	m <sup>3</sup> /h	C(%)	m <sup>3</sup> /h
0-1	1.5	103,499	1,5	103,499
1-2	1.5	103,499	3	206,998
2-3	1.5	103,499	4,5	310,497
3-4	1.5	103,499	6	413,996
4-5	2.5	172,499	8,5	586,495
5-6	3.5	241,498	12	827,993
6-7	4.5	310,497	16,5	1138,490
7-8	5.5	379,497	22	1517,987
8-9	6.25	<b>431,246</b>	28,25	1949,233
9-10	6.25	<b>431,246</b>	34,5	2380,479
10-11	6.25	<b>431,246</b>	40,75	2811,726
11-12	6.25	<b>431,246</b>	47	3242,972
12-13	05	344,997	52	3587,969
13-14	05	344,997	57	3932,966
14-15	5.5	379,497	62,5	4312,463
15-16	06	413,996	68,5	4726,459
16-17	06	413,996	74,5	5140,455
17-18	5.5	379,497	80	5519,952
18-19	05	344,997	85	5864,949

19-20	4.5	310,497	89,5	6175,446
20-21	04	275,998	93,5	6451,444
21-22	03	206,998	96,5	6658,442
22-23	02	137,999	98,5	6796,441
23-24	1.5	103,499	100	6899,94

Le débit de pointe  $Q_{\max,h}$  pour la localité de Kherrata centre est de **431,246 m<sup>3</sup>/h** et survient entre 8h et midi.

**Tableau II.17** : Variation du débit horaire pour la localité Beni merai (Afra)

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=1787,46 \text{ (m}^3\text{/j)}$		Consommation cumulée	
	C(%)	m <sup>3</sup> /h	C(%)	m <sup>3</sup> /h
0-1	01	17,875	1	17,875
1-2	01	17,875	2	35,749
2-3	01	17,875	3	53,624
3-4	01	17,875	4	71,498
4-5	02	35,749	6	107,248
5-6	03	53,624	9	160,871
6-7	05	89,373	14	250,244
7-8	6.5	116,185	20,5	366,429
8-9	6.5	116,185	27	482,614
9-10	5.5	98,310	32,5	580,925
10-11	4.5	80,436	37	661,360
11-12	5.5	98,310	42,5	759,671
12-13	07	<b>125,122</b>	49,5	884,793
13-14	07	<b>125,122</b>	56,5	1009,915
14-15	5.5	98,310	62	1108,225
15-16	4.5	80,436	66,5	1188,661
16-17	05	89,373	71,5	1278,034
17-18	6.5	116,185	78	1394,219
18-19	6.5	116,185	84,5	1510,404
19-20	05	89,373	89,5	1599,777
20-21	4.5	80,436	94	1680,212
21-22	03	53,624	97	1733,836
22-23	02	35,749	99	1769,585
23-24	01	17,875	100	1787,460

Le débit de pointe  $Q_{\max,h}$  pour la localité de Beni merai (Afra) est de **125,122 m<sup>3</sup>/h** et survient entre midi et 14h.

**Tableau II.18** : Variation du débit horaire pour la localité Beni merai (Elmachar spouka)

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=1047,71 \text{ (m}^3/\text{j)}$		Consommation cumulée	
	C(%)	m <sup>3</sup> /h	C(%)	m <sup>3</sup> /h
0-1	01	10,477	1	9,558
1-2	01	10,477	2	19,116
2-3	01	10,477	3	28,674
3-4	01	10,477	4	38,232
4-5	02	20,954	6	57,347
5-6	03	31,431	9	86,021
6-7	05	52,386	14	133,811
7-8	6.5	68,101	20,5	195,937
8-9	6.5	68,101	27	258,063
9-10	5.5	57,624	32,5	310,632
10-11	4.5	47,147	37	353,642
11-12	5.5	57,624	42,5	406,211
12-13	07	<b>73,340</b>	49,5	473,116
13-14	07	<b>73,340</b>	56,5	540,021
14-15	5.5	57,624	62	592,590
15-16	4.5	47,147	66,5	635,600
16-17	05	52,386	71,5	683,390
17-18	6.5	68,101	78	745,516
18-19	6.5	68,101	84,5	807,643
19-20	05	52,386	89,5	855,432
20-21	4.5	47,147	94	898,443
21-22	03	31,431	97	927,116
22-23	02	20,954	99	946,232
23-24	01	10,477	100	955,790

Le débit de pointe  $Q_{\max,h}$  pour la localité de Beni merai (Elmachar spouka) est de **73,340 m<sup>3</sup>/h** et survient entre midi et 14h.

**Tableau II.19** : Variation du débit horaire pour la localité Beni merai (Ouled laaziz)

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=1000,74 \text{ (m}^3/\text{j)}$		Consommation cumulée	
	C(%)	m <sup>3</sup> /h	C(%)	m <sup>3</sup> /h
0-1	01	10,007	1	9,137
1-2	01	10,007	2	18,273
2-3	01	10,007	3	27,410
3-4	01	10,007	4	36,546
4-5	02	20,015	6	54,820
5-6	03	30,022	9	82,229
6-7	05	50,037	14	127,912
7-8	6.5	65,048	20,5	187,300
8-9	6.5	65,048	27	246,688
9-10	5.5	55,041	32,5	296,940
10-11	4.5	45,033	37	338,054
11-12	5.5	55,041	42,5	388,306
12-13	07	<b>70,052</b>	49,5	452,262
13-14	07	<b>70,052</b>	56,5	516,218
14-15	5.5	55,041	62	566,469
15-16	4.5	45,033	66,5	607,584
16-17	05	50,037	71,5	653,267
17-18	6.5	65,048	78	712,655
18-19	6.5	65,048	84,5	772,043
19-20	05	50,037	89,5	817,726
20-21	4.5	45,033	94	858,840
21-22	03	30,022	97	886,250
22-23	02	20,015	99	904,523
23-24	01	10,007	100	913,660

Le débit de pointe  $Q_{\max,h}$  pour la localité de Beni merai (Ouled laaziz) est de **70,052 m<sup>3</sup>/h** et survient entre midi et 14h.

**Tableau II.20** : Variation du débit horaire pour la localité Beni merai (Tighremt).

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=465,19 \text{ (m}^3/\text{j)}$		Consommation cumulée	
	C(%)	m <sup>3</sup> /h	C(%)	m <sup>3</sup> /h
0-1	01	4,652	1	4,652
1-2	01	4,652	2	9,304
2-3	01	4,652	3	13,956
3-4	01	4,652	4	18,608
4-5	02	9,304	6	27,911
5-6	03	13,956	9	41,867
6-7	05	23,260	14	65,127
7-8	6.5	30,237	20,5	95,364
8-9	6.5	30,237	27	125,601
9-10	5.5	25,585	32,5	151,187
10-11	4.5	20,934	37	172,120
11-12	5.5	25,585	42,5	197,706
12-13	07	<b>32,563</b>	49,5	230,269
13-14	07	<b>32,563</b>	56,5	262,832
14-15	5.5	25,585	62	288,418
15-16	4.5	20,934	66,5	309,351
16-17	05	23,260	71,5	332,611
17-18	6.5	30,237	78	362,848
18-19	6.5	30,237	84,5	393,086
19-20	05	23,260	89,5	416,345
20-21	4.5	20,934	94	437,279
21-22	03	13,956	97	451,234
22-23	02	9,304	99	460,538
23-24	01	4,652	100	465,19

Le débit de pointe  $Q_{\max,h}$  pour la localité de Beni merai (Tighremt) est de **32,563 m<sup>3</sup>/h** et survient entre midi et 14h.

**Tableau II.21** : Variation du débit horaire pour la localité Beni merai (Tala Ouguelil)

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=500,94 \text{ (m}^3/\text{j)}$		Consommation cumulée	
	C(%)	m <sup>3</sup> /h	C(%)	m <sup>3</sup> /h
0-1	01	5,009	1	5,009
1-2	01	5,009	2	10,019
2-3	01	5,009	3	15,028
3-4	01	5,009	4	20,038
4-5	02	10,019	6	30,056
5-6	03	15,028	9	45,085
6-7	05	25,047	14	70,132
7-8	6.5	32,561	20,5	102,693
8-9	6.5	32,561	27	135,254
9-10	5.5	27,552	32,5	162,806
10-11	4.5	22,542	37	185,348
11-12	5.5	27,552	42,5	212,900
12-13	07	<b>35,066</b>	49,5	247,965
13-14	07	<b>35,066</b>	56,5	283,031
14-15	5.5	27,552	62	310,583
15-16	4.5	22,542	66,5	333,125
16-17	05	25,047	71,5	358,172
17-18	6.5	32,561	78	390,733
18-19	6.5	32,561	84,5	423,294
19-20	05	25,047	89,5	448,341
20-21	4.5	22,542	94	470,884
21-22	03	15,028	97	485,912
22-23	02	10,019	99	495,931
23-24	01	5,009	100	500,94

Le débit de pointe  $Q_{\max,h}$  pour la localité de Beni merai (Tala Ouguelil) est de **35,066 m<sup>3</sup>/h** et survient entre midi et 14h.

**Tableau II.22** : Variation du débit horaire pour la localité Beni merai (Iaafar)

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=476,16 \text{ (m}^3/\text{j)}$		Consommation cumulée	
	C(%)	m <sup>3</sup> /h	C(%)	m <sup>3</sup> /h
0-1	01	4,762	1	4,762
1-2	01	4,762	2	9,523
2-3	01	4,762	3	14,285
3-4	01	4,762	4	19,046
4-5	02	9,523	6	28,570
5-6	03	14,285	9	42,854
6-7	05	23,808	14	66,662
7-8	6.5	30,950	20,5	97,613
8-9	6.5	30,950	27	128,563
9-10	5.5	26,189	32,5	154,752
10-11	4.5	21,427	37	176,179
11-12	5.5	26,189	42,5	202,368
12-13	07	<b>33,331</b>	49,5	235,699
13-14	07	<b>33,331</b>	56,5	269,030
14-15	5.5	26,189	62	295,219
15-16	4.5	21,427	66,5	316,646
16-17	05	23,808	71,5	340,454
17-18	6.5	30,950	78	371,405
18-19	6.5	30,950	84,5	402,355
19-20	05	23,808	89,5	426,163
20-21	4.5	21,427	94	447,590
21-22	03	14,285	97	461,875
22-23	02	9,523	99	471,398
23-24	01	4,762	100	476,16

Le débit de pointe  $Q_{\max,h}$  pour la localité de Beni merai (Iaafar) est de **33,331 m<sup>3</sup>/h** et survient entre midi et 14h.

**Tableau II.23** : Variation du débit horaire pour la localité Beni merai (Msela)

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=283,17 \text{ (m}^3/\text{j)}$		Consommation cumulée	
	C(%)	m <sup>3</sup> /h	C(%)	m <sup>3</sup> /h
0-1	01	2,832	1	2,832
1-2	01	2,832	2	5,663
2-3	01	2,832	3	8,495
3-4	01	2,832	4	11,327
4-5	02	5,663	6	16,990
5-6	03	8,495	9	25,485
6-7	05	14,159	14	39,644
7-8	6.5	18,406	20,5	58,050
8-9	6.5	18,406	27	76,456
9-10	5.5	15,574	32,5	92,030
10-11	4.5	12,743	37	104,773
11-12	5.5	15,574	42,5	120,347
12-13	07	<b>19,822</b>	49,5	140,169
13-14	07	<b>19,822</b>	56,5	159,991
14-15	5.5	15,574	62	175,565
15-16	4.5	12,743	66,5	188,308
16-17	05	14,159	71,5	202,467
17-18	6.5	18,406	78	220,873
18-19	6.5	18,406	84,5	239,279
19-20	05	14,159	89,5	253,437
20-21	4.5	12,743	94	266,180
21-22	03	8,495	97	274,675
22-23	02	5,663	99	280,338
23-24	01	2,832	100	283,17

Le débit de pointe  $Q_{\max,h}$  pour la localité de Beni merai (Msela) est de **19,822 m<sup>3</sup>/h** et survient entre midi et 14h.



**Tableau II.24 :** Variation du débit horaire pour la localité Beni merai (Bourzine)

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=267,42 \text{ (m}^3/\text{j)}$		Consommation cumulée	
	C(%)	m <sup>3</sup> /h	C(%)	m <sup>3</sup> /h
0-1	01	2,674	1	2,674
1-2	01	2,674	2	5,348
2-3	01	2,674	3	8,023
3-4	01	2,674	4	10,697
4-5	02	5,348	6	16,045
5-6	03	8,023	9	24,068
6-7	05	13,371	14	37,439
7-8	6.5	17,382	20,5	54,821
8-9	6.5	17,382	27	72,203
9-10	5.5	14,708	32,5	86,912
10-11	4.5	12,034	37	98,945
11-12	5.5	14,708	42,5	113,654
12-13	07	<b>18,719</b>	49,5	132,373
13-14	07	<b>18,719</b>	56,5	151,092
14-15	5.5	14,708	62	165,800
15-16	4.5	12,034	66,5	177,834
16-17	05	13,371	71,5	191,205
17-18	6.5	17,382	78	208,588
18-19	6.5	17,382	84,5	225,970
19-20	05	13,371	89,5	239,341
20-21	4.5	12,034	94	251,375
21-22	03	8,023	97	259,397
22-23	02	5,348	99	264,746
23-24	01	2,674	100	267,42

Le débit de pointe  $Q_{\max,h}$  pour la localité de Beni merai (Bourzine) est de **18,719 m<sup>3</sup>/h** et survient entre midi et 14h.

**Tableau II.25** : Variation du débit horaire pour la localité Beni merai (Msiziara)

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=246,33 \text{ (m}^3/\text{j)}$		Consommation cumulée	
	C(%)	m <sup>3</sup> /h	C(%)	m <sup>3</sup> /h
0-1	01	2,463	1	2,463
1-2	01	2,463	2	4,927
2-3	01	2,463	3	7,390
3-4	01	2,463	4	9,853
4-5	02	4,927	6	14,780
5-6	03	7,390	9	22,170
6-7	05	12,317	14	34,486
7-8	6.5	16,011	20,5	50,498
8-9	6.5	16,011	27	66,509
9-10	5.5	13,548	32,5	80,057
10-11	4.5	11,085	37	91,142
11-12	5.5	13,548	42,5	104,690
12-13	07	<b>17,243</b>	49,5	121,933
13-14	07	<b>17,243</b>	56,5	139,176
14-15	5.5	13,548	62	152,725
15-16	4.5	11,085	66,5	163,809
16-17	05	12,317	71,5	176,126
17-18	6.5	16,011	78	192,137
18-19	6.5	16,011	84,5	208,149
19-20	05	12,317	89,5	220,465
20-21	4.5	11,085	94	231,550
21-22	03	7,390	97	238,940
22-23	02	4,927	99	243,867
23-24	01	2,463	100	246,330

Le débit de pointe  $Q_{\max,h}$  pour la localité de Beni merai (Msiziara) est de **17,243 m<sup>3</sup>/h** et survient entre midi et 14h

**Tableau II.26** : Variation du débit horaire pour la localité de Kalaaoune

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=2217,83 \text{ (m}^3/\text{j)}$		Consommation cumulée	
	C(%)	m <sup>3</sup> /h	C(%)	m <sup>3</sup> /h
0-1	01	22,178	1	22,178
1-2	01	22,178	2	44,357
2-3	01	22,178	3	66,535
3-4	01	22,178	4	88,713
4-5	02	44,357	6	133,070
5-6	03	66,535	9	199,605
6-7	05	110,892	14	310,496
7-8	6.5	144,159	20,5	454,655
8-9	6.5	144,159	27	598,814
9-10	5.5	121,981	32,5	720,795
10-11	4.5	99,802	37	820,597
11-12	5.5	121,981	42,5	942,578
12-13	07	<b>155,248</b>	49,5	1097,826
13-14	07	<b>155,248</b>	56,5	1253,074
14-15	5.5	121,981	62	1375,055
15-16	4.5	99,802	66,5	1474,857
16-17	05	110,892	71,5	1585,748
17-18	6.5	144,159	78	1729,907
18-19	6.5	144,159	84,5	1874,066
19-20	05	110,892	89,5	1984,958
20-21	4.5	99,802	94	2084,760
21-22	03	66,535	97	2151,295
22-23	02	44,357	99	2195,652
23-24	01	22,178	100	2217,830

Le débit de pointe  $Q_{\max,h}$  pour la localité de Kalaaoune est de **155,248 m<sup>3</sup>/h** et survient entre midi et 14h.

**Tableau II.27** : Variation du débit horaire pour la localité de Djermouna

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=6615,29 \text{ (m}^3\text{/j)}$		Consommation cumulée	
	C(%)	m <sup>3</sup> /h	C(%)	m <sup>3</sup> /h
0-1	1.5	99,229	1,5	99,229
1-2	1.5	99,229	3	198,459
2-3	1.5	99,229	4,5	297,688
3-4	1.5	99,229	6	396,917
4-5	2.5	165,382	8,5	562,300
5-6	3.5	231,535	12	793,835
6-7	4.5	297,688	16,5	1091,523
7-8	5.5	363,841	22	1455,364
8-9	6.25	<b>413,456</b>	28,25	1868,819
9-10	6.25	<b>413,456</b>	34,5	2282,275
10-11	6.25	<b>413,456</b>	40,75	2695,731
11-12	6.25	<b>413,456</b>	47	3109,186
12-13	05	330,765	52	3439,951
13-14	05	330,765	57	3770,715
14-15	5.5	363,841	62,5	4134,556
15-16	06	396,917	68,5	4531,474
16-17	06	396,917	74,5	4928,391
17-18	5.5	363,841	80	5292,232
18-19	05	330,765	85	5622,997
19-20	4.5	297,688	89,5	5920,685
20-21	04	264,612	93,5	6185,296
21-22	03	198,459	96,5	6383,755
22-23	02	132,306	98,5	6516,061
23-24	1.5	99,229	100	6615,29

Le débit de pointe  $Q_{\max,h}$  pour la localité de Djermouna est de **413,456 m<sup>3</sup>/h** et survient entre 8h et midi.

## II.6. Calcul de déficit de consommation

À l'horizon d'étude (2054), il sera nécessaire de déterminer le manque d'eau à combler en utilisant d'autres ressources telles que les eaux du barrage Ighil Emda.

L'écart entre les besoins estimés et la production d'eau actuelle, est connue sous le nom de déficit.

Le tableau suivant illustre la quantité quotidienne à générer (déficit) pour chaque localité.

**Tableau II.28** : tableau des déficits à combler à l'année 2054

Localité		Besoins en eau à l'année 2054 (m <sup>3</sup> /j)	Production en eau existante (m <sup>3</sup> /j)	Déficit (m <sup>3</sup> /j)
Kherrata centre		6899,94	2300	4599,94
Beni meraai	Afra	1787,46	400	1387,46
	El menchar spouka	1047,71	200	847,71
	Ouled laaziz	1000,74	250	750,74
	Tighremt	465,19	50	415,19
	Tala ouguelil	500,94	100	400,94
	Iaafar	476,16	100	376,16
	Msela	283,17	200	83,17
	Bourzine	267,42	200	67,42
	Msiziara	246,33	100	146,33
Djermouna		6615,19	1950	4665,19
Kalaaoune		2217,83	1000	1217,83

## Conclusion

Grâce à l'évaluation des besoins en eau, nous avons pu évaluer le déficit en eau potable et évaluer la quantité d'eau à tirer du barrage Ighil Emda afin de répondre aux besoins futurs.

# **CHAPITRE III : ETUDE DES RESERVOIRS**

## Introduction

Une fois que les besoins en eau ont été évalués et que les déficits en eau ont été calculés pour chaque localité concernée par l'étude, il est nécessaire de dimensionner les réservoirs qui assureront la sécurité d'approvisionnement.

### III.1.Définition

Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques qui favorisent le stockage de l'eau. Ils doivent être solides, imperméables tout en garantissant :

- Une stabilité dans le processus de pompage.
- La pression dans le réseau de distribution est régulière.
- Le niveau de débit requis aux heures de pointe et les quantités d'eau requises.

### III.2.Classification des réservoirs

D'après la nature des matériaux on distingue [4] :

- Les réservoirs métalliques,
- Les réservoirs en maçonnerie,
- Les réservoirs en béton armé, qu'ils soient ordinaires ou précontraints.

Selon les caractéristiques des lieux, ils peuvent être :

- Enterrés
- Semi-enterrés
- Surélevés
- Sur tour

- **De nombreux facteurs influencent le choix du type de réservoir [4].**

Conditions topographiques de la zone à desservir ;

Conditions hydrauliques de la distribution : capacité du réservoir, pression à maintenir,

Type de décideur : maître d'ouvrage, maître d'œuvre ou gestionnaire.

- **Les critères généralement pris en compte pour les choix sont.**

Les facteurs économiques,

La fiabilité de l'approvisionnement et la simplicité d'exploitation,

Les capacités d'intégration au réseau,  
Ainsi que les possibilités d'harmonisation avec le site.

- **La forme des réservoirs peut varier en fonction de leur capacité**

Rectangulaire ou carrée,

Circulaire.

### **III.3.Emplacement des réservoirs [5]**

L'implantation des réservoirs soulève souvent des défis complexes à surmonter. Car l'on doit tenir compte des certaines considérations techniques et économiques suivantes :

- ✓ Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est à-dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau.
- ✓ Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitairement, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.
- ✓ L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation.
- ✓ L'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés.

### **III.4.Equipement des réservoirs**

#### **III.4.1.Généralités [4]**

Au niveau de la conception des équipements, il convient bien entendu d'étudier de façon correcte les problèmes proprement hydrauliques du réservoir mais également les problèmes liés à l'exploitation en prévoyant les équipements permettant à l'exploitant d'être informé sur les conditions de fonctionnement et en ne perdant pas par ailleurs de vue qu' il sera nécessaire d'intervenir sur le réservoir chaque année pour son nettoyage et plusieurs fois dans la vie de l'ouvrage pour des opérations d'entretien (génie civil, équipements hydrauliques...). Les principaux équipements sont généralement regroupés dans une chambre d'accès facile et convenablement dimensionnée. Sont à éviter, même pour les petits ouvrages les équipements disposés sous bouche à clé ou dans des regards d'accès difficile. Tous ces équipements doivent être facilement accessibles et manœuvrables et l'on prévoira à cet effet toutes les



passerelles et escaliers de service, d'accès et de manœuvre nécessaires .tous les équipements hydrauliques doivent être facilement démontables et les joints de démontage nécessaires doivent être prévus. Le problème de la manutention d'équipements parfois très lourds (plusieurs centaines de kilogrammes) doit être étudié avec soin et les locaux, suivant les cas, doivent être dotés de crochets, de rails ou d'une poutre roulante pour faciliter l'utilisation de palans.

#### **III.4.2.Equipements d'intervention [6]**

Il est essentiel de pouvoir accéder aux cuves pour surveiller, entretenir ou réparer. En général, il est prévu d'avoir une trappe d'accès pour le personnel et une trappe spécifique afin d'éviter toute entrée du matériel ou des matériaux.

Il est nécessaire d'assurer la protection de tous les accès (portes, trappes, échelles,...) aux cuves et chambres de vannes contre les intrusions de personnes étrangères au service.

#### **III.4.3.Equipements de nettoyage**

- Équipements pour accueillir le personnel et le matériel
- Équipements de nettoyage spécifiques
- Pompe d'alimentation en eau

#### **III.4.4.Equipements hydrauliques [5]**

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

- d'une conduite d'arrivée ou d'alimentation.
- d'une conduite de départ ou de distribution.
- d'une conduite de vidange.
- d'une conduite de trop-plein.
- d'une conduite by-pass.
- du système de prévention des incendies

Toutes ces conduites doivent généralement déboucher dans une chambre de manœuvre. Les différentes canalisations peuvent traverser les parois des réservoirs soit à l'aide de gaines étanches avec un corps en fonte avec des cannelures extérieures et deux brides de raccordement, soit à l'aide de manchons et de viroles à double brides.

Le tableau III-1 présente une liste des dispositifs qui pourraient être placés dans un réservoir.

**Tableau III.1** : Equipements des réservoirs.

Fonction	Equipements
Hydraulique	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Vannes variées</li> <li>- Clapet</li> <li>- Dispositif de trop-plein</li> <li>- Vidange</li> <li>- Siphons pour réserve incendie</li> <li>- Canalisations de liaison</li> <li>- Compteur</li> <li>- Clapet d'entrée d'air</li> <li>- Purgeur d'air</li> </ul>
Exploitation	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Indicateur de niveau</li> <li>- Débit</li> <li>- Dispositifs de télétransmission</li> <li>- Commande à distance</li> <li>- Poste de livraison électrique</li> </ul>
Entretien	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Dispositif de manutention</li> <li>- Joints d'assemblage</li> <li>- Éclairage</li> <li>- Trappes d'accès pour le personnel et le matériel</li> </ul>
Nettoyage	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Ouvertures d'accès pour le personnel et le matériel</li> <li>- Équipements spécifiques pour le nettoyage</li> <li>- Pompe d'approvisionnement en eau</li> </ul>
Qualité de l'eau	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Dispositifs ou installations pour le renouvellement de l'eau</li> <li>- Dispositifs ou installations pour le renouvellement de l'air</li> <li>- Robinets de prélèvement</li> <li>- Équipements de désinfection et analyseurs</li> <li>- Systèmes de protection contre les actes de malveillance et les intrusions</li> </ul>
Sécurité lors des interventions	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Passerelle</li> <li>- Echelle à crinoline</li> <li>- Garde-corps</li> <li>- Ancrages pour harnais de sécurité</li> <li>- Eclairage</li> </ul>
Divers	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Suivant les réservoirs : compresseur d'air, protection thermique des équipements, alarmes diverses</li> </ul>

(Source : François Valiron, Tome I, Eau dans la ville Alimentation en eau)

### III.5.Capacité des réservoirs

Afin de répondre à son rôle, il est essentiel que le réservoir dispose d'une capacité adéquate. Il est nécessaire d'évaluer cette dernière en prenant en considération les fluctuations des débits à l'entrée et à la sortie, c'est-à-dire d'une part, le mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et, d'autre part, la variation de la demande. La capacité est généralement calculée en prenant en considération les variations journalières, le jour de la plus grande consommation et la réserve d'eau pour l'incendie.

#### III.5.1.Principe de calcul

Afin d'évaluer la capacité d'un réservoir, nous devons utiliser une méthode graphique qui tient compte de la courbe de consommation totale, calculée à partir des coefficients de variation horaire de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé.

La méthode analytique qui prend également en considération les débits d'apport et les débits du départ du réservoir.

##### III.5.1.1.La méthode analytique

La méthode analytique implique de déterminer le résidu dans le réservoir pour chaque heure de la journée. Le volume de régulation sera :

$$V_r = \frac{a \cdot Q_{\max,j}}{100} \text{ (m}^3\text{)} \dots \dots \dots \text{(III.1)}$$

Avec :

$V_r$  : Capacité résiduelle en  $\text{m}^3$

$a$  : Proportion horaire du débit maximum quotidien.

$Q_{\max,j}$  : La consommation quotidienne maximale.

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

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}} \dots \dots \dots \text{(III.2)}$$

Avec :

$V_T$  : capacité totale du réservoir ( $\text{m}^3$ )

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

##### III.5.1.2.La méthode graphique

La méthode prend en considération la courbe de consommation totale, calculée à partir des coefficients de variation horaire de la consommation, ainsi que la courbe d'apport du débit

pompé en fonction de la durée de pompage. La capacité est déterminée à partir des extrêmes des cumuls de consommation par rapport à ceux des apports. On obtiendra le résidu maximal journalier.

Donc :

$$R_{\max} = |V^+| + |V^-| \quad (\%) \dots \dots \dots (III.3)$$

La formule suivante permet de calculer le volume de régulation  $V_r$  :

$$V_r = \frac{Q_{\max,j} * R_{\max}}{100} \quad (m^3) \dots \dots \dots (III.4)$$

Avec un volume total de :

$$V_T = V_r + V_{inc} \quad (m^3) \dots \dots \dots (III.5)$$

### III.6. Dimensionnement des réservoirs du système d'adduction

Dans notre situation, il y a trois types de réservoirs à dimensionner : les réservoirs de transit situés aux stations de pompage, les réservoirs tampons et les réservoirs terminaux dans chaque localité.

➤ **Les bâches de reprises:**

Les bâches de reprises sont des citernes qui alimentent directement les stations de pompage en eau.

➤ **Les réservoirs tampons:**

Généralement alimentés par refoulement, les réservoirs tampons ont pour objectif d'alimenter gravitairement une grande partie du réseau d'adduction situé à l'aval.

➤ **Réservoirs terminaux**

Sont des réseaux de distribution des différentes localités à alimenter représentent les réservoirs terminaux du réseau d'adduction.

Dans le cadre de notre projet, nous utilisons la méthode analytique pour évaluer la capacité des réservoirs.

**Remarque :**

Le temps de pompage est de 20 heures, Alors que le temps de distribution est  $t = 24$  heures.

### III.6.1. Dimensionnement du réservoir projeté Ighil Alia (réservoir tampon)

Le réservoir projeté Ighil Alia est alimenté par refoulement à partir de la prise d'eau flottante en transférant l'eau gravitationnellement vers trois destinations, avec un débit de  $Q_{\max,j} = 21808,18 \text{ m}^3/\text{j}$  pour une population de 64552 habitants.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant

**Tableau III.2** : dimensionnement du réservoir tampon projeté (Ighil Alia).

Heures	Apport	Refoulement d'eau	Surplus	Déficit	Résidu
	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
0 - 1	5	4,16	0,84	-	0,84
1 - 2	5	4,16	0,84	-	1,68
2 - 3	5	4,16	0,84	-	2,52
3 - 4	5	4,16	0,84	-	3,36
4 - 5	5	4,16	0,84	-	4,2
5 - 6	5	4,16	0,84	-	5,04
6 - 7	5	4,16	0,84	-	5,88
7 - 8	5	4,16	0,84	-	6,72
8 - 9	5	4,17	0,83	-	7,55
9 - 10	5	4,17	0,83	-	8,38
10 - 11	5	4,17	0,83	-	9,21
11 - 12	5	4,17	0,83	-	10,04
12 - 13	5	4,17	0,83	-	10,87
13 - 14	5	4,17	0,83	-	11,7
14 - 15	5	4,17	0,83	-	12,53
15 - 16	5	4,17	0,83	-	13,36
16 - 17	5	4,17	0,83	-	14,19
17 - 18	5	4,17	0,83	-	15,02
18 - 19	5	4,17	0,83	-	15,85
19 - 20	5	4,17	0,83	-	<b>16,68</b>
20 - 21	-	4,17	-	4,17	12,51
21 - 22	-	4,17	-	4,17	8,34
22 - 23	-	4,17	-	4,17	4,17
23 - 24	-	4,17	-	4,17	0
Total	100	100	16,68	16,68	-

- Calcul de la capacité du réservoir d'Ighil Alia (réservoir tampon)

Le volume résiduel sera :  $V_R = \frac{21808.18 \times 16.68}{100} = 3637.604 \text{ m}^3$ .

La capacité totale sera :  $V_T = V_r \rightarrow V_T = 3637.604 \text{ m}^3$ .

La capacité normalisé sera :  $V_n = 4000 \text{ m}^3$ .

### III.6.2. Dimensionnement du réservoir Afra

Le réservoir Afra existant avec une capacité  $V=500 \text{ m}^3$  assure la distribution vers le village Beni Merai et l'adduction par refoulement vers réservoir Tala Ouguelil et Msela avec un débit  $Q_{\max,j} = 6075.12 \text{ m}^3/\text{j}$ .

**Tableau III.3** : dimensionnement du réservoir Afra.

Heures	Apport (%)	Refoulement d'eau en (%)	Refoulement d'eau en (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0 - 1	4.16	1.81	1.14	0.25	0.96		0.96
1 - 2	4.16	1.81	1.14	0.25	0.96		1.98
2 - 3	4.16	1.81	1.14	0.25	0.96		2.9
3 - 4	4.16	1.81	1.14	0.29	0.92		3.82
4 - 5	4.16	1.81	1.14	0.78	0.43		<b>4.25</b>
5 - 6	4.16	1.81	1.14	1.37		-0.16	4.09
6 - 7	4.16	1.81	1.14	1.55		-0.34	3.75
7 - 8	4.16	1.81	1.14	1.7		-0.49	3.26
8 - 9	4.17	1.82	1.14	1.31		-0.1	3.16
9 - 10	4.17	1.82	1.14	1.22		-0.01	3.15
10 - 11	4.17	1.82	1.14	1.6		-0.39	2.76
11 - 12	4.17	1.82	1.14	2.18		-0.97	1.79
12 - 13	4.17	1.82	1.14	2.3		-1.09	0.7
13 - 14	4.17	1.82	1.14	1.85		-0.64	0.06
14 - 15	4.17	1.82	1.14	1.51		-0.3	-0.24
15 - 16	4.17	1.82	1.14	1.39		-0.18	-0.42
16 - 17	4.17	1.82	1.14	1.16	0.05		-0.37
17 - 18	4.17	1.82	1.14	1.31		-0.1	-0.47
18 - 19	4.17	1.82	1.14	1.8		-0.59	-1.06
19 - 20	4.17	1.82	1.14	1.65		-0.44	-1.5
20 - 21	4.17	1.82	1.14	1.6		-0.39	<b>-1.89</b>
21 - 22	4.17	1.82	1.14	0.87	0.34		-1.55
22 - 23	4.17	1.82	1.14	0.58	0.63		-0.92
23 - 24	4.17	1.82	1.14	0.29	0.92		0
Total	100	43.58	27.36	29.06	-	-	-

- Calcul de la capacité du réservoir Afra

Le volume résiduel sera :  $V_R = \frac{6075.12 \cdot 6.14}{100} = 373.01 \text{ m}^3$ .

La capacité totale sera :  $V_T = V_R + V_{inc} \rightarrow V_T = 493.01 \text{ m}^3$ .

La capacité normalisé sera :  $V_n = 500 \text{ m}^3$ .

### III.6.3. Dimensionnement du réservoir Msela

Le réservoir Msela assure la distribution vers les petits villages de Beni Merai qui sont (Bourzine, Tighremt, Ouled laaziz, Msiziara, Tighremt) avec un débit  $Q_{\max,j} = 2262.85 \text{ m}^3/\text{j}$ , Sachant que le réservoir Msela est existant avec une capacité  $V = 500 \text{ m}^3$ , selon notre débit on va vérifier sa capacité si elle suffit où on doit projeter un autre réservoir

L'évaluation du volume résiduel du réservoir Msela est illustré dans le tableau suivant

**Tableau III.4** : dimensionnement du réservoir Msela.

Heures	Apport(%)	Distribution(%)	Surplus(%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	–	01		1	-1
1-2	–	01		1	-2
2-3	5	01	4		2
3-4	5	01	4		6
4-5	5	02	3		9
5-6	5	03	2		11
6-7	5	05	0		11
7-8	5	6.5		1.5	9.5
8-9	5	6.5		1.5	8
9-10	5	5.5		0.5	7.5
10-11	5	4.5	0.5		8
11-12	5	5.5		0.5	7.5
12-13	5	07		2	5.5
13-14	5	07		2	3.5
14-15	5	5.5		0.5	3
15-16	5	4.5	0.5		3.5
16-17	5	05	0		3.5
17-18	5	6.5		1.5	2
18-19	5	6.5		1.5	0.5
19-20	5	05	0		0.5
20-21	5	4.5	0.5		1
21-22	5	03	2		3
22-23	–	02		2	1
23-24	–	01		1	0

- Calcul de la capacité du réservoir existant Msela

Le volume résiduel sera :  $V_R = \frac{2262.85 \cdot 13}{100} = 294.17 \text{ m}^3$ .

La capacité totale sera :  $V_T = V_R + V_{inc} \rightarrow V_T = 414.17 \text{ m}^3$ .

La capacité normalisé sera :  $V_n = 500 \text{ m}^3$ .

#### III.6.4. Dimensionnement du réservoir Tala ouguelil

Le réservoir Tala ouguelil assure la distribution vers les petits villages de Beni Merai qui sont (Elmannchar et Iaafar) avec un débit  $Q_{\max,j} = 2024.81 \text{ m}^3/\text{j}$ . Sachant que le réservoir Tala ouguelil est existant avec une capacité  $V = 500 \text{ m}^3$ , selon notre débit on va vérifier sa capacité si elle suffit où on doit projeter un autre réservoir.

L'évaluation du volume résiduel du réservoir Tala ouguelil est illustrée dans le tableau suivant.

**Tableau III.5 :** Dimensionnement du réservoir Tala ouguelil.

Heures	Apport(%)	Distribution(%)	Surplus(%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	–	01		1	-1
1-2	–	01		1	-2
2-3	5	01	4		2
3-4	5	01	4		6
4-5	5	02	3		9
5-6	5	03	2		11
6-7	5	05	0		11
7-8	5	6.5		1.5	9.5
8-9	5	6.5		1.5	8
9-10	5	5.5		0.5	7.5
10-11	5	4.5	0.5		8
11-12	5	5.5		0.5	7.5
12-13	5	07		2	5.5
13-14	5	07		2	3.5
14-15	5	5.5		0.5	3
15-16	5	4.5	0.5		3.5
16-17	5	05	0		3.5
17-18	5	6.5		1.5	2
18-19	5	6.5		1.5	0.5
19-20	5	05	0		0.5
20-21	5	4.5	0.5		1
21-22	5	03	2		3
22-23	–	02		2	1
23-24	–	01		1	0



- Calcul de la capacité du réservoir existant Msela

Le volume résiduel sera :  $V_R = \frac{2024.81 \cdot 13}{100} = 263.22 \text{ m}^3$ .

La capacité totale sera :  $V_T = V_R + V_{inc} \rightarrow V_T = 383.25 \text{ m}^3$ .

La capacité normalisé sera :  $V_n = 500 \text{ m}^3$ .

### III.6.5. Dimensionnement du bache de reprise du station de pompage

Dans notre situation, le rôle de la bache de reprise SP2 est temporaire. Son évaluation repose sur la méthode analytique. Donc, on peut voir le volume de la bache de station de pompage dans le tableau ci-dessous.

**Tableau III.6 :** Dimensionnement de la bache de raprise de SP2.

Heures	Apport(%)	Distribution(%)	Surplus(%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	–	1.5		1.5	-1.5
1-2	–	1.5		1.5	<b>-3.5</b>
2-3	5	1.5	3.5		0
3-4	5	1.5	3.5		3.5
4-5	5	2.5	2.5		6
5-6	5	3.5	1.5		7.5
6-7	5	4.5	0.5		<b>8</b>
7-8	5	5.5		0.5	7.5
8-9	5	6.25		1.25	6.25
9-10	5	6.25		1.25	5.5
10-11	5	6.25		1.25	4.25
11-12	5	6.25		1.25	3
12-13	5	05	0		3
13-14	5	05	0		3
14-15	5	5.5		0.5	2.5
15-16	5	06		01	1.5
16-17	5	06		01	0.5
17-18	5	5.5		0.5	0
18-19	5	05	0		0
19-20	5	4.5	0.5		0.5
20-21	5	04	01		1.5
21-22	5	03	02		3.5
22-23	–	02		2	1.5
23-24	–	1.5		1.5	0

- Le volume résiduel de la bâche :  $V_R = \frac{6075.12 \cdot 11.5}{100} = 698.638 \text{ m}^3$ .
- Le volume total sera :  $V_{\text{bache}} = 698.638 \text{ m}^3$ .
- Le volume normalisé sera :  $V_n = 1000 \text{ m}^3$ .

### III.6.5. La forme et les dimensions des réservoirs

Concernant la forme, en général, pour des réservoirs ayant une capacité inférieure à 10000  $\text{m}^3$ , nous privilégions les réservoirs de forme circulaire. Dans le réservoir, la profondeur de l'eau est en moyenne de 3 à 6 mètres.

Leurs dimensions seront établies de la manière suivante :

- Diamètre de la cuve :

$$V_n = h \cdot S \dots \dots \dots (\text{III.6})$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V_n}{\pi \cdot h}} \dots \dots \dots (\text{III.7})$$

Avec :

**$V_n$**  : capacité normalisée du réservoir ( $\text{m}^3$ ) ;

**$S$**  : section du réservoir ( $\text{m}^2$ ) ;

**$D$**  : diamètre de la cuve (m) ;

**$h$**  : hauteur utile optimale d'eau varie entre 3 et 6(m). On prend dans notre cas  $h=5 \text{ m}$

- La hauteur de la réserve d'incendie ( $h_{\text{inc}}$ ) :

$$H_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{S} \dots \dots \dots (\text{III.8})$$

Avec :

**$V_{\text{inc}}$**  : le volume requis pour l'incendie est de 120  $\text{m}^3$  ;

**$S$**  : section du réservoir ( $\text{m}^2$ ).

- La hauteur totale de réservoir :

$$H = h + R \dots \dots \dots (\text{III.9})$$

Avec :

**$R$**  = revanche, qui varie entre 0.25 et 1 m.

Les dimensions des réservoirs sont présentées dans le tableau ci-dessous.

**Tableau III.7** : Les dimensions des réservoirs.

Réservoirs	Volume (m <sup>3</sup> )	h(m)	S (m <sup>2</sup> )	D(m)	R(m)	H(m)	H <sub>inc</sub>	Cote terrain naturel (m)
Rv Ighil Alia (projeté)	4000	5	800	32	0.75	5.75	-	701
Rv Afra	500	4	125	13	0.5	4.5	0.96	675
Rv Msela	500	4	125	13	0.5	4.5	0.96	785
Rv Tala ouguelil	500	4	125	13	0.5	4.5	0.96	770
Bâche de reprise SP2	1000	4.5	222.2	17	0.5	5	-	674.6

### III.7. Quelques recommandations sur les réservoirs

- Les réservoirs doivent être protégés contre toute forme de pollution extérieure et contre des hausses de température significatives.
- Ils doivent être facilement accessibles, et leur installation doit permettre de vérifier leur étanchéité à tout moment.
- Un dispositif doit être mis en place pour permettre la prise d'échantillons d'eau en amont et en aval immédiat du réservoir.
- Les matériaux utilisés pour la construction des réservoirs ne doivent pas se désagréger ni transmettre des goûts ou des odeurs désagréables à l'eau.
- Après chaque intervention pouvant contaminer l'eau des réservoirs, et au moins une fois par an, ceux-ci doivent être vidés, nettoyés et désinfectés.
- Des mesures doivent être prises pour garantir un approvisionnement en eau potable durant la période de mise hors service.

## Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons pu évaluer la capacité des divers réservoirs et des bâches de reprise. Le choix des dimensions est fortement influencé par le mode de remplissage et la consommation pendant la journée. En ce qui concerne la longueur du système d'adduction, un réservoir tampon d'une capacité de 4000 m<sup>3</sup> a été projeté. Il sera de forme circulaire et semi-enterrée.

# **CHAPITRE IV : ETUDE DE L'ADDUCTION**

## Introduction

Chaque projet d'approvisionnement en eau comprend généralement une section dédiée à l'adduction. Cette eau est transportée par divers moyens : par pompage, par gravité ou par une adduction mixte, selon la topographie du site concerné. Dans notre cas, nous allons analyser le dimensionnement d'une adduction mixte.

Ce chapitre a pour objectif de mener une étude technico-économique afin d'évaluer le dimensionnement du réseau d'adduction pour acheminer les eaux traitées vers les réservoirs finaux.

### IV.1. Définition

L'adduction d'eau regroupe les différentes techniques permettant de transporter l'eau depuis sa source jusqu'aux zones de consommation, à travers un réseau de conduites ou d'infrastructures, comme des aqueducs.

#### IV.1.1. Généralités [4]

La nécessité de transporter de l'eau sur de longues distances pour répondre aux besoins des grandes agglomérations est très ancienne. Avant les Romains, connus pour leurs aqueducs, d'anciennes civilisations comme les Hindous et les Assyriens avaient déjà construit de longs réseaux d'adductions par gravité, plus d'un millénaire avant Jésus-Christ, établissant ainsi les premiers systèmes de distribution dans leurs villes.

L'utilisation de conduites sous pression remonte à des temps très anciens, malgré les défis posés par la gestion de la pression. Par exemple, les Romains utilisaient déjà des tuyaux en plomb pour traverser le Rhône en aval de Lyon. Les Incas, quant à eux, canalisèrent les sources en utilisant deux énormes blocs de pierre superposés et parfaitement ajustés, creusés en demi-cylindres pour constituer des conduites. Certaines de ces structures, mesurant plusieurs kilomètres, sont encore en service aujourd'hui.

## IV.2. Conduite d'adduction

### IV.2.1. Généralités [4]

Les conduites d'adduction garantissent un service continu, et leur interruption perturbe la distribution. Les réparations doivent être effectuées le plus rapidement possible et rester exceptionnelles. L'accès aux différentes infrastructures doit être facile, ce qui rend le maintien de voies de circulation le long des conduites très utile. Au minimum, une servitude de passage doit être établie, mais pour les grandes adductions, l'acquisition du terrain où se situe la conduite ainsi que d'une voie d'accès est nécessaire.

Certaines adductions peuvent être très longues, atteignant jusqu'à 300 km, et peuvent inclure un refoulement avec un réservoir de tête pour la section gravitaire, ou nécessiter une ou plusieurs relèves par pompage.

Ces adductions représentent des investissements importants, le choix du type de tuyaux est généralement fondé sur des critères essentiellement économiques.

### IV.2.2. Type d'adduction

D'après leurs fonctionnements, Les adductions peuvent se répartir en trois catégories :

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

#### IV.2.2.1. Adduction gravitaire

La variation des niveaux hydrauliques explique l'écoulement de l'eau à haute pression : l'altitude de la source est plus élevée que celle du point de consommation, et l'eau se déplace donc par la force de gravité, d'où son nom.

#### IV.2.2.2. Adduction par refoulement

Lorsque le niveau de la source est bas par rapport au point d'arrivée, l'eau est transportée d'un point à l'autre par des pompes.

#### IV.2.2.3. Adduction mixte

Cette adduction consiste à transformer la conduite par refoulement en conduite gravitaire ou l'inverse. Les deux types de conduites sont reliés entre elles par un réservoir appelé réservoir tampon.

### IV.2.3. Type d'écoulement

Il existe deux catégories d'écoulement :

- Écoulement à surface libre ;
- Écoulement en charge.

#### IV.2.3.1. Écoulement à surface libre

On le définit comme une circulation avec une surface libre, c'est-à-dire en contact avec l'air libre. Ainsi, la principale pression à la surface libre est la pression de l'atmosphère. Ce genre d'écoulement se produit sous l'influence de la force de gravité en raison de la présence de la pente.

#### IV.2.3.2. Écoulement en charge

L'écoulement est forcé dans cette situation, sa pression est différente de la pression atmosphérique.

### IV.2.3. Choix du tracé

Le tracé et le profil de la conduite sont toujours sélectionnés en prenant en considération certains impératifs techniques et économiques. On l'installe généralement le long des routes et des pistes afin de faciliter la pose des conduites et son utilisation pour l'objectif de :

- Rendre l'accès plus facile pour l'entretien et les réparations.
- Simplifier la détection des fuites.

Le choix du tracé aura également un impact sur les coûts d'investissement.

## IV.3. Choix des matériaux de canalisation

Il existe une grande variété de tuyaux pour former une conduite, classés selon les matériaux dont ils sont composés, tels que la fonte, l'acier, le PEHD, etc. Le choix des tuyaux dépend de plusieurs facteurs, notamment la pression, la nature du terrain, les coûts d'approvisionnement et d'installation, ainsi que la facilité d'effectuer les raccordements, les branchements et les réparations en cas de fuite.

Avant de procéder au dimensionnement de ces conduites, il est essentiel de connaître le type de sol dans lequel elles seront enfouies. La zone d'étude est située sur des terrains accidentés de forte pente (d'après la topographie du terrain).



## IV.4. Etude des variantes

L'objectif de l'étude des variantes est de déterminer le tracé le plus économique et le plus direct entre la source et le réservoir, ainsi que de déterminer l'emplacement approprié des stations de pompage. Étant donné la configuration générale de la zone d'étude, l'adduction comprendra plusieurs parties de refoulement ainsi qu'une partie gravitaire.

### IV.4.1. Proposition des variantes

#### IV.4.1.1. Présentation générales des variantes

Après avoir étudié la topographie et la nature du terrain entre la station de traitement et les réservoirs, il apparaît qu'un seul tracé présente les meilleures caractéristiques : une distance réduite, un terrain relativement accidenté avec de fortes pentes, un minimum de traversées de routes, de voies ferrées et de rivières, et l'évitement des villes et grandes agglomérations. Ainsi, la principale différence entre les variantes réside dans l'emplacement du réservoir proposé. Chaque variante propose deux options concernant le type de matériau de la conduite : option 1 pour le PEHD (polyéthylène haute densité) et option 2 pour l'acier.

#### Variante N01 :

Dans cette variante, le système d'adduction est de type mixte, composé de deux stations de pompage (SP1 et SP2) et d'une adduction gravitaire sur une longueur de 2 289 mètres linéaires (ml) (Figure IV.1).

- Première station de pompage (SP1) : Située à proximité de la station de traitement, à une altitude de 549 m NGA, cette station assure le pompage de l'eau sur une distance de 1 250 ml vers le réservoir projeté d'Ighil Alia, situé à une altitude de 701 m NGA.
- Adduction gravitaire : À partir du réservoir d'Ighil Alia, l'eau est acheminée par gravité sur une longueur de 2 289 ml jusqu'au réservoir d'Afra, à une altitude de 675 m NGA.
- Deuxième station de pompage (SP2) : Située à Afra, à une altitude de 675 m NGA, cette station comporte deux conduites :
  - La première refoule l'eau vers le réservoir de Msela, situé à une altitude de 785 m NGA, sur une longueur de 887 ml.
  - La seconde conduit l'eau vers le réservoir de Tala Ouguelil, situé à une altitude de 770 m NGA, sur une longueur de 2 239 ml.

Le schéma explicatif de la variante N01 est représenté dans la figure ci-après

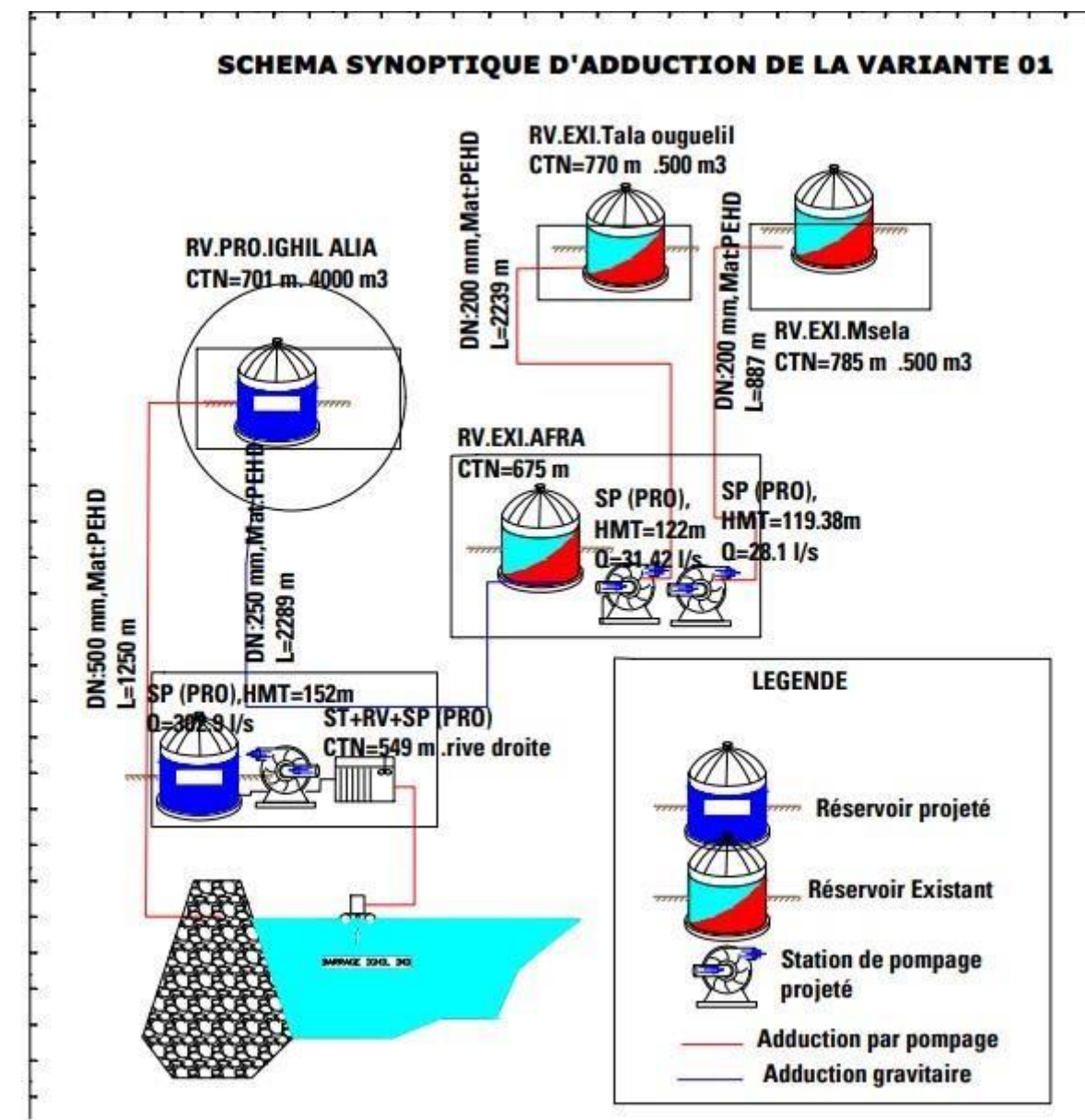


Figure IV.1 : Schéma synoptique d'adduction de la variante 01.

**Variante N02 :**

Dans cette variante, le système d'adduction fonctionne par refoulement, et est composé de deux stations de pompage (SP1 et SP2) avec une longueur de conduite significative.

- Première station de pompage (SP1) : Située à proximité de la station de traitement, à une altitude de 549 m NGA, cette station refoule l'eau vers le réservoir existant d'Afra, situé à une altitude de 675 m NGA, sur une longueur de 3 539 ml.

- Deuxième station de pompage (SP2) : Située à Afra, à une altitude de 675 m NGA, cette station comporte deux conduites :

- La première refoule l'eau vers le réservoir de Msela, situé à une altitude de 785 m NGA, sur une longueur de 887 ml.

- La seconde conduit l'eau vers le réservoir de Tala Ouguelil, situé à une altitude de 770 m NGA, sur une longueur de 2 239 ml.

Le schéma explicatif de la variante N02 est représenté dans la figure ci-après.

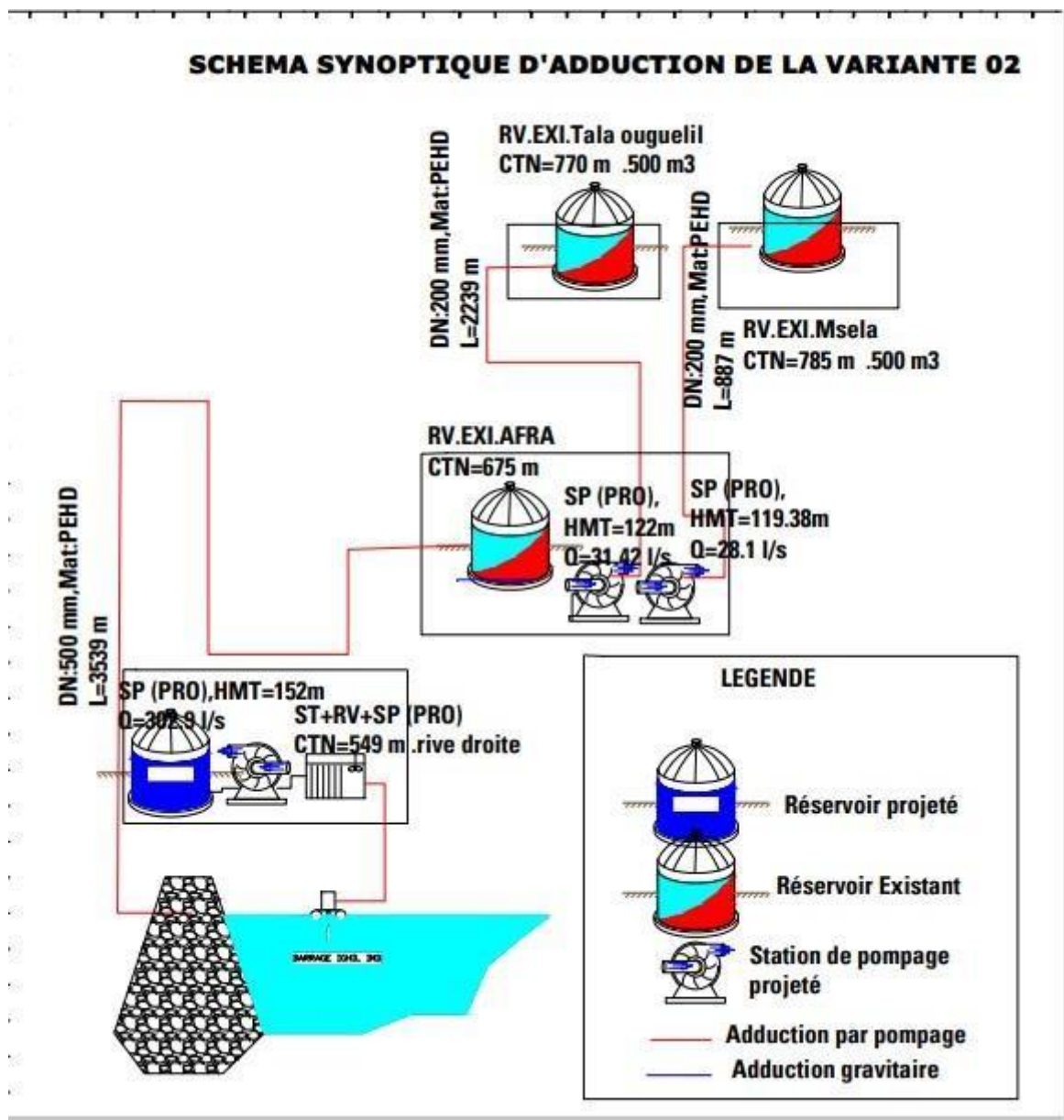


Figure IV.2 : Schéma synoptique d'adduction de la variante 02.

#### IV.4.2. Analyse et choix de la variante

La deuxième variante intègre deux stations de pompage pour élever l'eau à une hauteur considérable sur une distance linéaire de 5 787 ml. Cette configuration est déconseillée en raison de la nécessité d'installer des groupes électropompes spécifiques. De plus, le système d'adduction entièrement basé sur le refoulement depuis la station de traitement jusqu'aux réservoirs finaux présente plusieurs inconvénients :

- Les frais d'exploitation très élevés ;
- Si la pompe s'arrête brusquement, cela entraîne un coup de bélier très important, que ce soit avec une pression élevée ou une pression négative :
- Implosion de la conduite ;
- L'aspiration des joints ;
- Fissuration de la conduite ;
- Décollement de l'enduit interne de protection

Lorsqu'il y a une panne sur ces tronçons, elle est difficile à repérer et à localiser, ce qui rend les villages à alimenter sans eau pendant la période de détection et d'entretien.

Contrairement à la variante N°1, elle offre la longueur de refoulement la plus courte, avec une hauteur de refoulement acceptable, même si elle implique des travaux de génie civil plus importants que la deuxième variante. De plus, elle inclut une partie gravitaire, ce qui nous permet de réduire les frais de pompage.

#### Conclusion

Après avoir évalué les avantages de chaque option, la variante N°1 est jugée la plus performante d'un point de vue technico-économique.

### IV.5. Dimensionnement de l'adduction

Le dimensionnement comporte une partie gravitaire et d'autres parties par refoulement

#### IV.5.1. calcul de diamètre avantageux pour l'adduction gravitaire

La formule la plus fréquemment utilisée pour calculer la perte de charge d'un écoulement dans une conduite est celle de DARCY-WEISBACH :

$$\Delta H_T = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \dots\dots\dots (IV.1)$$

Avec :

$\Delta H_t$  = perte de charge totale (m) ;

$K'$  = Coefficient de perte de charge ;

$m$  = Exposant tenant compte de type du matériau ;

$Q$  = débit véhiculé par la conduite ( $m^3/s$ ) ;

$D_{av}$  = diamètre avantageux de la conduite (m) ;

$L$  = Longueur géométrique de la conduite ;

$\beta$  = Exposant prenant en compte le régime d'écoulement.

Dans notre situation, les pertes de charge singulières sont évaluées à 10 % des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1.10 * \Delta H_p^{lin} \dots \dots \dots (IV.2)$$

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

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

Les coefficients  $K'$ ,  $m$  et  $\beta$  sont indiqués dans le tableau suivant en fonction du type de matériau.

**Tableau IV.1** : Les coefficients  $K'$ ,  $m$  et  $\beta$  pour diverses catégories de tuyaux.

Tuyau	$K'$	$m$	$\beta$
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 - 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1.85
Plastique	0,001052	4,772	2

(Source : cours AEP Salah.B ).

Le diamètre calculé de la conduite gravitaire est donc déduit :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_T}} \dots \dots \dots (IV.3)$$

### IV.5.2. Tronçon réservoir projeté Ighil Alia-Réservoir Afra

#### IV.5.2.1. Calcul du diamètre avantageux

$$\Delta H_d = CR(\text{Ighil alila}) - \text{CTP (Afra)}$$

$$\Delta H_t = \Delta H_d = 704 - 679 = 25 \text{ m}$$

$$Q = 0.07031 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 2289 \text{ m}$$

Calcul du diamètre avantageux pour le tronçon de l'adduction gravitaire comme suit

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_T}}$$

Les propriétés de la conduite gravitaire figurent dans le tableau ci-dessous.

**Tableau IV.2 :** Les propriétés de la conduite gravitaire.

$\Delta H$ disponible (m)	La longueur de la conduite (m)	La longueur équivalente (m)	Le débit ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	Le type de matériau	$K'$	m	$\beta$
25	2289	2517.9	0.07031	PEHD	0.001052	4,772	2

Dans notre cas on prend,  $K=0.001052$ ,  $m=4,772$ ,  $\beta=2$  (matériaux : PEHD)

$$\text{AN : } D_{av} = \sqrt[4.772]{\frac{0.001052 * 2517.9 * 0.07031^2}{25}}$$

$$D_{av} = 0.205 \text{ m} = 205 \text{ mm}$$

Dans ce cas le diamètre normalisé de la conduite gravitaire est de : DN=250 mm

#### IV.5.2.1. Calcul de la vitesse

La vitesse est calculée en utilisant la formule suivante :

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

Avec :

**V** : Vitesse d'écoulement en m/s.

**Q** : Le débit transitant dans la conduite en m<sup>3</sup> /s.

**D** : Le diamètre de la conduite en m.

$$\text{AN : } V = \frac{4 \cdot 0.07031}{\pi \cdot 0.25^2} = 1.43 \text{ m/s}$$

Les différents calculs du tronçon sont récapitulés dans le tableau suivant

**Tableau IV.3** : Tableau synthétique des divers calculs effectués sur le tronçon.

DN (mm)	Type de matériau	Longueur (m)	La vitesse (m)	$\Delta H$ disponible (m)	K'
250	PEHD	2517.9	1.43	25	0.001052

## IV.5.2. Etude technico-économique de l'adduction

### IV.5.2.1. Etude de l'adduction par refoulement

Le dimensionnement de la conduite d'adduction vise à déterminer le diamètre économique, qui permet de minimiser le coût total en équilibrant les dépenses de fonctionnement et d'investissement. Une étude technico-économique est donc nécessaire, car un diamètre de conduite plus petit pour un débit donné entraînera des pertes de charge plus importantes. Il est donc crucial de définir un diamètre économique approprié également pour la conduite de refoulement.

### IV.5.2.2. Calcul hydraulique

BONIN et BRESSE ont suggéré les méthodes suivantes pour évaluer le diamètre économique, qui n'est pas normalisé en mètres, pour une seule conduite qui refoule un débit Q en m<sup>3</sup>/s.

Les relations suivantes permettront de déterminer la gamme des diamètres sur laquelle notre étude se concentrera :

➤ Formule de BRESSE :  $D_{ec} = \sqrt{Q}$  .....(IV.4)

➤ Formule de BONIN :  $D_{ec} = 1.5 \sqrt{Q}$  .....(IV.5)

$D_{ec}$  = diamètre économique en (m)

$Q$  = débit véhiculé par la conduite en ( $m^3/s$ )

Remarque : La formule de Bresse ne s'applique qu'aux petits projets (longueur de conduite inférieure à 1 km).

#### IV.5.2.3. Hauteur manométrique totale

Le calcul de la hauteur manométrique totale s'effectuera de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \dots \dots \dots (IV.6)$$

Avec :

**$H_g$**  : écart de hauteur entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m) ;

**$\sum \Delta h$**  : la totalisation des pertes de charge linéaires et singulières (m).

Pour les adductions, les pertes de charge singulières sont évaluées à 10 % des pertes de charge linéaires

$$\Sigma \Delta H = 1,10 * \Sigma \Delta h_{lin} \dots \dots \dots (IV.7)$$

**$\Sigma \Delta h_{lin}$**  : Etant les pertes de charge linéaires (m).

Les pertes de charge linéaires sont calculées à l'aide de la formule universelle de Darcy-Weisbach :

$$\Delta H_{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5}$$

Avec :

**$g$**  : Accélération de la pesanteur ( $m/s^2$ ) =  $9.81 m^2/s$ ;

**$Q$**  : Débit à refouler ( $m^3/s$ ) ;

**$L$**  : longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

Avec :

$$\lambda = [1.14 - 0.86 \times \ln ( K / d)]^2 \text{ (Formule de Nikuradze) } \dots \dots \dots (IV.8)$$



$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \log\left(\frac{\varepsilon}{37D} + \frac{2.51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}}\right) \quad \text{(Formule Colebrook).....(IV.9)}$$

$\varepsilon$  : la rugosité de la surface de la conduite

Pour le PEHD  $\varepsilon=0.01\text{mm}$

**Re** : nombre de Reynolds

$$\text{Re} = \frac{v \cdot D}{\nu} \quad \text{.....(IV.10)}$$

$\nu$ : viscosité cinématique de l'eau, calculée à l'aide de la formule de Stokes.

#### IV.5.2.4. Puissance de pompage

Elle est calculée par la formule suivante :

$$\mathbf{P} = \frac{\rho \cdot g \cdot \text{HMT} \cdot Q}{\eta} \quad \text{.....(IV.11)}$$

**P** : puissance absorbée par la pompe (KW) ;

**g** : Accélération de la pesanteur ( $\text{m}^2/\text{s}$ ) ;

**Hmt** : Hauteur manométrique totale (m) ;

**Q** : Débit à refouler ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;

$\eta$  : rendement de la station de pompage (65 et 90 %), on prend  $\eta=75\%$

#### IV.5.2.5. Energie consommée par la pompe

Elle est calculée par la formule suivante

$$\mathbf{E} = \mathbf{P} \cdot \mathbf{t} \cdot 365 \quad \text{.....(IV.12)}$$

**E** : énergie consommée pendant une année (Kwh) ;

**P** : puissance de pompage (Kw) ;

**t** : temps de pompage par jour (h). dans notre cas,  $t=20\text{h}$ .

#### IV.5.2.6. Frais d'exploitation

La formule qui définit les frais d'exploitation est la suivante :

$$\mathbf{F}_{\text{exp}} = \mathbf{E} \cdot \delta \quad \text{.....(IV.13)}$$

**E** : Energie consommée par année (KWh) ;

$\delta$  : prix unitaire d'un KWh,  $\delta = 4.68\text{DA}$  (Sonelgaz 2023)

#### IV.5.2.7. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement dépendent de la durée d'amortissement de la conduite ainsi que du taux d'annuité. Ils sont exprimés par la relation suivante :

$$F_{am} = P_u * A * L$$

**F<sub>m</sub>** : frais d'amortissement en (DA)

**P<sub>u</sub>** : Prix unitaire de la conduite (DA/ml)

**L** : longueur de la conduite en (m)

**A** : Annuité.

Avec :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \dots \dots \dots \text{(IV.14)}$$

**i** : Taux d'annuité ;  $i = 8\%$  ;

**n** : Durée de l'amortissement de la conduite,  $n = 25$  ans

donc  $A = 0.0937$

#### IV.5.2.8. Dimensionnement des différents tronçons de refoulement

##### IV.5.2.8.1 Tronçons (SP1. Réservoir Ighil alia)

$$Q_{exp} = \frac{Q_{max,j}}{t * 3600} \dots \dots \dots \text{(IV.15)}$$

$Q_{exp}$  : Débit d'exploitation ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$Q_{max,j}$  : Débit maximum journalier ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;  $Q_{max,j} = 21808.18 \text{ m}^3/\text{j}$

$t$  : Durée de fonctionnement de la station par jour,  $t = 20$  h.

✓  $Q_{exp} = 0.3029 \text{ m}^3/\text{s}$

✓  $L = 1250 \text{ m}$

✓  $H_g = 152 \text{ m}$

Les résultats obtenus pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont présentés dans les tableaux suivants :

**Tableau IV.4** : Calcul de la HMT du tronçon SP1-Réservoir projeté Ighil Alia

Dext	Vitesse (m/s)	Longueur(m)	$\lambda$	$\Delta h_{Tot}$ (m)	Hg(m)	HMT(m)
200	14,40	1250	0,017	1579,49	152	1731,49

250	9,21	1250	0,016	490,82	152	642,82
280	7,34	1250	0,016	271,28	152	423,28
315	5,80	1250	0,016	146,85	152	298,85
355	4,566	1250	0,015	78,62	152	230,62
400	3,59	1250	0,015	42,22	152	194,22
450	2,84	1250	0,014	22,89	152	174,89
<b>500</b>	<b>2,30</b>	<b>1250</b>	<b>0,014</b>	<b>13,21</b>	<b>152</b>	<b>165,21</b>
550	1,87	1250	0,014	7,74	152	159,74
630	1,45	1250	0,013	3,96	152	155,96

**Tableau IV.5 :** Calcul des frais d'exploitation du SP1-Réservoir projeté Ighil Alia

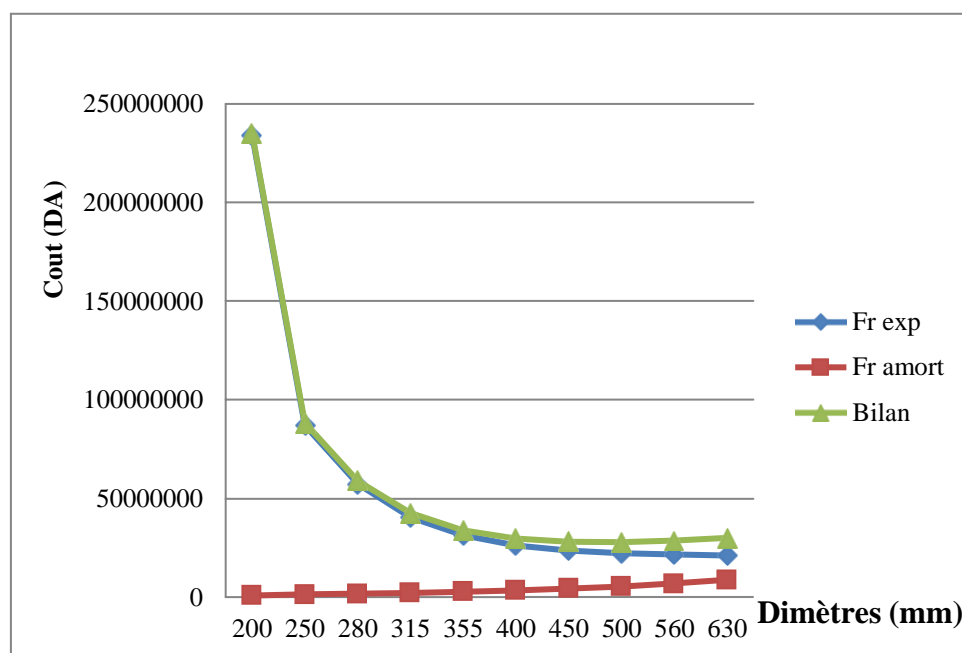
D	Q	HMT	Puissance	Energie cons	prix unit	Fr exp
200	0,3029	1731,49	6860,081	50078597	4,68	234367832
250	0,3029	642,82	2546,82	18591853	4,68	87009873
280	0,3029	423,28	1677,04	12242394	4,68	57294405
315	0,3029	298,85	1184,04	8643552	4,68	40451823
355	0,3029	230,62	913,72	6670214	4,68	31216602
400	0,3029	194,22	769,51	5617454	4,68	26289684
450	0,3029	174,89	692,93	5058425	4,68	23673428
<b>500</b>	<b>0,3029</b>	<b>165,21</b>	<b>654,56</b>	<b>4778288</b>	<b>4,68</b>	<b>22362390</b>
560	0,3029	159,74	632,90	4620181	4,68	21622448
630	0,3029	155,96	617,93	4510909	4,68	21111053

**Tableau IV.6 :** Calcul des frais d'amortissement du SP1-Réservoir projeté Ighil Alia

Dext (mm)	prix de ml (DA)	Longueur(m)	anuité	Fr amort(DA)
200	7914,22	1250	0,0937	926953
250	12155,27	1250	0,0937	1423686
280	15159,06	1250	0,0937	1775505
315	19102,09	1250	0,0937	2237332
355	24220,74	1250	0,0937	2836854
400	30653,32	1250	0,0937	3590270
450	38645,01	1250	0,0937	4526297
<b>500</b>	<b>47411,22</b>	<b>1250</b>	<b>0,0937</b>	<b>5553039</b>
560	59655,24	1250	0,0937	6987120
630	75548,87	1250	0,0937	8848661

**Tableau IV.7 : Bilan du SP1-Réservoir projeté Ighil Alia**

Dext (mm)	Fr exp (DA)	Fr amort (DA)	bilan (DA)
200	2,34E+08	926953,02	235294785
250	87009873	1423686	88433559
280	57294405	1775504,9	59069910
315	40451823	2237332,3	42689155
355	31216602	2836854,2	34053456
400	26289684	3590270,1	29879954
450	23673428	4526296,8	28199725
<b>500</b>	<b>22362390</b>	<b>5553039,1</b>	<b>27915429</b>
560	21622448	6987120	28609568
630	21111053	8848661,4	29959714

**Figure IV.3: Bilan du SP1-Réservoir projeté Ighil Alia**

Le diamètre économique de 500 mm est déterminé en trouvant un compromis entre les coûts d'investissement et les coûts d'exploitation, avec une vitesse de 2,30 m/s.

#### IV.5.2.8.2. Toncons SP2 Afra-Réservoir Msela

Les caractéristiques du tronçon sont présentées dans le tableau suivant

**Tableau IV.8 :** Les caractéristiques du tronçon SP2 Afra-Réservoir Msela.

Tronçon	Q <sub>max,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)	Q <sub>exp</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Longueur (m)	Hauteur géométrique H <sub>g</sub> (m)
SP2 Afra- Réservoir Msela	2262.85 m <sup>3</sup> /j	0,031 m <sup>3</sup> /s	887 ml	110 m

Les résultats obtenus pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont présentés dans les tableaux suivants :

**Tableau IV.9 :** Calcul de la HMT du tronçon SP2 Afra-Msela

Dext (mm)	Vitesse (m/s)	Longueur(m)	$\lambda$	$\Delta h_{Tot}$ (m)	H <sub>g</sub> (m)	HMT(m)
90	7,38	887	0,021	793,44	110	903,44
110	4,94	887	0,020	276,00	110	386,00
125	3,83	887	0,019	141,71	110	251,71
160	2,33	887	0,018	38,90	110	148,90
<b>200</b>	<b>1,49</b>	<b>887</b>	<b>0,017</b>	<b>12,06</b>	<b>110</b>	<b>122,06</b>
250	0,95	887	0,016	3,74	110	113,74
315	0,60	887	0,016	1,12	110	111,12
400	0,37	887	0,015	0,32	110	110,32

**Tableau IV.10 :** Calcul des frais d'exploitation du SP2 Afra-Msela

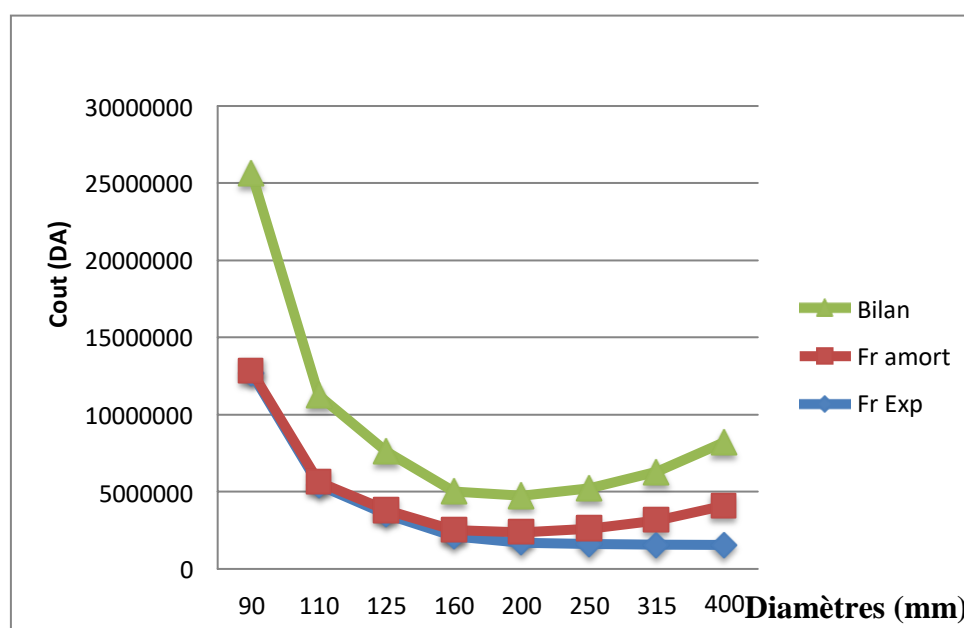
Dext (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	HMT (m)	Puissance (KW)	Energie consommée (Kwh)	prix unit (DA)	Fr exp (DA)
90	0,031	903,44	371,39	2711202	4,68	12688424,07
110	0,031	386,00	158,68	1158402	4,68	5421322,693
125	0,031	251,71	103,47	755375,6	4,68	3535157,647
160	0,031	148,90	61,21	446867,6	4,68	2091340,318
<b>200</b>	<b>0,031</b>	<b>122,06</b>	<b>50,18</b>	<b>366318,7</b>	<b>4,68</b>	<b>1714371,433</b>
250	0,031	113,74	46,76	341359,2	4,68	1597561,151
315	0,031	111,12	45,68	333473,2	4,68	1560654,702
400	0,031	110,32	45,35	331074,4	4,68	1549428,411

**Tableau IV.11** : Calcul des frais d'amortissement du SP2 Afra-Msela

Dext (mm)	prix de ml (DA)	Longueur (m)	anuité	Fr amort (DA)
90	1714,14	887	0,0937	142465,4
110	2471,09	887	0,0937	205377
125	3203,26	887	0,0937	266229
160	5113,24	887	0,0937	424971,1
<b>200</b>	<b>7914,22</b>	<b>887</b>	<b>0,0937</b>	<b>657765,9</b>
250	12155,27	887	0,0937	1010248
315	19102,09	887	0,0937	1587611
400	30653,32	887	0,0937	2547656

**Tableau IV.12** : Bilan du tronçon SP2 Afra-Msela.

Dext (mm)	Fr exp (DA)	Fr amort (DA)	Bilan (DA)
90	12688424	142465,43	12830890
110	5421323	205376,98	5626700
125	3535158	266229,02	3801387
160	2091340	424971,09	2516311
<b>200</b>	<b>1714371</b>	<b>657765,86</b>	<b>2372137</b>
250	1597561	1010247,58	2607809
315	1560655	1587610,99	3148266
400	1549428	2547655,66	4097084

**Figure IV.4:** Bilan du tronçon SP2 Afra-Msela

Le diamètre économique de 200 mm est obtenu grâce à un compromis entre les coûts d'investissement et les coûts d'exploitation, avec une vitesse de  $V = 1,495$  m/s

#### IV.5.2.8.3. Toncons SP2 Afra-Réservoir Tala ouguelil

Les caractéristiques du tronçon sont présentées dans le tableau suivant :

**Tableau IV.13** : Les caractéristiques du tronçon SP2 Afra-Réservoir Tala ouguelil

Tronçon	$Q_{max,j}$ ( $m^3/j$ )	$Q_{exp}$ ( $m^3/s$ )	Longueur (m)	Hauteur géométrique $H_g$ (m)
SP2 Afra- Réservoir Tala ouguelil	2024.81	0,028	2239	95

Les résultats obtenus pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont présentés dans les tableaux suivants :

**Tableau IV.14** : Calcul de la HMT du tronçon SP2 Afra-Tala ouguelil

Dext (mm)	Vitesse (m/s)	Longueur(m)	$\lambda$	$\Delta h_{Tot}$ (m)	$H_g$ (m)	HMT(m)
90	6,60	2239	0,021	1603,53	95	1698,53
110	4,42	2239	0,020	557,80	95	652,80
125	3,42	2239	0,019	286,39	95	381,39
160	2,09	2239	0,018	78,63	95	173,63
<b>200</b>	<b>1,33</b>	<b>2239</b>	<b>0,017</b>	<b>24,38</b>	<b>95</b>	<b>119,38</b>
250	0,85	2239	0,016	7,57	95	102,57
315	0,53	2239	0,016	2,26	95	97,26
400	0,33	2239	0,015	0,65	95	95,65

**Tableau IV.15** : Calcul des frais d'exploitation du SP2 Afra-Tala ouguelil

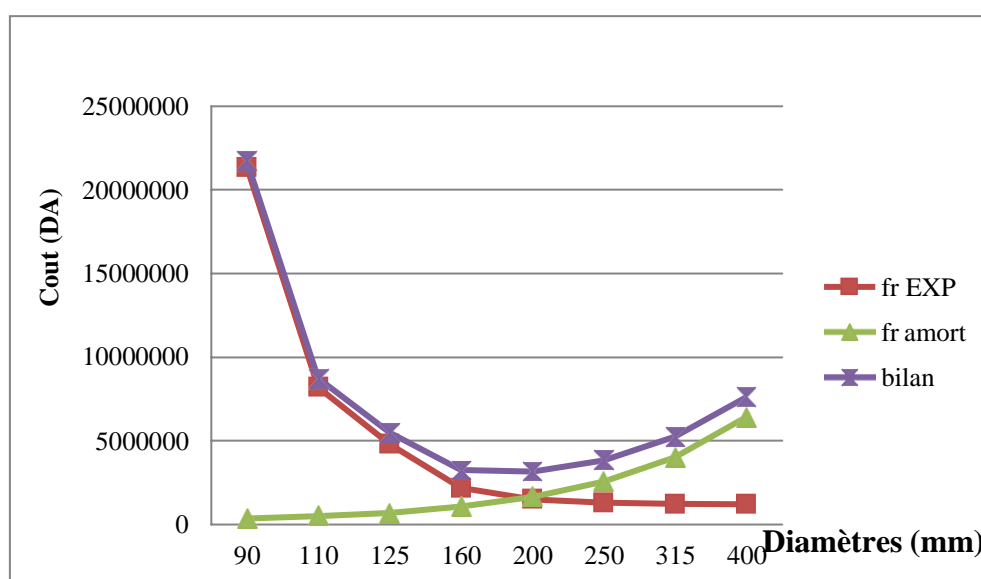
Dext (mm)	$Q$ ( $m^3/s$ )	HMT(m)	Puissance(KW)	Energie cons(Kwh)	prix unit(DA)	Fr exp(DA)
90	0,028	1698,53	624,78	4560897,45	4,68	21345000
110	0,028	652,80	240,12	1752925,52	4,68	8203691
125	0,028	381,39	140,29	1024120,70	4,68	4792885
160	0,028	173,63	63,86	466236,84	4,68	2181988
<b>200</b>	<b>0,028</b>	<b>119,38</b>	<b>43,91</b>	<b>320577,93</b>	<b>4,68</b>	<b>1500305</b>
250	0,028	102,57	37,73	275443,02	4,68	1289073
315	0,028	97,26	35,77	261182,55	4,68	1222334
400	0,028	95,65	35,18	256844,77	4,68	1202034

**Tableau IV.16 :** Calcul des frais d'amortissement du SP2 Afra-Tala ouguelil

Dext(mm)	prix de ml	Longueur (m)	anuité	fr amort (DA)
90	1714,14	2239	0,0937	359616,8
110	2471,09	2239	0,0937	518420,6
125	3203,26	2239	0,0937	672025,7
160	5113,24	2239	0,0937	1072729
<b>200</b>	<b>7914,22</b>	<b>2239</b>	<b>0,0937</b>	<b>1660358</b>
250	12155,27	2239	0,0937	2550106
315	19102,09	2239	0,0937	4007510
400	30653,32	2239	0,0937	6430892

**Tableau IV.17 :** Bilan du tronçon SP2 Afra-Tala ouguelil

Dext (mm)	Fr exp (DA)	Fr amort (DA)	Bilan (DA)
90	21345000	359616,8014	21704617
110	8203691	518420,5968	8722112
125	4792885	672025,6894	5464911
160	2181988	1072728,607	3254717
<b>200</b>	<b>1500305</b>	<b>1660358,245</b>	<b>3160663</b>
250	1289073	2550106,361	3839180
315	1222334	4007509,6	5229844
400	1202034	6430891,812	7632925

**Figure IV.5:** Bilan du tronçon SP2 Afra-Tala ouguelil.



Le diamètre économique de 200mm est obtenu grâce à un compromis entre les coûts d'investissement et les coûts d'exploitation, avec une vitesse de  $V = 1,337$  m/s.

**Tableau IV.18 :** Tableau synthétique des dimensions des divers tronçons.

Tronçons	Diamètres (mm)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)	Hmt (m)	Débit (m <sup>3</sup> /s)
SP1-Rv(Ighil Alia)	500	2.3	1250	165.212	0.302
Rv (Ighil Alia)-Rv (Afra)	250	1.43	2289	-	0.070
SP2(Afra)-Rv (Msela)	200	1.49	887	122.066	0,031
SP2(Afra)-Rv(Tala ouguelil)	200	1.34	2239	119.386	0,028

## Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons réalisé une analyse technico-économique pour déterminer les itinéraires et les diamètres des conduites d'adduction, tant pour les systèmes de refoulement que pour les systèmes gravitaires, dans le cadre de ce projet de fin d'études universitaire. Cette étude a pris en compte à la fois les coûts d'amortissement et les coûts d'exploitation, permettant ainsi d'obtenir une estimation plus précise des diamètres nécessaires.

# **CHAPITRE V : ETUDE DE POMPAGE**

## Introduction

Les projets hydrauliques ont toujours été confrontés à la difficulté de transporter l'eau d'une altitude basse vers une altitude élevée. Afin de résoudre ce problème, une pompe est utilisée.

L'objectif de ce chapitre est d'analyser et de sélectionner le système de pompage parfait pour notre projet, cela nous aidera à garantir le débit nécessaire et la hauteur manométrique totale aux stations de pompage prévues le long de l'adduction. Dans cette étude, nous aborderons la conception des pompes, la sélection des moteurs appropriés, ainsi que la conception des stations de pompage.

### V.1. Définitions

Une pompe est un dispositif qui aspire un liquide d'un point bas et le rejette vers un point supérieur. Elle se base sur la conversion de l'énergie électrique en énergie hydraulique, ce qui permet d'élever l'eau ou tout autre fluide.

Ces structures sont conçues pour garantir un débit  $Q$  à élever à une certaine hauteur  $H$ . Quand le liquide passe par la pompe, il gagne en puissance, ce qui lui permet de passer d'une zone de basse pression à une zone de haute pression.

### V.2. Intérêt de pompage en hydraulique [7]

L'importance du pompage se manifeste d'abord par le transfert d'eau, que ce soit de sa source vers un réservoir ou d'un réservoir à un autre, ainsi que par la collecte des eaux souterraines. Il joue également un rôle crucial dans l'approvisionnement en eau potable pour les populations et dans l'irrigation des terres agricoles, en transportant l'eau vers des bassins ou en fournissant l'apport nécessaire pour les cultures, les arbres et les pâturages, grâce à des techniques d'aspersion ou d'irrigation localisée. De plus, il permet de remonter les eaux drainées vers un canal, en particulier dans les régions arides et semi-arides. Il est également essentiel pour l'évacuation des eaux de drainage souterraines, afin de maintenir la nappe phréatique à un niveau optimal pour favoriser la croissance et la protection des racines des plantes. Par ailleurs, dans le secteur industriel, le pompage est largement utilisé dans les domaines agro-alimentaires, d'assainissement urbain et de traitement des eaux.

### **V.3.Paramètres du pompage [7]**

Le pompage est une technique permettant d'élever un fluide sur quelques mètres, plusieurs mètres ou même sur de grandes distances. Les principaux paramètres du pompage sont la quantité de fluide à déplacer et la hauteur à laquelle il doit être refoulé, en tenant compte du trajet à parcourir. Cependant, la contrainte qui s'oppose à ce déplacement réside dans la nécessité d'une source d'énergie externe, pour laquelle l'homme a développé divers moyens mécaniques.

### **V.4.Type de pompes [8]**

Il existe une grande variété de types de pompes, et leur sélection dépend du débit à refouler ainsi que de la hauteur manométrique totale d'élévation. Ce choix s'effectue à l'aide de catalogues, qu'ils soient formalisés ou numérisés, qui indiquent les types de pompes capables de fournir le débit et la hauteur manométrique souhaités. Il est essentiel de choisir une pompe offrant le meilleur rendement possible.

Nous pouvons classer les pompes en trois grandes familles principales :

- Les pompes centrifuges.
- Les pompes volumétriques.
- Les turbopompes.

Nous nous concentrerons sur les pompes centrifuges en raison de leurs avantages :

- Un rendement élevé.
- Une installation et un fonctionnement simples.
- Un coût abordable.
- La possibilité de les coupler en série ou en parallèle.
- Un besoin de maintenance minimal et un entretien très facile.

### **V.5. Disposition et installation d'une pompe centrifuge :**

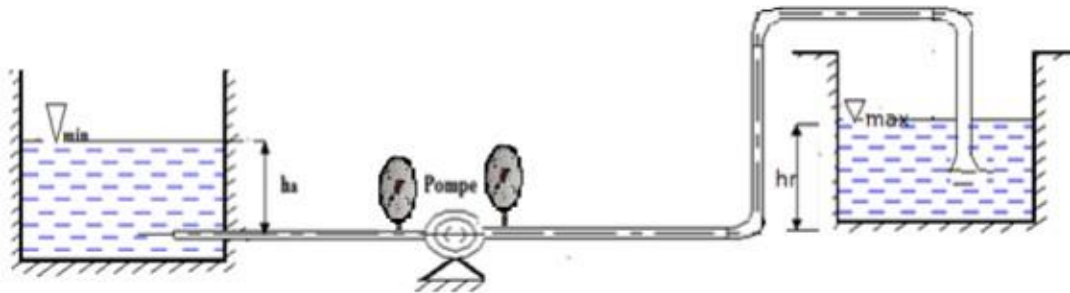
Le plan de mise en place d'une pompe centrifuge diffère selon la ressource et les caractéristiques du site où elle est installée. Mais les formes les plus fréquentes sont liées à l'une des trois dispositions suivantes :

- ✓ Disposition avec pompe en charge.
- ✓ Disposition avec pompe en aspiration.
- ✓ Disposition avec pompe en siphon.

### V.5.1 Pompe installée en charge [7]

Dans ce type d'installation, la pompe est positionnée de manière à ce que l'axe soit situé en dessous du niveau de l'eau d'aspiration, à une hauteur de  $h_a$ , et à  $h_r$  en dessous du niveau de refoulement.

Un schéma simplifié de ce type d'installation est présenté dans la figure suivante.

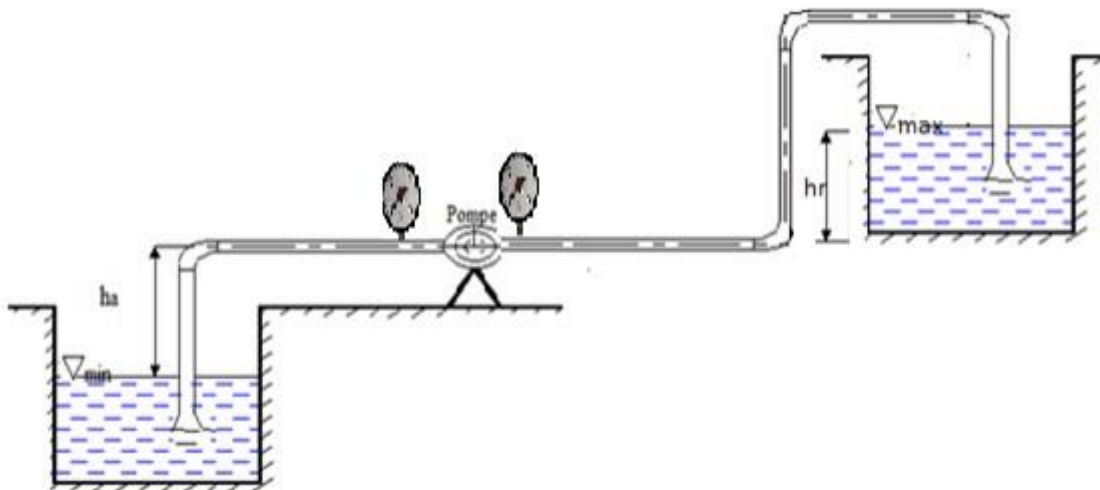


**Figure V.1** : installation en charge (W.mokrane 2022.)

### V.5.2 Pompe installée en aspiration [7]

Dans cette installation, la pompe est placée de manière à ce que l'axe soit situé au-dessus du niveau de l'eau d'aspiration, à une hauteur de  $h_a$ , et à  $h_r$  en dessous du niveau de refoulement.

La figure suivante est une représentation simplifiée de ce type d'installation



**Figure V.2** : installation en aspiration (W.mokrane 2022.)

### V.5.3 Installation en siphon [7]

Dans ce type d'installation, la pompe est positionnée de manière à ce que l'axe soit situé au-dessus du niveau de l'eau d'aspiration, à une hauteur de  $h_a$ , et à  $h_r$  au-dessus du niveau de refoulement.

La figure est une représentation simplifiée de ce type d'installation

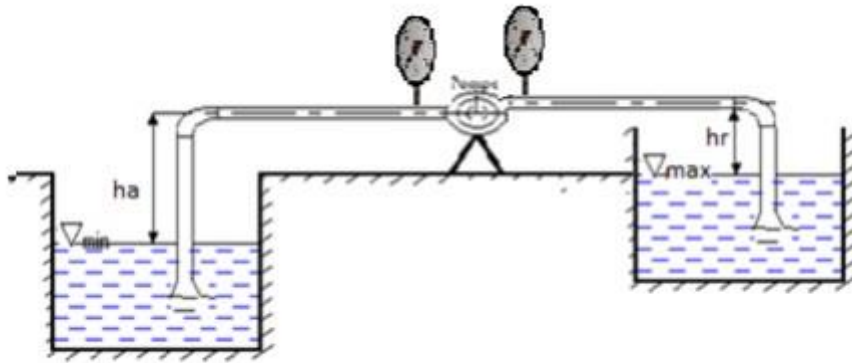


Figure V.3 : installation en siphon (W.mokrane 2022.)

### V.5 Choix de l'emplacement de la station de pompage :

Les critères de sélection des variantes pour la station de pompage sont les suivants :

- Il est conseillé de placer la prise d'eau aussi près que possible de la station de pompage, et idéalement à proximité d'une agglomération afin de réduire les coûts du projet.
- Il est impératif de ne jamais construire la prise d'eau ou la station de pompage dans des zones sismiques ou instables, en respectant les normes qui stipulent qu'il doit y avoir une distance minimale de 30 km entre la station de pompage, un aéroport et la prise d'eau.
- Le site de la prise d'eau doit obtenir l'approbation des services de santé publique et de l'environnement.
- Les différents ouvrages des stations de pompage ne doivent pas se situer dans les zones dégagées du tracé en cas de crue.
- Les installations doivent être conçues de manière à permettre la réparation de la prise sans interrompre l'approvisionnement en eau.

### V.6 Choix du type de la pompe [8]

Le choix du type de pompe est effectué de manière à :

- ✓ Garantir le débit et la hauteur manométrique requis.

- ✓ Avoir un meilleur rendement.
- ✓ Avoir une puissance absorbée minimale.
- ✓ Avoir une vitesse de rotation élevée.
- ✓ Vérifier la condition de non cavitation.
- ✓ Répondre à la construction économique du bâtiment.

### V.7 Choix du nombre de pompe [8]

Afin de déterminer le nombre approprié de pompes, nous devons parvenir à un résultat.

- ✓ Nombre minimal de pompes.
- ✓ Meilleur rendement.
- ✓ Puissance absorbée minimale.
- ✓ Vitesse de rotation élevée.
- ✓ (NPSH)<sub>r</sub> minimal.

### V.8 Couplage des pompes

Lorsque la pompe installée dans une station de pompage ne parvient pas à fournir le débit ou la charge nécessaires pour élever l'eau au point souhaité, on recourt au couplage des pompes. On distingue deux catégories de couplage des pompes.

- ✓ Le couplage en parallèle : ce type de couplage est employé pour augmenter le débit refoulé par les pompes.
- ✓ Le couplage en série : ce type de couplage est utilisé pour accroître la hauteur d'élévation (la charge) des pompes.

### V.9 Point de fonctionnement des pompes

Le bon fonctionnement d'une pompe ne dépend pas seulement de sa sélection, mais aussi de la détermination précise de son point de fonctionnement .elle est l'intersection entre deux courbes : la courbe caractéristique de la pompe elle-même [H - Q], fournie par le fabricant , et la courbe caractéristique de la conduite qui refoule le débit de la pompe [H<sub>c</sub> - Q], déterminée par l'installateur de la pompe .

Il est essentiel que ce point de fonctionnement se situe dans une zone non cavitationnelle pour assurer le bon fonctionnement de la pompe. La cavitation peut endommager la pompe et réduire son efficacité. De plus, le débit correspondant au point de fonctionnement doit se situer dans la plage de bon fonctionnement de la pompe pour garantir un rendement optimal.

**Courbe caractéristique de la conduite :**

La courbe caractéristique de la conduite prend la forme d'une parabole, dont l'équation est la suivante :

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

Avec :

**H<sub>g</sub>** : Écart de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m) ;

**Δh<sub>t</sub>** : Total des pertes de charge linéaires et singulières (m).

Pour les adductions, les pertes de charge singulières sont évaluées à 10 % des pertes de charge linéaires.

$$\sum \Delta h = 1.10 * \Delta h^{lin} \dots \dots \dots (V.2)$$

$$\Delta H_{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5} \text{ (Formule de DARCY-WEISBAKH) } \dots \dots \dots (V.3)$$

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

**Q** : Débit à refouler (m<sup>3</sup> /s) ;

**L** : longueur géométrique de la conduite (m) ;

**λ**: Coefficient de frottement dépendant de la rugosité de la surface interne de la conduite et du régime d'écoulement.

Avec :

$$\lambda = [1.14 - 0.86 \times \ln ( K / d)]^2 \text{ (Formule de Nikuradze) } \dots \dots (V.4)$$

Les caractéristiques des tronçons présentées dans le tableau suivant sont déterminées dans le chapitre adduction :

**Tableau V.1** : Les caractéristiques des tronçons

Tronçons	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)	λ	Δh <sub>total</sub> (m)	H <sub>g</sub> (m)	HMT (m)
SP1- reservoir Ighil Alia	500	2.303	1250	0,0145	13,21	152	165,21
SP2(afra)- Msela	200	1.495	887	0,0177	12,06	110	122,07
SP2(afra)- Tala ouguelil	200	1.337	2239	0,0177	24,38	95	119,38



## V.10. Etude de pompage

Dans le cadre de notre projet, nous utilisons un logiciel appelé CAPRARI qui nous permet de déterminer avec précision les caractéristiques de diverses pompes en fonction du débit et de la hauteur manométrique souhaitée.

### V.10.1. Pour la première station SP1

Les caractéristiques de stations de pompage sont présentées dans le tableau suivant

**Tableau V.2 :** Caractéristiques de la première station de pompage SP1

La station de pompage	Débit (l/s)	HMT (m)	Hg (m)	Longueur (m)
SP1	302.9	165,21	152	1250

#### V.10.1.1. Choix de la pompe

Les résultats du catalogue CAPRARI sont exposés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.3 :** Caractéristiques des pompes pour SP1.

Nombre des pompes	Débit (l/s)	HMT (m)	Type de pompe	Q de la pompe	Hmt de la pompe	$\eta$ (%)	La vitesse (m/s)	P abs (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)	N étages
1	302.9	165.21	-	-	-	-	-	-	-	-
2	151.45	165.21	-	-	-	-	-	-	-	-
3	100.96	165.21	PM 150/7A	99.7	165	75	1450	214	5.37	7
<b>4</b>	<b>75.725</b>	<b>165.21</b>	<b>PM 150/6B</b>	<b>76.7</b>	<b>166</b>	<b>79.6</b>	<b>1450</b>	<b>157</b>	<b>2.75</b>	<b>6</b>
5	60.58	165.21	PM 125/2C	62	166	75.2	2900	138	4.95	2

Nous allons sélectionner quatre pompes du type **PM 150/6B** en plus 2 pompes de secours pour cette station de pompage, car elles garantissent un débit et une hauteur manométrique HMT avec un nombre minimal de pompes tout en offrant un rendement élevé et un (NPSH)<sub>R</sub> faible.

### V.10.1.2. Courbe caractéristique de la pompe

Les courbes de la pompe :  $[H ; Q]$ ,  $[P_{abs} ; Q]$ ,  $[\eta ; Q]$ ,  $[(NPSH)_r ; Q]$  sont extraites du logiciel CAPRARI et illustrées dans la figure ci-dessous

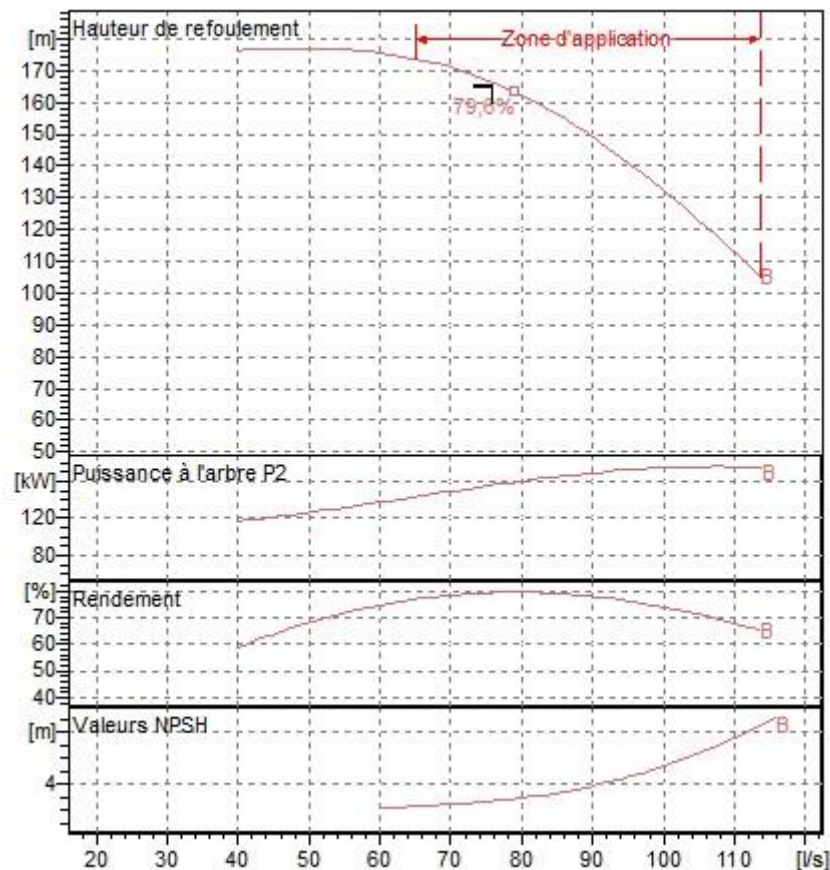


Figure V.4 : Les courbes caractéristiques de la pompe du SP1 (Caprari)

### V.10.1.3. Description de la pompe

- pompe centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Roues : en fonte
- Cors d'aspiration, refoulement et intermédiaires : en fonte
- Poids de la pompe : 1080 Kg

Les propriétés techniques de la pompe sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.4 : Les caractéristiques techniques de la pompe du SP1(Caprari)

La pompe	PM 150/6B
Débit (l/s)	76.7
Hauteur de refoulement(m)	166
Puissance absorbé (Kw)	157
Rendement (%)	79.6
Hauteur manométrique $H(Q=0)$ (m)	213
Orifice de refoulement (mm)	150

**V.10.1.4. Point de fonctionnement de la pompe**

Courbe caractéristique de la conduite :

$$H_c = H_g + R \cdot Q^2 \dots \dots \dots (V.5)$$

Avec :

**H<sub>g</sub>** : hauteur géométrique (m).

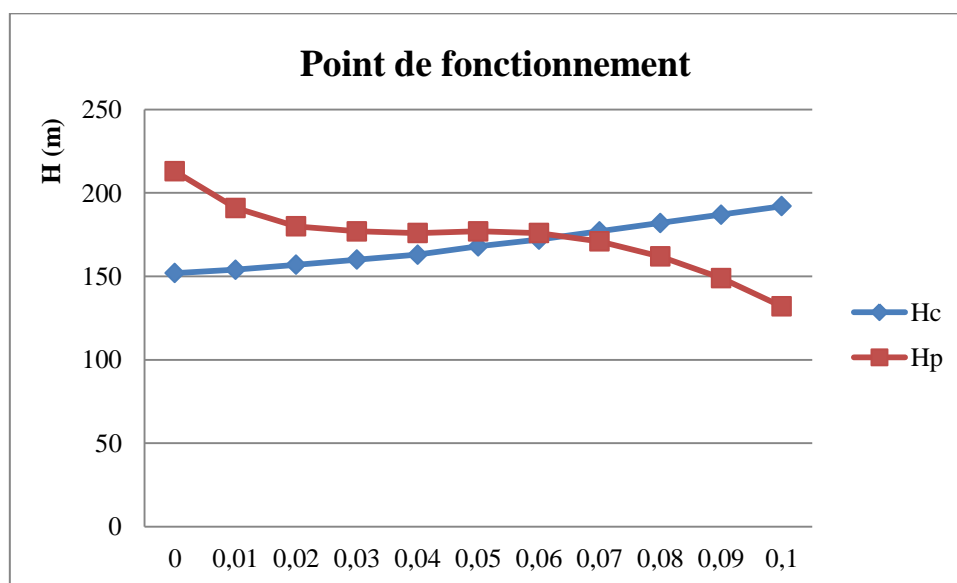
**R** : Résistance de la conduite.

**Q<sup>2</sup>** : Débit refoulé par la pompe (m<sup>3</sup>/s).

**Tableau V.5** : Les courbes caractéristiques de la conduite de refoulement du SP1

Q(m <sup>3</sup> /s)	Hp(m)	Hg(m)	RQ <sup>2</sup>	Hc(m)
0	213	152	0	152
0.01	191	152	2,00	154,00
0.02	180	152	5,00	157,00
0.03	177	152	8,00	160,00
0.04	176	152	11,00	163,00
0.05	177	152	16,01	168,01
0.06	176	152	20,01	172,01
0.07	171	152	25,02	177,02
0.08	162	152	30,02	182,02
0.09	149	152	35,03	187,03
0.1	132	152	40,04	192,04

La figure ci-dessous illustre les courbes de la conduite et de la pompe.



**Figure V.5** : Le point de fonctionnement de la pompe du SP1

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

$$Q_{pf} = 70 \text{ l/s}$$

$$H_{pf} = 171 \text{ m}$$

Afin de garantir le bon fonctionnement de la pompe, il est nécessaire de vérifier la condition suivante :

$$0,9 * Q_{pf} < Q_{app} < 1,1 * Q_{pf}$$

$$Q_{app} = 75.725 \text{ l/s}$$

$$0.9 * Q_{pf} = 63 \text{ l/s}$$

$$1.1 * Q_{pf} = 77 \text{ l/s}$$

Donc:

$$63 \text{ l/s} < 75.725 \text{ l/s} < 77 \text{ l/s}$$

La condition est vérifiée

#### **Remarque :**

Au point de fonctionnement, le débit et la hauteur manométrique sont approximativement équivalents au débit et à la hauteur mentionnée, ce qui signifie qu'aucun réglage n'est requis.

#### **V.10.1.5. Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage**

La station de pompage possède un bâtiment rectangulaire comprenant des salles de machines, une plateforme de montage et de démontage et une salle annexe (bureau d'exploitation, toilettes, salle de stockage et salle des armoires électriques).

Il est conseillé de prendre :

- La hauteur normalisée de la station de pompage. ( $H_b = 3,5 \text{ m} ; 4,2 \text{ m} ; 4,8 \text{ m} ; 5,4 \text{ m} ; 6 \text{ m}$ ) ;
- La longueur normalisée du bâtiment. ( $L_b = 3 \text{ m} ; 6 \text{ m} ; 18 \text{ m} ; 21 \text{ m} ; 24 \text{ m} \dots$ ) ;
- La distance entre les poteaux ( $3 \text{ m} ; 6 \text{ m} ; 9 \text{ m} ; 12 \text{ m} \dots$ ) ;

Il est nécessaire de respecter certaines distances afin de simplifier le déplacement des employés et de favoriser leur mobilité que ce soit en raison de la sécurité.

#### **a) Hauteur du bâtiment**

On la calcule en utilisant la formule suivante :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \dots \dots \dots (V.6)$$

Avec

$$H_5 = H_{pompe} + H_{socle} + H_{reserve}$$

A.N:

Hpompe = 0.845 m. (CAPRARI)

Hsocle:(0.3 -05) m, Hs=0.5m.

Hreserve = 0,5m.

A.N: H5 = 0.845+ 0.5 + 0,5 =1,845 m.

**H6** : hauteur réservée à l'homme, H6=2,2 m.

**H7** : hauteur du pont roulant, H7 = 0,3m.

**H8** : hauteur profilée, H8 = 0,8 m.

**H9** : hauteur de sécurité, H9 = 0,5m

Donc

Hb= 1,845 +2,2+0,3+0,8+0,5=5,645m

On prend comme hauteur du bâtiment **Hb =6 m**.

### b) Longueur du bâtiment

Elle est déterminée en fonction des paramètres suivants:

$$\mathbf{Lb = Lr+Lpf+Lint+np*LGEP+2s+d.....(V.7)}$$

Avec :

**Lr** : largeur de l'armoire électrique=0,8m.

**np** = nombre de pompes= 6 (tenant compte la pompe secours)

**LGEP**=longueur de moteur +pompe=0,87m

**Lpf**: longueur de la plate-forme de montage, Lpf =2,5 m.

**Lint** : distance entre deux pompes voisines, Lint = 1m

**s** : épaisseur de mur =0,3m

**d** : distance entre l'armoire et le premier GEP=1m

AN : Lb=0,8+2,5+6\*0,87+2\*0,3+1=10.12m

On prend comme longueur du bâtiment **Lb =11 m**

### c) Largeur du bâtiment

Elle est exprimée par la formule :

$$\mathbf{B = Lb+ L1 + L2+ L3 + L4 +2s+1,2m.....(V.8)}$$

Avec :

**Lb** : longueur du bureau des employés, On prend : Lb = 3.0m

**L1** : distance entre mur et premier organe de la pompe, L1=0,25m.

**L2** : distance entre les tubulures, L2=0,3m

**L3** : Longueur des accessoires d'aspiration

**L4** : Longueur des accessoires de refoulement

$$L3+L4=L_{pompe}+L_{tr}+L_{ta}+L_c+L_d+l_j=3.067+0,4+0,4+0,662+0,656=5.2 \text{ m}$$

s : épaisseur de mur =0,3m

$$B=3+0,25+0,3+5,2+2*0,3=9,35\text{m}$$

On prend comme largeur du bâtiment **B =10 m**

#### d) Dimensions des portes et fenêtres

##### • Dimensions des portes

- Porte principale :  $4,2 \times 3,2 \text{ m}^2$

- Porte secondaire :  $2,2 \times 1,2 \text{ m}^2$

##### • Dimensionnement des fenêtres

Il est nécessaire d'avoir un éclairage naturel couvrant entre 10 % et 15 % de la surface de la station, en complément de l'éclairage électrique. Nous opterons pour 12,5 %.

$$S(\text{fenêtres}) = 0,125 \times 9 \times 8 \Rightarrow S(\text{fenêtres}) = 9 \text{ m}^2$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$N = \frac{S(\text{fenêtres})}{\text{surface d'une seule fenetre}} \dots\dots\dots(\text{V.9})$$

Avec :

Surface d'une seule fenêtre :  $2,2 \times 1,4 \text{ m}^2$

Donc:  $N = 2,92 \Rightarrow 3$  fenêtres

#### V.10.2.Pour la deuxième station SP2

Notre station de pompage dans ce cas refoule vers deux réservoirs différents donc elle contient deux bras l'un vers réservoirs Msela et l'autre vers réservoir Tala ouguelil

##### V.10.2.1.SP2(Afra)-Msela

Les caractéristiques de stations de pompage sont présentées dans le tableau suivant

**Tableau V.6** : Caractéristiques de la deuxième station de pompage SP2

La station de pompage	Débit (l/s)	HMT (m)	Hg (m)	Longueur (m)
SP2	31.429	122,06	110	887

##### V.10.2.2.Choix de la pompe

Les résultats du catalogue CAPRARI sont exposés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.7** : Caractéristiques des pompes pour SP2.

Nombre des	Débit (l/s)	HMT (m)	Type de pompe	Q de la	Hmt de la	$\eta$ (%)	La vitesse	P abs	(NPSH) <sub>r</sub> (m)	N étages
------------	-------------	---------	---------------	---------	-----------	------------	------------	-------	-------------------------	----------

pompes				pompe	pompe		(m/s)	(Kw)		
1	31.429	122.06	<b>PM 100/2B</b>	35.8	126	77.8	2900	56.5	3.86	2
2	15.714	122.06	PM 80/12A	15.1	121	71.4	1450	25.1	1.73	12
3	10.476	122.06	HMU50-1/4E	10.3	122	68	2900	18.2	2.03	4
4	7.857	122.06	HVU25	7.6	121	70.9	2900	12.8	2.29	-

Nous allons sélectionner une pompe du type **PM 100/2B** en plus 1 pompe de secours pour cette station de pompage, car elles garantissent un débit et une hauteur manométrique HMT avec un nombre minimal de pompes tout en offrant un rendement élevé et un (NPSH)<sub>R</sub> faible.

### V.10.2.3. Courbe caractéristique de la pompe

Les courbes de la pompe : [H ; Q], [P<sub>abs</sub> ; Q], [η ; Q], [(NPSH)<sub>r</sub> ; Q] sont extraites du catalogue CAPRARI et illustrées dans la figure ci-dessous :

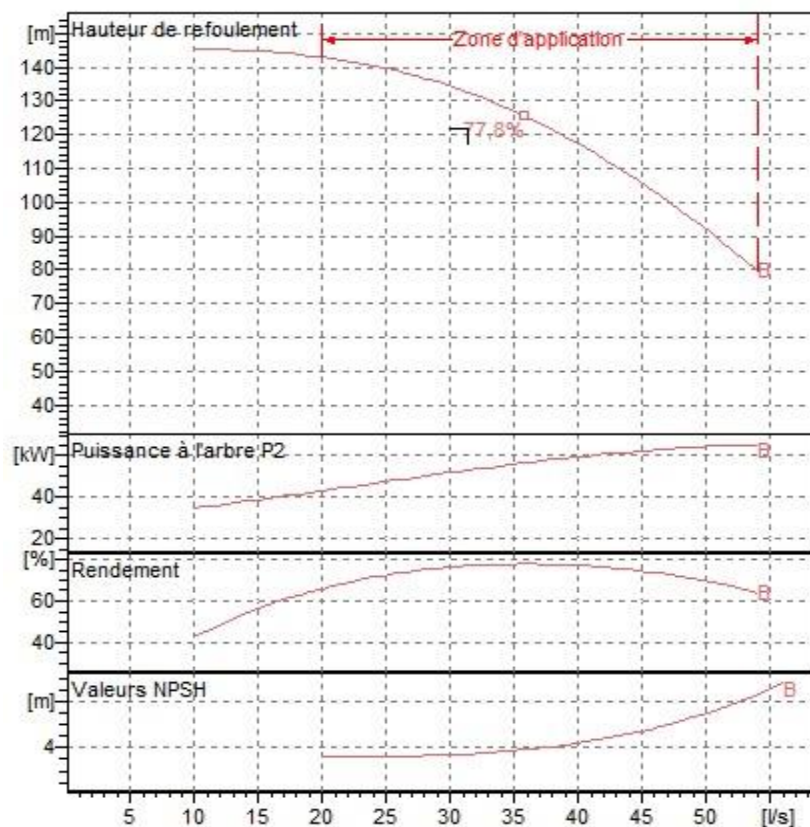


Figure V.6 : Les courbes caractéristiques de la pompe du SP2 (Caprari)

### V.10.2.4. Description de la pompe

- pompe centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Roues : en fonte

-Cours d'aspiration, refoulement et intermédiaires : en fonte

-Poids de la pompe : 1080 Kg

Les propriétés techniques de la pompe sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.8:** Les caractéristiques techniques de la pompe du SP1(Caprari)

La pompe	PM 100/2B
Débit (l/s)	35.8
Hauteur de refoulement(m)	122
Puissance absorbé (Kw)	56.5
Rendement (%)	77.8
Hauteur manométrique H(Q=0) (m)	146
Orifice de refoulement (mm)	100

#### V.10.2.5.Point de fonctionnement de la pompe

Courbe caractéristique de la conduite :

$$H_c = H_g + R \cdot Q^2 \dots \dots \dots (V.10)$$

Avec :

**H<sub>g</sub>** : hauteur géométrique (m).

**R** : Résistance de la conduite.

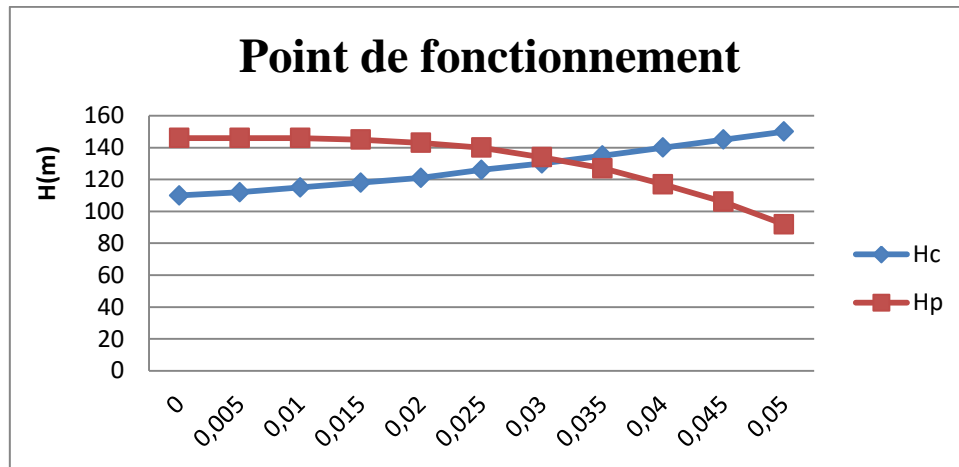
**Q<sup>2</sup>** : Débit refoulé par la pompe (m<sup>3</sup>/s).

**Tableau V.9 :** Les courbes caractéristiques de la conduite de refoulement du SP2

Q(m <sup>3</sup> /s)	Hp	Hg	RQ <sup>2</sup>	Hc
0	146	110	0	110
0,005	146	110	2,00	112,00
0,01	146	110	5,00	115,00
0,015	145	110	8,00	118,00
0,02	143	110	11,00	121,00
0,025	140	110	16,00	126,00
0,03	134	110	20,00	130,00
0,035	127	110	25,00	135,00
0,04	117	110	30,00	140,00
0,045	106	110	35,00	145,00
0,05	91,9	110	40,00	150,00



La figure ci-dessous illustre les courbes de la conduite et de la pompe.



**Figure V.7 :** Le point de fonctionnement de la pompe du SP2.

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

$$Q_{pf} = 35 \text{ l/s}$$

$$H_{pf} = 127 \text{ m}$$

Afin de garantir le bon fonctionnement de la pompe, il est nécessaire de vérifier la condition suivante :

$$0,9 * Q_{pf} < Q_{app} < 1,1 * Q_{pf}$$

$$Q_{app} = 31,429 \text{ l/s}$$

$$0,9 * Q_{pf} = 28,28 \text{ l/s}$$

$$1,1 * Q_{pf} = 34,57 \text{ l/s}$$

Donc:

$$28,28 \text{ l/s} < 31,429 \text{ l/s} < 34,57 \text{ l/s}$$

La condition est vérifiée.

#### Remarque :

Au point de fonctionnement, le débit et la hauteur manométrique sont approximativement équivalents au débit et à la hauteur mentionnée, ce qui signifie qu'aucun réglage n'est requis.

#### V.10.2.6.SP2(Afra)-Tala Ouguelil

Les caractéristiques de stations de pompage sont présentées dans le tableau suivant

**Tableau V.10 :** Caractéristiques de la deuxième station de pompage SP2

La station de pompage	Débit (l/s)	HMT (m)	Hg (m)	Longueur (m)
SP2	28.1	119.38	95	2239

### V.10.2.7.Choix de la pompe

Les résultats du catalogue CAPRARI sont exposés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.11** : Caractéristiques des pompes pour SP2.

Nombre des pompes	Débit (l/s)	HMT (m)	Type de pompe	Q de la pompe	Hmt de la pompe	$\eta$ (%)	La vitesse (m/s)	P abs (Kw)	(NPSH)r (m)	N étages
<b>1</b>	<b>28.1</b>	<b>119.38</b>	<b>PM 100/2C</b>	<b>28.3</b>	<b>120</b>	<b>76.2</b>	<b>2900</b>	<b>44.7</b>	<b>3.34</b>	<b>2</b>
2	14.05	119.38	HVU50/3A	15	123	73.1	2900	24.8	3.59	-
3	9.36	119.38	HVU35/3Q	8.79	117	71	2900	14.1	2.18	-
4	7.025	119.38	HVU25	7.46	123	70.9	2900	12.6	2.25	-

Nous allons sélectionner une pompe du type **PM 100/2C** en plus 1 pompe de secours pour cette station de pompage, car elles garantissent un débit et une hauteur manométrique HMT avec un nombre minimal de pompes tout en offrant un rendement élevé et un (NPSH)R faible.

### V.10.2.8.Courbe caractéristique de la pompe

Les courbes de la pompe :  $[H ; Q]$ ,  $[P_{abs} ; Q]$ ,  $[\eta ; Q]$ ,  $[(NPSH)_r ; Q]$  sont extraites du catalogue CAPRARI et illustrées dans la figure ci-dessous

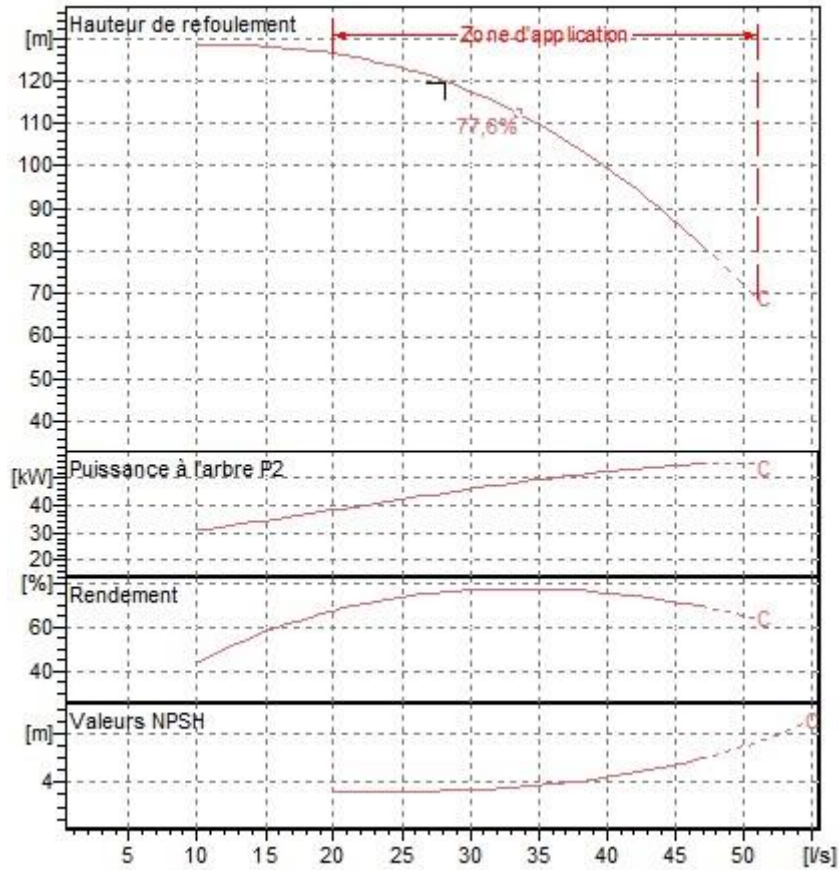


Figure V.8 : Les courbes caractéristiques de la pompe du SP2 (Caprari).

**V.10.2.9. Description de la pompe**

- pompe centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Roues : en fonte
- Cors d'aspiration, refoulement et intermédiaires : en fonte
- Poids de la pompe : 620 Kg.

Les propriétés techniques de la pompe sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.12:** Les caractéristiques techniques de la pompe du SP1(Caprari)

La pompe	PM 100/2C
Débit (l/s)	28.3
Hauteur de refoulement(m)	120
Puissance absorbé (Kw)	44.7
Rendement (%)	76.2
Hauteur manométrique H(Q=0) (m)	128
Orifice de refoulement (mm)	100

**V.10.2.10. Point de fonctionnement de la pompe**

Courbe caractéristique de la conduite :

$$H_c = H_g + R \cdot Q^2 \dots \dots \dots (V.11)$$

Avec :

**H<sub>g</sub>** : hauteur géométrique (m).

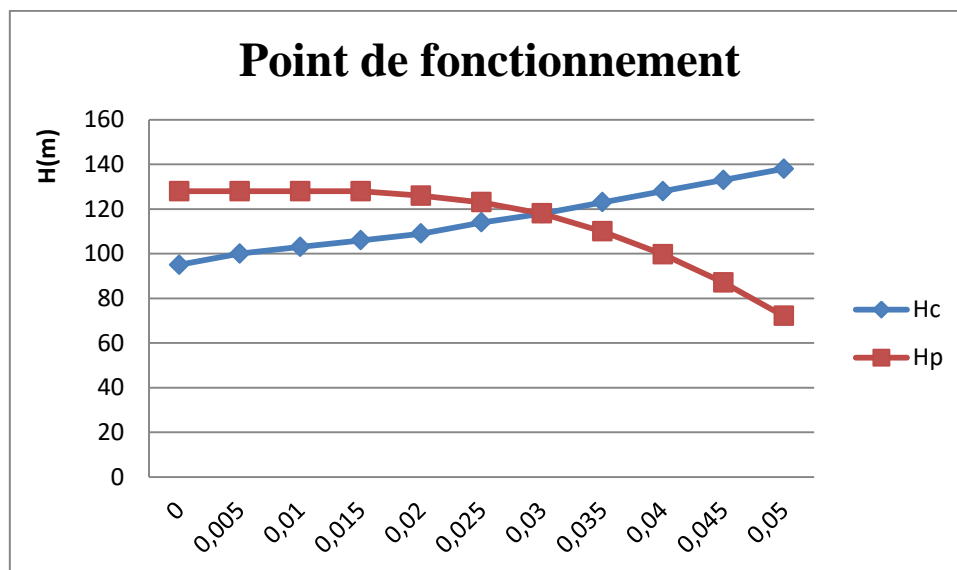
**R** : Résistance de la conduite.

**Q<sup>2</sup>** : Débit refoulé par la pompe (m<sup>3</sup>/s).

**Tableau V.13** : Les courbes caractéristiques de la conduite de refoulement du SP2

Q(m <sup>3</sup> /s)	Hp	Hg	RQ <sup>2</sup>	Hc
0	128	95	0	95
0,005	128	95	5,00	100,00
0,01	128	95	8,00	103,00
0,015	128	95	11,00	106,00
0,02	126	95	14,00	109,00
0,025	123	95	19,00	114,00
0,03	118	95	23,00	118,00
0,035	110	95	28,00	123,00
0,04	99,7	95	33,00	128,00
0,045	87,1	95	38,00	133,00
0,05	72,1	95	43,00	138,00

La figure ci-dessous illustre les courbes de la conduite et de la pompe.



**Figure V.9** : Le point de fonctionnement de la pompe du SP2.

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

$$Q_{pf} = 30 \text{ l/s}$$

$$H_{pf} = 118 \text{ m}$$

Afin de garantir le bon fonctionnement de la pompe, il est nécessaire de vérifier la condition suivante :

$$0,9 * Q_{pf} < Q_{app} < 1,1 * Q_{pf}$$

$$Q_{app} = 28.1 \text{ l/s}$$

$$0.9 * Q_{pf} = 27 \text{ l/s}$$

$$1.1 * Q_{pf} = 33 \text{ l/s}$$

Donc:

$$27 \text{ l/s} < 28.1 \text{ l/s} < 33 \text{ l/s}$$

La condition est vérifiée

**Remarque :**

Au point de fonctionnement, le débit et la hauteur manométrique sont approximativement équivalents au débit et à la hauteur mentionnée, ce qui signifie qu'aucun réglage n'est requis.

**V.10.2.11. Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage**

La station de pompage possède un bâtiment rectangulaire comprenant des salles de machines, une plateforme de montage et de démontage et une salle annexe (bureau d'exploitation, toilettes, salle de stockage et salle des armoires électriques).

Il est conseillé de prendre :

- La hauteur normalisée de la station de pompage ( $H_b = 3,5 \text{ m} ; 4,2 \text{ m} ; 4,8 \text{ m} ; 5,4 \text{ m} ; 6 \text{ m}$ ) ;
- La longueur normalisée du bâtiment ( $L_b = 3 \text{ m} ; 6 \text{ m} ; 18 \text{ m} ; 21 \text{ m} ; 24 \text{ m} \dots$ ) ;
- La distance entre les poteaux ( $3 \text{ m} ; 6 \text{ m} ; 9 \text{ m} ; 12 \text{ m} \dots$ ) ;

Il est nécessaire de respecter certaines distances afin de simplifier le déplacement des employés et de favoriser leur mobilité que ce soit en raison de la sécurité.

**Remarque :**

Cette station de pompage contient 2 pompes non identiques qui refoulent l'eau vers des destinations différentes.

**a) Hauteur du bâtiment**

On la calcule en utilisant la formule suivante :

$$\mathbf{Hb = H5 + H6 + H7 + H8 + H9.....(V.12)}$$

Avec :

$$\mathbf{H5 = Hpompe + Hsocle + Hreserve}$$

A.N:

$$\text{Hpompe} = 0.690 \text{ m. (CAPRARI)}$$

$$\text{Hsocle} : (0.3 - 0.5) \text{ m, } H_s = 0.5 \text{ m.}$$

$$\text{Hreserve} = 0.5 \text{ m.}$$

$$\text{A.N: } H5 = 0.690 + 0.5 + 0.5 = 1.69 \text{ m.}$$

$$\mathbf{H6} : \text{ hauteur réservée à l'homme, } H6 = 2.2 \text{ m.}$$

$$\mathbf{H7} : \text{ hauteur du pont roulant, } H7 = 0.3 \text{ m.}$$

$$\mathbf{H8} : \text{ hauteur profilée, } H8 = 0.8 \text{ m.}$$

$$\mathbf{H9} : \text{ hauteur de sécurité, } H9 = 0.5 \text{ m}$$

Donc

$$Hb = 1.69 + 2.2 + 0.3 + 0.8 + 0.5 = 5.49 \text{ m}$$

On prend comme hauteur du bâtiment  $\mathbf{Hb = 6 \text{ m.}}$

### b) Longueur du bâtiment

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants :

$$\mathbf{Lb = Lr + Lpf + Lint + np * LGEP + np * LGEP + 2s + d.....(V.12)}$$

Avec :

$$\mathbf{Lr} : \text{ largeur de l'armoire électrique} = 0.8 \text{ m.}$$

$$\mathbf{np} = \text{ nombre de pompes} = 4 \text{ (tenant compte la pompe secours)}$$

$$\text{LGEP} = \text{longueur de moteur + pompe} = 0.75 \text{ m}$$

$$\mathbf{Lpf} : \text{ longueur de la plate-forme de montage, } Lpf = 2.5 \text{ m.}$$

$$\mathbf{Lint} : \text{ distance entre deux pompes voisines, } Lint = 1 \text{ m}$$

$$\mathbf{s} : \text{ épaisseur de mur} = 0.3 \text{ m}$$

$$\mathbf{d} : \text{ distance entre l'armoire et le premier GEP} = 1 \text{ m}$$

$$\text{AN : } Lb = 0.8 + 2.5 + 2 * 0.67 + 2 * 0.6 + 2 * 0.3 + 1 = 7.44 \text{ m}$$

On prend comme longueur du bâtiment  $\mathbf{Lb = 8 \text{ m}}$

### c) Largeur du bâtiment

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants :

$$\mathbf{B = Lb + L1 + L2 + L3 + L4 + 2s + 1.2 \text{ m.....(V.13)}$$

Avec :

$$\mathbf{Lb} : \text{ longueur du bureau des employés. On prend : } Lb = 3.0 \text{ m}$$

**L1** : distance entre mur et premier organe de la pompe,  $L1=0,25\text{m}$ .

**L2** : distance entre les tubulures,  $L2=0,3\text{m}$

**L3** : Longueur des accessoires d'aspiration

**L4** : Longueur des accessoires de refoulement

$L3+L4=L_{\text{pompe}}+L_{\text{tr}}+L_{\text{ta}}+L_{\text{c}}+L_{\text{d}}+l_j=3.794+0,4+0,4+0,662+0,656=5.912\text{ m}$

s : épaisseur de mur =  $0,3\text{m}$

$B=3+0,25+0,3+5,912+2*0,3=10.062$

On prend comme largeur du bâtiment **B = 11 m**

#### d) Dimensions des portes et fenêtres

##### • Dimensions des portes

- Porte principale :  $4,2 \times 3,2\text{ m}^2$

- Porte secondaire :  $2,2 \times 1,2\text{ m}^2$

##### • Dimensionnement des fenêtres

Il est nécessaire d'avoir un éclairage naturel couvrant entre 10 % et 15 % de la surface de la station, en complément de l'éclairage électrique. Nous opterons pour 12,5 %.

$S(\text{fenêtres}) = 0,125 \times 9 \times 8 \Rightarrow S(\text{fenêtres}) = 9\text{ m}^2$

Le nombre de fenêtres sera :

$$N = \frac{S(\text{fenêtres})}{\text{surface d'une seule fenetre}} \dots\dots\dots (\text{V.14})$$

Avec :

Surface d'une seule fenêtre :  $2,2 \times 1,4\text{ m}^2$

Donc:  $N = 2,92 \Rightarrow 3\text{ fenêtres}$

## Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les principes de conception d'une station de pompage et ses divers équipements, afin de garantir une gestion optimale. Suite à ce chapitre, nous avons obtenu les résultats suivants :

- La première station de pompage composée de quatre pompes centrifuge à axe horizontal monocellulaire de type PM 150/6B avec deux pompes de secours de même type.
- La deuxième station de pompage composée de deux pompes centrifuge à axe horizontal multicellulaire de type PM 100/2B et PM 100/2C avec deux pompes de secours.

Nous avons utilisé le catalogue Caprari pour sélectionner les pompes, ce qui nous a permis de faire une bonne sélection afin de garantir leur bon fonctionnement.



**CHAPITRE VI :  
PROTECTION DE LA  
CANALISATION**

## **VI.1.Introduction**

Notre projet se déroule de manière progressive. Après avoir réalisé le dimensionnement de l'adduction et l'étude de pompage, nous passons à la protection de la canalisation. Ce chapitre a pour objectif de présenter les diverses techniques de protection des conduites contre les coups de bélier. De cette manière, une protection appropriée assure une longévité accrue du projet.

## **VI.2. Protection des conduites contre le coup de bélier [6]**

### **VI.2.1.Généralités**

À la différence du régime permanent, le régime transitoire se distingue par des fluctuations de pression et de vitesse au fil du temps. Ces fluctuations s'accompagnent de la propagation d'ondes de pression qui se déplacent à travers le réseau pendant un certain laps de temps, jusqu'à leur atténuation et l'établissement d'un nouveau régime permanent. Ces phénomènes peuvent se produire à la suite de manœuvres habituelles sur la canalisation ou d'incidents tels qu'une panne de pompe ou une erreur dans la manipulation des vannes, par exemple.).

### **VI.2.2.Définition**

Le coup de bélier est un phénomène caractéristique du régime transitoire dans les conduites, décrit comme une onde de pression oscillatoire. Cette situation se produit entre deux états de régime permanent dans un système hydraulique. Il est possible que cette onde de pression soit positive ou négative.

La perturbation du régime hydraulique est à l'origine. Elle se propage à travers l'eau présente dans la conduite et se distingue par une vitesse de propagation appelée le temps de propagation.

### **VI.2.3.Causes des coups de bélier**

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire généralement provoqué par plusieurs facteurs, parmi lesquels on peut citer :

- ✓ L'ouverture ou la fermeture rapide des vannes dans les conduites sous pression par gravité ;

- ✓ La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites sous pression par refoulement ;
- ✓ Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP (Adduction d'Eau Potable) ;
- ✓ La modification de la vitesse de fonctionnement d'une pompe ;
- ✓ La coupure de l'alimentation électrique dans une station de pompage, qui est souvent la cause la plus fréquente du coup de bélier ;
- ✓ La mise en marche ou le changement de l'opération d'une turbine.

#### **VI.2.4. Risques dus aux coups de bélier**

Lors d'un coup de bélier, des pressions extrêmement élevées se manifestent. Ces effets sont particulièrement dommageables pour les tuyaux incapables de résister à des variations de pression excessives. Les conséquences principales sont :

- Sensibilité des conduites aux surpressions et aux dépressions, surtout au niveau des joints (aspiration des joints, fuite, détérioration du revêtement interne, rupture de la canalisation).
- Lorsque l'onde de pression se développe, la cavitation se produit si la pression descend en dessous de la pression de vapeur saturante.

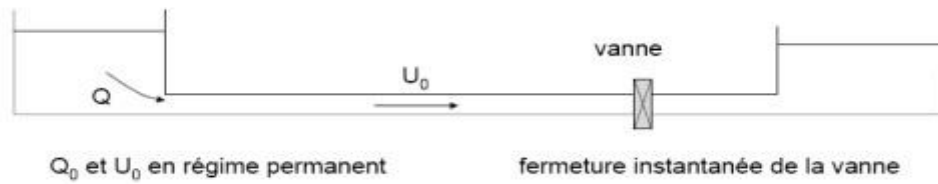
Le phénomène de vibration sera d'autant plus fort que :

- La vitesse de l'eau est élevée ;
- La longueur de la canalisation est grande ;
- Le diamètre de la canalisation est petit ;
- La "fermeture" de l'eau est rapide.

#### **VI.2.5. Description du phénomène transitoire**

Le cas de fermeture d'une vanne est utilisé pour étudier les différentes étapes du coup de bélier.

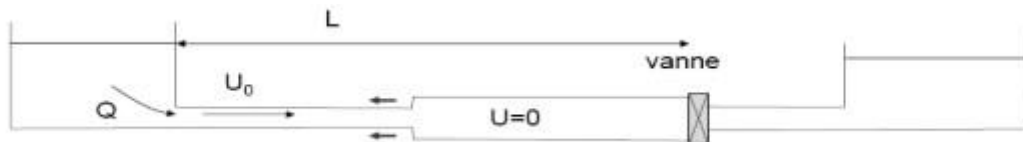
Lors de la fermeture soudaine de la vanne, les particules de liquide rencontrent un obstacle insurmontable, ce qui entraîne une conversion de leur énergie cinétique en énergie potentielle, se traduisant par la compression du liquide et l'expansion de la conduite.



**Figure VI.1 :** schéma de fermeture instantanée de la vanne (Source : Kadi.L, Cours D'AEP).

### Etape 1 :

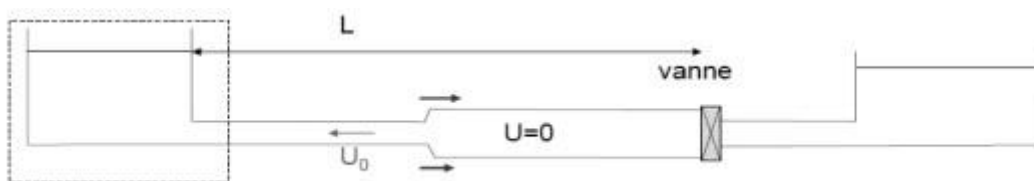
Propagation extrêmement rapide vers le réservoir en amont (plus la conduite est rigide, plus la vitesse de propagation est élevée). On appelle «  $a$  » la célérité de l'onde, «  $L$  » longueur de la conduite ( $a \gg V$ ). L'étape 1 dure de  $t = 0$  à  $t = L/a$



**Figure VI.2 :** Schéma de la première étape.

### Etape 2 :

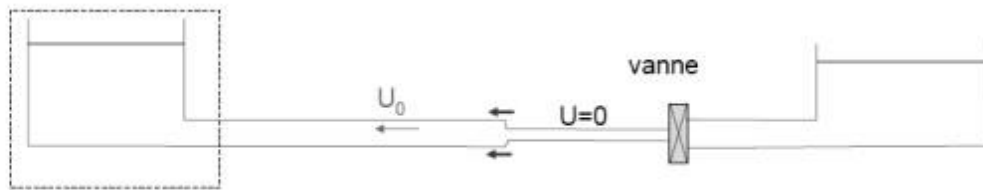
Arrivée de l'onde au réservoir amont. La pression redevient normale, le diamètre et la masse volumique également. Le fluide se déplace dans la direction opposée à celle d'origine. Cette propagation prend un certain temps.  $t = L/a$  au temps  $t = 2L/a$ .



**Figure VI.3 :** Schéma de la deuxième étape.

### Etape 3 :

L'onde de pression revient vers la vanne, la conduite va alors se contracter.

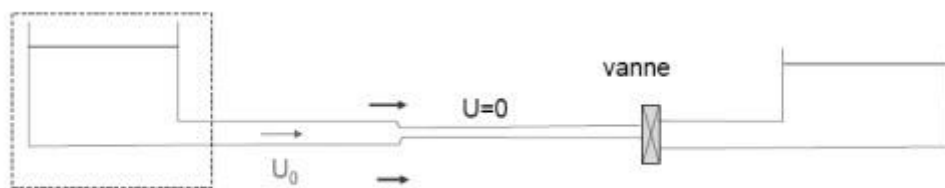


**Figure VI.4 :** Schéma de la troisième étape.

#### Étape 4 :

Arrivée de l'onde en dépression au réservoir amont. La pression de la conduite s'équilibre avec celle du réservoir en induisant une vitesse  $U_0$  du réservoir vers la conduite.

On retrouve alors l'état initial, l'onde de pression se recrée et se propage vers l'amont.



**Figure VI.5 :** Schéma de la quatrième étape.

**Remarque :** Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire de période  $4L/a$ . il se reproduirait indéfiniment s'il n'était pas freiné par les pertes de charge dues au frottement de l'eau dans la conduite.

#### VI.2.6. Moyen de protection contre le coup de bélier

Il est impossible d'éliminer complètement les effets du coup de bélier, mais il est important de viser à les réduire à un niveau compatible avec la résistance des installations.

Les appareils anti-bélier devront donc avoir pour effet :

- De limiter la dépression ;
- Réduire la surpression.

Les dispositifs les plus couramment utilisés sont les suivants :

- Les volants d'inertie, qui protègent contre les dépressions ;
- Les soupapes de décharge, qui assurent la protection contre les surpressions ;
- Les réservoirs d'air et les chemins d'équilibre, qui offrent une protection à la fois contre les dépressions et les surpressions.

#### **VI.2.6.1. Les volants d'inertie**

Le volant d'inertie fixé sur l'arbre de la pompe est l'un de ces dispositifs. En accumulant de l'énergie durant le fonctionnement normal, il la restitue lors de la disjonction, ce qui prolonge le temps d'arrêt de l'ensemble et réduit ainsi l'intensité du coup de bélier.

#### **VI.2.6.2. Les soupapes de décharge**

Ces dispositifs intègrent généralement un organe mécanique, souvent un ressort à boudin, qui, par sa compression, ferme un orifice situé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire là où la surpression est la plus élevée. En cas de besoin, il permet également le débit de retour de la conduite en fonction de la valeur de surpression admissible.

L'utilisation de ces appareils requiert un entretien régulier et une surveillance minutieuse.

#### **VI.2.6.3. Les réservoirs d'air**

Un réservoir anti-bélier est un dispositif essentiel pour protéger les installations hydrauliques contre les effets néfastes du coup de bélier, Il est très facile à utiliser et offrira une protection à l'installation tant contre les dépressions que contre les surpressions.

#### **VI.2.6.4. Les chemins d'équilibre**

Le principe de fonctionnement de la cheminée d'équilibre est identique à celui du réservoir d'air, mais avec une différence importante : elle est placée à la station de pompage et a une ouverture à l'air libre, mais pour des hauteurs de refoulement moyennes, des réservoirs de grande taille sont rapidement nécessaires, car en régime normal, l'eau s'élève à la hauteur géométrique augmentée des pertes de charge.

#### **Remarque :**

Dans notre projet, nous suggérons l'utilisation d'un réservoir d'air pour assurer la protection des installations. Puisque c'est le remède le plus efficace contre le coup de bélier.

## VI.3. Calcul des réservoirs d'air

### VI.3.1. Méthode de calcul

Le calcul de la capacité du réservoir d'air permet d'évaluer les niveaux de surpression et de dépression maximale dans les conduites de refoulement, ainsi que le volume du réservoir d'air. Concernant la méthode de calcul, il est possible de faire une distinction.

#### VI.3.1.1. La méthode de Vibert :

Cette approche a des résultats satisfaisants pour les petites installations, mais elle peut entraîner des volumes de réservoirs d'air excessivement élevés pour les installations de grande taille.

#### VI.3.1.2. La méthode de PEUCH et MEUNIER

La méthode consiste à superposer la courbe du profil en long sur les courbes de B déjà existantes et à utiliser trois (03) nombres adimensionnels, à savoir :

**K** : qui définit les pertes de charge ;

**A** : qui définit la conduite de refoulement

**B** : qui définit le volume d'air du réservoir anti-bélier

Avec :

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} \dots \dots \dots (VI.1)$$

$$A = \frac{c \cdot V_0}{g \cdot H_0} \dots \dots \dots (VI.2)$$

$$B = \frac{V_0^2}{g \cdot H_{abs}} * \frac{L \cdot S}{U_0} \dots \dots \dots (VI.3)$$

**c** : célérité d'onde (m/s).

**V<sub>0</sub>** : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s).

**H<sub>0</sub>** : pression statique absolue = Hg+10 (m).

**H<sub>abs</sub>** : la pression de service absolue.

$$H_{abs} = H_g + \sum \Delta h + 10 = HMT + 10 \dots \dots \dots (VI.4)$$

**L** : longueur totale de la conduite de refoulement (m).

**S** : section de la conduite de refoulement (m).

**U<sub>0</sub>** : volume d'air initial (m<sup>3</sup>).

**g** : accélération de pesanteur (m/s<sup>2</sup>).

- Nous sélectionnerons la catégorie de la courbe B qui correspond à la valeur de A et de k.
- Le profil en long absolu de la conduite doit être déterminé en superposant le profil en long absolu sur l'abaque afin de calculer la valeur de B et Pmin/Ho.
- Évaluer le volume d'air comprimé requise pour un fonctionnement normal U0.

$$U_0 = \frac{v_0^2}{g \cdot H_{abs}} * \frac{L \cdot S}{B} \dots\dots\dots(VI.5)$$

- La relation suivante donne le volume d'air maximal :

$$H_{abs} * U_0^{1,2} = P_{min} * U_{max}^{1,2} \dots\dots\dots(VI.6)$$

$$U_{max} = U_0 * \left(\frac{H_{abs}}{P_{min}}\right)^{1/1,2} \dots\dots\dots (VI.7)$$

Le volume total sera :

$$V = 25\% U_{max} + U_{max} \dots\dots\dots(VI.8)$$

**VI.3.2. Application de la méthode de MEUNIER et PEUCH**

La célérité de l'onde sera calculée en utilisant la formule améliorée par monsieur SALAH.B pour les conduites enterrées :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}$$

Avec :

**K** : Coefficient d'élasticité de l'eau ; K = 2,07\*10<sup>9</sup> Pascal.

**ρ** : Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 kg / m<sup>3</sup>

**Em** : module de Young du matériau de la conduite ; Em = 1.2\*10<sup>9</sup> Pa pour le PEHD.

**Es** : module de Young du sol ; Em = 2\*10<sup>7</sup> Pascal.

**νm** : coefficient de poisson du matériau. νm=0,3 (acier+fonte), νm=0,46 (PVC)

**νs** : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. νs=0.33

**em** : Epaisseur de la conduite (m).

**a** : rayon intérieur de la conduite (m).

Calcule de la charge prenant en considération le coup de bélier.



$$Z = H_g \pm \Delta H_{\max} \dots \dots \dots (VI.9)$$

Avec :

**H<sub>g</sub>** : la hauteur géométrique (m)

**ΔH<sub>max</sub>** : La valeur maximale de la surpression et de la dépression est exprimée par :

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

**V<sub>0</sub>** : Vitesse moyenne de refoulement en (m/s)

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

**Tableau VI.1** : Calcul la célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction par refoulement.

Tronçon	K(pascal)	ρ (kg/m <sup>3</sup> )	a (m)	vm	vs	Es (Pascal)	Em (Pascal)	em(m)	c (m/s)
SP1-Rv(Ighil Alia)	2,07*10 <sup>9</sup>	1000	0.2	0,46	0.33	2*10 <sup>7</sup>	1.2*10 <sup>9</sup>	0.0455	415.208
SP2-Rv(msela)	2,07*10 <sup>9</sup>	1000	0.08	0.46	0.33	2*10 <sup>7</sup>	1.2*10 <sup>9</sup>	0.0182	144.336
SP2-Rv(Tala ouguelil)	2,07*10 <sup>9</sup>	1000	0.08	0.46	0.33	2*10 <sup>7</sup>	1.2*10 <sup>9</sup>	0.0182	144.336

**Tableau VI.2** : calcul de surpression et dépression pour chaque tronçon.

Tronçon	H <sub>g</sub> (m)	V <sub>0</sub> (m/s)	ΔH <sub>max</sub> (m)	Surpression (m)	Dépression (m)
SP1-Rv(Ighil Alia)	152	2.3	97.347441	248.34	54.65
SP2-Rv(msela)	110	1.49	21.922593	131.92	88.07
SP2-Rv(Tala ouguelil)	95	1.34	19.715620	114.71	75.28

Il est observé qu'il n'y a pas de dépression, mais afin de garantir la sécurité, nous allons évaluer des réservoirs d'anti béliet. Cependant, nous avons une surpression.

### VI.3.2.1. Pour le tronçon SP1-RV (Ighil Alia)

#### a) Dépression

- **Calcul de la capacité de réservoir d'air**

Les résultats obtenus pour évaluer la capacité des réservoirs d'air sont présentés dans les tableaux ci-dessous.

**Tableau VI.3 :** Calcul de A et K pour le tronçon SP1-RV (Ighil Alia)

Tronçon	H <sub>0</sub> (m)	Habs (m)	V <sub>0</sub> (m/s)	c (m/s)	Acal	Kcal
SP1-Rv(Ighil Alia)	162	175.212	2.3	415.208	0.60	0.081

Nous prenons en compte la famille de la courbe B pour les valeurs K=0 et A =1, qui sera superposée avec le profil on long absolu de la conduite.

**Tableau VI.4 :** Profil en long absolu de la conduite SP1-RV(Ighil Alia)

La cote(m)	549	561	584	602	629	656	662	701
Longueur de la conduite(m)	0	124	440	762	1136	1215	1283	1500
(dz+10)/(Hg+10)	0.061	0.135	0.203	0.256	0.387	0.49	0.47	0.41
X/L	0	0.125	0.25	0.375	0.5	0.75	0.875	1

**Tableau VI.5 :** Calcul de volume d'air pour le tronçon SP1-Rv(Ighil Alia).

Tronçon	B	U <sub>0</sub>	Pmin/H <sub>0</sub>	Pmin (m)	Umax (m <sup>3</sup> )	V (m <sup>3</sup> )
SP1-Rv(Ighil Alia)	2	0.377	0.5	81	0.717	0.896

### VI.3.2.2. Pour le tronçon SP2-Rv (Msela)

#### a) Dépression

- **Calcul de la capacité de réservoir d'air**

Les résultats obtenus pour évaluer la capacité des réservoirs d'air sont présentés dans les tableaux ci-dessous.

**Tableau VI.6 :** Calcul de A et K pour le tronçon SP2-Rv (Msela).

Tronçon	H <sub>0</sub> (m)	Habs (m)	V <sub>0</sub> (m/s)	c (m/s)	Acal	Kcal
SP2-Rv(Msela)	120	132.006	1.49	144.336	0.182	0.20

Nous prenons en compte la famille de la courbe B pour les valeurs K=0.2 et A =0.5, qui sera superposée avec le profil on long absolu de la conduite

**Tableau VI.7:** Profil en long absolu de la conduite SP2-Rv(Msela).

La cote(m)	674	687	713	708	728	739	769	785
Longueur de la conduite(m)	0	20	44	107	548	619	720	887
$(dz+10)/(Hg+10)$	0.083	0.191	0.3	0.38	0.45	0.69	0.65	0.6
X/L	0	0.125	0.25	0.375	0.5	0.75	0.875	1

**Tableau VI.8 :** Calcul de volume d'air pour le tronçon SP2-Rv(Msela).

Tronçon	B	$U_0$	$P_{min}/H_0$	$P_{min}$ (m)	$U_{max}$ (m <sup>3</sup> )	V (m <sup>3</sup> )
SP2-Rv(Msela)	0.8	0.059	0.9	108	0.068	0.085

### VI.3.2.3. Pour le tronçon SP2-Rv (Tala Ouguelil)

#### a) Dépression

- **Calcul de la capacité de réservoir d'air**

Les résultats obtenus pour évaluer la capacité des réservoirs d'air sont présentés dans les tableaux ci-dessous.

**Tableau VI.9 :** Calcul de A et K pour le tronçon SP2-Rv (Tala Ouguelil).

Tronçon	$H_0$ (m)	Habs (m)	$V_0$ (m/s)	c (m/s)	Acal	Kcal
SP2-Rv(Tala Ouguelil)	105	129.386	1.34	144.336	0.187	0.232

Nous prenons en compte la famille de la courbe B pour les valeurs  $K=0.1$  et  $A=0.5$ , qui sera superposée avec le profil en long absolu de la conduite

**Tableau VI.10 :** Profil en long absolu de la conduite SP2-Rv (Tala Ouguelil).

La cote(m)	674	661	650	659	666	700	745	770
Longueur de la conduite(m)	0	70	132	1382	1470	1819	2133	2239
$(dz+10)/(Hg+10)$	0.095	0.219	0.223	0.32	0.38	0.61	0.751	0.712
X/L	0	0.125	0.25	0.375	0.5	0.75	0.875	1

**Tableau VI.11** : Calcul de volume d'air pour le tronçon SP2-Rv (Tala Ouguelil).

Tronçon	B	$U_0$	$P_{min}/H_0$	$P_{min}$ (m)	$U_{max}$ ( $m^3$ )	V ( $m^3$ )
SP2-Rv(Msela)	0.8	0.122	0.75	78.75	0.184	0.23

Les réservoirs d'air sont normalisés en utilisant le catalogue d'APC.Tech-H, MAUGUIERE RESERVOIRS .

**Tableau VI.12** : Récapitulatif des dimensions des réservoirs d'air normalisés des différents tronçons.

Tronçon	V( $m^3$ )	V normalisé (mm)	Diamètres (mm)	Hauteur Totale (mm)
SP1_RV1	0.896	1000	800	2315
SP2_RV3	0.085	100	370	1172
SP2_RV4	0.23	500	600	2055

### VI.3.3. Installation de réservoir d'air

Le réservoir d'air sera placé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de minimiser l'encombrement dans la salle des machines et d'optimiser l'utilisation de l'espace.

## Conclusion

Au cours de ce chapitre, nous avons examiné la préservation contre le régime transitoire. La conduite de refoulement est protégée contre le coup de bélier par un réservoir d'air de 1000 litres pour la première station de pompage et 500 et 100 litres pour la deuxième station. Afin de mener ces travaux de manière adéquate, il est essentiel de sélectionner une main-d'œuvre compétente et de mettre en place une organisation adéquate du chantier pour assurer le succès du projet.

**CHAPITRE VII : POSE DE  
CANALISATION ET  
ACCESSOIRES**

## Introduction

La pose des canalisations est habituellement en tranchée, à l'exception de certains cas où elles sont placées sur le sol, à condition d'être protégées. Dans ce chapitre, nous allons présenter les différentes formes de pose en fonction du lieu et des difficultés qui peuvent survenir.

### VII.1.Pose des canalisations [5]

#### VII.1.1.Généralités

Les canalisations sont généralement installées en tranchée, sauf dans certains cas où elles sont posées à même le sol, à condition d'être soigneusement entretenues et protégées. Le principe d'installation des canalisations reste essentiellement le même, mais la méthode varie d'un terrain à l'autre afin de réduire l'impact des différentes contraintes sur les canalisations. En règle générale, pour favoriser un écoulement naturel des eaux d'infiltration, les canalisations doivent être posées à partir des points les plus élevés.

Lorsque la canalisation est installée en tranchée, celle-ci doit être suffisamment large pour permettre l'accès des ouvriers. De plus, la tranchée doit être élargie au niveau des joints (niches). L'épaisseur du remblai au-dessus de la partie supérieure de la conduite varie selon les régions en raison du gel, mais elle est généralement d'environ 1 mètre.

Il est essentiel que les conduites soient posées avec une légère pente pour créer des points bas pour la vidange et des points hauts pour l'évacuation de l'air, que ce soit lors du remplissage ou pendant le fonctionnement. Ainsi, un tracé en dents de scie est adopté, avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tous les 200 à 400 mètres. Enfin, lors de l'installation de tout élément dur, les canalisations doivent être éloignées d'environ 10 cm, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

Une fois le tracé du réseau déterminé, il faut positionner la robinetterie et les accessoires.

En été, la descente en fouille des canalisations en acier soudé doit avoir lieu aux heures les plus fraîches de la journée et jamais après que les canalisations ont été chauffées par le

rayonnement solaire. Avec les canalisations en PVC la température de façonnage ne doit pas dépasser 140°C.

### VII.1.2. Le principe de pose des canalisations

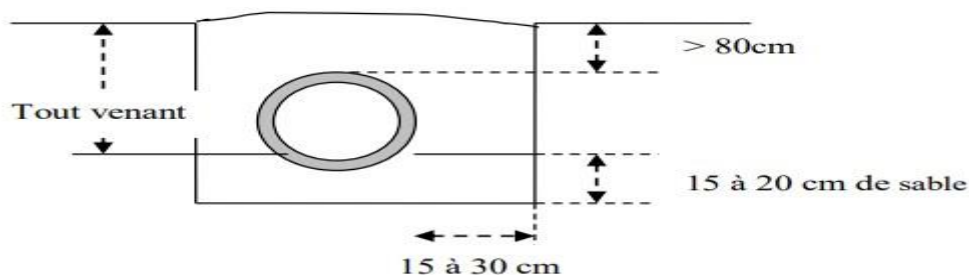
La sélection du type de pose des conduites est basée sur la topographie de notre terrain et les diverses formes rencontrées :

- Pose de canalisations dans un terrain ordinaire ;
- Pose de canalisations dans un terrain peu consistant ;
- Pose de canalisations dans un terrain marécageux ;
- Pose de canalisations en galerie ;
- Traversée d'une rivière ;
- Pose de canalisation sans ouverture de tranchée.

#### VII.1.2. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

La canalisation est installée dans une tranchée d'une largeur minimale de 60 cm. La profondeur de cette tranchée doit être suffisante pour accueillir le lit de pose, la conduite et l'épaisseur du remblai, qui doit être d'au moins 80 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm, soigneusement nivelé. Avant de procéder à l'excavation, il est important de trier les conduites afin d'éliminer celles qui présentent des chocs, des fissures, etc. Ensuite, la descente de la conduite s'effectue soit manuellement, soit mécaniquement.

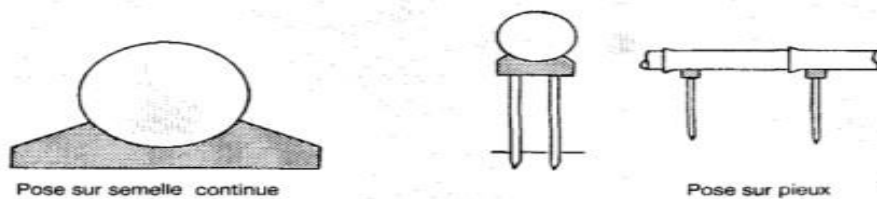
En cas de soudage des joints, cette opération doit idéalement se faire au fond de la tranchée, en maintenant la canalisation en place à l'aide de butées en terre ou de tronçons de madrier en bois disposés perpendiculairement à la tranchée. La tranchée est ensuite remblayée jusqu'à 0,30 m au-dessus de la conduite, en utilisant des couches successives de terre arrosées et bien compactées, exemptes de pierres. Le remblaiement se termine par l'ajout de tout-venant.



**Figure VII.1** : Pose de canalisations dans un terrain ordinaire (source Salah, Boualem. (2014). Alimentation en eau potable des agglomérations [polycopie pédagogique]. ENSH).

### VII.1.3. Pose de canalisation dans un terrain peu consistant [6]

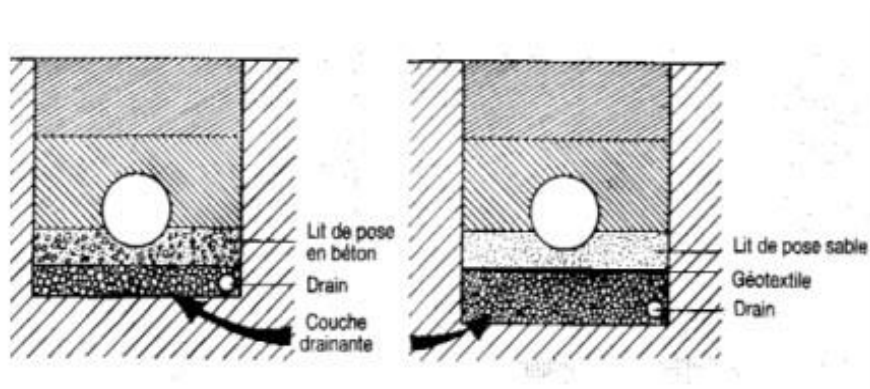
Pour prévenir tout mouvement ultérieur, la canalisation doit être installée sur une semelle en béton, qu'elle soit armée ou non, avec un lit de sable en dessous. La semelle peut être continue ou non, en fonction de la nature du sol. Si la canalisation est soutenue par des tasseaux, ceux-ci doivent être positionnés près des joints et maintenus en place par des pieux enfoncés jusqu'à atteindre un sol stable.



**Figure VII.2 :** Pose de canalisation dans un terrain peu consistant (Source : Salah, Boualem. (2014). Alimentation en eau potable des agglomérations [polycopie pédagogique]. ENSH).

### VII.1.4. Pose de canalisation dans un terrain marécageux [9]

Dans la tranchée, un système de drainage (comme une conduite, par exemple) est prévu, recouvert d'un lit de gravier de gros calibre, suivi d'un lit en béton armé sur lequel la conduite repose.



**Figure VII.3 :** Pose de canalisation dans un terrain marécageux (Source : La pose des canalisations pour l'adduction et la distribution de l'eau potable. Fondation de l'eau, 1990).

### VII.1.4. Pose des canalisations en galerie

Un canal est aménagé pour prévenir et évacuer les eaux stagnantes dans la galerie, en les dirigeant vers l'égout adjacent. Les canalisations de petit diamètre peuvent être installées à l'intérieur d'un fourreau de diamètre plus large, soutenues par des tasseaux en béton. Des robinets vannes sont installés de chaque côté de la route.





**Figure VII.4 :** Pose des canalisations en galerie (Source : SAINT-GOBAIN ; solution durable pour l'eau. <https://www.pamline.fr/catalogue/nos-produits/catalogue-annexes/reponses-techniques/mise-en-oeuvre/type-pose/pose-en-immersion>)

#### VII.1.5. Traversée d'une rivière

L'installation de canalisations à la traversée d'une rivière nécessite des travaux spécifiques en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. Un pont routier peut également servir de support pour la canalisation, qui sera fixée au tablier. La canalisation peut suivre le lit de la rivière, étant posée sur des structures spéciales (comme des tasseaux) et recouverte de tout-venant pour la protéger des chocs, notamment ceux causés par la navigation. Dans le cas d'une traversée par le fond, il est préférable d'utiliser des canalisations en acier et en polyéthylène en raison de leur élasticité. Les joints soudés sont maintenus en place par des butées en béton situées de chaque côté des joints. Enfin, les conduites en acier sont protégées par un revêtement anti-rouille appliqué en plusieurs couches.

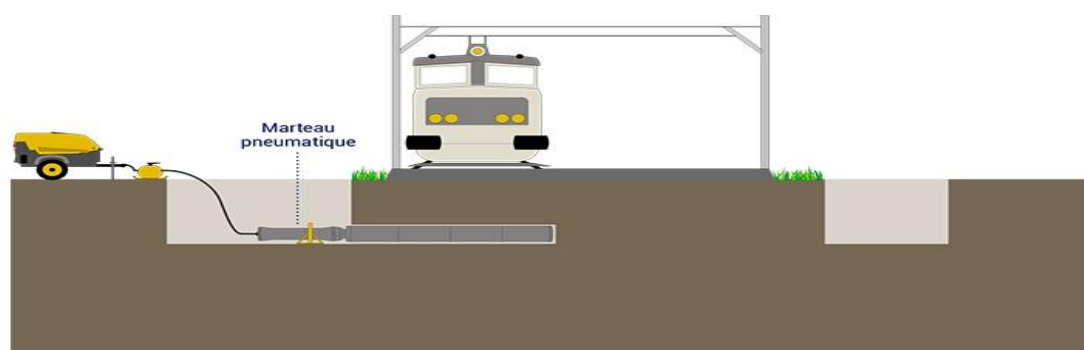


**Figure VII.5 :** Pose de canalisation à la traversée d'une rivière (Source : SAINT-GOBAIN ; solution durable pour l'eau. <https://www.pamline.fr/catalogue/nos-produits/catalogue-annexes/reponses-techniques/mise-en-oeuvre/type-pose/pose-en-immersion>)

#### VII.1.6. Pose de canalisation sans ouverture de tranchée

Initialement développées pour le passage d'obstacles complexes (tels que les voies de chemin de fer, les routes à fort trafic ou les cours d'eau), les techniques de pose sans tranchée gagnent en popularité, notamment en milieu urbain. Parmi leurs avantages, on note une gêne réduite pour les riverains des chantiers, une sécurité renforcée pour le personnel ainsi que pour les autres réseaux ou équipements enterrés, et parfois une diminution des coûts. Selon l'application, on distingue les techniques de fonçage pour les diamètres de 800 mm et plus, et les techniques de forage dirigé pour les diamètres inférieurs.

##### Le fonçage de tube ouvert



**Figure VII.6 :** Pose par la méthode de fonçage (Source : <https://tpdemain.com/module/fonçage/> ).

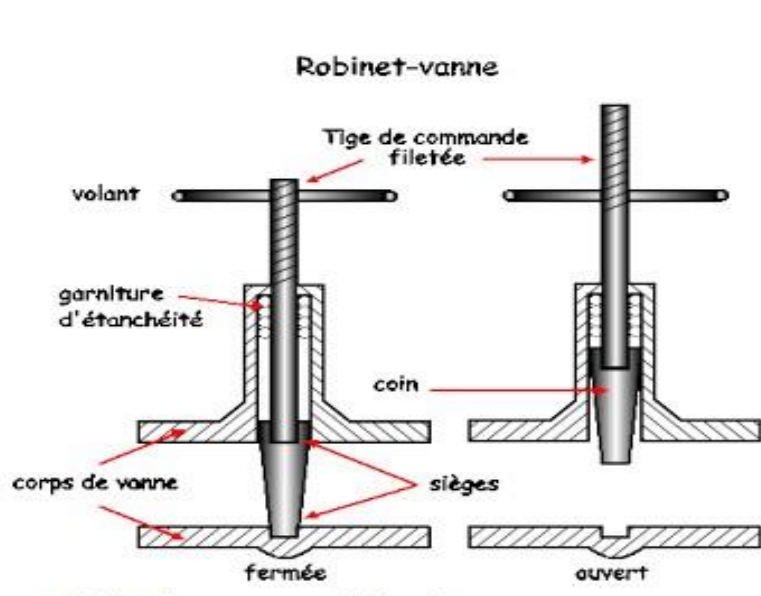
## VII.2. Accessoires [5]

Pour garantir le bon fonctionnement d'un réseau de distribution et d'adduction d'eau, il est essentiel de l'équiper d'organes accessoires dont les rôles sont les suivants :

- Garantir un écoulement efficace ;
- Réguler les pressions et évaluer les débits ;
- Protéger les canalisations ;
- Changer la direction ;
- Raccorder deux conduites ;
- Changer le diamètre ;
- Soutirer les débits ;
- Changer les sens d'écoulement.

### VII.2.1. Les robinets-vannes

Ce sont des dispositifs de sectionnement conçus pour des manœuvres lentes sur de gros diamètres. L'obturation est réalisée par une rotation de 90° de la partie tronconique. Généralement ce robinet-vanne est court-circuité pour faciliter l'ouverture, si celui-ci se trouve entre deux biefs (amont : sous pression ; aval : vide). Les robinets d'arrêt ou de prise sont utilisés dans le réseau au niveau des branchements ( $\Phi < 100\text{mm}$ ), sont à quart de tour.



**Figure VII.7 :** Les robinets vanne

(Source : [https://www.azprocede.fr/Cours\\_GC/technovannes\\_1.html](https://www.azprocede.fr/Cours_GC/technovannes_1.html)).

### **VII.2.1.1. Les robinet-vannes à opercule**

Ce sont des dispositifs de sectionnement qui doivent être entièrement ouverts ou fermés. Leur taille est significativement plus importante que celle des vannes papillon. Pour les diamètres supérieurs à un certain seuil, il est recommandé d'installer des by-pass afin d'équilibrer les pressions exercées des deux côtés de l'opercule lors de sa manœuvre depuis la position fermée.

### **VII.2.1.2. Les vannes papillons**

Elles peuvent être utilisées tant pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Leur taille est compacte, elles sont légères, nécessitent un faible couple de manœuvre et engendrent de faibles pertes de charge lorsqu'elles sont complètement ouvertes. À partir d'un certain diamètre (entre 200 et 300 mm), les robinets vannes des deux types sont généralement motorisés. Les vannes papillon, quant à elles, sont principalement employées pour les gros diamètres (350 mm et plus).

### **VII.2.1.3. Les vannes d'altitude**

Elles sont installées à l'entrée d'un réservoir surélevé, lorsque le niveau de l'eau atteint son maximum. La vanne se ferme en raison de la pression exercée par l'eau, ce qui permet d'éviter le débordement du réservoir.

### **VII.2.1.4. Les robinets de décharge**

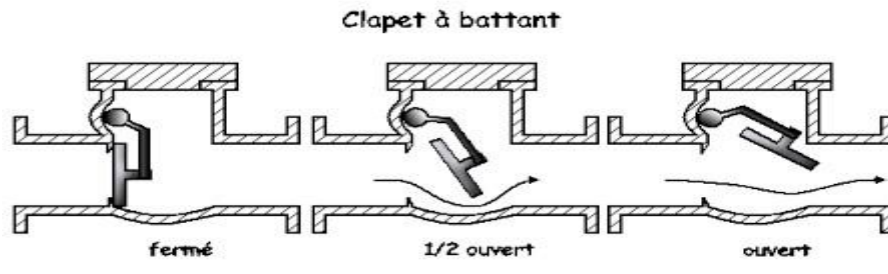
Robinet installé aux points bas pour permettre la vidange des conduites. L'évacuation se fait vers l'égout voisin ou dans un fossé en dehors de la ville. Ce robinet doit être placé à l'intérieur d'un regard et doit être facilement accessible.

Les robinets vannes de petites dimensions, de branchement et de sectionnement sont placés sous des bouches à clé par rapport au sol ; Les robinets de gros diamètres sont placés en chambres sous regard ; dans les installations, ils sont en chambre de manœuvre (station de pompage et ouvrage comme les réservoirs).

## **VII.2.2. Les clapets**

Ils ont pour fonction de contrôler l'écoulement dans une seule direction. On les utilise couramment dans les stations de pompage, où ils sont souvent installés à la sortie des pompes, entre celles-ci et les robinets de sectionnement. On les retrouve également sur les

canalisations de distribution. De plus, il existe des clapets qui servent de limiteurs de débit ou qui garantissent un débit minimum.



**Figure VII.8 :** Clapet à battant (Source :[https://www.azprocede.fr/Cours\\_GC/technoclapets\\_1.html](https://www.azprocede.fr/Cours_GC/technoclapets_1.html)).

### VII.2.3. Les ventouses

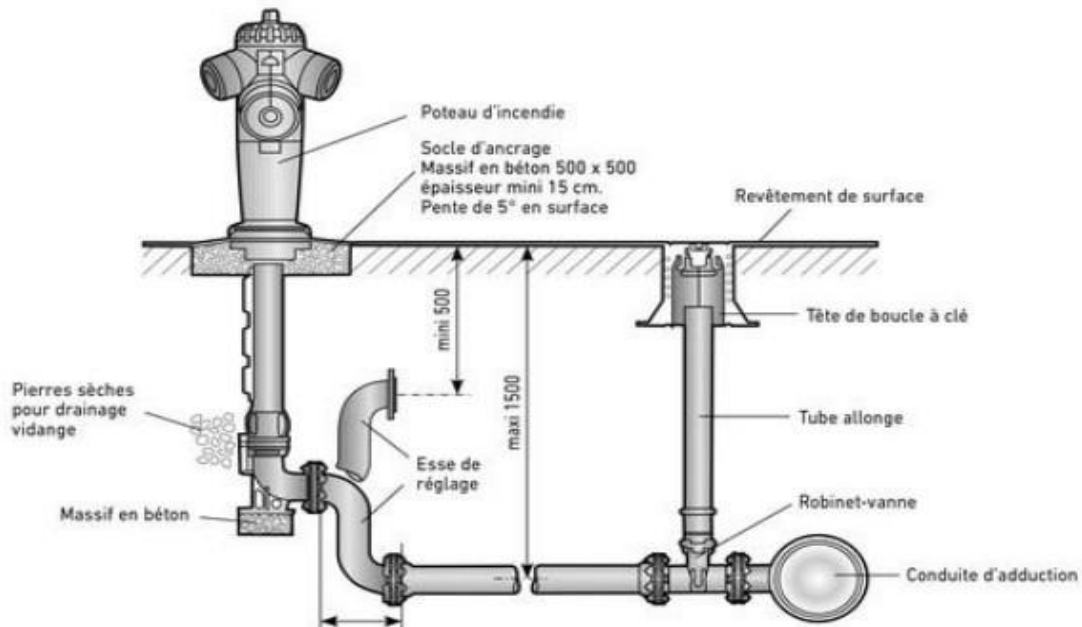
Les ventouses sont placées aux points élevés pour évacuer l'air accumulé suite au dégazage de l'oxygène dissous. Elles sont installées dans des regards accessibles, et leur bon fonctionnement doit être contrôlé régulièrement. Les ventouses automatiques, en plus d'éliminer les poches d'air en fonctionnement normal, facilitent également l'évacuation de l'air lors de la mise en eau de la canalisation et permettent l'admission d'air lors de la vidange, évitant ainsi que la canalisation ne soit mise en dépression.

### VII.2.4. Bouches et poteaux d'incendie

Les poteaux d'incendie sont essentiels pour la sécurité publique et nécessitent une conception et une installation soignées. Leur diamètre est standardisé à 80, 100 ou 150 mm. Ils doivent être alimentés par des conduites de même diamètre, capables de garantir un débit minimal de 17 L/s sous une pression de 1 bar. De plus, la configuration du réseau (réserve d'incendie) doit permettre aux pompiers d'accéder à 120 m<sup>3</sup> d'eau.

La superficie couverte par chaque poteau d'incendie dépend du débit nécessaire pour lutter contre un incendie. Lorsque les débits requis sont élevés, il faut installer davantage de poteaux, plus rapprochés. La distance entre les poteaux le long des rues ne doit pas excéder 200 m, et dans les zones à risque élevé d'incendie, cette distance doit être réduite à 100 m.

Le choix du côté de la rue pour l'installation des poteaux d'incendie doit viser à minimiser la longueur des branchements à la conduite de distribution. Enfin, pour éviter le gel, il est important de garder les poteaux d'incendie vides d'eau. Pour ce faire, on place des pierres à leur base pour faciliter le drainage après utilisation.



**Figure VII.9** : Poteau d'incendie (Source : <https://www.mypum.fr/adduction-branchement/defense-incendie-fontainerie/poteaux-d-incendie/produits/P1828?articleId=53158>).

### VII.2.5. Les régulateurs de pression

Ce sont des dispositifs de régulation qui créent une perte de charge variable afin de maintenir la pression en aval à une valeur constante, indépendamment du débit et de la pression en amont. Le réglage du clapet s'effectue grâce à l'action de la pression en aval sur un piston ou une membrane, qui contrebalance l'effet d'un ressort ou d'un contrepoids.

Les régulateurs de pression en aval sont couramment utilisés pour limiter la pression dans les canalisations ayant une pente importante, ce qui aide à préserver les caractéristiques mécaniques de ces conduites. Les régulateurs de pression en amont fonctionnent de manière similaire aux régulateurs en aval, mais leur réglage est effectué par la pression en amont.

Ces appareils sont principalement conçus pour maintenir une pression adéquate dans une conduite gravitaire.

## VII.2.6. Les mesures de débit et de pression

### VII.2.6.1. Mesure de débit

- **Débitmètre à organes déprimogènes:**

Les dispositifs les plus couramment utilisés dans les installations hydrauliques incluent :

- Le diaphragme ;
- Le venturi ;
- La tuyère.

Ce sont des appareils déprimogènes, et la mesure s'effectue à l'aide d'un capteur de pression différentielle. Un inconvénient des débitmètres déprimogènes est leur faible précision à faible débit. Ils provoquent une contraction de la section d'écoulement, ce qui entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au niveau de l'appareil, entraînant ainsi une diminution de la pression.

### Débitmètre à ultrason

Un émetteur ultrasonique émet des ondes sonores, la mesure du temps mis par le signal pour parcourir la distance L nous permet de connaître la vitesse du fluide.



**Figure VII.10 :** Débitmètre à ultrason (Source : <https://th-industrie.com/debitmetres-portables/258-debitmetre-ultrason-portable.html>)

**VII.2.6.2.Mesure de pression**

La pression se mesure par les manomètres suivant

- ✓ Manomètre à soufflet.
- ✓ Manomètre à capsule.
- ✓ Manomètre à membrane.

**Conclusion**

Au cours de ce chapitre, nous allons présenter les diverses méthodes de pose en fonction du lieu et des obstacles qui peuvent survenir. Nous examinerons également les accessoires requis pour équiper les adductions et les réseaux de distribution afin d'améliorer leur fonctionnement.



**CHAPITRE VIII :**  
**ORGANISATION DE**  
**CHANTIER**

## **Introduction**

L'organisation d'un chantier englobe toutes les mesures prises afin de mener à bien un projet ou un travail quelconque dans les meilleures conditions possibles. Cette organisation implique de déterminer et de coordonner les ressources requises pour réaliser l'œuvre tout en respectant les directives générales établies par le maître de l'ouvrage.

Dans ce chapitre, nous exposerons les stratégies et les approches indispensables à adopter afin de garantir la réalisation efficace de notre projet. Cela englobe la gestion du projet et la planification globale du chantier.

## **VIII.1. Différents travaux à effectuer [8]**

### **VIII.1.1. Travaux concernant l'adduction**

Les tâches à effectuer pour la mise en œuvre de l'adduction comprennent :

#### **VIII.1.1.1. Exécution des tranchées :**

- Les excavations seront réalisées à l'aide d'une pelle hydraulique.
- Les déblais seront placés d'un côté de la tranchée, tandis que l'autre côté sera dédié au revêtement des conduites.

#### **VIII.1.1.2. Construction des regards :**

- Les regards abritent certains accessoires de l'adduction, tels que les ventouses et les vannes de vidange.
- Ils sont construits en béton armé.

#### **VIII.1.1.3. Pose du lit de sable :**

- Un lit de sable de 15 cm d'épaisseur est posé au fond de la tranchée.

#### **VIII.1.1.4. Pose des conduites :**

- Après la mise en place du lit de sable, les canalisations sont installées.

#### **VIII.1.1.5. Épreuve de joint et de la canalisation :**

- Pour plus de sécurité, un essai de pression des conduites et des joints est effectué avant le remblaiement.

- Cet essai est réalisé à l'aide d'une pompe d'essai, remplissant la conduite avec de l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service prévue.
- La durée de cette épreuve est d'environ 30 minutes, avec une variation de pression ne devant pas excéder 0.2 bar.

#### **VIII.1.1.6.Remblayage des tranchées :**

- Cette opération de terrassement consiste à recouvrir la conduite avec le remblai issu de l'excavation.

#### **VIII.1.1.7.Nivellement et compactage :**

- Après le remblaiement, le nivellement est effectué pour étaler les terres en monticule.
- Ensuite, Le compactage est effectué afin d'accroître la densité des sols et de prévenir tout tassement futur.

#### **VIII.1.2.Travaux concernant la station de pompage**

Les différentes tâches à accomplir pour la construction des deux stations de pompage comprennent :

- Décapage du terrain.
- Excavation des fouilles.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton pour les semelles.
- Coulage du béton pour les demi-poteaux.
- Remblayage des fouilles.
- Réalisation du coulage du béton pour les longrines inférieures.
- Remblayage des casiers.
- Coulage de la chape inférieure.
- Coulage du béton pour les poteaux.
- Coulage du béton des longrines supérieures et de la dalle.
- Exécution des travaux de maçonnerie et des finitions générales..

#### **VIII.1.3.Travaux concernant les réservoirs**

Les différentes tâches à effectuer pour la construction des réservoirs comprennent :

- Excavation.
- Pose du tout-venant.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton du radier.

- Réalisation du coulage du béton pour le voile et les poteaux de la chambre de manœuvre.
- Coulage du béton pour la coupole, la dalle et la chambre des manœuvres..
- Maçonnerie de la chambre des manœuvres.

## VIII.2.Calcul des volumes des travaux

### VIII.2.1.Calcul des volumes de la station de pompage

#### VIII.2.1.1.Pour la première station

##### a) Les dimensions de la station de pompage

- Longueur :  $L_{sp} = 11 \text{ m}$
- Largeur :  $l_{sp} = 10 \text{ m}$
- Hauteur  $H_{sp} : 6\text{m}$
- Portée entre axe poteaux,  $P = 4 \text{ m}$
- Nombre de poteaux :  $N_L = (L_{sp} / 4) + 1$

$N_L = 4$  poteaux,  $N_l = (l_{sp} / 4) + 1$ ,  $N_l = 4$  poteaux

Alors les nombre de poteaux total  $N_{TP} = 4 * 4 = 16$  poteaux.

- Les dimensions de fouilles :  $(L_f * l_f * h_f) = (2 * 2 * 2) \text{ m}^3$
- Les dimensions de Semelle :  $(L_s * l_s * h_s) = (1,5 * 1,5 * 0,6) \text{ m}^3$
- Demi-poteau :  $(a_{dp} * b_{dp} * h_{dp}) = (35 * 35 * 160) \text{ cm}^3$
- Longrine :  $(a_l * b_l) = (35 * 60) \text{ cm}^2$
- Les Poteaux :  $(a_p * b_p * h_p) = (35 * 35 * 400) \text{ cm} * \text{cm} * \text{cm}$
- La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure :  $(D_{inf} = D_{sup}) : e_{inf} = e_{sup} = 10 \text{ cm} ;$
- Les portes : 2 portes avec des dimensions de  $(4,2 * 3,2) \text{ m}^2$  et  $(2,2 * 1,2) \text{ m}^2$
- Les fenêtres : 3 fenêtres avec des dimensions de  $(2,2 * 1,4) \text{ m}^2$ .

##### b) Les volumes et les matériaux à évaluer

#### 1-Décapage de terre végétale

L'épaisseur de la couche superficielle à décaper  $e_d = 0,1\text{m}$ ,  $a = 2\text{m}$

la surface de décapage :  $S = (L_{sp} + 2a) * (l_{sp} + 2a) = (11 + 4) * (10 + 4) = 210 \text{ m}^2$

Volume de décapage :  $V_{d.t.v} = S_{d.t.v} * e_{d.t.v} \dots\dots\dots(\text{VII.1})$

Avec :

$V_{d.t.v}$ : le volume de Décapage de terre végétale ( $\text{m}^3$ )

$S_{d.t.v}$  : surface de Décapage de terre végétale ( $\text{m}^2$ )

ed.t.v: épaisseur de Décapage de terre végétale (m)

$$AN : V_{d.t.v} = 210 * 0,1 = 21 \text{ m}^3.$$

## 2-Volume de déblai de fouille

Nombre de poteaux = nombre des fouilles

Volume d'une fouille :

$$V_f = L_f * l_f * h_f \dots \dots \dots (VII.2)$$

Avec :

V<sub>f</sub> : Volume d'une fouille (m<sup>3</sup>)

L<sub>f</sub> : longueur d'une fouille(m)

l<sub>f</sub> : largeur d'une fouille(m)

h<sub>f</sub> : hauteur d'une fouille(m)

Volume du déblai des fouilles : V<sub>d.f</sub> = V<sub>f</sub> \* N<sub>f</sub>

Avec : V<sub>d.f</sub> : Volume du déblai des fouilles (m<sup>3</sup>)

N<sub>f</sub> : nombre des fouilles

$$AN: V_f = 2 * 2 * 2 = 8 \text{ m}^3$$

$$V_{d.f} = V_f * N_f = 8 * 16 = 128 \text{ m}^3$$

## 3-Volume de béton propreté dosé à 150 Kg/m<sup>3</sup> sous semelles :

Le volume du béton de propreté d'une sous semelle

$$V_{b.p.s.s} = (L_s + 2a) \times (l_s + 2a) \times e_{Bp} = 0.256 \text{ m}^3 \dots \dots \dots (VII.3)$$

Avec :

$$a = 0.05 \text{ m}$$

$$E_{bp} = 0.1 \text{ m.}$$

V<sub>b.p.s.s</sub> : volume de Béton de propreté d'une sous semelles (m<sup>3</sup>).

N<sub>s</sub> : nombre des semelles.

$$AN : V_{Tb.p.s.s} = 0,256 * 16 = 4.096 \text{ m}^3.$$

## 4- Volume béton armé dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> pour semelles :

Volume d'une semelle : V<sub>se</sub> = 1,5 \* 1,5 \* 0.6 = 1,35 m<sup>3</sup>

$$V_{b.a.s} = V_{se} * N_{se} \dots \dots \dots (VII.3)$$

Avec :

V<sub>b.a.s</sub>: Volume de Béton armé pour semelles (m<sup>3</sup>).

V<sub>se</sub> : volume de Béton armé d'une seule semelle (m<sup>3</sup>).

N<sub>se</sub> : nombre des semelles.

$$\text{AN : } \mathbf{V_{b.a.s} = 1,35 * 16 = 21.16 \text{ m}^3}$$

### 5-Volume de béton armé dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> pour demi-poteaux :

$$\text{Volume de demi-poteau : } \mathbf{V_{d.p} = 0.35 * 0.35 * 1,6 = 0.196 \text{ m}^3}$$

$$\mathbf{V_{b.a.d.p} = V_{d.p} * N_{d.p} \dots \dots \dots (VII.4)}$$

Avec :

$V_{b.a.d.p}$  : Volume de Béton armé pour les demi-poteaux. (m<sup>3</sup>)

$V_{d.p}$  : volume de Béton armé d'un demi-poteau, (m<sup>3</sup>)

$N_{d.p}$  : nombre des demi-poteaux

$$\text{AN : } \mathbf{V_{b.a.d.p} = 0.196 * 16 = 3.136 \text{ m}^3.}$$

### 6- Volume de remblai des fouilles :

Le volume est calculé comme suit :

$$\mathbf{V_{r.f} = V_{\text{Déblai}} - V_{\text{béton de propreté}} - V_{\text{béton arme de semelle}} - V_{\text{béton arme Demi poteau}} \dots \dots \dots (VII.4)}$$

Avec :

$V_{\text{Déblai}}$  : le volume de déblai (m<sup>3</sup>).

$V_{\text{béton de propreté}}$  : le volume de béton de propreté (m<sup>3</sup>).

$V_{\text{béton arme de semelle}}$  : le volume de béton arme de semelle (m<sup>3</sup>) .

$V_{\text{béton arme Demi-poteau}}$  : le volume de béton arme demi-poteaux (m<sup>3</sup>).

$$\text{AN : } \mathbf{V_{r.f} = 128-4.096-21.16-3.136}$$

$$\mathbf{V_{r.f} = 99,608 \text{ m}^3}$$

### 7-Volume de béton de propreté dosé à 150 kg/m<sup>3</sup> sous longrines :

Le volume est calculé comme suit :

$$\mathbf{V_{b.p.l} = V_{b.p.s.l.h} * N_{lh} + V_{b.p.s.l.v} * N_{lv} \dots \dots \dots (VII.5)}$$

Avec :

$V_{b.p.s.l.h}$  : Volume de béton propreté sous Longrine horizontale = L \* l \* h,

$$\mathbf{V_{b.p.s.l.h} = 3,97 * 0,35 * 0,076 = 0.105 \text{ m}^3}$$

$V_{b.p.s.l.v}$  : Volume de béton propreté sous Longrine verticale = L \* l \* h,

$$\mathbf{V_{b.p.s.l.v} = 3,475 * 0,35 * 0,076 = 0,092 \text{ m}^3}$$

$N_{lv}$  : Nombres de longrines verticales,

$$\mathbf{N_{lv} = 2 * 3 = 6}$$

$N_{lh}$  : Nombres de longrine horizontale,

$$\mathbf{N_{lh} = 2 * 3 = 6}$$

$$\text{AN: } \mathbf{V_{b.p.l} = (0.105*6) + (0,092*6) = 1,18 \text{ m}^3}$$

**8-Volume de béton armé dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> pour longrines (inferieur & supérieur) :**

Le volume est calculé comme suit :

$$V_{b.a.l} = V_{b.a.l.h} * N_{lh} + V_{b.a.l.v} * N_{lv} \dots \dots \dots (VII.6)$$

Avec :

$$V_{b.a.l.h} : \text{Volume de béton arme de Longrine horizontale} = 3,97 * 0,6 * 0,35 = 0,8337 \text{ m}^3$$

$$V_{b.a.l.v} : \text{Volume de béton arme Longrine verticale} = 3,475 * 0,6 * 0,35 = 0,729 \text{ m}^3$$

$$AN : V_{b,a,l} = (0,8337 * 6) + (0,729 * 6) = 9,37 \text{ m}^3$$

Volume de béton armé pour longrines (inferieur & supérieur) :

$$V_{b.a.l} = V_{b,a,l} * 2 = 9,37 * 2 = 18,75 \text{ m}^3$$

**9-Volume de remblai des casiers :**

Le volume est calculé comme suit :

$$\text{La surface d'un seul casier} = (3,97 * 3,475) = 13,79 \text{ m}^2.$$

**La surface des casiers = La surface d'un seul casier \* nombre des casiers.**

$$AN : S_c = 13,79 * 4 = 55,16 \text{ m}^2$$

Volume de Remblai des casiers = La surface des casiers \* épaisseur des casiers

$$AN: V_{r.c} = S_c * e_{r.s} = 55,16 * 0,45 = 24,82 \text{ m}^3.$$

**10-Volume Béton armé de la Chape (plat forme) :**

Le volume est calculé comme suit :

$$V_{\text{plat forme}} = S_c * e_{\text{plat forme}} \dots \dots \dots (VII.7)$$

Avec :

$V_{\text{plat forme}}$  : Volume Béton armé de la Chape

$S_c$  = surface des casiers ( $\text{m}^2$ )

$$AN : V_{\text{plat forme}} = 55,16 * 0,06 = 3,31 \text{ m}^3$$

**11-Volume béton armé dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> pour poteaux :**

Le volume est calculé comme suit :

$$\text{Volume d'un poteau} : V_p = a_p * b_p * h_p = 0,35 * 0,35 * 4 = 0,49 \text{ m}^3$$

$$V_{b.a.p} = V_p * N_p = 0,49 * 16 = 7,84 \text{ m}^3.$$

**12-Nombre des briques :**

Seuls les murs extérieurs de la station de pompage seront réalisés en briques de  $30 \times 20$  ( $\text{cm}^2$ ).

La superficie totale de la maçonnerie est de :

S totale de briques : ST.murs – Sfenêtres – Sportail -S poteaux extérieur

ST.murs: Surface totale des murs ( $m^2$ ) ;

Sfenêtres : Surface des fenêtres ( $m^2$ ) ;

Sportail : Surface du portail ( $m^2$ ).

Spoteaux extérieur : Surface des poteaux extérieurs ( $m^2$ ).

AN : ST.murs :  $(16*6*2)+(8*6*2)=288 m^2$

Sfenêtres :  $2.2*1.4=3,08 m^2$

Sportail :  $(4,2*3,2) + (2,2*1,2) =16,08 m^2$

Spoteaux extérieur :  $12*(0,35*16) =67,2 m^2$

S totale de briques =  $288-3.08-16.08-67.2=201.64 m^2$

Donc le nombre de briques nécessaire est de :

$$N = \frac{Stot\ de\ briques}{S\ brique}$$

$N = 201.64 / (0.3*0.2) =3360.6$

Alors :  $N_{briques} = 3500$  briques.

### 13-Nombre des pièces d'hourdis :

Nombre des pièces d'hourdis = Stot d'hourdis / S d'un seul hourdis

S totales d'hourdis =  $3,97 * 3,475 *4 = 55,18 m^2$

Surface d'hourdis =  $0.3 * 0.5 = 0.15 m^2$

AN : Nombre des pièces d'hourdis =  $55,18 / 0,15 = 367,86 \Rightarrow 400$  hourdis

### 14-Volume de béton arme dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> pour la dalle :

Le volume est calculé comme suit :

$$Vb.a.D = Sdalle * edalle.....( VII.8)$$

Sdalle = surface totale de la dalle ( $m^2$ ).

Edalle = epaisseur de la dalle (m),  $e=0.1$  m.

AN :  $Vb.a.D = 9*10*0,1 =9 m^3$

### 15-Volume de béton arme dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> pour les poutrelles :

Le volume est calculé comme suit :

$$Vb.a. p = 0.3 * Vb.a.D.....( VII.9)$$

Vb.a. p : Volume de béton arme des poutrelles ( $m^3$ )

Vb.a.D : Volume de béton arme la dalle ( $m^3$ )



$$AN : Vb.a. p = 0.3 * 9 = 2,7 m^3.$$

Les résultats des travaux sont résumés dans le tableau ci-dessous

**Tableau VIII.1** : les volumes des divers travaux du SP1.

N	Désignation	Unité	Quantité
1	Volume de décapage	m <sup>3</sup>	21
2	Volume de déblai des fouilles	m <sup>3</sup>	128
3	Volume béton de propreté	m <sup>3</sup>	4.096
4	Volume béton de semelle	m <sup>3</sup>	21.16
5	Volume béton armé des demi-poteaux	m <sup>3</sup>	3.136
6	Volume de remblai	m <sup>3</sup>	99.608
7	Volume de béton propreté sous la ceinture	m <sup>3</sup>	1.18
8	Volume de longrine inférieure et supérieure	m <sup>3</sup>	18.75
9	Volume de remblai de casiers	m <sup>3</sup>	24.82
10	Volume béton armé de la chape (plat forme)	m <sup>3</sup>	3.31
11	Volume béton armé des poteaux	m <sup>3</sup>	7.84
12	Nombre de briques	N	3500
13	Nombre de pièces d'hourdis	N	400
14	Volume de béton de la dalle	m <sup>3</sup>	9
15	Volume des poutrelles	m <sup>3</sup>	2.7

### VIII.2.1.2. Pour la deuxième station

#### a) Les dimensions de la station de pompage

- Longueur :  $L_{sp} = 8$  m
- Largeur :  $l_{sp} = 11$  m
- Hauteur  $H_{sp} = 6$  m
- Portée entre axe poteaux,  $P = 4$  m
- Nombre de poteaux :  $N_L = (L_{sp} / 4) + 1$

$$N_L = 3 \text{ poteaux}, N_l = (l_{sp} / 4) + 1, N_i = 4 \text{ poteaux}$$

Alors le nombre de poteaux total  $N_{TP} = 3 * 4 = 12$  poteaux.

- Les dimensions de fouilles :  $(L_f * l_f * h_f) = (2 * 2 * 2) m^3$
- Les dimensions de Semelle :  $(L_s * l_s * h_s) = (1,5 * 1,5 * 0,6) m^3$
- Demi-poteau :  $(a_{dp} * b_{dp} * h_{dp}) = (35 * 35 * 160) cm^3$
- Longrine :  $(a_l * b_l) = (35 * 60) cm^2$

- Les Poteaux :  $(ap*bp*hp) = (35*35*400) \text{ cm*cm*cm}$
- La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure :  $(D_{inf}= D_{sup}) : e_{inf}= e_{sup}=10 \text{ cm} ;$
- Les portes : 2 portes avec des dimensions de  $(4,2*3,2) \text{ m}^2$  et  $(2,2*1,2) \text{ m}^2$
- Les fenêtres : 3 fenêtres avec des dimensions de  $(2,2*1,4) \text{ m}^2$

## b) Les volumes et les matériaux à évaluer

### 1-Décapage de terre végétale

L'épaisseur de la couche superficielle à décaper  $ed = 0.1\text{m}$ ,  $a=2\text{m}$

la surface de décapage :  $S = (L_{sp}+2a) * (l_{sp}+2a) = (8+4) * (11+4) = 180 \text{ m}^2$

Volume de décapage :  **$Vd.t.v = Sdtv * ed.t.v$**

Avec :

$Vd.t.v$ : le volume de Décapage de terre végétale ( $\text{m}^3$ )

$Sdtv$  : surface de Décapage de terre végétale ( $\text{m}^2$ )

$ed.t.v$ : épaisseur de Décapage de terre végétale (m)

AN :  **$Vd.t.v = 180*0,1 = 18 \text{ m}^3$** .

### 2-Volume de déblai de fouille

Nombre de poteaux = nombre des fouilles

Volume d'une fouille :

$$\mathbf{Vf = Lf * lf * hf}$$

Avec :

$Vf$ : Volume d'une fouille ( $\text{m}^3$ )

$Lf$ : longueur d'une fouille(m)

$lf$ : largeur d'une fouille(m)

$hf$ : hauteur d'une fouille(m)

Volume du déblai des fouilles :  $Vd.f = Vf * Nf$

Avec :  $Vd.f$  : Volume du déblai des fouilles ( $\text{m}^3$ )

$Nf$  : nombre des fouilles

AN:  $Vf = 2 * 2 * 2 = 8 \text{ m}^3$

**$Vd.f = Vf * Nf = 8 * 12 = 96 \text{ m}^3$**

### 3-Volume de béton propreté dosé à $150 \text{ Kg/m}^3$ sous semelles :

Le volume du béton de propreté d'une sous semelle

$$V_{b.p.s.s} = (Ls+2a) \times (ls+2a) \times e_{Bp} = 0.256 \text{ m}^3$$

Avec :

$$a = 0.05 \text{ m}$$

$$E_{bp} = 0.1 \text{ m.}$$

$V_{b.p.s.s}$  : volume de Béton de propreté d'une sous semelles ( $\text{m}^3$ ).

$N_s$  : nombre des semelles.

$$\text{AN : } V_{Tb.p.s.s} = 0,256 * 12 = 3.072 \text{ m}^3.$$

#### 4- Volume béton armé dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> pour semelles :

$$\text{Volume d'une semelle : } V_{se} = 1,5 * 1,5 * 0.6 = 1,35 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_{b.a.s} = V_{se} * N_{se}.}$$

Avec :

$V_{b.a.s}$ : Volume de Béton armé pour semelles ( $\text{m}^3$ ).

$V_{se}$  : volume de Béton armé d'une seule semelle ( $\text{m}^3$ ).

$N_{se}$  : nombre des semelles.

$$\text{AN : } \mathbf{V_{b.a.s} = 1,35 * 12 = 16.2 \text{ m}^3}$$

#### 5-Volume de béton armé dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> pour demi-poteaux :

$$\text{Volume de demi-poteau : } V_{d.p} = 0.35 * 0.35 * 1,6 = 0.196 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_{b.a.d.p} = V_{d.p} * N_{d.p}}$$

Avec :

$V_{b.a.d.p}$  : Volume de Béton armé pour les demi-poteaux. ( $\text{m}^3$ )

$V_{d.p}$  : volume de Béton armé d'un demi-poteau, ( $\text{m}^3$ )

$N_{d.p}$  : nombre des demi-poteaux

$$\text{AN : } \mathbf{V_{b.a.d.p} = 0.196 * 12 = 2.352 \text{ m}^3.}$$

#### 6- Volume de remblai des fouilles :

Le volume est calculé comme suit :

$$\mathbf{V_{r.f} = V_{Déblai} - V_{\text{béton de propreté}} - V_{\text{béton arme de semelle}} - V_{\text{béton arme Demi poteau}}}$$

Avec :

$V_{Déblai}$  : le volume de déblai ( $\text{m}^3$ ).

$V_{\text{béton de propreté}}$  : le volume de béton de propreté ( $\text{m}^3$ ).

$V_{\text{béton arme de semelle}}$  : le volume de béton arme de semelle ( $\text{m}^3$ ).

$V_{\text{béton arme Demi-poteau}}$  : le volume de béton arme demi-poteaux ( $\text{m}^3$ ).

AN :  $V_{rf} = 96-3.072-16.2-2.352$

$V_{r.f} = 74.376 \text{ m}^3$

### 7-Volume de béton de propreté dosé à 150 kg/m<sup>3</sup> sous longrines :

Le volume est calculé comme suit :

$$V_{b.p.l} = V_{b.p.s.l.h} * N_{lh} + V_{b.p.s.l.v} * N_{lv}$$

Avec :

$V_{b.p.s.l.h}$  : Volume de béton propreté sous Longrine horizontale =  $L * l * h$ ,

$$V_{b.p.s.l.h} = 3,97 * 0,35 * 0,077 = 0.106 \text{ m}^3$$

$V_{b.p.s.l.v}$  : Volume de béton propreté sous Longrine verticale =  $L * l * h$ ,

$$V_{b.p.s.l.v} = 3,475 * 0,35 * 0,077 = 0,093 \text{ m}^3$$

$N_{lv}$  : Nombres de longrines verticales,

$$N_{lv} = 2 * 3 = 6$$

$N_{lh}$  : Nombres de longrines horizontale,

$$N_{lh} = 2 * 3 = 6$$

$$\text{AN: } V_{b.p.l} = (0.106 * 6) + (0,093 * 6) = 1,19 \text{ m}^3$$

### 8-Volume de béton armé dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> pour longrines (inferieur & supérieur) :

Le volume est calculé comme suit :

$$V_{b.a.l} = V_{b.a.l.h} * N_{lh} + V_{b.a.l.v} * N_{lv}$$

Avec :

$V_{b.a.l.h}$  : Volume de béton arme de Longrine horizontale =  $3,97 * 0,6 * 0,35 = 0,8337 \text{ m}^3$

$V_{b.a.l.v}$  : Volume de béton arme Longrine verticale =  $3,475 * 0,6 * 0,35 = 0,729 \text{ m}^3$

$$\text{AN : } V_{b,a,l} = (0,8337 * 6) + (0,729 * 6) = 9,37 \text{ m}^3$$

Volume de béton armé pour longrines (inferieur & supérieur) :

$$V_{b.a.l} = V_{b,a,l} * 2 = 9,37 * 2 = 18,75 \text{ m}^3$$

### 9-Volume de remblai des casiers :

Le volume est calculé comme suit :

La surface d'un seul casier =  $(3,97 * 3,475) = 13,79 \text{ m}^2$ .

La surface des casiers = La surface d'un seul casier \* nombre des casiers.

$$\text{AN : } S_c = 13,79 * 4 = 55,16 \text{ m}^2$$

Volume de Remblai des casiers = La surface des casiers \* épaisseur des casiers

$$\text{AN: } V_{r.c} = S_c * e_{r.s} = 55.16 * 0.45 = 24,82 \text{ m}^3$$

**10-Volume Béton armé de la Chape (plat forme) :**

Le volume est calculé comme suit :

$$V_{\text{plat forme}} = S_c * e_{\text{plat forme}}$$

Avec :

$V_{\text{plat forme}}$  : Volume Béton armé de la Chape

$S_c$  = surface des casiers ( $m^2$ )

$$AN : V_{\text{plat forme}} = 55,16 * 0,06 = 3,31 \text{ m}^3$$

**11-Volume béton armé dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> pour poteaux :**

Le volume est calculé comme suit :

$$\text{Volume d'un poteau : } V_p = a_p * b_p * h_p = 0,35 * 0,35 * 4 = 0,49 \text{ m}^3$$

$$V_{b.a.p} = V_p * N_p = 0,49 * 12 = 5,88 \text{ m}^3.$$

**12-Nombre des briques :**

Seuls les murs extérieurs de la station de pompage seront réalisés en briques de  $30 \times 20$  ( $cm^2$ ).

La superficie totale de la maçonnerie est de :

S totale de briques : ST.murs – Sfenêtres – Sportail -S poteaux extérieur

ST.murs: Surface totale des murs ( $m^2$ ) ;

Sfenêtres : Surface des fenêtres ( $m^2$ ) ;

Sportail : Surface du portail ( $m^2$ ).

S poteaux extérieur : Surface des poteaux extérieurs ( $m^2$ ).

$$AN : ST.murs : (12*6*2)+(8*6*2)=240 \text{ m}^2$$

$$Sfenêtres : 2,2*1,4=3,08 \text{ m}^2$$

$$Sportail : (4,2*3,2) + (2,2*1,2) = 16,08 \text{ m}^2$$

$$S poteaux extérieur : 12*(0,35*16) = 67,2 \text{ m}^2$$

$$S \text{ totale de briques} = 240 - 3,08 - 16,08 - 67,2 = 153,64 \text{ m}^2$$

Donc le nombre de briques nécessaire est de :

$$N = \frac{S_{\text{tot de briques}}}{S_{\text{brique}}}$$

$$N = 153,64 / (0,3*0,2) = 2560,6$$

Alors :  $N_{\text{briques}} = 3000$  briques.

**13-Nombre des pièces d'hourdis :**

Nombre des pièces d'hourdis = Stot d'hourdis / S d'un seul hourdis

$$S \text{ totales d'hourdis} = 3,97 * 3,475 * 4 = 55,18 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface d'hourdis} = 0.3 * 0.5 = 0.15 \text{ m}^2$$

AN : Nombre des pièces d'hourdis =  $55,18 / 0,15 = 367,86 \Rightarrow 400$  hourdis

#### 14-Volume de béton arme dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> pour la dalle :

Le volume est calculé comme suit :

$$\mathbf{Vb.a.D = Sdalle * edalle}$$

Sdalle = surface totale de la dalle (m<sup>2</sup>).

Edalle = epaisseur de la dalle (m), e=0.1 m.

$$\text{AN : } \mathbf{Vb.a.D = 11 * 10 * 0,1 = 11 \text{ m}^3}$$

#### 15-Volume de béton arme dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> pour les poutrelles :

Le volume est calculé comme suit :

$$\mathbf{Vb.a. p = 0.3 * Vb.a.D}$$

Vb.a. p : Volume de béton arme des poutrelles (m<sup>3</sup>)

Vb.a.D : Volume de béton arme la dalle (m<sup>3</sup>)

$$\text{AN : } \mathbf{Vb.a. p = 0.3 * 11 = 3.3 \text{ m}^3.$$

Les résultats des travaux sont résumés dans le tableau ci-dessous

**Tableau VIII.2 :** les volumes des divers travaux du SP2.

N	Désignation	Unité	Quantité
1	Volume de décapage	m <sup>3</sup>	18
2	Volume de déblai des fouilles	m <sup>3</sup>	96
3	Volume béton de propreté	m <sup>3</sup>	3.072
4	Volume béton de semelle	m <sup>3</sup>	16.2
5	Volume béton armé des demi-poteaux	m <sup>3</sup>	2.352
6	Volume de remblai	m <sup>3</sup>	74.376
7	Volume de béton propreté sous la ceinture	m <sup>3</sup>	1.19
8	Volume de longrine inférieure et supérieure	m <sup>3</sup>	18.75
9	Volume de remblai de casiers	m <sup>3</sup>	24.82
10	Volume béton arme de la chape (plat forme)	m <sup>3</sup>	3.31
11	Volume béton arme des poteaux	m <sup>3</sup>	5.88
12	Nombre de briques	N	3000
13	Nombre de pièces d'hourdis	N	400
14	Volume de béton de la dalle	m <sup>3</sup>	11
15	Volume des poutrelles	m <sup>3</sup>	3.3

### VIII.2.2. Calcul des volumes de l'adduction

#### 1- Volume de déblai

Le volume est calculé selon la formule suivante :

$$V_d = L * B * H \dots \dots \dots (VII.10)$$

Avec :

$V_d$  : Le volume des déblais L : la longueur de trace (m),

B : la largeur de tranchée (m),  $B = \text{Dext} + 0,5\text{m}$

H : la profondeur de tranchée (m),  $H = \text{Dext} + h + h_1$

h : Hauteur de la partie supérieure de la conduite par rapport à la surface du sol.  $h = 0,8 \text{ m}$ .

$h_1$  : épaisseur du lit de pose de sable  $h_1 = 0,15 \text{ m}$ .

Les volumes estimés sont représentés dans le tableau suivant

**Tableau VIII.3 :** Calculs des volumes du déblai.

Tronçons	Dext (mm)	B(m)	H(m)	L(m)	$V_d(\text{m}^3)$
SP1-RV1	500	1	1.45	1250	1812.5
RV1-RV2	250	0.75	1.2	2289	2060.1
SP2-R3	200	0.7	1.15	887	714.035
SP2-R4	200	0.7	1.15	2239	1802.395
<b>Totale</b>					<b>6389.03</b>

#### 2- Volume de lit de pose

Le volume est calculé comme suit :

$$V_{l.p} = L * B * e \dots \dots \dots (VII.10)$$

$V_{l.p}$  = Le volume de lit de pose ( $\text{m}^3$ )

e : Epaisseur du lit de pose,  $e = 15 \text{ cm}$

B : la largeur de tranchée (m)

L : la longueur de trace (m)

Les volumes estimés sont représentés dans le tableau suivant

**Tableau VIII.4 :** Calculs des volumes du lit de pose.

Tronçons	Dext (mm)	B(m)	e(m)	L(m)	$V_{l.p}(\text{m}^3)$
SP1-RV1	500	1	0.15	1250	187.5
RV1-RV2	250	0.75	0.15	2289	257.512
SP2-R3	200	0.7	0.15	887	93.135
SP2-R4	200	0.7	0.15	2239	235.095
<b>Totale</b>					<b>773.242</b>

#### 3- Volume de L'enrobage

Le volume est calculé comme suit :

$$V_e = L * B * (Dext + 0.15) - V_{conduite} \dots \dots \dots (VII.11)$$

Avec :

$V_e$  : Volume de l'enrobage ( $m^3$ )

B : la largeur de tranchée (m)

L : la longueur de trace (m)

$V_{conduite}$  : le volume de conduite =  $(\pi * Dext^2 / 4) * L$

Dext : le diamètre extérieur de conduite (mm).

Les volumes estimés sont représentés dans le tableau suivant

**Tableau VIII.5** : Calculs des volumes de l'enrobage

Tronçons	Dext (mm)	B(m)	L(m)	$V_{conduite}(m^3)$	$V_e (m^3)$
SP1-RV1	500	1	1250	245.436	567.064
RV1-RV2	250	0.75	2289	112.361	574.339
SP2-R3	200	0.7	887	27.865	189.45
SP2-R4	200	0.7	2239	70.340	478.215
<b>Totale</b>					<b>1809.068</b>

#### 4- Volume de la couverture :

Le volume est calculé comme suit :

$$V_c = L * B * (H - e - 0.15 - Dext) \dots \dots \dots (VII.12)$$

Avec :

L : la longueur de trace (m).

B : la largeur de tranchée (m).

e : Epaisseur du lit de pose (m).

H : la profondeur de tranchée (m).

Dext : le diamètre extérieur de conduite (mm).

Les volumes estimés sont représentés dans le tableau suivant

**Tableau VIII.6** : Calculs des volumes de la couverture.

Tronçons	Dext (mm)	B(m)	H(m)	L(m)	e (m)	$V_c (m^3)$
SP1-RV1	500	1	1.45	1250	0.15	812.5
RV1-RV2	250	0.75	1.2	2289	0.15	1115.887
SP2-R3	200	0.7	1.15	887	0.15	403.585
SP2-R4	200	0.7	1.15	2239	0.15	1018.745
<b>Totale</b>						<b>3350.717</b>



Les résultats des travaux sont résumés dans le tableau ci-dessous

**Tableau VIII.7** : les volumes des divers travaux d'adduction.

N	Désignation	Unité	Quantité
1	Volume de déblai	m <sup>3</sup>	6389.03
2	Volume de lit de sable	m <sup>3</sup>	773.242
3	Volume de l'enrobage	m <sup>3</sup>	1809.068
4	Volume de couverture en terre	m <sup>3</sup>	3350.717

### VIII.2.3 Calcul des volumes de réservoir

#### a) Les dimensions de réservoir

Diamètre intérieur du réservoir :  $D_{int} = 32\text{m}$

Profondeur de terrassement Bon sol (profondeur d'excavation) :  $h = 2,5\text{ m}$

Epaisseur du radier du réservoir :  $a = 0.4\text{ m}$

Epaisseur du béton de propreté  $e = 0,15\text{ m}$

Epaisseur des parois :  $b = 0.3\text{ m}$

Epaisseur de décapage de la terre végétale  $e_{dec} = 0,3\text{m}$

Flèche de la coupole :  $f = 1.35\text{ m}$

Hauteur du réservoir :  $H = 5,75\text{ m}$

Diamètre extérieur du réservoir :  $D_{ext} = D_{int} + 2b = 32,6\text{ m}$

Diamètre d'excavation  $D_{ex} = D_{ext} + 0,75\text{m} = 33,35\text{ m}$

Epaisseur de la coupole :  $e_c = 0,3\text{ m}$

#### b) Les volumes et les matériaux à évaluer

##### 1-Volume de décapage de terre végétale :

Le volume est calculé comme suit :

$$V_{d.t.v} = L * l * e_{dec} \dots \dots \dots (VII.13)$$

Avec :

$V_{d.t.v}$  : Volume de décapage de la terre végétale (m<sup>3</sup>)

$L$  : la longueur de décapage de la terre végétale (m),  $L = D_{ext} + 3\text{m}$

$l$  : la largeur de décapage de la terre végétale (m),  $l = D_{ext} + 3\text{m}$

$e_{dec}$  : Epaisseur de décapage de la terre végétale (m)

AN :  $L = 32.6 + 3 = 35,6\text{ m}$  ;  $l = 32.6 + 3 = 35.6\text{ m}$

**$V_{d.t.v} = 380.208\text{ m}^3$ .**

##### 2- Volume de déblai :

Le volume est calculé comme suit :

$$V_d = (\pi * D_{ex}^2 / 4) * h \dots \dots \dots (VII.13)$$

Avec :

Vd : le Volume de déblai (m<sup>3</sup>)

Dex : diamètre d'excavation (m),

h : profondeur d'excavation

AN:  $V_d = 2183.843 \text{ m}^3$ .

### 3- Volume de béton de propreté sous radier :

Le volume est calculé comme suit :

$$V_{bp} = (\pi * D_{bp}^2 / 4) * e \dots \dots \dots (VII.14)$$

Avec :

Vbp : Le volume de béton propreté sous radier (m<sup>3</sup>)

Dbp : diamètre de béton propreté (m),  $Dbp = D_{ext} + 0,1$

e : Epaisseur du béton de propreté (m)

AN:  $V_{bp} = 126 \text{ m}^3$ .

### 4- Volume de béton armé du radier :

Le volume est calculé comme suit :

$$V_{bar} = (\pi * D_{ext}^2 / 4) * a \dots \dots \dots (VII.15)$$

Avec :

V<sub>bar</sub> : Volume de béton armé du radier (m<sup>3</sup>)

D<sub>ext</sub> : diamètre extérieur du réservoir (m)

a : épaisseur du radier du réservoir (m)

AN :  $V_{bar} = 333.875 \text{ m}^3$ .

### 5- Volume de béton armé des parois :

Le volume est calculé comme suit :

$$V_{bap} = \pi * (D_{ext}^2 - D_{int}^2) / 4 * H \dots \dots \dots (VII.16)$$

Avec :

V<sub>bap</sub> : Volume de béton armé des parois (m<sup>3</sup>)

D<sub>ext</sub> : diamètre extérieur du réservoir (m)

D<sub>int</sub> : diamètre intérieur du réservoir (m)

H : Hauteur du réservoir (m)

$$\text{AN: } V_{\text{bap}} = 175.041 \text{ m}^3.$$

### 6- Volume de remblai compacté :

Le volume est calculé comme suit :

$$V_R = \pi * (D_{\text{ex}}^2 - D_{\text{ext}}^2) / 4 * H \dots \dots \dots (\text{VII.17})$$

Avec:

$V_r$  : Volume de remblai compacté ( $\text{m}^3$ ).

$D_{\text{ex}}$  : diamètre d'excavation (m).

$D_{\text{ext}}$  : diamètre extérieur du réservoir (m).

$H$  : Hauteur du réservoir (m).

$$\text{AN : } V_R = 223.374 \text{ m}^3.$$

### 7- Volume du béton armé de la coupole :

Le volume est calculé comme suit :

$$V_{\text{bac}} = 2 * \pi * R_{\text{moy}} * f * ec \dots \dots \dots (\text{VII.18})$$

Avec :

$V_{\text{bac}}$  : Volume du béton armé de la coupole ( $\text{m}^3$ ).

$R_{\text{moy}}$  : Rayon de la coupole (m) ;  $R_{\text{moy}} = (R_{\text{int}}^2 + f^2) / 2 * f$

$f$  : flèche de la coupole (m),

$ec$  : Epaisseur de la coupole (m),

$$\text{AN: } R_{\text{moy}} = 95.489 \text{ m}$$

$$V_{\text{bac}} = 243 \text{ m}^3.$$

Les résultats des travaux sont résumés dans le tableau ci-dessous

**Tableau VIII.8 :** Les volumes des divers travaux de réservoir.

N	Désignation	Unité	Quantité
1	Volume de décapage	$\text{m}^3$	380.208
2	Volume de déblai	$\text{m}^3$	2183.843
3	Volume Béton Propreté sous le radier	$\text{m}^3$	126
4	Volume Béton Arme de paroi	$\text{m}^3$	333.875
5	Volume Béton Arme de radier	$\text{m}^3$	175.041
6	Volume de remblai	$\text{m}^3$	223.374
7	Volume de Béton Arme de la coupole	$\text{m}^3$	243

### VIII.3. Calcul des coûts des travaux

Les résultats des dépenses liées aux travaux d'adduction, aux stations de pompage et au réservoir sont indiqués dans les tableaux ci-dessous

**Tableau VIII.9 :** Coût des travaux pour les deux stations de pompage

N	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Volume de décapage	m <sup>3</sup>	39	400	15600.00
2	Volume de déblai des fouilles	m <sup>3</sup>	224	500	112000.00
3	Volume béton de propreté	m <sup>3</sup>	7,168	10000	71680.00
4	Volume béton de semelle	m <sup>3</sup>	37,36	60000	2241600.00
5	Volume béton armé des demi-poteaux	m <sup>3</sup>	5,488	60000	329280.00
6	Volume de remblai	m <sup>3</sup>	173,984	800	139187,2.00
7	Volume de béton propreté sous la ceinture	m <sup>3</sup>	2,37	10000	23700.00
8	Volume de longrine inférieure et supérieure	m <sup>3</sup>	37,5	60000	2250000.00
9	Volume de remblai de casiers	m <sup>3</sup>	49,64	800	39712.00
10	Volume béton armé de la chape (plat forme)	m <sup>3</sup>	6,62	30000	198600.00
11	Volume béton armé des poteaux	m <sup>3</sup>	13,72	60000	823200.00
12	Nombre de briques	N	6500	40	260000.00
13	Nombre de pièces d'hourdis	N	800	50	40000.00
14	Volume de béton de la dalle	m <sup>3</sup>	20	30000	600000.00
15	Volume des poutrelles	m <sup>3</sup>	6	30000	180000.00
				<b>Totale</b>	<b>7324559.00</b>

Donc, le coût des travaux des deux stations de pompage est égale à : **7324559.00 DA**

**Tableau VIII.10 :** Résumé du coût des travaux d'adduction.

N	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Volume de déblai	m <sup>3</sup>	6389.03	500	3194515.00
2	Volume de lit de sable	m <sup>3</sup>	773.242	1500	1159863.00
3	Volume de l'enrobage	m <sup>3</sup>	1809.068	900	1628161,2
4	Volume de couverture en terre	m <sup>3</sup>	3350.717	600	2010430,2
5	Tuyau PEHD PN16 DN 500	ml	1250	47411,22	59264025.00
6	Tuyau PEHD PN16 DN 250	ml	2289	12155,27	27823413,03
7	Tuyau PEHD PN16 DN 200	ml	3126	7914,22	24739851,72
				<b>Total</b>	<b>119820259.00</b>

Donc, le coût des travaux d'adduction est égale à : **119820259.00 DA.**

**Tableau VIII.11 : Résumé du coût des travaux de réservoir.**

N	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Volume de décapage	m <sup>3</sup>	380.208	400	152083,2
2	Volume de déblai	m <sup>3</sup>	2183.843	500	1091921,5
3	Volume Béton Propreté sous le radier	m <sup>3</sup>	126	10000	1260000.00
4	Volume Béton Arme de paroi	m <sup>3</sup>	333.875	60000	20032500.00
5	Volume Béton Arme de radier	m <sup>3</sup>	175.041	60000	10502460.00
6	Volume de remblai	m <sup>3</sup>	223.374	800	178699,2
7	Volume de Béton Arme de la coupole	m <sup>3</sup>	243	60000	14580000.00
				<b>Total</b>	<b>47797663,9.00</b>

Donc, le coût des travaux de réservoir est égale à : **47797663,9.00 DA.**

**Tableau VIII.12 : Coût global.**

Désignation	Montant (DA)
Adductions	119 820 259.00
Stations de pompage	7 324 559.00
Réservoirs	47 797 663,9.00
Total HT	174 942 481.9.00
TVA 17%	29 740 221.923
<b>Total TTC</b>	<b>204 682 703. 823.00</b>

Le montant total du notre projet est évalué à : **204 682 703.823.00 DA.**

#### **VIII.4. Planification des travaux d'adduction**

Le but de la planification consiste à garantir la réalisation du projet dans les délais prévus, à fournir les ressources nécessaires et surtout à prévoir les problèmes.

##### **VIII.4.1. Mise en évidence des tâches et leurs échéances**

Les différentes étapes de l'adduction et leurs délais sont résumés dans le tableau ci-dessous.

**Tableau VIII.13 : Temps nécessaire pour effectuer les opérations d'adduction.**

Notation	Opérations	Durée (jours)
A	Exécution des tranches (tronçon SP1-R <sub>Ighil alia</sub> )	35
B	Exécution des tranches (tronçon R <sub>Ighil alia</sub> -R <sub>Afra</sub> )	33
C	Exécution des tranches (tronçon SP2-R <sub>Mselal</sub> )	30
D	Exécution des tranches (tronçon SP2-R <sub>Tala ouguelil</sub> )	32
E	Lit de sable et pose de canalisation (tronçon SP1-R <sub>Ighil alia</sub> )	120
F	Lit de sable et pose de canalisation (tronçon R <sub>Ighil alia</sub> -R <sub>Afra</sub> )	90
G	Lit de sable et pose de canalisation (tronçon SP2-R <sub>Mselal</sub> )	88
H	Lit de sable et pose de canalisation (tronçon SP2-R <sub>Tala ouguelil</sub> )	50
I	Remballage des tranchées (tronçon SP1-R <sub>Ighil alia</sub> )	12
L	Remballage des tranchées (tronçon R <sub>Ighil alia</sub> -R <sub>Afra</sub> )	10
K	Remballage des tranchées (tronçon SP2-R <sub>Mselal</sub> )	8
M	Remballage des tranchées (tronçon SP2-R <sub>Tala ouguelil</sub> )	11

#### VIII.4.2. Planification par la méthode CPM (La méthode du réseau)

Les opérations qui précèdent et qui suivent chaque opération d'adduction sont présentées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VIII.14 :** Tableau synthétique des tâches préalables et suivantes à chaque opération d'adduction.

Notation	Précède	Succède
A	--	BD
B	A	EC
C	B	F
D	A	GE
E	BD	HF
F	EC	I
G	D	HL
H	EG	KI
I	HF	M
L	G	K
K	HL	M
M	KI	--

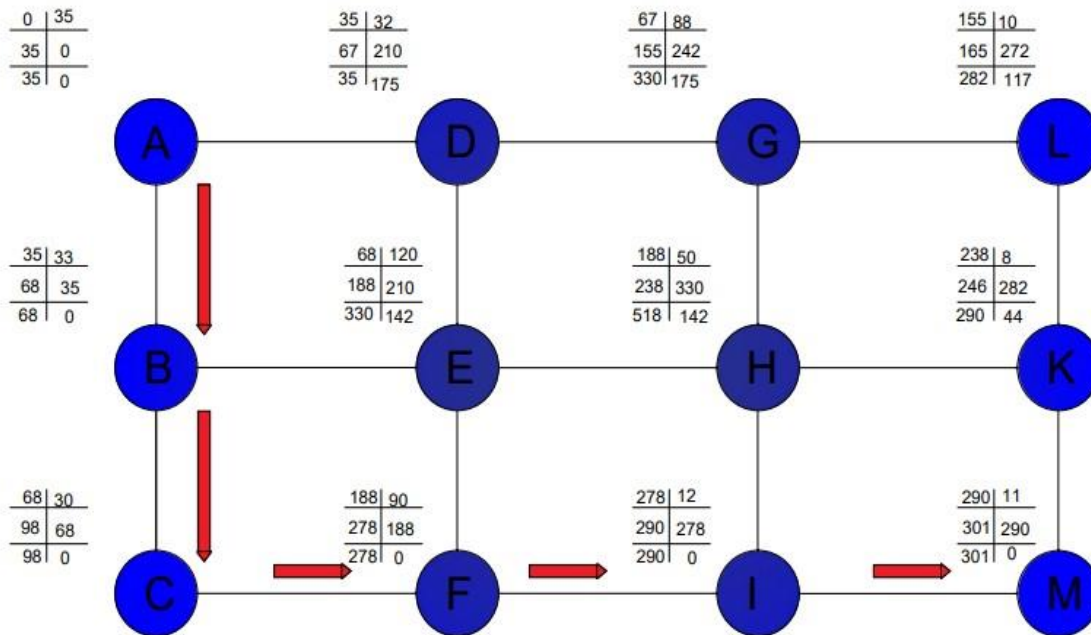


Figure VIII.1 : Réseaux à nœuds (méthode de CPM) de l'adduction.

#### Remarque :

La durée nécessaire pour intégrer le projet est de 301 jours, les flèches rouges représentant le trajet critique du réseau sont représentées sur la figure VIII.1.

### VIII.5. Les engins de terrassement

Le matériel employé sur les chantiers est celui couramment utilisé dans les travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques a permis de réduire de manière significative les coûts et la durée des terrassements, ce qui a donc un impact considérablement atténué sur la construction des chantiers. Nous allons utiliser les engins suivants :

- Une pelle hydraulique ;
- Un bulldozer ;
- Un chargeur ;
- Un vibreur du sol (compacteur) ;
- Un Camion malaxeur.

### VIII.5.1. La pelle hydraulique

Les pelles hydrauliques sont des machines de construction principalement employées pour les travaux de terrassement, de démolition et de manutention de matériaux. Grâce à un système hydraulique, elle peut agir sur ses composants mobiles avec précision et force.



**Figure VIII.2 :** La pelle hydraulique.

### VIII.5.2. Bulldozer

Le bulldozer est une machine de nivelage qui est installée sur un tracteur à chenilles ou à pneu. Elle utilise une lame profilée portée par deux bras articulés, qui peuvent être repoussés ou relevés par un mécanisme hydraulique. En position basse, la lame effectue des terrassements par raclage, avec une profondeur de coupe variant de 20 à 30 cm. En position intermédiaire, il a la capacité d'étendre des sédiments en couches d'épaisseur équivalente. Le transport est effectué en position haute, avec une hauteur de la lame au-dessus du sol allant de 75 cm à 1 m.





**Figure VIII.3 :** Bulldozer.

### VIII.5.3. Chargeur

Il s'agit d'un tracteur à pneus équipé d'un godet de chargement et de déchargement à l'avant. Il sera utilisé pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après la pose de la conduite.



**Figure VIII.4 :** Chargeur.

#### VIII.5.4. Compacteur

C'est un véhicule léger composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre, munis d'un guidon. Cet appareil est destiné à compacter les remblais sur des surfaces étroites, telles que les fouilles des semelles, les casiers situés entre les ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.



Figure VIII.5 : Compacteur.

#### VIII.5.5. Camion malaxeur

Un camion toupie, également connu sous le nom de camion toupie, est un malaxeur de béton installé sur un camion ou une remorque pour livrer un mélange de béton de ciment frais et homogène. La plupart du temps, le camion est équipé d'un réservoir rotatif en forme de toupie, incliné vers un axe presque horizontal.



Figure VIII.6 : Camion malaxeur.

**Conclusion**

Ce chapitre examine les volumes de travaux pour les stations de pompage, le réservoir et l'adduction, puis il évalue le coût global approximatif pour l'ensemble des travaux envisagés. Par conséquent, nous estimons le coût total de notre projet à 204682703.823.00 Dinars Algériens. De plus, nous avons choisi les engins appropriés pour la réalisation de notre projet et nous avons planifié les travaux d'adduction en mettant en évidence les tâches et leurs délais.

## CONCLUSION GENERALE

L'objectif de ce mémoire de fin d'études était l'étude de système d'adduction de la commune de Kherrata EST à partir du barrage Ighil Emda. Différents éléments essentiels ont été examinés afin d'assurer une mise en place efficace et durable du système proposé.

- ✓ Dans un premier temps, une description approfondie de la zone d'étude a été effectuée, permettant ainsi une vision globale du contexte géographique, hydrologique et environnemental du projet.
- ✓ Par la suite, l'évaluation des besoins en eau à venir des différentes localités nous a permis de dimensionner les réservoirs et les conduites d'adduction.
- ✓ De plus, l'emploi des conduites en PEHD pour tous les tronçons.
- ✓ Le dimensionnement d'un réservoir tampon d'une capacité de 4000 m<sup>3</sup> a été établi afin de favoriser une distribution gravitaire des eaux traitées. Ce réservoir revêt une importance capitale afin de contrôler les flux et garantir une gestion optimale de l'eau traitée.
- ✓ De plus, deux stations de pompage ont été installées, en choisissant attentivement les types de pompes adéquats. Et Afin de préserver la sécurité et la fiabilité du système face au régime transitoire, des réservoirs d'air de capacité 1000L, 500L, 100L ont été installés à la sortie des stations de pompage, assurant ainsi la protection du système contre les surpressions et les dépressions.
- ✓ Finalement, les volumes de travaux et leurs coûts financiers ont été calculés afin d'évaluer le coût global de réalisation du projet qui estimé à 204 682 703.823.00 DA. Nous avons donc examiné la planification des travaux en utilisant la méthode CPM d'une durée de réalisation de 301 jours.

Au terme de cette étude, nous avons pu mettre en pratique toutes les connaissances que nous avons acquises dans tous les domaines de l'hydraulique pendant notre formation.

## Références bibliographiques :

- [1] : [http : //Fr.Scribd.com/document/336137474/Présentation de la ville.](http://Fr.Scribd.com/document/336137474/Présentation%20de%20la%20ville)
- [2]: [Http: //Fr.wikipedia.org/wiki/Kherrata.](Http://Fr.wikipedia.org/wiki/Kherrata)
- [3]: SAMAHI, F. :« Gestion et valorisation des ressources en eau cas de Daira de Kherrata, wilaya de Bejaia ». Projet de Fin d'Etudes, Master, Université de Bejaia, 2017.
- [4]: **François valiron** « Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement», Tome I.(eau dans la ville, alimentation en eau potable).
- [5] : **Salah, Boualem.** (2014). Alimentation en eau potable des agglomérations [polycopie pédagogique]. ENSH, P<61,
- [6] : Dupont .A « Hydraulique urbaine : Ouvrage de transport-Elévation et distribution des eaux. Edition Eyrolles », Tome II, 484 pages, 1979.
- [7] : **Mme.Mokrane Wahiba et Mr.Khodjet Kesba.Omar** (2022)« polycopie de système de pompage : Les pompes hydrauliques ».
- [8] : **LABED Ali.** (2021). Etude d'adduction en eau potable de la zone des sciences extension bounoura et el atteuf de la wilaya ghardaïa [Mémoire de fin d'étude, ENSH].
- [9] : <<La pose des canalisations pour l'adduction et la distribution de l'eau potable>>. Fondation de l'eau, 1990.

**Catalogue** : Caprari << pompes multicellulaires à haute pression>>.

# **Annexes**

**Annexe II:** Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier.

Heures	Nombre d'habitants				Aggl.de type rural
	< 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	4.20	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01
<b>Total</b>	100%	100%	100%	100%	100%

**Annexe IV :** Prix du mètre linéaire des conduites en PEHD (PE 100 PN 16)

Le site suivant : ( [http://www.algerie.prix-construction.info/espaces\\_urbains/Reseaux\\_divers/Distribution\\_d\\_eau/Eau\\_potable/Tube\\_en\\_polyethylene.html](http://www.algerie.prix-construction.info/espaces_urbains/Reseaux_divers/Distribution_d_eau/Eau_potable/Tube_en_polyethylene.html) ).

## Annexe V : Fiche technique des pompes du SP1 et SP2.

### PM 150/ 6 B

#### Pompe

- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte (PMS: en fonte sphéroïdale)
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable. Double palier
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement
- Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946)

#### Données techniques / Caractéristiques

Q	: 76,74 Vs
H	: 166 m
n. poles	: 4
Fréquence	: 50 Hz
Monophasé / Triphasé	: 3~
Puissance moteurP2	: 200 kW
Tension	: 400 V
Diamètre refoulement	: DN 150 (UNI PN40)
Raccord d'aspiration	: DN200 (UNI PN25)

### PM 100/ 2 B

#### Pompe

- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte (PMS: en fonte sphéroïdale)
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable. Double palier
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement
- Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946)

#### Données techniques / Caractéristiques

Q	: 35,76 Vs
H	: 126 m
n. poles	: 2
Fréquence	: 50 Hz
Monophasé / Triphasé	: 3~
Puissance moteurP2	: 75 kW
Tension	: 400 V
Diamètre refoulement	: DN 100 (UNI PN40)
Raccord d'aspiration	: DN125 (UNI PN25)



## PM 100/ 2 C

### Pompe

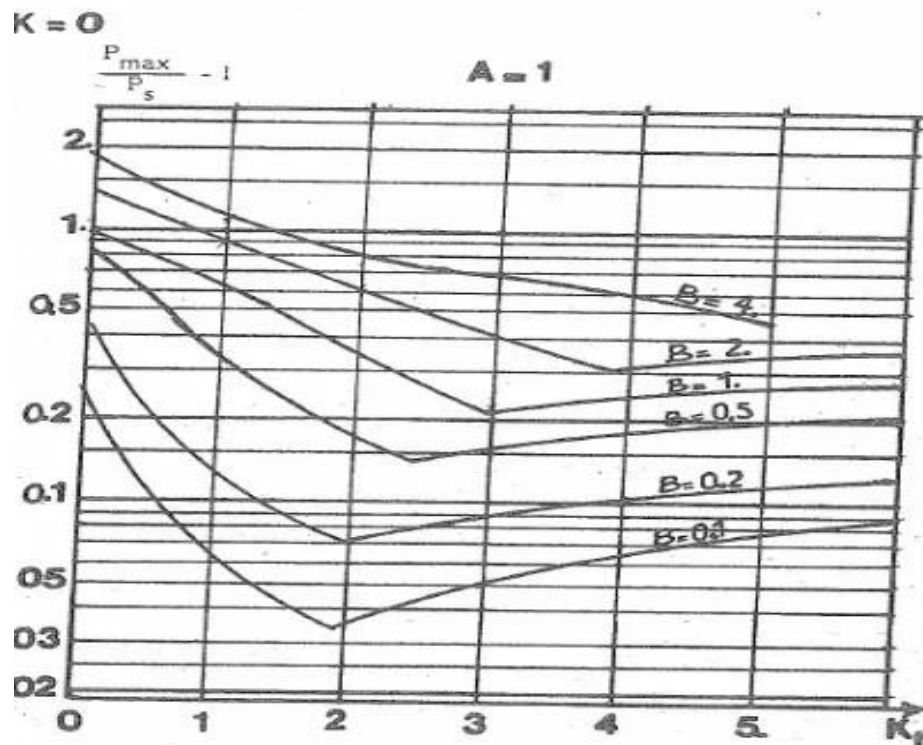
- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte (PMS: en fonte sphéroïdale)
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable. Double palier
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement
- Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946)

### Données techniques / Caractéristiques

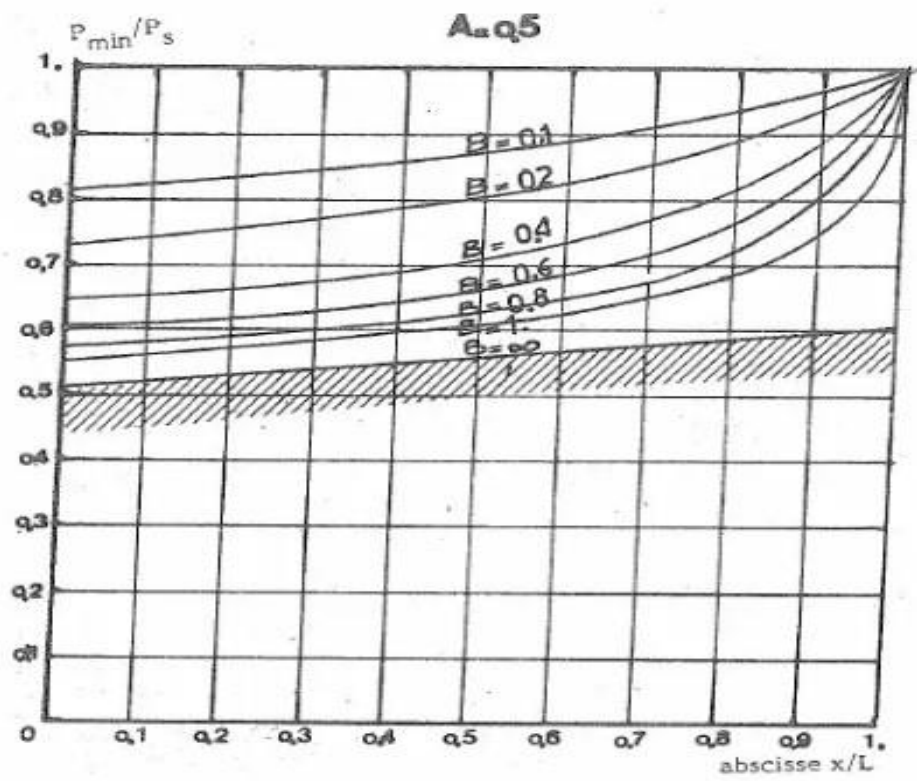
Q	: 28,28 Vs
H	: 120 m
n. poles	: 2
Fréquence	: 50 Hz
Monophasé / Triphasé	: 3~
Puissance moteur P2	: 55 kW
Tension	: 400 V
Diamètre refoulement	: DN 100 (UNI PN40)
Raccord d'aspiration	: DN125 (UNI PN25)

## Annexe VI : Abaque de PEUCH et MEUNIER.

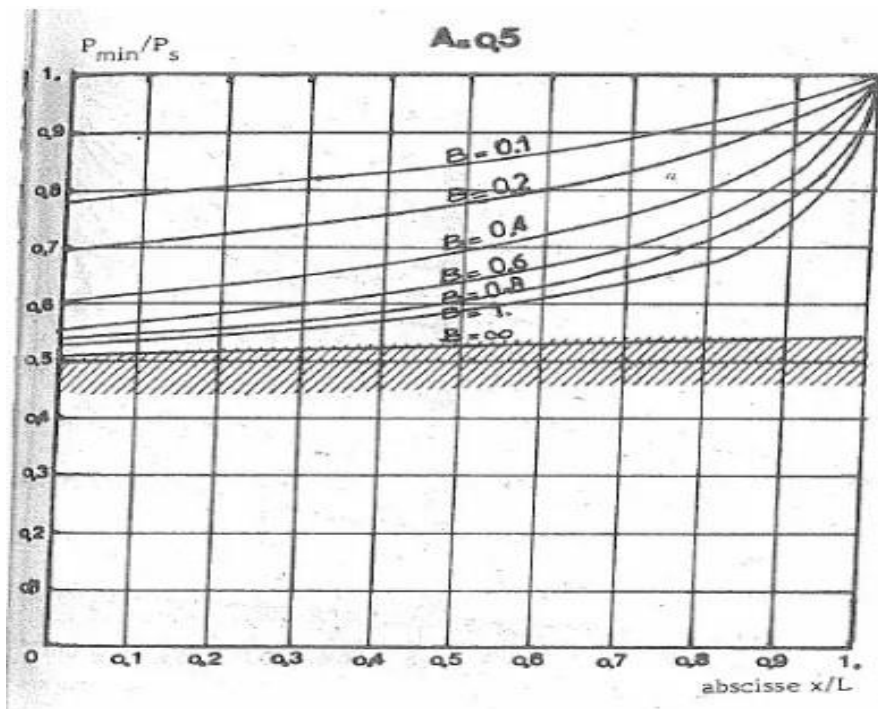
Pour  $K=0$  et  $A=1$



Pour  $K=0.2$  et  $A=0.5$



Pour  $K=0.1$  et  $A=0.5$



## Annexe VI : Catalogue d'APC.Tech-H, MAUGUIERE RESERVOIR.

### »» Réervoirs basse-pression

Capacité (L)	100	200	300	500	700	900	1000	1500	2000	3000	4000	5000
Pression (bar)	11	11	11	11	11	11	13	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5
Diamètre Ø	320	446	500	600	750	900	900	1000	1000	1200	1450	1450
H tot. (mm)	1170	1570	1668	2055	2030	2130	2215	2305	2405	2665	3070	3570
h (mm)	104	174	170	155	150	130	115	130	130	145	140	140
a	3/4"	1"	1"	1"	1"	1"	1 1/8"	2"	2"	2"	2"	2"
b	3/4"	1"	1"	1"	1"	1 1/8"	2"	2"	2"	2"	2"	2"
c	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"
d	3/8"	3/8"	N.A.	N.A.	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"
e	1/2"	1/2"	1/2"	2"	2"	2"	2"	1 1/4"	1 1/4"	1 1/4"	1 1/4"	1 1/4"
f	1/2"	1/2"	1/2"	2"	2"	2"	2"	1 1/4"	1 1/4"	1 1/4"	1 1/4"	1 1/4"
g (mm)	396	307	556	775	695	990	745	550	595	700	760	760
h (mm)	446	1325	1324	1380	1305	1790	1690	1890	2200	2410	2430	2380
Type de filetages	1	2	3	4	4	6	6	7	8+ 86A	8+ 86A	8+ 86S	8S
Poids (kg)	37	51	60	127	140	200	204	279	354	537	600	680
Normes	D014/29/14						D014/38/14					

### »» Réervoirs peints haute-pression

Capacité (L)	500	1000	2000	3000	4000	5000
Pression (bar)	16	16	16	16	16	16
Diamètre Ø	500	600	1000	1300	1400	1430
H tot. (mm)	2025	2315	2410	2520	2110	2610
h (mm)	155	115	175	170	190	180
a	1"	2"	2"	2"	2"	2"
b	1"	2"	2"	2"	2"	2"
c	3/8"	3/8"	3/8"	3/4"	3/4"	3/4"
d	N.A.	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"
e	2"	2"	2"	2"	2"	2"
f	2"	2"	2"	2"	2"	2"
g (mm)	775	745	525	640	755	765
h (mm)	1960	1680	2240	2270	2400	2380
Type de filetages	5	6	C+XK7	C+XK7	XK7	XK7
Poids (kg)	155	246	460	690	925	1025
Normes	D014/35/14			D014/64/14		



#### Kit de accessoires

Les kits 1 à 6 comprennent à la fois les accessoires réglementaires et les raccords.

Les kits A à C comprennent uniquement les accessoires réglementaires.

Les kits XK1 à XK7 comprennent uniquement les raccords.

Les réservoirs 4000 L et 5000 L sont livrés sans accessoires réglementaires.

Il convient que l'exploitant dimensionne sa équipe de sûreté en fonction du débit total de son installation.

