

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Adduction eau potable de la commune de Harraza wilaya de Bordj  
Bou Arreridj à partir du barrage Tilesdit.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0010-21

APA Citation (توثيق APA):

Merabti, Noussaiba (2021). Alimentation en eau potable de la commune de Harraza wilaya de Bordj Bou Arreridj à partir du barrage Tilesdit[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option: ALIMENTAION EN EAU POTABLE**

**THEME :**

**ADDUCTION EN EAU POTABLE DE LA COMMUNE  
DE HARRAZA WILAYA DE BORDJ BOU ARRERIDJ  
A PARTIR DU BARRAGE TILESIT**

**Présenté par :**

**MERABTI NOUSSAIBA**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
KHETTAL TAHAR	Professeur	Président
BAGHRICHE Lilia	M.C.B	Examineur
KADI Latifa	M.A.A	Examineur
MOKRANE Wahiba	M.C.B	Promoteur

**Session Novembre 2021**

# *DEDICACE*

*A Allah*

*Tout puissant Qui m'a inspiré Qui m'a guidé dans le  
bon chemin Je vous dois ce que je suis devenu  
Louanges Et remerciements Pour votre clémence et  
miséricorde*

*A mon très cher père MERABTI Belgacem*

*En témoignage de tant d'années de sacrifices,  
d'encouragement et de prières.*

*A ma très chère mère TOURI Nabila*

*Aucun mot, aucune dédicace ne saurait exprimer à  
sa juste valeur.*

*A mes chers sœurs et frères*

*(Aicha, Basmala, Zakaria et Mohamed)*

*Aucune dédicace ne pourrait traduire ma gratitude  
et ma profonde reconnaissance.*

*A mes amies*

*(Amel, Amira, Chahra, Takieddine et Maroua)*

*Que Dieu vous protège et vs procure réussite, santé  
et bonheur dans votre vie présente et futur*

## *Remerciement*

*Avant de présenter notre étude, nous tenons d'adresser nos vifs remerciements à Dieu tout puissant qui nous a donné la volonté, la force et la foi pour réaliser ce modeste travail.*

*La réalisation de ce mémoire a été possible grâce au concours de plusieurs personnes à qui nous voudrions témoigner notre gratitude.*

*Nous voudrions tout d'abord adresser toute notre reconnaissance au directeur de ce mémoire **Mme MOKRANE** pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter notre réflexion.*

*Remerciement exceptionnel à **Mr RACHID KSOURI** et à tous les enseignants de l'école National Supérieur de l'Hydraulique surtout **Mr ZAROUAL** pour le précieux savoir qu'ils nous ont transmis pendant notre cursus.*

*Un grand merci aux membres du jury qui nous font honneur d'accepter de jury notre travail.*

*Enfin, nous tenons à témoigner tout notre gratitude à ceux et celles qui ont participé de près ou loin pour l'aboutissement de cette recherche.*

إمدادات المياه هي نقل المياه من مناطق التجميع إلى مناطق الاستخدام، في دراستنا اخترنا أفضل نوع لتزويد مياه الشرب لمختلف مناطق حرازة بولاية برج بوعريريج. يتطلب النقل تخطيط محطة ضخ وتسعة خزانات لتلبية الاحتياجات المائية للسكان، بالإضافة إلى تحديد أحجام أقسام الإمداد المختلفة وينتهي بمد الأنابيب ومواقع الملحقات. الكلمات المفتاحية: نقل المياه ، محطة ضخ ، تزويد مياه الشرب ، خزانات ، خط أنابيب.

## Résumé

L'adduction des eaux est le transfert de ces dernières des zones de captage aux zones d'utilisation Dans notre étude, on a choisi une variante pour l'alimentation en eau potable des différentes localités de HARRAZA wilaya de Bordj Bou Arreridj. Le transfert nécessite la projection d'une station de pompage et neuf réservoirs pour satisfaire les besoins en eau de la population, ainsi que le dimensionnement des différents tronçons d'adduction et on termine par la pose de canalisation et l'emplacement des accessoires.

**Mots clés :** adduction, transfert, l'alimentation en eau potable, réservoirs, canalisation.

## Abstract

Water supply is the transfer of water from the catchment areas to the use areas In our study, we chose the best variant for supplying drinking water to the different localities of HARRAZA wilaya of Bordj Bou Arreridj. The transfer requires the planning of a pumping station and nine reservoirs to meet the water needs of the population, as well as the sizing of the various supply sections and ends with the laying of pipes and the location of accessories.

**Keywords:** Water supply, transfer, drinking water supply, reservoirs, pipes.

## SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE .....	01
-----------------------------	----

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

Introduction.....	03
I-1. Description générale de la zone d'étude .....	03
I-2. Situation géographique.....	04
I-3. Situation topographique .....	04
I-3-1.Le relief .....	04
I-4. Situation géologique et géotechnique .....	05
I-4-1. Hydrologie et Hydrogéologie.....	05
I-5. Sismicité .....	06
I-6. Situation climatologique.....	06
I-6-1.Pluviométrie .....	06
I-6-2.Les vents.....	07
I-6-3.La température .....	07
I-6-4.Humidite.....	07
I-7. Situation démographique.....	07
I-8. Situation hydraulique actuelle .....	08
I-9. Ressources en eaux superficielles et profondes.....	08
Conclusion .....	08

### CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Introduction.....	10
II-1. Evolution de la population .....	10
II-2. L'évaluation de la consommation moyenne.....	12
II-2-1. Les besoins domestiques .....	12
II-2-2. Les besoins scolaires.....	13
II-2-3. Besoins administratifs .....	13

II -2-4. Besoins socioculturels .....	15
II -2- 5. Besoins sanitaires.....	15
II -2- 6. Besoins commerciaux et industriels .....	16
II-2-7. Récapitulatif des différentes consommations journalières .....	16
II-3- Etude des variations des débits.....	17
II-3-1. Évaluation de la consommation journalière .....	17
II-3-1-1. Consommation maximale journalière .....	17
II-3-1-2. Consommation minimale journalière.....	17
II-3-2. Variation de la consommation horaire .....	18
II-3-3. Variation des débits horaires .....	20
II-4- Calcul de déficit de consommation .....	30
Conclusion .....	31

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

Introduction.....	31
III-1.Généralités .....	31
III-2. Types d'adduction .....	33
III-3. Le choix de tracé du réseau.....	33
III-3-1.Tronçon R 21 – Réservoir Fedhala .....	34
III-3-2. Tronçon R 21 – Réservoir Beni Ouagag.....	34
III-3-3. Tronçon SR 12 – Réservoir Oued Ouglas.....	35
III-3-4. Tronçon R 22 – Harraza.....	35
III-3-5. Tronçon P5 – Réservoir Ouled El Khmis – Réservoir TiziH'cen– Réservoir Ouled Sidi Amar – Réservoir Bouzid – Réservoir El biar.....	36
III-5. Matériau des conduites .....	36
III-6. Etude technico-économique de l'adduction.....	39
III-6-1. Etude de l'adduction par refoulement.....	39
III-6-2. Calcul des pertes de charge .....	40

III-6-3. Calcul de la hauteur manométrique totale.....	41
III-6-4. Puissance absorbée par la pompe .....	42
III-6-5. Energie consommée par la pompe.....	42
III-6-6. Frais d'exploitation .....	42
III-6-7. Frais d'amortissement .....	42
III-6-8. Détermination des diamètres économiques.....	42
III-6-8-1. Calcul des diamètres économiques de la conduite de refoulement .....	42
III-6-9. Etude de l'adduction gravitaire .....	44
III-6-9-1. Calcul des diamètres avantageux de la conduite gravitaire .....	45
III-6-9-2. Détermination du diamètre avantageux .....	45
III-6-9-3. Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons.....	46
III-6-9-4. Les caractéristiques des différents points.....	46
III-6-9-5. Dimensionnement des différents tronçons .....	47
III-6-9-5-1. Tronçon (piquage 5' – Réservoir El Abiar) .....	47
III-6-9-5-2. Tronçon (P5'-R Ouled Kmis ; P6-R Tizi H'cen ; R21-R Fedhala ; R21-Beni Ouagag ; R22-Harraza ; Bache SR12-R Oued Aglas) .....	48
Conclusion .....	49

## **CHAPITRE IV: ETUDE DU STOCKAGE**

Introduction.....	51
IV-1. Définition.....	51
IV-1-1. Fonctions techniques .....	51
IV-1-2. Fonctions économiques .....	51
IV-2. Classification des réservoirs .....	51
IV-3. Equipement des réservoirs .....	52
IV-3-1. Conduite d'adduction .....	52
IV-3-2. Conduite de distribution .....	53
IV-3-3. Conduite du trop-plein.....	53

IV-3-4. Conduite de vidange .....	53
IV-3-5. By-pass .....	53
IV-3-6. Entretien des réservoirs.....	53
IV-3-7. Hygiène et sécurité .....	54
IV-4. Emplacement des réservoirs .....	54
IV-5. Réservoirs alimentés gravitairement .....	54
IV-6. Réservoirs alimentés par refoulement .....	54
IV-7. Capacité de réservoirs.....	54
IV-7-1. Dimensionnement des Bâches d'aspiration .....	55
IV-7-2. Dimensionnement des réservoirs terminaux.....	55
IV-7-3. Forme des réservoirs.....	62
IV-7-4. Ferrailage de la coupole du réservoir .....	63
Conclusion .....	66

## **CHAPITRE V : ETUDE ET CHOIX DE POMPES**

Introduction.....	68
V-1. Choix de la variante d'adduction par pompage et de l'emplacement de la station de pompage.....	68
V-2. Choix du type de pompe .....	68
V-3. Couplage des pompes .....	69
V-4. Choix du nombre de pompes.....	69
V-5. Point de fonctionnement des pompes .....	69
V-6. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données .....	70
V-7. Etude de pompage .....	72
V-7-1. Refoulement : SP Bouzid – Réservoir Bouzid .....	72
V-7-2. Courbe caractéristique des pompes .....	72
V-7-3. Point de fonctionnement des pompes .....	74
V-7-4. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données .....	75

V-7-5. Description des pompes .....	77
V-8. Bâtiment de la station de pompage SPBouzid .....	80
V-8-1. Disposition de la pompe dans la bache .....	80
V-8-2. Dimensionnement du bâtiment .....	81
Conclusion .....	82

## **CHAPITRE VI : POSE ET PROTECTION DE LA CANALISATION**

Introduction.....	84
VI-1. Pose de canalisation .....	84
VI-1-1. Différents types de pose de conduites .....	84
VI-1-2. Butées et amarrage .....	87
VI-1-3. Différentes étapes de mise en place des canalisations .....	87
VI-2. Accessoires .....	90
VI-2-1. Robinets vannes .....	90
VI-2-2. Clapets anti retour .....	92
VI-2-3. Ventouses.....	92
VI-2-4. Vannes de décharge.....	92
VI-2-5. Réducteur de pression aval .....	93
VI- 2-6. Moyens anti-bélier .....	94
VI- 2-7. By-pass .....	94
VI-2-8. Crépines .....	94
VI-2-9. Joints de raccordement .....	94
VI-2-10. Organes de mesure .....	95
VI-2-11. Organes de raccordement .....	96
VI-3. Protection des canalisations .....	97
VI-3-1. Protection des conduites contre le coup de bélier .....	97
VI-3-1-1. Définition.....	97
VI-3-1-2. Causes du coup de bélier .....	98

VI-3-1-3. Risques dus aux coups de bélier.....	98
VI-3-1-5. Les réservoirs d'air .....	99
Conclusion .....	103

## **CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER ET DEVIS ESTIMATIF DU PROJET**

Introduction.....	105
VII-1. Différents travaux à entreprendre .....	105
VII-1-1. Travaux concernant les stations de pompage .....	105
VII-1-2. Travaux concernant l'adduction .....	106
VII-1-3. Travaux concernant les réservoirs.....	107
VII-2. Calcul des volumes des travaux.....	107
VII-2-1. Calcul des volumes de la station de pompage .....	107
VII-2-1-1. Calcul du volume de décapage .....	108
VII-2-1-2. Calcul du volume des déblais .....	108
VII-2-1-3. Calcul du volume du béton de propreté.....	108
VII-2-1-4. Calcul du volume de béton armé .....	108
VII-2-1-5. Calcul du remblai compacté .....	109
VII-2-1-6. Calcul du volume de la maçonnerie .....	109
VII-2-2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction.....	110
VII-2-2-1. Déblai d'excavation .....	110
VII-2-2-2. Lit de sable .....	111
VII-2-2-3. Volume de la conduite.....	112
VII-2-2-4. Remblais compacté .....	113
VII-2-3. Calcul des volumes des travaux des réservoirs.....	113
VII-2-3-1. Calcul du volume des déblais .....	114
VII-2-3-2. Calcul du volume du tout-venant.....	114
VII-2-3-3. Calcul du volume de béton de propreté.....	115

VII-2-3-4. Calcul du volume du béton armé .....	116
VII-2-3-5. Calcul du volume du remblai compacté.....	119
VII-2-3-6.Calcul du volume de la maçonnerie.....	119
VII-3. Calcul des coûts des travaux.....	119
VII-4.Planification des travaux .....	121
VII-4-1. Définition des tâches et leurs durées.....	121
VII-4-2. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM).....	124
VII-5. Les Engins .....	129
VII-5-1. Pelle hydraulique .....	129
VII-5-2. Bulldozer .....	129
VII-5-3. Chargeur .....	129
VII-5-4. Compacteur (vibrateur de sol) .....	129
Conclusion .....	130
<b>CONCLUSION GENERALE .....</b>	<b>131</b>

**References bibliographique**

# LISTE DES TABLEAUX

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

Tableau I-1: les classes de pente .....	05
Tableau I-2 : Répartition mensuelle des précipitations .....	06
Tableau I-3 : liste des sources et forages .....	08

## CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Tableau II-1: Populations à différents horizons pour la commune de Harraza .....	11
Tableau II-2 : Dotation de consommation domestique unitaire moyenne.....	12
Tableau II-3 : Tableau récapitulatif des besoins domestiques moyens journaliers.....	12
Tableau II-4: Tableau récapitulatif des besoins scolaires.....	13
Tableau II-5: Tableau récapitulatif des besoins administratifs .....	14
Tableau II-6: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels .....	15
Tableau II-7: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.....	16
Tableau II-8: Tableau récapitulatif des besoins commerciaux industriels .....	16
Tableau II-9: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières .....	16
Tableau II-10 : Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{min j}$ ; $Q_{moy j}$ ; $Q_{max j}$ .....	18
Tableau II-11 : Variation de $\beta$ min en fonction du nombre d'habitants.....	19
Tableau II-12 : Variation de $\beta$ max en fonction du nombre d'habitants.....	19
Tableau II-13 : Calculs des débits maximaux horaires.....	19
Tableau II-13 : Calculs des débits minimaux horaires. ....	20
Tableau II.13: Variations du débit horaire pour la localité Fedhala.....	21
Tableau II-14: Variations du débit horaire pour la localité Haraza.....	22
Tableau II-15: Variations du débit horaire pour la localité Tizi H'Cene .....	23
Tableau II-16: Variations du débit horaire pour la localité Oued El Khmis.....	24
Tableau II-17: Variations du débit horaire pour la localité Beni Ouagag .....	25

Tableau II-18: Variations du débit horaire pour la localité Ouled sidi amor .....	26
Tableau II-19: Variations du débit horaire pour la localité Bouzid .....	27
Tableau II-20: Variations du débit horaire pour la localité Oued aglas .....	28
Tableau II-21: Variations du débit horaire pour la localité El Biar.....	29
Tableau II-22: Tableau des déficits à combler à l'an 2050 .....	30

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

Tableau III-1: Calcul de la HMT du tronçon SP,Bouzid - réservoir .....	43
Tableau III-2: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP,Bouzid - réservoir .....	43
Tableau III-3: Calcul des frais d'exploitation du SP,Bouzid - réservoir.....	43
Tableau III-4 : Bilan du tronçon SP,Bouzid - réservoir.....	44
Tableau III-5: Coefficients $K'$ , $m$ , $\beta$ pour différents types du tuyau .....	45
Tableau III-6: Les longueurs des différents tronçons de l'adduction .....	46
Tableau III-7: Les altitudes des différents points de l'adduction .....	47
Tableau III-8: Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction .....	47
Tableau III-9 : Détermination des côtes piézométriques et des pressions. ....	48
Tableau III-10: Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction .....	48
Tableau III-11: Détermination des côtes piézométriques et des pressions. ....	49

### **CHAPITRE VI : POSE ET PROTECTION DE LA CANALISATION**

Tableau IV-1: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Bouzid .....	60
Tableau IV-2: Tableau donnant les capacités des réservoirs terminaux.....	62
Tableau IV-3: Tableau donnant les dimensions des réservoirs terminaux-bâche.....	63

### **CHAPITRE V : ETUDE ET CHOIX DE POMPES**

Tableau V-1 : Caractéristique des pompes en fonction de leur nombre.....	69
Tableau V-2 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SPBouzid – réservoir Bouzid). ....	71
Tableau V-3 : les données de la courbe de proportionnalité.....	73
Tableau V-4 : Matériau des principaux organes de la pompe.....	74

Tableau V-5 : Coefficient de correction en fonction de la puissance .....	76
---	----

## **CHAPITRE VI : POSE ET PROTECTION DE LA CANALISATION**

Tableau VI.1: Les caractéristiques de la conduite de refoulement. ....	98
--	----

Tableau VI.2: Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement. ....	98
---	----

Tableau VI.3 : Calcul de volume du réservoir d'air de l'adduction de refoulement.....	99
---	----

## **CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER**

Tableau VII-1 : Calcul du volume du béton armé pour SP1.....	106
--	-----

Tableau VII-2 : Volumes des travaux de la SP1.....	107
--	-----

Tableau VII-3 : Calcul du volume du déblai de l'adduction.	108
--	-----

Tableau VII-4 : Calcul du volume du lit de sable. ....	109
--	-----

Tableau VII-5 : Calcul des volumes des conduites .....	109
--	-----

Tableau VII.6 : Volumes des travaux de l'adduction.....	110
---	-----

Tableau VII-7 : Calcul des volumes des déblais pour les réservoirs et les chambres de manœuvres. ....	111
---	-----

Tableau VII-8 : Calcul des volumes du tout-venant.....	112
--	-----

Tableau VII-9 : Calcul des volumes du béton de propreté. ....	112
---	-----

Tableau VII-10 : Calcul du volume du béton armé.....	114
--	-----

Tableau VII-11 : Calcul du volume du béton armé pour les coupoles.....	115
--	-----

Tableau VII-12 : Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre .....	115
---	-----

Tableau VII-13 : Calcul du volume du remblai compacté. ....	116
---	-----

Tableau VII-14 : Coût des travaux de la station de pompage.....	117
---	-----

Tableau VII-15 : Coût des travaux de l'adduction.....	117
---	-----

Tableau VII-16 : Coût des travaux des réservoirs.....	117
---	-----

Tableau VII-17 : Bilan des coûts .....	117
--	-----

Tableau VII-18 : Temps de réalisation des opérations de la station de pompage.....	119
--	-----

Tableau VII-19 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction. ....	120
---	-----

Tableau VII-20 : Temps de réalisation des opérations du réservoir .....	121
---	-----

Tableau VII-21 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de la SP1.....	121
Tableau VII-22 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction. ..	122
Tableau VII-23 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération du réservoir.....	122

# LISTE DES FIGURES

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

Figure I-1 : Situation administrative de la zone d'étude.....	03
Figure I-2 : Image satellite de la zone d'étude.....	04

## CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Figure II-1 : La répartition des habitants pour 2008, 2021(horizon actuel), 2026(à court terme), 2036(à moyen terme) et 2050(horizon futur ou de calcul) .....	11
Figure II-2 : Répartition des déficits à combler à l'horizon 2050 .....	30

## CHAPITRE III : ETUDE DE L'ADDUCTION

Figure. III-1.a. tracé du tronçon R 21 – Réservoir Fedhala .....	34
Figure. III-1.b. tracé du tronçon R 21 – Réservoir Beni Ouagag .....	34
Figure. III-1.c. tracé du tronçon SR 12 – Réservoir Oued Ouglas .....	35
Figure. III-1.d. tracé du tronçon R 22 – Réservoir Harraza.....	35
Figure. III-1.e. tracé à partir de P5 jusqu'au réservoir El Biar .....	36
Figure III-2 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP,Bouzid - réservoir ).....	44

## CHAPITRE VI : POSE ET PROTECTION DE LA CANALISATION

Figure IV-1. Triangle OAB.....	64
Figure IV-2. Les efforts $N\phi$ et $N\theta$ .....	65
Figure IV-3. Schéma de lanterneau. ....	65

## CHAPITRE V : ETUDE ET CHOIX DE POMPES

Figure V-1 : Les courbes caractéristiques de la pompe du SPBouzid de type P6M/3/20/7C.CAPRARI .....	70
Figure V-2 : Point de fonctionnement de pompe de la station SPBouzid. ....	71
Figure V-3 : Réglage qualitatif de la pompe de la station SP Bouzid.....	73
Figure V-4 : Encombrement de la pompe P6M/3/20/7C.CAPRARI .....	75

Figure V-5 : disposition de la pompe dans la bache.....	77
---	----

## **CHAPITRE VI : POSE ET PROTECTION DE LA CANALISATION**

Figure VI-1 : Pose des conduites en terre [Réf] .....	82
Figure VI-2 : Les butées (Guide DIPRA).....	84
Figure VI- 3 : Remblayage de fouille (Guide DRPA).....	87
Figure VI-4:Robinet vanne à opercule (d'après W.A.E).....	88
Figure VI-5 : Robinets vanne papillon (D'après A.W.E).....	88
Figure VI-6: Clapet anti retour top stop (D'après W.A.E).....	89
Figure VI-7: ventouse triple fonction VAG DUOJET (D'après document W.A.E).....	90
Figure VI-8: joints pour canalisations en fonte (D'après Guide DIPRA) .....	92
Figure VI-9: Manomètres (d'après document W.A.E).....	93
Figure VI-10 : Joints pour canalisations en fonte (Document de Société wallonne des eaux).94	
Figure VI-17: Schéma d'installation et encombrement du réservoir d'air .....	99

## **CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER ET DEVIS ESTIMATIF DU PROJET**

Figure VII-1 : Réseau à nœuds de la station de pompage .....	23
Figure VII-2 : Réseau à nœuds de l'adduction.....	24
Figure VII-3 : Réseau à nœuds du réservoir. ....	25

## **LISTE DES PLANCHES**

**Planche N°1** : Plan de masse.

**Planche N°2** : Plan du réseau d'adduction projeté.

**Planche N°3** : Profil en long.

**Planche N°4** : Plan de la station de pompage.

## **LISTE DES ANNEXES**

**Annexe II**: Répartition horaire des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

**Annexe III-1** : Les valeurs usuelles indices de rugosité (k) en mm.

**Annexe III-2** : Abaque de M.PETER LAMON (Rugosité d'une conduite en fonction de son âge).

**Annexe III-3** : Tableau des prix des conduites en PEHD.

**Annexe VI**: Abaque de Vibert.

## **ABREVIATIONS**

**BNEF** : Bureau National des Etudes Forestiers.

**DPAT** : Direction de Planification et d'Aménagement du Territoire.

**ACL** : Agglomération chef-lieu.

**APC** : Assemblée Populaire Communale.

**PDAU** : Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme.

**OMS** : l'organisation mondiale de la santé.

**AEP** : Alimentation en eau potable.

**PVC** : Polychlorure de vinyle.

**PEHD** : Polyéthylène Haute Densité.

**AWE** : Algérien water entreprise.

## INTRODUCTION GENERALE

L'importance de l'eau dans l'économie humaine ne cesse de croître et l'approvisionnement en eau douce devient ainsi de plus en plus difficile à être assurée, tant en raison de l'accroissement de la population et de son niveau de vie accéléré et des techniques industrielles modernes.

A ce propos, l'Algérie fait partie des régions les plus pauvres en matière de ces ressources hydriques, elle est classée au 6ème rang mondial des pays qui souffrent du manque d'eau. Le long cycle de sécheresse, qui a touché l'Algérie durant 25 ans, a eu un impact sur les potentialités en eau superficielles du pays, qui ont été à la baisse à cause de l'irrégularité pluviométrique et sa distribution hétérogène.

La zone de HARRAZA située au Nord-Est Bordj Bou Arreridj, à desservir a besoin d'une quantité importante en eau, il s'avère que le débit assuré par les forages n'est pas en mesure de satisfaire les besoins en eau de la région, en plus de la qualité de ses eaux qui est loin de la norme de consommation. Ainsi, la mobilisation des eaux du barrage de Tilesdit va permettre, à l'instar de la wilaya de Bouira et la wilaya de Bordj Bou Arreridj, de remédier au problème de l'approvisionnement en eau potable de HARRAZA.

Dans la présente étude dont l'objectif principal est de satisfaire les besoins en eau potable de la population de la zone de Harraza, s'interprète la conception d'un système d'adduction. Ainsi, nous allons devoir être guidé par des impératifs techniques, auxquels doivent répondre les diverses installations tout en ayant à voir les conditions économiques du projet.

Delà et pour aboutir à notre objectif, nous organisons notre travail en sept chapitres en commençant par une introduction générale et en l'achevant par une conclusion générale.

Le premier chapitre est consacré à la collecte des données du site, alors que l'estimation des besoins en eau, pour l'horizon de l'étude 2050 qui nous conduira à déterminer le débit manquant, est abordée dans le second chapitre, Le choix du tracé et l'application des critères nécessaires va nous permettre de définir la variante optimale de l'adduction. Ce qui fait le but du troisième chapitre qui va être suivi du quatrième chapitre consacré à l'étude de l'adduction du point de vue dimensionnement. Dans le cinquième chapitre, nous allons étudier la partie du pompage et dans le sixième, nous abordons la pose et la protection des canalisations.

Enfin, nous allons établir, l'organisation des différentes opérations de réalisation et un devis estimatif du projet, dans le septième chapitre.

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

**Introduction**

L'étude d'avant-projet est le cœur et l'âme de projet lui-même due à son importance pour sa réalisation. L'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet.

L'objectif de ce chapitre est de connaître la situation de la zone d'étude des points de vue géographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique afin de prendre les dispositions nécessaires.

**I-1. Description générale de la zone d'étude**

La zone d'étude'' commune de HARRAZA'' est une région rurale de la Wilaya de Bord-Bou-Argeridj. Elle est située à 70 km au nord-est de la ville de Bord-Bou-Argeridj, à 15 km au sud de M'Chedallah et à 25 km au l'ouest de Mansorah et à 14 km de l'est de Elkseur .Le chef-lieu de la commune est le village Harraza.

La commune de HARRAZA est constituée de l'agglomération chef-lieu de Fedhala, de quatre agglomérations secondaires (TiziH'Cene, Herraza, Ouled El khmis, Beni Ouaguag) et quatre zones éparses (Ouled sidi amor, Bouzid, Oued Aglas, El Biar)



**Figure I.1:** Situation administrative de la commune de Hrraza



Figure I-2 : Image satellite de la commune de harraza.

## I-2. Situation géographique

L'aire de l'étude est située entre la latitude (36.1565) 36° 9' 23" Nord, et la longitude (4.22347) 4° 13' 24" Est d'après la carte d'état majeure, la commune de Haraza s'étend sur une superficie de l'ordre de 153.35 Km<sup>2</sup>.

La commune de Haraza est délimitée comme suit :

- Au Nord : Ouled Sidi Brahim et Ahnif ;
- A l'Est : El-mhir ;
- A l'Ouest : Ouled Rached
- Au Sud : Ben Daoud

## I-3. Situation topographique

### I-3-1 .Le relief

Le relief de la zone d'étude est variable il est caractérisé par un terrain accidenté plus ou moins vallonné à plat. C'est la région des hauts plateaux. on distingue les classes de pente suivantes :

**Le tableau I-1:** les classes de pente :

Classe des pentes	Superficie des classes/ hectare	Taux par classe en %
0-3%	1343	4,2
3-12,5 %	11032	34,7
12,5-25 %	3263	10,2
+25 %	16173	50,9

D'après le tableau on remarque que la classe des pentes supérieure à 25 % représente plus de 50,9 % de la superficie totale de cette zone ce qui traduit le caractère accidenté et montagneux de cette zone. Le relief de cette dernière est caractérisé par des lignes des crêtes bien marquées est des pentes accidentées par l'érosion hydrique.

L'altitude maximale est de 1 343m et l'altitude moyenne est de 1013m.

#### **I-4 : Situation géologique et géotechnique**

La géologie assez complexe de la région de Haraza a fait l'objet de plusieurs études notamment par Savornin(1909).Elle se caractérise par l'existence d'une série autochtone à faciès néritique et de plusieurs séries allochtones superposées appartenant au domaine tellien. La série allochtone se trouve à proximité d'une ligne de contact avec la série autochtone.

La géologie de l'aire de l'étude peut être décomposée en trois grandes zones :

- Zone des hautes plaines
- Zone montagneuse
- Zone steppique

Les formations géologiques de la région d'Haraza, sont dans leur grande majorité, imperméables. Elles sont constituées essentiellement les marnes et calcaires marneux du Cénomaniens et du Sénonien-Danien.

On note cependant l'existence d'un banc de calcaire à Inocérames attribué au Senonien-Danien, qui longe l'oued Chebba en direction du nord et passe par El M'hir. Sa largeur varie entre 200 et 400 m, avec en plus des marnes et des marno-calcaires du Cénomaniens, des affleurements de calcaire Turonien de faible extension, et des dépôts argileux d'âge Eocène.Mais en l'absence de coupes lithologiques, il est difficile de dire quelle est la formation captée. Mais les faibles débits obtenus sont caractéristiques des grès miocènes.

##### **I-4-1. Hydrologie et Hydrogéologie**

Les vallées de la région sont généralement étroites et peu remplies d'alluvions. Les ravins encaissés qui s'irradient sur les talus et les glacis, dessinent un chevelu très dense. Les cours d'eau sont des torrents et ce régime hydrographique est accentué car le pays fait partie de point de vue météorologique de la zone de steppes. Le long de ces oueds, l'érosion est très active car ils transportent au cours des crues une charge abondante et forte calibre.

La région est marquée par plusieurs oueds saisonniers dont les plus importants sont : oued Tazdart, oued Ouadia, oued Azerou (oued Cheba) qui longe la route nationale N° 5 et Azerou El Kebir du côté Est. Oued Azerou (oued Cheba) constitue avec les autres grands oueds de la région ainsi que le barrage de Ksob les principales sources d'eau potable. Les terrains du Quaternaire (les alluvions) ne renferment que des nappes aquifères peu importantes.

Dans les terrains tertiaires, les grés du Miocène renferment les plus riches réserves hydrographiques, mises en évidence par de nombreuses sources tant au djebel Mansourah qu'au djebel Choukchout. Les autres terrains sont pauvres en eau en raison de leur constitution lithologique et ne fournissent que des eaux fortement chargées des sels magnésiennes ou calciques, A l'extrême Nord du chaînon d'Azerou El Kebir, à l'aval immerge une importante source thermique, légèrement sulfureuse, qui sort du contact anormal du Sénonien et du Miocène. Il s'agit de la source thermique d'Hammam El Biban

### I-5. Sismicité

Le Nord de l'Algérie est associé à une activité sismique superficielle modérée, liée aux mouvements des plaques parasismiques algériennes. Le territoire Algérien est divisé en quatre zones sismiques :

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone I: sismicité faible.
- Zone II : sismicité moyenne
- Zone III : sismicité forte.

La région de Haraza est classée d'après les règles parasismiques algériennes dans la zone I: faible sismicité

### I-6. Situation climatologique

#### I-6-1.Pluviométrie

La pluie annuelle moyenne dans la région d'étude située à l'intérieur de l'aire de l'étude est comprise entre 300 et 600 mm. La répartition saisonnière des précipitations, sur cette partie de l'aire d'étude, est irrégulière en automne, au printemps et en hiver. En été, les pluies sont faible à très rares.

Le tableau I-2 donne la répartition mensuelle des précipitations pour la commune de HARAZA (2013):

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Jun	Jul	Aou	Année
P (mm)	24,7	29,1	32,9	36,8	34,5	27,5	30,6	36,0	32,4	10,5	4,7	5,3	298,3
P en %	8,1	9,5	10,8	12,1	11,3	9,0	10,0	11,8	10,6	3,5	1,5	1,8	100

**Tableau I-2** : Répartition mensuelle des precipitations de l'annee 2013

Source : Station pluviométrique de portes de fer (150401)

L'aire de l'étude appartient à l'étage bioclimatique semi-aride qui est caractérisée par un climat à hiver tempéré. Une précipitation maximale est observée au mois de Décembre et une minimale au mois de Juillet.

### **I-6-2. Les vents**

La région est généralement dominée par les vents d'ouest et du nord-ouest en hiver. Ces derniers sont chargés de pluie et de neige en raison de son origine. En été, les vents chauds et chargés de poussière du sud-ouest, ainsi que les vents de sirocco dominent la région (Direction d'urbanisme d'architecture et de construction, 2008).

### **I-6-3. La température**

La zone d'étude est caractérisée par un climat continental qui affecte le climat désertique et se caractérise par un froid extrême en hiver et une chaleur élevée en été. La température moyenne annuelle est 17 °C, cependant la température maximale est 35 °C en mois de Juillet et la température minimale est 7,5 °C en mois de Janvier. (Direction d'urbanisme d'architecture et de construction, 2008).

### **I-6-4. Humidité**

Nous estimons le niveau de confort selon l'humidité sur le point de rosée, car il détermine si la transpiration s'évaporera de la peau, causant ainsi un rafraîchissement de l'organisme. Les points de rosée plus bas sont ressentis comme un environnement plus sec et les points de rosée plus haut comme un environnement plus humide. Contrairement à la température, qui varie généralement considérablement entre le jour et la nuit, les points de rosée varient plus lentement. Ainsi, bien que la température puisse chuter la nuit, une journée lourde est généralement suivie d'une nuit lourde.

Le niveau d'humidité perçu à Bordj-Bou-Argeridj, tel que mesuré par le pourcentage de temps durant lequel le niveau d'humidité est lourd, oppressant ou étouffant, ne varie pas beaucoup au cours de l'année, restant pratiquement constant à 0 %.

## **I-7. Situation démographique**

L'accroissement de la population de l'aire de l'étude était importante, jusqu'à l'année 1998, est avec un taux de 3 à 12% pour les communes de la wilaya de Bordj Bou Argeridj. A partir de 1998, le taux d'accroissement a diminué, de façon importante, pour la commune de HARAZA. D'après les données de la population de l'année 2008 de la Direction de Planification et d'Aménagement du Territoire (DPAT).

L'examen de la dispersion de la population dans la commune de Haraza révèle une forte concentration des habitants au niveau des chefs lieu Fedhala, quatre agglomérations secondaires (TiziH'Cene, Herraza, Ouled El khmis, Beni Ouaguag) et quatre zones éparses (Ouled sidi amor, Bouzid, Oued Aglas, El Biar).

### I-8. Situation hydraulique actuelle

Les sources et forages d'eau de la zone d'étude sont réparties comme suit ;  
Dans le tableau I-3 :

**Tableau I-3** : liste des sources et forages

Agglomération	Forage	Source	Débit (l/s)
<b>Harraza</b>	3	1	3.65
<b>Fedhala</b>	1	0	1.5
<b>Oued Khemis</b>	1	0	1,5
<b>Oued Aghlas</b>	1	0	1,5
<b>O. Sidi Amar</b>	1	0	0,15
<b>El Bier</b>	1	0	1
<b>Total</b>	8	1	<b>9.30</b>

**Remarque :**

Le débit assuré par les forages n'est pas en mesure de satisfaire les besoins actuels en eau de la région, en plus de la qualité de ses eaux qui est loin de la norme de consommation approuvée par l'Organisation Mondiale de la Santé.

### I-9 .Ressources en eaux superficielles et profondes

Le volume annuel régularisé de la retenue de Tilesdit est de  $65\text{hm}^3$ . Avec le transfert des apports de l'oued Berd et Barbar, le volume annuel régularisé sera de  $77\text{hm}^3/\text{an}$ . Si on ajoute les apports de l'oued Zaïane, le volume régularisé annuellement sera d'environ  $100\text{hm}^3$ . A cela, on peut ajouter le surplus de Tichy Haf qui sera dévié en hiver vers le barrage de Tilesdit. La station de traitement à proximité du barrage de Tilesdit a une capacité de  $71\ 200\ \text{m}^3/\text{j}$

### Conclusion

En fin de ce chapitre, nous espérons avoir collecté les données, géographiques, morphologiques, démographiques et hydrauliques, nécessaires pour l'évaluation des paramètres de dimensionnement des différents ouvrages constituant notre projet visant l'approvisionnement en eau potable de la commune 'Haraza' de la Wilaya de Bord-Bou-Argeridj.

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

## Introduction

L'estimation des besoins en eau de la population de la zone d'étude est l'étape primordiale pour tout dimensionnement en projet d'alimentation en eau potable. Ceci fait l'objet du présent chapitre en faisant appel aux données démographiques et hydrauliques du chapitre précède.

### II-1. Evolution de la population

Cette analyse est essentielle pour toutes les actions d'aménagement qui seront programmé pour satisfaire les besoins en eau de la population.

L'évaluation des besoins en eau à différents horizons, sera faite sur la base de l'évolution démographique de la population calculée par la formule des intérêts composés

La commune de HARRAZA est constituée de l'ACL de Fedhala, quatre agglomérations secondaires (TiziH'Cene, Herraiza, Ouled El khmis, Beni Ouaguag) et quatre zones éparses (Ouled sidi amor, Bouzid, Oued Aglas, El Biar)

La population à différents horizons est estimée à partir de la formule des croissances composées, comme suit :

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

Où:

**P** : Population à l'horizon d'étude.

**P0**: Population de base de l'année de référence

**T** : Taux d'accroissement,

**n** : Nombre d'années de différence entre l'année de référence et l'année considérée.

Sur la base du recensement de la population RGPH 2008 et des taux d'accroissements, récupères des PDAU (Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme) des communes d'étude, nous donnons, ci-dessous, la population de l'aire de l'étude, estimée aux horizons 2021, 2026, 2036 et 2050. C'est à dire l'horizon de calcul jusqu' a 2050 (29 ans). Avec un taux d'acroissement  $T = 2.25$ .

le tableau II-1, résume l'évolution de la population.

Tableau II-1: Populations a différents horizons pour la commune de Harraza.

Agglomération	Type	Population RGPB 2008	Population 2021	Population 2026	Population 2036	Population 2050
Fedhala	A.C.L	1350	1861	2106	2382	3165
TiziH'Cene	A.S	659	908	1028	1163	1545
Herraza	A.S	863	1190	1346	1523	2023
Oued El khmis	A.S	829	1143	1293	1463	1943
Beni Ouaguag	A.S	334	460	521	589	783
Ouled sidi amor	Z.E	463	638	722	817	1085
Bouzid	Z.E	287	396	448	506	673
Oued Aglas	Z.E	321	443	501	566	752
El Biar	Z.E	212	292	331	374	497
<b>Total</b>		<b>5318</b>	<b>7331</b>	<b>8294</b>	<b>9384</b>	<b>12466</b>

D'après le tableau II-1, la population en 2050 sera égale à 12466 habitants

La répartition des habitants en fonction des années de projection est représentée sur la figure II-1

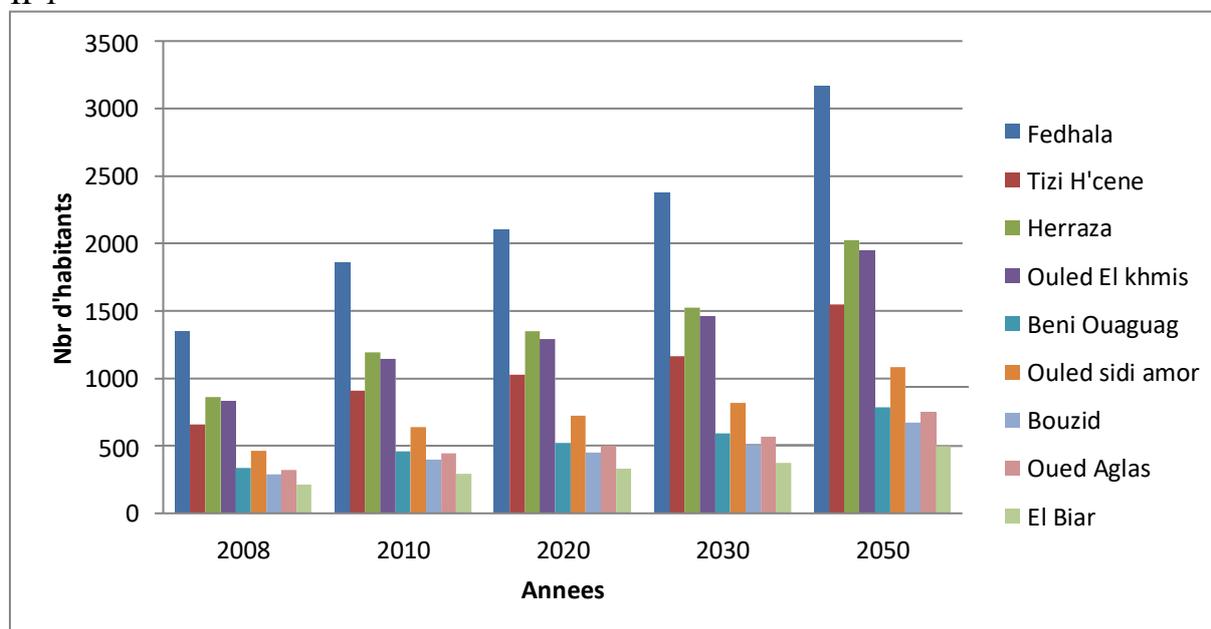


Figure II-1 : La répartition des habitants pour 2008, 2021(horizon actuel), 2026(à court terme), 2036(à moyen terme) et 2050(horizon futur ou de calcul)

## II-2. L'évaluation de la consommation moyenne journalière

Elle doit être établie en tenant compte des différents types de demande en eau potable.

### II-2-1. Les besoins domestiques

Selon la norme de l'organisation mondiale de la santé (OMS) qui fixe la consommation domestique minimale à 55 l/jour/hab. et selon la classification des zones en considérant la taille de la population, la dotation moyenne, d'après la source du plan national de l'eau 1997 est mentionnée dans le tableau II-2 ci-après :

**Tableau II-2 :** Dotation de consommation domestique unitaire moyenne

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

Sur la base des données du tableau ci-avant et tenant compte du niveau de confort de vie, des habitudes sanitaires des gens, le niveau hygiénique, son évolution future et du caractère rurale de la zone d'étude, la dotation domestique peut-être estimée à 100 litres / jour / habitant.

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

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

$Q_{\text{moy,j}}$ : débit moyen journalier

**Dot:** dotation moyenne en (l/j/hab.)

**N:** nombre d'habitants.

**Tableau II-3 :** Tableau récapitulatif des besoins domestiques moyens journaliers

Localités	Horizon habitants (2021)	Débit (2021) (m3 /j)	Horizon habitants (2026)	Débit (2026) (m3 /j)	Horizon habitants (2036)	Débit (2036) (m3 /j)	Horizon Habitant (2050)	Débit (2050) (m3 /j)
Fedhala	1861	186,1	2106	210,6	2382	238,2	3165	316,5
TiziH'Cene	908	90,8	1028	102,8	1163	116,3	1545	154,5
Herraza	1190	119	1346	134,6	1523	152,3	2023	202,3
Oued El khmis	1143	114,3	1293	129,3	1463	146,3	1943	194,3
Beni Ouaguag	460	46	521	52,1	589	58,9	783	78,3
Ouled sidi amor	638	63,8	722	72,2	817	81,7	1085	108,5
Bouzyd	396	39,6	448	44,8	506	50,6	673	67,3
Oued Aglas	443	44,3	501	50,1	566	56,6	752	75,2
El Biar	292	29,2	331	33,1	374	37,4	497	49,7
<b>Total</b>	<b>7331</b>	<b>733,1</b>	<b>8294</b>	<b>829,4</b>	<b>9384</b>	<b>938,4</b>	<b>12466</b>	<b>1246,6</b>

D'après les résultats du tableau II-3 le débit moyen journalier est égal à : 1246,6 m<sup>3</sup> /j à l'horizon futur

C'est-à-dire ;  $Q_{\text{moy,j}} = 346,3 \text{ l/s}$

**II-2-2. Les besoins scolaires**

Les besoins des différents équipements scolaires recueillis au niveau des différentes localités concernées par notre étude sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau II-4:** Tableau récapitulatif des besoins scolaires

<b>Localités</b>	<b>Equipements</b>	<b>Effectifs (élèves.)</b>	<b>Régime</b>	<b>Dotation (l/j/élève)</b>	<b>Qmoyj (m<sup>3</sup>/j)</b>
<b>Fedhala</b>	Primaire	209	1/2	20	4.18
	C.E.M	490		30	14.70
<b>TiziH'Cene</b>	Primaire	212	1/2	20	4.24
	C.E.M	160		20	3.20
<b>Herraza</b>	Primaire	209	1/2	20	4.18
<b>Oued El khmis</b>	Primaire	247	1/2	20	4.94
<b>Beni Ouaguag</b>	Primaire	97	1/2	20	1.94
<b>Ouled sidi amor</b>	Primaire	90	1/2	20	1.80
<b>Bouzid</b>	Primaire	95	1/2	20	1.90
<b>El Biar</b>	Primaire	92	1/2	20	1.84
<b>Total</b>					41,08

**II -2-3. Besoins administratifs**

Les divers équipements administratifs des localités concernées, leurs dotations et les débits journaliers correspondant sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau II-5:** Tableau récapitulatif des besoins administratifs

<b>Localités</b>	<b>Type d'équipement</b>	<b>Nombre d'employés / Unité</b>	<b>Dotation (l/j/ouvrier) (l/j/unité)</b>	<b>Débit (m<sup>3</sup>/j)</b>
<b>Fedhala</b>	APC	30	10	0.30
	Park APC	1	500	0.50
	PTT	4	10	0.04
	Centre téléphonique	3	10	0.03
	Garde communale	1	200	0.20
	Gendarmerie	1	3000	3.00
	CNAS	5	10	0.05
	Bureau FLN	3	10	0.03
<b>TiziH'Cene</b>	Antenne Administrative	10	10	0.10
	Garde communale	1	200	0.20
<b>Herraza</b>	District forets	6	20	0.12
	Park APC	1	500	0.50
	Antenne Administrative	10	10	0.10
<b>Oued El khmis</b>	Antenne Administrative	15	10	0.15
<b>Beni Ouaguag</b>	Garde communale	1	200	0.20
<b>Ouled sidi amor</b>	Antenne ? Administrative	5	10	0.05
<b>Total</b>				<b>5.48</b>

### II -2-4. Besoins socioculturels

Les différents besoins socioculturels sont assemblés dans le tableau suivant :

**Tableau II-6:** Tableau récapitulatif des besoins socioculturels

Localités	Type d'équipement	Nombre Fidèle / (m <sup>2</sup> )	Dotation (l/j/ Fidèle) (l/j/(m <sup>2</sup> ))	Débit (m <sup>3</sup> /j)
<b>Fedhala</b>	Bibliothèque	1	300	0.30
	Salle polyvalente	200	2	0.40
	Mosquée	650	10	6.50
<b>Tizi H'Cene</b>	C.culturel	1	300	0.30
	Mosquée	300	10	3.0
	Salle polyvalente	80	2	0.16
<b>Herraza</b>	Mosquée	450	10	4.50
<b>Oued El khmis</b>	Salle polyvalente	80	2	0.16
	Mosquée	500	10	5
<b>Beni Ouaguag</b>	Mosquée	150	10	1.50
<b>Ouled sidi amor</b>	Mosquée	150	10	1.50
<b>Bouzid</b>	Mosquée	150	10	1.50
<b>Oued Aglas</b>	Mosquée	100	10	1
<b>El Biar</b>	Mosquée	120	10	1.20
<b>Total</b>				31,52

### II -2- 5. Besoins sanitaires

Les différents besoins sanitaires des différentes localités sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau II-7: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires

Localités	Type d'équipement	Nombre Patient	Dotation (l/j/ Patient)	Débit (m3/j)
Fedhala	Salle de soin	10	20	0.20
	Polyclinique	120	50	6.00
Herraza	Salle de soin	50	20	1.00
Beni Ouaguag	Salle de soin	30	20	0.60
Tizi H'Cene	Salle de soin	35	20	0.70
Oued El khmis	Salle de soin	45	20	0.90
<b>Total</b>				8.50

## II -2- 6. Besoins commerciaux et industriels

C'est la consommation d'eau nécessaire au fonctionnement des commerces et à la production industrielle. Ceci comprend en outre les usages hygiéniques, d'entretien et de climatisation.

Tableau II-8: Tableau récapitulatif des besoins commerciaux industriels :

Localités	Type d'équipement	Nombre unité	Dotation (l/j/ unité)	Débit (m3/j)
Fedhala	Locaux professionnels	1	200	0.20
Herraza	Locaux professionnels	1	200	0.20
Tizi H'Cene	Locaux professionnels	1	200	0.20
<b>Total</b>				0.60

## II-2-7. Récapitulatif des différentes consommations journalières

Les besoins des différentes consommations calculées ci-avant sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau II-9: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières

Besoins domestique (m3/j)	Besoins scolaires (m3/j)	Besoins sanitaires (m3/j)	Besoins administratifs (m3/j)	Besoins socioculturels (m3/j)	Besoins commerciaux et industriels (m3/j)	Total (m3/j)
1246,6	69.80	14.5	9.3	53.6	1	<b>1394,8</b>

A l'horizon 2050, les besoins moyens journaliers totaux des communes concernées sont estimés à 1394,8 m3/j, soit un débit de 387,45 l/s.

Les besoins d'équipements à l'horizon futur évoluent selon le nombre d'habitants.

$$\text{Besoin équipement total(2050)} = \left[ \frac{\text{nbrehabitants(2050)}}{\text{(nbre habitants(2021))}} \right] \times \text{Besoin équipement total(2021)}$$

### **II-3- Etude des variations des débits**

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps :

- Variations journalières qui dépendent du jour de la semaine où la consommation est plus importante; au début de la semaine qu'en weekend.
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'importance de la ville ;
- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération considérée ;

#### **II-3-1. évaluation de la consommation journalière [2]**

##### **II-3-1-1 .consommation maximale journalière [2]**

Le débit maximum journalier est défini comme étant le débit d'une journée de l'année ou la consommation est maximale.

$$Q_{\max j} = Q_{\text{moyj}} K_{\max j} \tag{II-3}$$

$Q_{\max j}$  : Consommation maximale journalière (m<sup>3</sup> /s)

$Q_{\text{moyj}}$  : Consommation moyenne journalière (m<sup>3</sup> /s)

Avec :  $K_{\max j}$  coefficient d'irrégularité journalière maximum inclus dans l'intervalle [1,1 –1,3]

On prend  $K_{\max j}=1,3$ .

D'où :  $Q_{\max j}=1,3*Q_{\text{moyj}}$

##### **II-3-1-2. Consommation minimale journalière**

Le débit minimum journalier est défini comme étant le débit d'une journée de l'année ou la consommation est minimale.

$$Q_{\min j} = Q_{\text{moyj}} K_{\min j} \tag{II-4}$$

$Q_{\min j}$  : Consommation minimale journalière (m<sup>3</sup> /s)

$Q_{\text{moyj}}$  : Consommation moyenne journalière (m<sup>3</sup> /s)

Avec :  $K_{\min j}$  inclus dans l'intervalle [0,7 – 0,9] On prend  $K_{\min j}=0,9$

D'où :  $Q_{\min j}=0,9*Q_{\text{moyj}}$

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau II-10** : Tableau récapitulatif des consommations journalières  $Q_{\min,j}$  ;  $Q_{\text{moy},j}$  ;  $Q_{\max,j}$

Localités	$Q_{\text{moy},j}$ (m3/j)	$K_{\min,j}$	$Q_{\min,j}$ (m3/j)	$K_{\max,j}$	$Q_{\max,j}$ (m3/j)
<b>Fedhala</b>	379,11	0,9	341,20	1,30	492,84
<b>TiziH'Cene</b>	175,07	0,9	157,56	1,30	227,59
<b>Herraza</b>	220,32	0,9	198,29	1,30	286,42
<b>Oued El khmis</b>	213,26	0,9	191,93	1,30	277,23
<b>Beni Ouaguag</b>	86,50	0,9	77,85	1,30	112,45
<b>Ouled sidi amor</b>	114,20	0,9	102,78	1,30	148,45
<b>Bouzid</b>	73,08	0,9	65,77	1,30	95,00
<b>Oued Aglas</b>	76,90	0,9	69,21	1,30	99,97
<b>El Biar</b>	56,40	0,9	50,76	1,30	73,32
<b>Total</b>	1394,83	0,9	1255,35	1,30	1813,28

Le débit maximum journalier  $Q_{\max,j}=1813,28 \text{ m}^3/\text{j}$  c'est-à-dire  $Q_{\max,j}=503,69 \text{ l/s}$ .

### II-3-2. Variation de la consommation horaire [2]

La variation du débit horaire dans la journée est caractérisée par des coefficients de variation  $K_{\max,h}$  et  $K_{\min,h}$  ; appelés respectivement coefficients de consommation maximum et minimum horaire. Ils sont déterminés par les expressions suivantes :

$$K_{\max,h} = \frac{\text{consommation maximale horaire}}{\text{consommation moyenne horaire}} = \frac{Q_{\max,h}}{Q_{\text{moy},h}} \quad (\text{II-5})$$

$$K_{\min,h} = \frac{\text{consommation minimale horaire}}{\text{consommation moyenne horaire}} = \frac{Q_{\min,h}}{Q_{\text{moy},h}} \quad (\text{II-6})$$

Avec :

La consommation moyenne horaire:  $Q_{\text{moy},h} = \frac{Q_{\max,j}}{24}$  (II-7)

La consommation maximale horaire:  $Q_{\max,h} = K_{\max,h} \times Q_{\text{moy},h}$  (II-8)

La consommation minimale horaire :  $Q_{\min,h} = K_{\min,h} \times Q_{\text{moy},h}$  (II-9)

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} \times \beta_{\min} \quad (\text{II-10})$$

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

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

$\beta_{\min}$  : coefficient donné en fonction de la taille d'agglomération. Voir tableau II-11

Tableau II-11 : Variation de  $\beta_{\min}$  en fonction du nombre d'habitants

<b>Nombre d'habitants X 1000</b>	<1,0	1,5	2,5	4,0	6,0	10	20	30	100	300	>1000
<b><math>\beta_{\min}</math></b>	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83	1

On prend :  $\alpha_{\min} = 0,4$  et  $\beta_{\min} = 0,67$

Donc :  $K_{\min,h} = 0,4 \times 0,67 = 0,27 \Rightarrow K_{\min,h} = 0,27$

$$K_{\max h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max} \quad (\text{II-11})$$

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

$\beta_{\max}$  : coefficient donné en fonction de la taille d'agglomération

Tableau II-12 : Variation de  $\beta_{\max}$  en fonction du nombre d'habitants

<b>Nombre d'habitants X 1000</b>	<1,0	1,5	2,5	4,0	6,0	10	20	30	100	300	>1000
<b><math>\beta_{\max}</math></b>	2,0	1,8	1,5	1,6	1,4	1,3	1,2	1,15	1,10	1,03	1

On prend  $\alpha_{\max} = 1,2$

Les calculs sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau II-13 : Calculs des débits maximaux horaires.

Agglomération	Population en 2050	$\alpha_{\max}$	$\beta_{\max}$	$K_{\max h}$	$Q_{\text{moy h}}$ (m <sup>3</sup> /h)	$Q_{\max h}$ (m <sup>3</sup> /h)
<b>Fedhala</b>	3165	1,3	1,6	2,08	20,54	42,71
<b>TiziH'Cene</b>	1545	1,3	1,8	2,34	9,48	22,19
<b>Herraza</b>	2023	1,3	1,5	1,95	11,93	23,27
<b>Oued El khmis</b>	1943	1,3	1,5	1,95	11,55	22,52
<b>Beni Ouaguag</b>	783	1,3	2	2,6	4,69	12,18
<b>Ouled sidi amor</b>	1085	1,3	1,8	2,34	6,19	14,47
<b>Bouزيد</b>	673	1,3	2	2,6	3,96	10,29
<b>Oued Aglas</b>	752	1,3	2	2,6	4,17	10,83
<b>El Biar</b>	497	1,3	2	2,6	3,06	7,94
	12466	1,3	1	1,3	75,55	166,42

**Tableau II-13** : Calculs des débits minimaux horaires.

<b>Agglomération</b>	<b>Population en 2050</b>	<b><math>\alpha_{\min}</math></b>	<b><math>\beta_{\min}</math></b>	<b><math>K_{\min h}</math></b>	<b><math>Q_{\text{moy } h}</math> (m<sup>3</sup>/h)</b>	<b><math>Q_{\text{min } h}</math> (m<sup>3</sup>/h)</b>
<b>Fedhala</b>	3165	0,9	0,2	0,18	20,54	3,70
<b>TiziH'Cene</b>	1545	0,9	0,1	0,09	9,48	0,85
<b>Herraza</b>	2023	0,9	0,1	0,09	11,93	1,07
<b>Oued El khmis</b>	1943	0,9	0,1	0,09	11,55	1,04
<b>Beni Ouaguag</b>	783	0,9	0,1	0,09	4,69	0,42
<b>Ouled sidi amor</b>	1085	0,9	0,1	0,09	6,19	0,56
<b>Bouzid</b>	673	0,9	0,1	0,09	3,96	0,36
<b>Oued Aglas</b>	752	0,9	0,1	0,09	4,17	0,37
<b>El Biar</b>	497	0,9	0,1	0,09	3,06	0,27
	12466	0,9	1	0,09	75,55	8,65

### **II-3-3. Variation des débits horaires**

Dans la présente étude et pour la détermination du débit de pointe, nous avons opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale de nos communes en se basant sur [extrait de l'ouvrage d'AEP d'ABRAMOV (édition 1982)] (Voir annexe II) ; dans chaque agglomération, la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier.

➤ Variations du débit horaire pour Fedhala:

La population de Fedhala se trouve < 10000 habitants, ce qui correspond à la première colonne du tableau des répartitions horaires du débit maximal journalier.

Tableau II.13: Variations du débit horaire pour la localité Fedhala :

HEURES	Consommation totale $Q_{maxj}=492,84m^3/j$		Consommation cumulée	
	%	M <sup>3</sup> /h	%	M <sup>3</sup> /h
0-1	1	4,93	1	4,93
1-2	1	4,93	2	9,86
2-3	1	4,93	3	14,79
3-4	1	4,93	4	19,71
4-5	2	9,86	6	29,57
5-6	3	14,79	9	44,36
6-7	5	24,64	14	69,00
7-8	6.5	32,03	20,5	101,03
8-9	6.5	32,03	27	133,07
9-10	5.5	27,11	32,5	160,17
10-11	4.5	22,18	37	182,35
11-12	5.5	27,11	42,5	209,46
12-13	7	<b>34,50</b>	<b>49,5</b>	<b>243,96</b>
13-14	7	<b>34,50</b>	<b>56,5</b>	<b>278,45</b>
14-15	5.5	27,11	62	305,56
15-16	4.5	22,18	66,5	327,74
16-17	5	24,64	71,5	352,38
17-18	6.5	32,03	78	384,42
18-19	6.5	32,03	84,5	416,45
19-20	5	24,64	89,5	441,09
20-21	4.5	22,18	94	463,27
21-22	3	14,79	97	478,05
22-23	2	9,86	99	487,91
23-24	1	4,93	100	492,84

Le débit de pointe  $Q_{max,h}$  pour la localité de Fedhala est de 34.50 m<sup>3</sup> /h et survient entre midi et 14h.

➤ Variations du débit horaire pour Harraza:

La population de Haraza se trouve < 10000 habitants, ce qui correspond à la première colonne du tableau des répartitions horaires du débit maximal journalier.

**Tableau II-14:** Variations du débit horaire pour la localité Haraza

HEURES	Consommation totale $Q_{maxj}=227,59m^3/j$		Consommation cumulée	
	%	M <sup>3</sup> /h	%	M <sup>3</sup> /h
<b>0-1</b>	1	2,28	1	2,28
<b>1-2</b>	1	2,28	2	4,55
<b>2-3</b>	1	2,28	3	6,83
<b>3-4</b>	1	2,28	4	9,10
<b>4-5</b>	2	4,55	6	13,66
<b>5-6</b>	3	6,83	9	20,48
<b>6-7</b>	5	11,38	14	31,86
<b>7-8</b>	6.5	14,79	20,5	46,66
<b>8-9</b>	6.5	14,79	27	61,45
<b>9-10</b>	5.5	12,52	32,5	73,97
<b>10-11</b>	4.5	10,24	37	84,21
<b>11-12</b>	5.5	12,52	42,5	96,73
<b>12-13</b>	<b>7</b>	<b>15,93</b>	<b>49,5</b>	<b>112,66</b>
<b>13-14</b>	<b>7</b>	<b>15,93</b>	<b>56,5</b>	<b>128,59</b>
<b>14-15</b>	5.5	12,52	62	141,11
<b>15-16</b>	4.5	10,24	66,5	151,35
<b>16-17</b>	5	11,38	71,5	162,73
<b>17-18</b>	6.5	14,79	78	177,52
<b>18-19</b>	6.5	14,79	84,5	192,31
<b>19-20</b>	5	11,38	89,5	203,69
<b>20-21</b>	4.5	10,24	94	213,94
<b>21-22</b>	3	6,83	97	220,76
<b>22-23</b>	2	4,55	99	225,32
<b>23-24</b>	1	2,28	100	227,59

Le débit de pointe  $Q_{max,h}$  pour la localité de Haraza est de 15.93 m<sup>3</sup>/h et survient entre midi et 14h. 09

➤ Variations du débit horaire pour Tizi H'Cene:

La population de Tizi H'Cene se trouve < 10000 habitants, ce qui correspond à la première colonne du tableau des répartitions horaires du débit maximal journalier.

**Tableau II-15:** Variations du débit horaire pour la localité Tizi H'Cene

HEURES	Consommation totale $Q_{maxj}=286,42m^3/j$		Consommation cumulée	
	%	M3/h	%	M3/h
<b>0-1</b>	1	2,86	1	2,86
<b>1-2</b>	1	2,86	2	5,73
<b>2-3</b>	1	2,86	3	8,59
<b>3-4</b>	1	2,86	4	11,46
<b>4-5</b>	2	5,73	6	17,18
<b>5-6</b>	3	8,59	9	25,78
<b>6-7</b>	5	14,32	14	40,10
<b>7-8</b>	6.5	18,62	20,5	58,72
<b>8-9</b>	6.5	18,62	27	77,33
<b>9-10</b>	5.5	15,75	32,5	93,09
<b>10-11</b>	4.5	12,89	37	105,97
<b>11-12</b>	5.5	15,75	42,5	121,73
<b>12-13</b>	<b>7</b>	<b>20,05</b>	<b>49,5</b>	<b>141,78</b>
<b>13-14</b>	<b>7</b>	<b>20,05</b>	<b>56,5</b>	<b>161,83</b>
<b>14-15</b>	5.5	15,75	62	177,58
<b>15-16</b>	4.5	12,89	66,5	190,47
<b>16-17</b>	5	14,32	71,5	204,79
<b>17-18</b>	6.5	18,62	78	223,40
<b>18-19</b>	6.5	18,62	84,5	242,02
<b>19-20</b>	5	14,32	89,5	256,34
<b>20-21</b>	4.5	12,89	94	269,23
<b>21-22</b>	3	8,59	97	277,82
<b>22-23</b>	2	5,73	99	283,55
<b>23-24</b>	1	2,86	100	286,42

Le débit de pointe  $Q_{max,h}$  pour la localité de Tizi H'Cene est de 20.05 m<sup>3</sup>/h et survient entre midi et 14h.

➤ Variations du débit horaire pour Oued El khmis:

La population de Oued El khmis se trouve < 10000 habitants, ce qui correspond à la première colonne du tableau des répartitions horaires du débit maximal journalier.

**Tableau II-16:** Variations du débit horaire pour la localité Oued El Khmis

HEURES	Consommation totale $Q_{maxj}=277,23m^3/j$		Consommation cumulée	
	%	M3/h	%	M3/h
<b>0-1</b>	1	2,77	1	2,77
<b>1-2</b>	1	2,77	2	5,54
<b>2-3</b>	1	2,77	3	8,32
<b>3-4</b>	1	2,77	4	11,09
<b>4-5</b>	2	5,54	6	16,63
<b>5-6</b>	3	8,32	9	24,95
<b>6-7</b>	5	13,86	14	38,81
<b>7-8</b>	6.5	18,02	20,5	56,83
<b>8-9</b>	6.5	18,02	27	74,85
<b>9-10</b>	5.5	15,25	32,5	90,10
<b>10-11</b>	4.5	12,48	37	102,58
<b>11-12</b>	5.5	15,25	42,5	117,82
<b>12-13</b>	<b>7</b>	<b>19,41</b>	<b>49,5</b>	<b>137,23</b>
<b>13-14</b>	<b>7</b>	<b>19,41</b>	<b>56,5</b>	<b>156,64</b>
<b>14-15</b>	5.5	15,25	62	171,88
<b>15-16</b>	4.5	12,48	66,5	184,36
<b>16-17</b>	5	13,86	71,5	198,22
<b>17-18</b>	6.5	18,02	78	216,24
<b>18-19</b>	6.5	18,02	84,5	234,26
<b>19-20</b>	5	13,86	89,5	248,12
<b>20-21</b>	4.5	12,48	94	260,60
<b>21-22</b>	3	8,32	97	268,91
<b>22-23</b>	2	5,54	99	274,46
<b>23-24</b>	1	2,77	100	277,23

Le débit de pointe  $Q_{max,h}$  pour la localité de Oued El khmis est de 19.41 m<sup>3</sup>/h et survient entre midi et 14h.

➤ Variations du débit horaire pour Beni Ouagag:

La population de Beni Ouagag se trouve < 10000 habitants, ce qui correspond à la première colonne du tableau des répartitions horaires du débit maximal journalier.

Tableau II-17: Variations du débit horaire pour la localité Beni Ouagag

HEURES	Consommation totale $Q_{maxj}=112,45m^3/j$		Consommation cumulée	
	%	m3/h	%	m3/h
<b>0-1</b>	1	1,12	1	1,12
<b>1-2</b>	1	1,12	2	2,25
<b>2-3</b>	1	1,12	3	3,37
<b>3-4</b>	1	1,12	4	4,50
<b>4-5</b>	2	2,25	6	6,75
<b>5-6</b>	3	3,37	9	10,12
<b>6-7</b>	5	5,62	14	15,74
<b>7-8</b>	6.5	7,31	20,5	23,05
<b>8-9</b>	6.5	7,31	27	30,36
<b>9-10</b>	5.5	6,18	32,5	36,55
<b>10-11</b>	4.5	5,06	37	41,61
<b>11-12</b>	5.5	6,18	42,5	47,79
<b>12-13</b>	<b>7</b>	<b>7,87</b>	<b>49,5</b>	<b>55,66</b>
<b>13-14</b>	<b>7</b>	<b>7,87</b>	<b>56,5</b>	<b>63,53</b>
<b>14-15</b>	5.5	6,18	62	69,72
<b>15-16</b>	4.5	5,06	66,5	74,78
<b>16-17</b>	5	5,62	71,5	80,40
<b>17-18</b>	6.5	7,31	78	87,71
<b>18-19</b>	6.5	7,31	84,5	95,02
<b>19-20</b>	5	5,62	89,5	100,64
<b>20-21</b>	4.5	5,06	94	105,70
<b>21-22</b>	3	3,37	97	109,08
<b>22-23</b>	2	2,25	99	111,33
<b>23-24</b>	1	1,12	100	112,45

Le débit de pointe  $Q_{max,h}$  pour la localité de Beni Ouagag est de 7.87 m<sup>3</sup>/h et survient entre midi et 14h.

➤ Variations du débit horaire pour Oued sidi amor:

La population d'Oued sidi amor se trouve < 10000 habitants, ce qui correspond à la première colonne du tableau des répartitions horaires du débit maximal journalier.

**Tableau II-18:** Variations du débit horaire pour la localité Ouled sidi amor

HEURES	Consommation totale $Q_{maxj}=148,45m^3/j$		Consommation cumulée	
	%	m3/h	%	m3/h
<b>0-1</b>	1	1,48	1	1,48
<b>1-2</b>	1	1,48	2	2,97
<b>2-3</b>	1	1,48	3	4,45
<b>3-4</b>	1	1,48	4	5,94
<b>4-5</b>	2	2,97	6	8,91
<b>5-6</b>	3	4,45	9	13,36
<b>6-7</b>	5	7,42	14	20,78
<b>7-8</b>	6.5	9,65	20,5	30,43
<b>8-9</b>	6.5	9,65	27	40,08
<b>9-10</b>	5.5	8,16	32,5	48,25
<b>10-11</b>	4.5	6,68	37	54,93
<b>11-12</b>	5.5	8,16	42,5	63,09
<b>12-13</b>	<b>7</b>	<b>10,39</b>	<b>49,5</b>	<b>73,48</b>
<b>13-14</b>	<b>7</b>	<b>10,39</b>	<b>56,5</b>	<b>83,88</b>
<b>14-15</b>	5.5	8,16	62	92,04
<b>15-16</b>	4.5	6,68	66,5	98,72
<b>16-17</b>	5	7,42	71,5	106,14
<b>17-18</b>	6.5	9,65	78	115,79
<b>18-19</b>	6.5	9,65	84,5	125,44
<b>19-20</b>	5	7,42	89,5	132,87
<b>20-21</b>	4.5	6,68	94	139,55
<b>21-22</b>	3	4,45	97	144,00
<b>22-23</b>	2	2,97	99	146,97
<b>23-24</b>	1	1,48	100	148,45

Le débit de pointe  $Q_{max,h}$  pour la localité de Oued sidi amor est de  $10.39 m^3/h$  et survient entre midi et 14h.

➤ Variations du débit horaire pour Bouzid:

La population de Bouzid se trouve < 10000 habitants, ce qui correspond à la première colonne du tableau des répartitions horaires du débit maximal journalier.

Tableau II-19: Variations du débit horaire pour la localité Bouzid

HEURES	Consommation totale $Q_{maxj}=95m^3/j$		Consommation cumulée	
	%	M3/h	%	M3/h
<b>0-1</b>	1	0,95	1	0,95
<b>1-2</b>	1	0,95	2	1,90
<b>2-3</b>	1	0,95	3	2,85
<b>3-4</b>	1	0,95	4	3,80
<b>4-5</b>	2	1,90	6	5,70
<b>5-6</b>	3	2,85	9	8,55
<b>6-7</b>	5	4,75	14	13,30
<b>7-8</b>	6.5	6,18	20,5	19,48
<b>8-9</b>	6.5	6,18	27	25,65
<b>9-10</b>	5.5	5,23	32,5	30,88
<b>10-11</b>	4.5	4,28	37	35,15
<b>11-12</b>	5.5	5,23	42,5	40,38
<b>12-13</b>	<b>7</b>	<b>6,65</b>	<b>49,5</b>	<b>47,03</b>
<b>13-14</b>	<b>7</b>	<b>6,65</b>	<b>56,5</b>	<b>53,68</b>
<b>14-15</b>	5.5	5,23	62	58,90
<b>15-16</b>	4.5	4,28	66,5	63,18
<b>16-17</b>	5	4,75	71,5	67,93
<b>17-18</b>	6.5	6,18	78	74,10
<b>18-19</b>	6.5	6,18	84,5	80,28
<b>19-20</b>	5	4,75	89,5	85,03
<b>20-21</b>	4.5	4,28	94	89,30
<b>21-22</b>	3	2,85	97	92,15
<b>22-23</b>	2	1,90	99	94,05
<b>23-24</b>	1	0,95	100	95,00

Le débit de pointe  $Q_{max,h}$  pour la localité de Bouzid est de  $6.65 m^3/h$  et survient entre midi et 14h.

➤ Variations du débit horaire pour Oued Aglas:

La population d'Oued Aglas se trouve < 10000 habitants, ce qui correspond à la première colonne du tableau des répartitions horaires du débit maximal journalier.

Tableau II-20: Variations du débit horaire pour la localité Oued aglas

HEURES	Consommation totale $Q_{maxj}=99,97m^3/j$		Consommation cumulée	
	%	m3/h	%	m3/h
<b>0-1</b>	1	1,00	1	1,00
<b>1-2</b>	1	1,00	2	2,00
<b>2-3</b>	1	1,00	3	3,00
<b>3-4</b>	1	1,00	4	4,00
<b>4-5</b>	2	2,00	6	6,00
<b>5-6</b>	3	3,00	9	9,00
<b>6-7</b>	5	5,00	14	14,00
<b>7-8</b>	6.5	6,50	20,5	20,49
<b>8-9</b>	6.5	6,50	27	26,99
<b>9-10</b>	5.5	5,50	32,5	32,49
<b>10-11</b>	4.5	4,50	37	36,99
<b>11-12</b>	5.5	5,50	42,5	42,49
<b>12-13</b>	<b>7</b>	<b>7,00</b>	<b>49,5</b>	<b>49,49</b>
<b>13-14</b>	<b>7</b>	<b>7,00</b>	<b>56,5</b>	<b>56,48</b>
<b>14-15</b>	5.5	5,50	62	61,98
<b>15-16</b>	4.5	4,50	66,5	66,48
<b>16-17</b>	5	5,00	71,5	71,48
<b>17-18</b>	6.5	6,50	78	77,98
<b>18-19</b>	6.5	6,50	84,5	84,47
<b>19-20</b>	5	5,00	89,5	89,47
<b>20-21</b>	4.5	4,50	94	93,97
<b>21-22</b>	3	3,00	97	96,97
<b>22-23</b>	2	2,00	99	98,97
<b>23-24</b>	1	1,00	100	99,97

Le débit de pointe  $Q_{max,h}$  pour la localité de Oued aglas est de 7.00 m<sup>3</sup>/h et survient entre midi et 14h

➤ Variations du débit horaire pour El Biar:

La population d'El Biar se trouve < 10000 habitants, ce qui correspond à la première colonne du tableau des répartitions horaires du débit maximal journalier.

Tableau II-21: Variations du débit horaire pour la localité El Biar

HEURES	Consommation totale $Q_{maxj}=73,32m^3/j$		Consommation cumulée	
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h
<b>0-1</b>	1	0,73	1	0,73
<b>1-2</b>	1	0,73	2	1,47
<b>2-3</b>	1	0,73	3	2,20
<b>3-4</b>	1	0,73	4	2,93
<b>4-5</b>	2	1,47	6	4,40
<b>5-6</b>	3	2,20	9	6,60
<b>6-7</b>	5	3,67	14	10,26
<b>7-8</b>	6.5	4,77	20,5	15,03
<b>8-9</b>	6.5	4,77	27	19,80
<b>9-10</b>	5.5	4,03	32,5	23,83
<b>10-11</b>	4.5	3,30	37	27,13
<b>11-12</b>	5.5	4,03	42,5	31,16
<b>12-13</b>	<b>7</b>	<b>5,13</b>	<b>49,5</b>	<b>36,29</b>
<b>13-14</b>	<b>7</b>	<b>5,13</b>	<b>56,5</b>	<b>41,43</b>
<b>14-15</b>	5.5	4,03	62	45,46
<b>15-16</b>	4.5	3,30	66,5	48,76
<b>16-17</b>	5	3,67	71,5	52,42
<b>17-18</b>	6.5	4,77	78	57,19
<b>18-19</b>	6.5	4,77	84,5	61,96
<b>19-20</b>	5	3,67	89,5	65,62
<b>20-21</b>	4.5	3,30	94	68,92
<b>21-22</b>	3	2,20	97	71,12
<b>22-23</b>	2	1,47	99	72,59
<b>23-24</b>	1	0,73	100	73,32

Le débit de pointe  $Q_{max,h}$ , pour la localité de El Biar, est de 5,13 m<sup>3</sup>/h et survient entre midi et 14h.

### II-4- Calcul de déficit de consommation

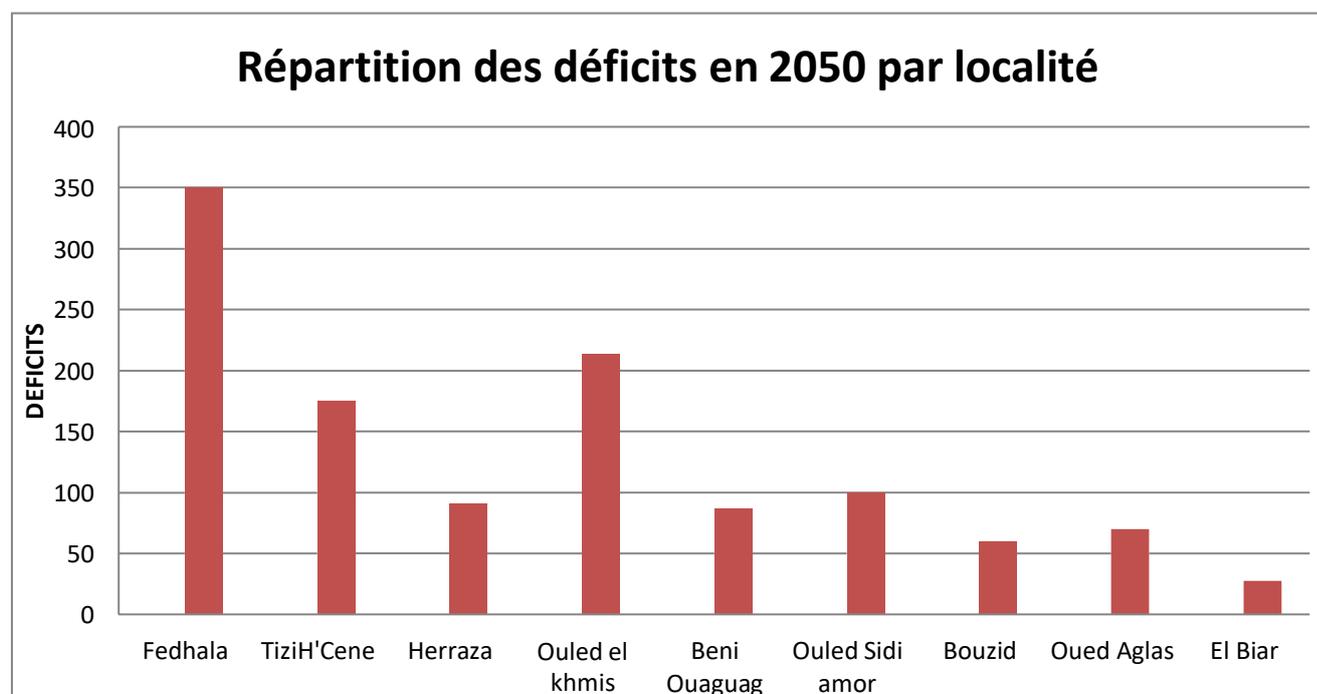
Le déficit est la différence entre les besoins estimés et la production en eau existante, Pour satisfaire les besoins en eau à l'horizon d'étude (2050) car Les localités reconnaissent un débit faible d'alimentation, il nous convient de déterminer le déficit par lequel on dimensionnera le réseau d'adductions.

Le tableau ci-après représente le déficit journalier à combler pour chaque localité.

**Tableau II-22:** Tableau des déficits à combler à l'an 2050

localité	Besoins en eau à l'an 2050 en (m3/j)	Production en eau existante en (m3 /j)	Déficit en (m3 /j)
Fedhala	379,11	28,8	350,31
TiziH'Cene	175,07	0	175,07
Herraza	220,32	129,6	90,72
Ouled el khmis	213,26	0	213,26
Beni Ouaguag	86,50	0	86,5
Ouled Sidi amor	114,20	14,4	99,8
Bouzid	73,08	12,96	60,12
Oued Aglas	76,90	7,2	69,7
El Biar	56,40	28,8	27,6
<b>Total</b>	<b>1394,83</b>	<b>221,76</b>	<b>1173,07</b>

Le débit par lequel on dimensionne notre réseau, pour l'horizon 2050, est de **1173,07 m<sup>3</sup>/j**, L'histogramme ci-dessous représente la répartition des déficits à combler par localité.



**Figure II-2 :** Répartition des déficits à combler à l'horizon 2050

**Conclusion**

A travers ce chapitre, nous avons procédé d'une façon estimative à localiser et définir les différentes catégories de consommateurs de la région, ainsi que les besoins en eau potable correspondants. Cette estimation trouve sa justification par plusieurs documents soutirés de l'office national des statistiques et des enquêtes des gens des régions étudiées.

Nous avons ainsi déduit les différents débits servant comme une base pour le dimensionnement du réseau d'adduction appelé à garantir la consommation en eau potable des agglomérations.

**CHAPITRE III**  
**ETUDE DE L'ADDITION**

## **Introduction**

L'adduction des eaux consiste à étudier les voies et les moyens, tant sur le plan technique qu'économique, en vue d'acheminer les eaux prélevées de la source, soit vers leur lieu d'accumulation, soit directement vers les zones de leur consommation. Le but de ce chapitre est de faire une étude technico-économique pour dimensionner le réseau d'adduction afin de combler le déficit, des différentes agglomérations, en eau potable

### **III-1. Généralités**

Le terme d'adduction s'applique à l'ensemble des installations reliant la prise d'eau au réservoir de stockage ou au point d'utilisation. Les conduites d'adduction ont pour fonction d'assurer le transfert de l'eau entre deux points :

- entre la source et la station de traitement ;
- entre la station de traitement et les stockages ou le réseau de distribution ;
- entre la source et les stockages ou le réseau de distribution.

L'ouvrage d'adduction peut consister:

- Soit en un canal découvert (rarement en AEP)
- Soit en une conduite forcée, (caractéristiques d'un écoulement sous pression).

### **III-2. Types d'adduction**

De par leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées selon leurs charges :

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

Dans notre étude. On est appelé à choisir une adduction mixte et cela au vu de la topographie de la zone du projet.

### **III-3. Le choix de tracé du réseau**

Le choix du tracé d'adduction doit tenir compte de certains impératifs que l'on se forcera dans la mesure du possible de respecter tels que :

- Le tracé doit être le plus court possible entre la source et le réservoir d'accumulation sur et sous profondeur pour des causes économiques (frais d'investissements).
- Aux points hauts du tracé, peuvent se conformer des contentements d'air difficile à évacuer ou des ventouses seront exigés ainsi apparaît la nécessité d'éviter autant que possible les contres pentes.
- Eviter, aussi, les profils horizontaux, qui peuvent perturber le régime d'écoulement.
- Il serait préférable de suivre les accotements des routes, pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement des matériaux.

- L'examen des conditions dans lesquelles va être établi cette canalisation, aussi bien au point de vue technico-économique

En prenant en considération les critères de choix, on a bien défini le tracé présenté dans les figures suivantes :

### III-3-1. Tronçon R 21 – Réservoir Fedhala

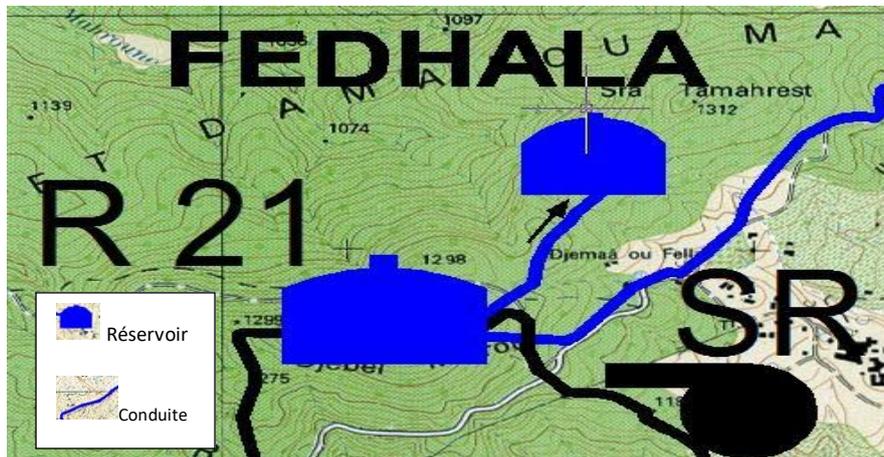


Figure. III-1 .a. tracé du tronçon R 21 – Réservoir Fedhala

Le réservoir terminal R21 alimente gravitairement le réservoir existant de Fedhala. Aucune singularité n'a été enregistrée sur ce tronçon.

### III-3-2. Tronçon R 21 – Réservoir Beni Ouagag



Figure. III-1.b. tracé du tronçon R 21 – Réservoir Beni Ouagag

Le réservoir de Beni Ouagag sera alimenté gravitairement à partir du réservoir terminal R21 de Fedhala, en passant par un brise charge projeté à la cote TN 1204 m NGA.

Le tronçon comporte les éléments suivants :

Traversées de route

Traversée de chaaba

### III-3-3. Tronçon SR 12 – Réservoir Oued Ouglas

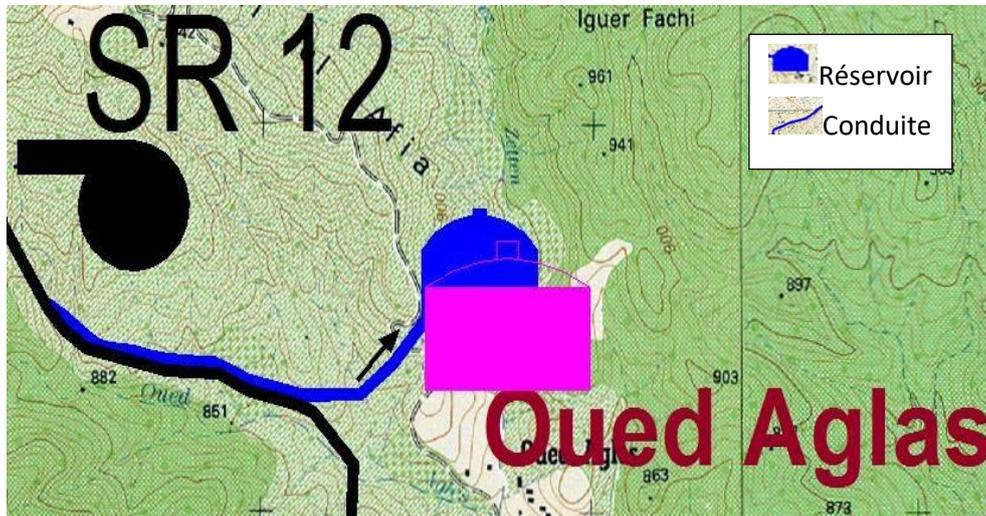


Figure. III-1.c. tracé du tronçon SR 12 – Réservoir Oued Ouglas

Le réservoir sera alimenté par gravité à partir de la bêche de SR 12.

Le tronçon comporte les éléments suivants :

Traversée de route

Traversée de chaaba

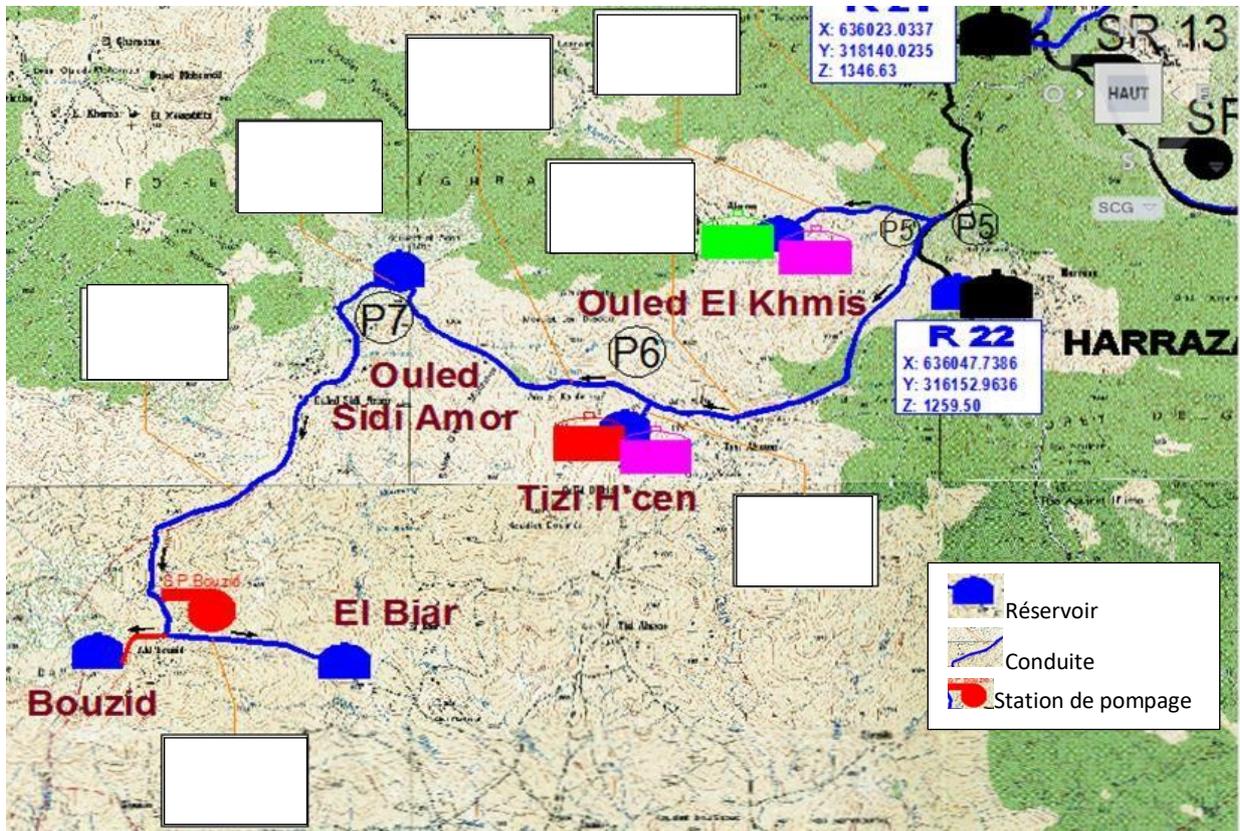
### III-3-4. Tronçon R 22 – Harraza



Figure. III-1.d. tracé du tronçon R 22 – Réservoir Harraza

Le réservoir terminal R22 de Harraza servira de réservoir de distribution pour l'agglomération de Harraza.

**III-3-5. Tronçon P5 – Réservoir Ouled El Khmis – Réservoir TiziH'cen–  
Réservoir Ouled Sidi Amar – Réservoir Bouzid – Réservoir El biar**



**Figure. III-1.e. tracé à partir de P5 jusqu'au réservoir El Biar**

A partir du point de desserte (P5), une conduite d'adduction prend naissance et arrive jusqu'au réservoir Bouzid, et dessert en route les réservoirs d'Ouled El Khmis au niveau de point de dessert (P5'), TiziH'cene au niveau du point de dessert (P6), le réservoir de l'agglomération d'Ouled Sidi Amar au niveau du point (P7).

Après le point de bifurcation (P8), On projette une station pompage dite SP Bouzid qui va refouler vers réservoir R Bouzid. En outre, un piquage du point de bifurcation (P8) sera fait pour acheminer gravitairement vers le réservoir existant El Biar.

Le cheminement de cette partie du tracé se contraint par des traversées de route et de Chaaba :

**III-5. Matériau des conduites**

Les conduites les plus utilisées sont celles qui peuvent supporter des pressions importantes lors du transport d'eau.

Le choix du type de matériau pour les adducteurs dépendra de plusieurs critères, que l'on propose de classer en 4 groupes :

- Les coûts
- Les délais
- Les garanties en termes de fiabilité, qui intègrent les sécurités par rapport aux risques.
- Les performances en exploitation / maintenance

**a) Coûts**

Les critères de coûts sont ceux :

- de la fourniture ;
- de la mise en œuvre des tuyaux (terrassment, assemblage, blocage, remblaiement et génie civil) ;

**b) Délais**

Les critères de délai sont :

- Délai d'approvisionnement (qui peut comprendre un délai de fabrication pour les plus gros diamètres) ;
- Cadence de production (pour les plus gros diamètres, cette cadence peut être limitée par la capacité des usines) ;

**c) Fiabilité**

Les critères de fiabilité sont :

- La vulnérabilité de la conduite vis-à-vis des imperfections de lit de pose et enrobage (respect de la granulométrie, application soignée, planéité...) ;
- La résistance mécanique (pression interne à long terme, efforts externes de poinçonnement, cisaillement, voire traction...) ;
- L'étanchéité des assemblages (performance des joints à long terme, risques de déboîtement encas de mouvement de terres) ;
- L'efficacité des dispositifs de verrouillage (joints à inserts, joints mécaniques, cordons de soudure...) ;
- La vulnérabilité à la corrosion (surtout acier, selon la nature des terrains traversés et la présence de courants vagabonds) ;
- La célérité de propagation des ondes (coups de bélier) ;

**d) Performances**

Les critères de performance sont :

- Les contraintes d'exploitation courante (protection cathodique, revêtements externes...) ;
- Les possibilités de réparation (pièces de réparation adaptées, moyens de levage nécessaires, continuité du revêtement interne...) ;
- La capacité hydraulique (jugée à long terme, selon la nature du revêtement interne et rugosité) ;

**Tuyaux en fonte ductile**

Ce tube a subi de nombreuses évolutions, principalement dans ses revêtements intérieurs et extérieurs. Il existe d'ailleurs aujourd'hui, plusieurs types de revêtements intérieurs et extérieurs. Les qualités principales de ce tuyau sont :

- une bonne connaissance du produit posé depuis très longtemps,
- une relativement bonne élasticité,
- une excellente résistance mécanique.

Ces principaux défauts sont :

- un poids élevé,
- un prix relativement élevé,
- une structure multicouche,
- Une sensibilité à la corrosion.

**Poly éthylène**

Les qualités principales de ce tuyau sont :

- la résistance à la corrosion,
- la légèreté,
- la souplesse,
- le faible prix.

**Ces principaux défauts sont**

- un raccord nécessitant certaines précautions,
- une légèrement moins bonne résistance mécanique.

**L'acier**

Les tuyaux en acier possèdent de bonnes caractéristiques mécaniques et leur conductibilité est excellente, ce qui réduit cependant leur résistance à la corrosion par rapport aux tuyaux en fonte. Sans enveloppe ni protection cathodique anti corrosion, la durée d'exploitation des tuyaux en acier reste raisonnable et sa rentabilité économique. Les tuyaux en acier sont plus légers que les tuyaux en fonte, d'où économie sur le transport, mais plus lourds que les tuyaux en matières plastiques. Leur résistance aux contraintes (chocs, écrasement déplacement de terrains) est supérieure à celle des tuyaux en matières plastiques. Par contre leur résistance à la corrosion est due à la qualité de ses revêtements intérieur et extérieur mais le passage au balai électrique permet la détection, suivie d'une réparation, des éventuelles détériorations du revêtement extérieur au moment de la pose.

Les terminologies concernant les diamètres des canalisations diffèrent selon la nature de la canalisation:

- Pour la fonte, on spécifie le Diamètre Nominal (DN) qui correspond au diamètre intérieur de la canalisation (DN60, 80, 100, 125, 150, 200, 250, 300, 350, 400, 450, 500, 600...).
- Pour le PVC et le PEHD, on spécifie le Diamètre Extérieur (DE ou Ø) qui correspond au diamètre extérieur de la canalisation (Ø25, 32, 40, 50, 63, 75, 90, 110, 125, 140, 160, 180, 200, 225, 250, 280, 315, 355, 400, 450, 500, 630...).

**III-6. Etude technico-économique de l'adduction**

**III-6-1. Etude de l'adduction par refoulement [2][4]**

Cette étude a pour objectif de déterminer le diamètre optimal, du point de vue technique et économique. Le dimensionnement de la conduite de refoulement et de la station de pompage sont liées, car plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus la perte de charge sera grande, donc des dépenses de pompage (frais d'exploitation) plus élevées, et des frais d'investissement moins importants et vice-versa. Parmi les formules de détermination des diamètres économiques, nous citons celle de BONIN et celle de BRESSE, qui permettent d'avoir une première approche du diamètre économique.

- $D = K \cdot \sqrt{Q}$  [Expression générale] ; (III-1)
- $D = 1 \cdot \sqrt{Q}$ , (K = 1) [Formule de BONIN] (GODART, 2008) (III-2)
- $D = 1,5\sqrt{Q}$ , (K = 1,5) [Formule de BRESSE] (GODART, 2008) (III-3)

Avec :

- D : diamètre de la conduite (m),
- Q : débit max à élever (m<sup>3</sup> /s).

Dans le cas d'une adduction par refoulement, on utilise le débit de pompage qui est déterminé comme suit :

$$Q_p = Q_f = \text{débit forcé}$$

$$\text{Avec : } Q_p = a Q_{moyh} + \frac{V_{maxj} + V_{res} + V_{inc}}{24} \quad (III-4)$$

$$a = 1.04 \div 1.08$$

$$Q_{eq} = a Q_{moyh}$$

Condition à vérifier

$$1,1 < \frac{Q_f}{Q_{eq}} < 1,2 \text{ a } Q_{moyh}$$

$$Q_{moyh} = \frac{Q_{maxi}}{24}$$

### III-6-2. Calcul des pertes de charge

#### 1/ pertes de charge linéaires

Les pertes de charge linéaires ( $\Delta h$ ) dans une conduite de longueur ( $L$ ) est donnée par la formule universelle suivante :

$$\Delta h = \lambda \cdot L \cdot \frac{V^2}{2gD} = I * L \quad \text{(III-5)}$$

$\lambda$  : Coefficient de perte de charge linéaire.

$D$  : Diamètre intérieur de la conduite en m.

$g$  : Accélération de la pesanteur ( $g \approx 9.81 \text{ m/s}^2$ ).

$V$  : Vitesse moyenne du liquide dans la conduite en m/s.

Le Coefficient de perte de charge linéaire  $\lambda$  est défini par :

- La formule de Colebrook :

En régime turbulent de transition ( $Re > 2000$ ) (hydrauliquement lisse ou complètement rugueux)

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left( \frac{ks}{3.71D} + \frac{2.51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} \right) \quad \text{(III-6)}$$

$k$  : Rugosité moyenne de la paroi intérieure de la conduite en mm

- La formule de Nikuradzé (complètement rugueux):

$$\lambda = \left( 1.14 - 0.86 \ln \left( \frac{ks}{D} \right) \right)^{-2} \quad \text{(III-7)}$$

,

En régime laminaire ( $Re \leq 2000$ )

$$\lambda = \frac{64}{Re} \quad \text{(III-8)}$$

Le nombre de Reynolds détermine le régime d'écoulement d'un fluide. Les différents régimes d'écoulements sont représentés par le diagramme de Moody.

$$Re = \frac{v \cdot D}{\nu} \quad \text{(III-9)}$$

( $v$  Étant la viscosité cinématique du liquide).

$$v = \frac{0.0178}{1+0.0337t+0.000221t^2} \quad \text{(III-10)}$$

t: température de l'eau en degré;

A t= 20°C:  $v=0.01$  Stocks = $10^{-6}$  m/s

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

$$K_s = K_0 + \alpha T \quad \text{(III-11)}$$

- $k_0$  : la rugosité à l'état neuf ; égale à 0,8 mm
- $\alpha$  : le coefficient de vieillissement de conduite ( $\alpha = 0,04$  mm/an) à partir de l'abaque de « PETER-LAMONT » (voir Annexe III).
- T : la durée d'utilisation de la conduite (t = 29 ans). Alors,  $K_s = 0,8 + 0,04 * 29 = 1,96$ mm.

Le coefficient de rugosité moyen des conduites est lié à la fois à la nature des parois et à leur évolution dans le temps et aux caractéristiques physico-chimiques de l'eau transportée.

### 2/ Pertes de charge singulières:

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

Les pertes sont estimées de 5 % à 10% des pertes de charge linaires (on prend 10% dans notre cas). Elles sont données par la formule suivante:

$$\Delta H_s = 0,1 * \Delta H_l \quad \text{(III-12)}$$

$$\Delta H_s = (0,05 \div 0.1) * \Delta H_l$$

### 3/ Pertes de charge totales ( $\Delta H_t$ )

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

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0.15 \Delta H_l$$

$$\Rightarrow \Delta H_t = 1.1 \Delta H_l \quad \text{(III-13)}$$

### III-6-3. Calcul de la hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$HMT = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r = H_g + \Delta H_t \quad \text{(III-14)}$$

$H_g$ : la hauteur géométrique

$\Delta H_a$ : pertes de charge à l'aspiration

$\Delta H_r$ : pertes de charge au refoulement

### III-6-4. Puissance absorbée par la pompe

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

$$P = \frac{\rho g Q HMT}{\eta} \quad \text{(III-15)}$$

$\eta$ : rendement de la pompe en (%) ( $\eta=82\%$ )

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

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

### III-6-5. Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \text{ [KWh]} \quad \text{(III-16)}$$

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

### III-6-6. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]} \quad \text{(III-17)}$$

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

$e$ : prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONELGAZ. ( $e = 4.179 \text{ DA}$ )

### III-6-7. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit:

$$F_{am} = P_{rc} * A \text{ [DA]} \quad \text{(III-18)}$$

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

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad \text{(III-19)}$$

$i$ : Taux d'annuité annuel,  $i = 8 \%$

$n$ : nombre d'années d'amortissement, ( $n=29$  ans d'après le chapitre 2).

$$A = \frac{0.08}{(0.08+1)^{29}-1} + 0.08 = 0.0896 = 8.96 \%$$

$$A = 8.96 \%$$

**III-6-8. Détermination des diamètres économiques**

**III-6-8-1. Calcul des diamètres économiques de la conduite de refoulement**

Le calcul du diamètre économique se fait à base de la formule de BONNIN:

$$D = \sqrt{Q}$$

**Tronçon SP,Bouزيد - réservoir**

- Q = 0.00265 m<sup>3</sup>/s
- L = 408 m
- Hg = 61,74 m
- D<sub>e</sub>BONNIN = 0.051 m

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

**Tableau III-1: Calcul de la HMT du tronçon SP,Bouزيد - réservoir :**

Diamètre en (mm)	V (m/s)	Re	λ	I(m/m)	L (m)	ΔHt(m)	HMT(m)
75	0,5956	44670,91295	0,0505	0,01320	408	5,922	67,662
90	0,4136	37225,76079	0,0471	0,00493	408	2,215	63,955
110	0,2769	30457,44065	0,0438	0,00168	408	0,752	62,492
125	0,2144	26802,54777	0,0419	0,00084	408	0,379	62,119
140	0,1709	23930,84622	0,0402	0,00046	408	0,206	61,946
160	0,1309	20939,49045	0,0384	0,00022	408	0,101	61,841
180	0,1034	18612,8804	0,0370	0,00012	408	0,054	61,794

**Tableau III-2: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP,Bouزيد - réservoir :**

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Annuité (DA)	Famort (DA)	Fainvt (DA)
75	407,8	408	0.0896	14907,863	181290,263
90	510,71	408	0.0896	18669,923	227039,603
110	767,19	408	0.0896	28046,011	341059,531
125	967,9	408	0.0896	35383,327	430286,527
140	1860	408	0.0896	67995,648	826875,648
160	2472	408	0.0896	90368,410	1098944,410
180	3818	408	0.0896	139573,862	1697317,862

**Tableau III-3: Calcul des frais d'exploitation du SP,Bouزيد - réservoir :**

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	Fexplo (DA)
75	2,129	15541,049	64946,04312
90	2,012	14689,444	61387,18575
110	1,966	14353,566	59983,55148
125	1,954	14267,765	59624,99042
140	1,949	14228,162	59459,48974
160	1,946	14203,967	59358,37939
180	1,944	14193,138	59313,12418

Tableau III-4 : Bilan du tronçon SP,Bouزيد - réservoir :

Diamètre (mm)	Fexplo (DA)	Finvest (DA)	Bilan(DA)
75	64946,04312	181290,263	246236,306
90	61387,18575	227039,603	288426,789
110	59983,55148	341059,531	401043,083
125	59624,99042	430286,527	489911,517
140	59459,48974	826875,648	886335,138
160	59358,37939	1098944,410	1158302,789
180	59313,12418	1697317,862	1756630,987

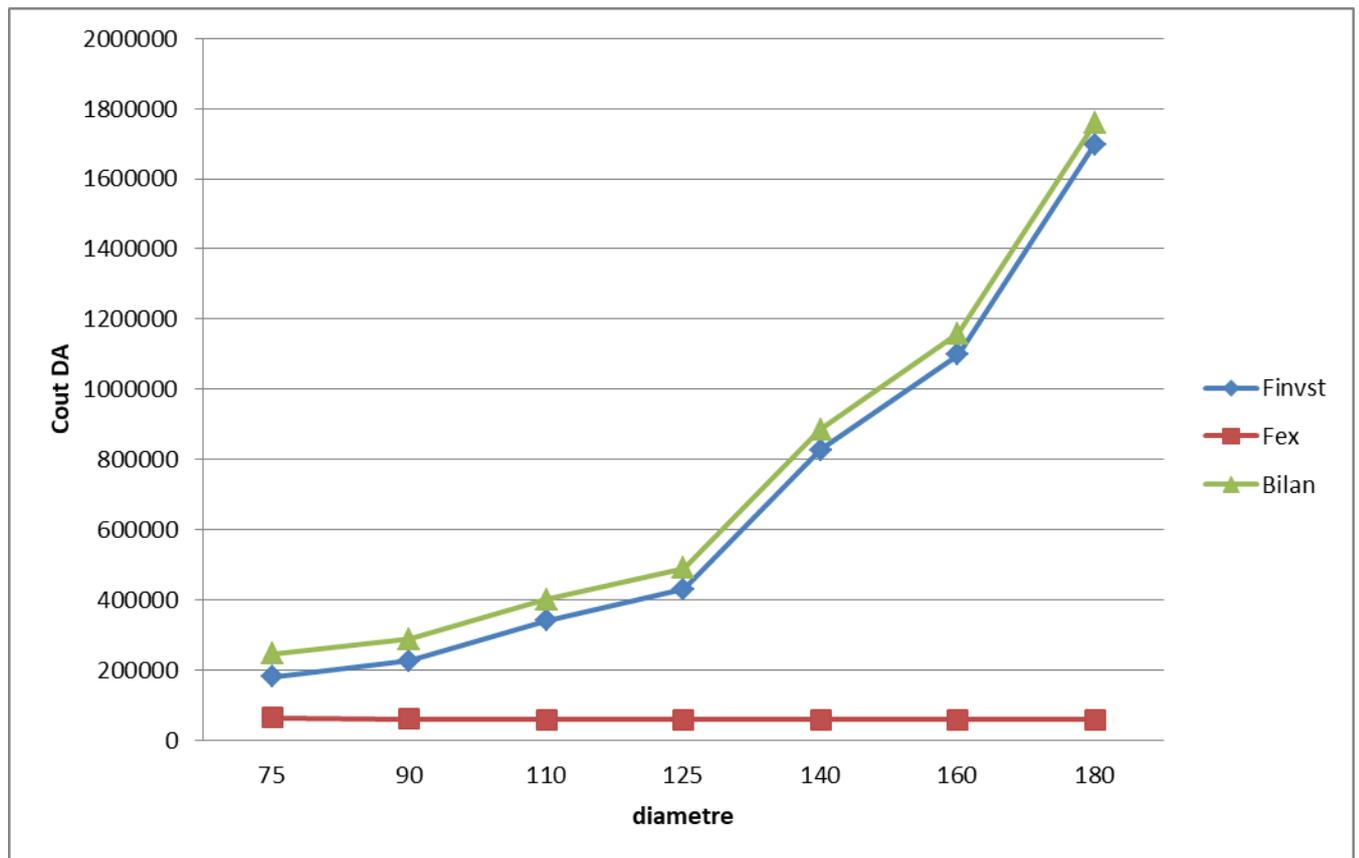


Figure III-2 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP,Bouزيد - réservoir )

**Conclusion**

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 75 mm, avec une vitesse de  $V = 0,596$  m/s.

**III-6-9. Etude de l'adduction gravitaire**

Dans le cas gravitaire, contrairement à l'adduction par refoulement l'écoulement généralement s'effectue à partir d'un réservoir situé à une altitude suffisante pour vaincre les pertes de charge causées par le débit transitant la conduite (charge disponible). Les paramètres hydrauliques intervenant dans le dimensionnement sont:

- Le débit.
- La vitesse.

- La perte de charge unitaire.

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

La première adduction gravitaire commence à partir du point de piquage de P5 de cote du terrain naturel 1170,76 m NGA et une cote piézométrique de 1241,69 mce vers le réservoir terminal de El Abiar en traversant les localités de Harraza, Ouled El Khmis, Tizi H'cen, Ouled Sidi Amor et Bouzid jusqu'au réservoir terminal de El Biar.

La deuxième adduction à partir du Station de reprise 12 vers réservoir d'Oued Aglas.

La troisième adduction à partir du réservoir 22 vers les localités de Fedhala et Beni Ouagag.

### III-6-9-1. Calcul des diamètres avantageux de la conduite gravitaire [2][4]

### III-6-9-2. Détermination du diamètre avantageux

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Lechapt CALMENT (GODART, 2008):

$$\Delta Hd = \frac{K^F L Q^\beta}{D^m} \quad \text{(III-20)}$$

Ou :

$\Delta Hd$ : Charge disponible (m.c.e) ;

$K'$  : Coefficient de perte de charge ;

$L$  : Longueur de la conduite (m) (on prend la longueur équivalente  $Leq=1,1 \times Lg$ ) ;

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

$D$  : Diamètre intérieur calculé de la conduite (m) ;

$\beta$  : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

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

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

**Tableau III-5:** Coefficients  $K'$ ,  $m$ ,  $\beta$  pour différents types du tuyau :

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

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à 5 à 10% des pertes de charge linéaires (nous retenons 10%).

$$\Delta H_t = 1,1 \Delta H_p^{lin} \quad Leq = 1,1 Lg$$

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K^F L Q^\beta}{\Delta Hd}} \quad \text{(III-21)}$$

Dans notre cas, on prend :  $K' = 0,001052$  ;  $\beta = 2$  ;  $m = 4,772$  (matériaux : Plastique).

#### ➤ La vitesse d'écoulement

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

$$Q = V * S \quad Q = V \frac{\pi D^2}{4} \quad \text{ainsi :} \quad V = \frac{4 Q}{\pi D^2} \quad \text{(III-22)}$$

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m<sup>3</sup> /s) ;

S : section de la canalisation (m<sup>2</sup>) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m)

**III-6-9-3. Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons**

Les longueurs des différents tronçons sont présentées dans le tableau suivant:

**Tableau III-6:** Les longueurs des différents tronçons de l'adduction

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
1	Piquage 5	Piquage 5'	213	234,3
2	Piquage 5'	Piquage 6	3446	3790,6
3	Piquage 6	Piquage 7	1882	2070,2
4	Piquage 7	Piquage 8	3656	4021,6
5	Piquage 8	Réservoir El Abiar	1166	1282,6
6	Piquage 5'	Réservoir Ouled Khmis	1174	1291,4
7	Piquage 6	Réservoir Tizi H'cen	177	194,7
8	Réservoir 21	Réservoir Fedhala	47	51,7
9	Réservoir 21	Réservoir Beni Ouagag	5721	6293,1
10	Réservoir 22	Réservoir Harraza	150	165
11	Bache Station de reprise 12	Réservoir Oued Aglas	1552	1707,2
<b>Total :</b>			19184	22061,6

**III-6-9-4. Les caractéristiques des différents points**

Les Caractéristiques des différents points de notre adduction sont données dans le tableau ci-après

Tableau III-7: Les altitudes des différents points de l'adduction

N° du point	Point	Cote de terrain naturel
1	Piquage 5	1170.76
2	Piquage 5'	1170.50
3	Piquage 6	1110.57
4	Piquage 7	1190.84
5	Piquage 8	1213.11
6	Réservoir El Abiar	1065.29
7	Réservoir Ouled Khmis	1082.83
8	Réservoir Tizi H'cen	1142.93
9	Réservoir Fedhala	1256.50
10	Réservoir Beni Ouagag	1087
11	Réservoir Harraza	1240.57
12	Réservoir Oued Aglas	898.24
13	Réservoir 21	1262.97
14	Réservoir 22	1259.5
15	Bache Station de reprise 12	951.51

**III-6-9-5. Dimensionnement des différents tronçons**

On prend dans les calculs un débit sur un temps t = 12 h.

**III-6-9-5-1. Tronçon (piquage 5' – Réservoir El Abiar)**

- Charge disponible:

$$\Delta H_d = C_{p\text{point de piquage } 5'} - C_{TP\text{réservoir el abiar}}$$

$$\Delta H_d = 1241,69 - 1070,29 = 171,4 \text{ m}$$

- Calcul du gradient hydraulique moyen (I):

$$I = \frac{\Delta H_d}{L_{eq}} = \frac{171,4}{11399,3} = 0,015 \text{ m/ml}$$

Les résultats trouvés pour le calcul des diamètres avantageux de ces tronçons sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau III-8: Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction

**Détermination des côtes piézométrique et des pressions**

$$C_p (i+1) = C_{p_i} + \Delta H (i+1-i) \tag{III-23}$$

Avec:

- $C_p (i+1)$ : côte piézométrique au point (i+1).
- $C_{p_i}$ : côte piézométrique au point (i).

N° Tronçon	Débit (l/s)	Lg (m)	Le (m)	I (m/m)	$\Delta H_i$ (m)	Dcalculé (mm)	DN (mm)	V (m/s)
1	25,648	213	234,3	0,015	3,374	0,124	200	0,817
2	19,231	3446	3790,6	0,015	54,585	0,110	200	0,612
3	7,333	1882	2070,2	0,015	29,811	0,074	110	0,772
4	3,896	3656	4021,6	0,015	57,911	0,057	90	0,613
5	1,697	1166	1282,6	0,015	18,469	0,040	75	0,545
<b>Total</b>		10363	11399,3		164,150			

➤  $\Delta H_{(i+1-i)}$  : la perte de charge du point (i+1) au point(i).

$$P = CP - CT \quad (III-24)$$

Avec:

- P: Pression.
- CP : côte piézométrique.
- CT : côte du terrain

**Tableau III-9 :** Détermination des côtes piézométriques et des pressions.

Nœud	Q (m3/s)	$\Delta H$ (m)	CP (m)	CT (m)	P (m)	P (bar)
1	25,648	0,351	1241,339	1170.76	70,579	7,06
2	19,231	3,193	1238,146	1170.50	67,646	6,76
3	7,333	4,396	1233,750	1110.57	123,180	12,32
4	3,896	6,281	1227,469	1190.84	36,629	3,66
5	1,697	2,085	1225,384	1213.11	12,274	1,23

**III-6-9-5-2-Tronçon (P5'-R Ouled Kmis ; P6-R Tizi H'cen ; R21-R Fedhala ; R21-Beni Ouagag ;R22-Harraza ; Bache SR12-R Oued Aglas)**

(R :reservoir ;P :piquage ;SR :station de reprise ).

Les résultats trouvés pour le calcul des diamètres avantageux de ces tronçons sont regroupés dans le tableau suivant:

**Tableau III-10:** Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction  
Détermination des côtes piézométrique et des pressions

$$Cp_{(i+1)} = Cp_i + \Delta H_{(i+1-i)}$$

N° Tronçon	Débit (l/s)	Lg (m)	Le (m)	$\Delta H_d$ (m)	I (m/m)	$\Delta H_i$ (m)	Dcalculé (mm)	DN (mm)	V (m/s)
6	6,417	1174	1291,4	153,490	0,119	18,243	44,75	110	0,676
7	5,268	177	194,7	90,050	0,463	41,649	30,99	110	0,555
8	11,408	47	51,7	1,470	0,028	0,042	76,86	150	0,646
9	2,603	5721	6293,1	170,970	0,027	4,645	41,77	75	0,589
10	6,350	150	165	18,930	0,115	2,172	44,89	90	0,999
11	2,314	1552	1707,2	48,270	0,028	1,365	39,43	75	0,524

Avec:

- $Cp_{(i+1)}$ : côte piézométrique au point (i+1).
- $Cp_i$ : côte piézométrique au point (i).
- $\Delta H_{(i+1-i)}$  : la perte de charge du point (i+1) au point(i).

$$P = CP - CT$$

Avec:

- P: Pression.
- CP : côte piézométrique.
- CT : côte du terrain

**Tableau III-11:** Détermination des côtes piézométriques et des pressions.

<b>Nœud</b>	<b>Q (m3/s)</b>	<b>ΔH (m)</b>	<b>CP (m)</b>	<b>CT (m)</b>	<b>P (m)</b>	<b>P (bar)</b>
<b>6</b>	6,417	2,100	1235,600	1082,830	152,770	15,277
<b>7</b>	5,268	0,213	1237,399	1142,930	94,469	9,447
<b>8</b>	11,408	0,060	1262,819	1256,500	6,319	0,632
<b>9</b>	2,603	10,472	1237,812	1087,000	150,812	15,081
<b>10</b>	6,350	0,685	1258,784	1240,570	18,214	1,821
<b>11</b>	2,314	2,245	946,116	898,240	47,876	4,788

**Conclusion**

Dans ce chapitre un tracé du tronçon étudié a été choisi selon certains critères techniques et économiques :

- par refoulement avec une longueur de conduites de 408 m et de diamètre 75 mm.
- L'adduction gravitaire avec une longueur totale des conduites de 20 Km et des diamètres de 200mm, 150mm, 110mm, 90mm et 75mm.

Les conduites étant en PEHD également et de PN 16.

**CHAPITRE IV**  
**ETUDE DU STOCKAGE**

## **Introduction**

Très souvent, l'installation d'adduction d'eau comporte des ouvrages de stockages importants et indispensables pour le bon fonctionnement des réseaux. Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques variés nécessitant une étude technique approfondie afin qu'ils puissent remplir à bien, les tâches auxquelles ils sont conçus. Ils servent de réserve d'eau et de régulation des débits et des pressions

### **IV-1. Définition**

Un réservoir est un ouvrage construit dans le but de stockage de l'eau et la régulation des débits ainsi que les pressions. Le réservoir est un ouvrage très important dans un réseau d'alimentation en eau potable, servant tout d'abord de réserve d'eau soit potable destinée à la consommation publique, soit de l'eau à usage industriel.

Les réservoirs doivent être conçus et réalisés avec des matériaux assurant leur stabilité et leur durabilité, tout en protégeant la qualité de l'eau qu'ils contiennent. [3]

Ils assurent plusieurs fonctions; à savoir des:

#### **IV-1-1. Fonctions techniques**

- Coordonner le régime d'adduction au régime de distribution ;
- Régulariser la pression et le débit dans le réseau de distribution ;
- Régulariser le fonctionnement de la pompe ;
- Assurer la continuité de la distribution pendant :  
L'arrêt de la pompe, réparation, rupture, extension du réseau... ;
- Assurer la réserve d'incendie.

#### **IV-1-2. Fonctions économiques**

- Réduction des dépenses d'énergie en réduisant la puissance consommée par les pompes ;
- Réduction des investissements sur le réseau de distribution : les réservoirs peuvent conduire à des économies significatives sur les investissements à réaliser sur le réseau de distribution, en réduisant le diamètre des canalisations maîtresses.

### **IV-2. Classification des réservoirs [5]**

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories:

- D'après la nature des matériaux de construction, on distingue :
  - Les réservoirs métalliques
  - Les réservoirs en maçonnerie
  - Les réservoirs en béton arme, ordinaire ou précontraint
- D'après la situation des lieux, ils peuvent être :
  - Enterrées
  - Semi-enterrés
  - Surélève

Les réservoirs enterrés et semi-enterrés sont préférables à ceux surélevés car ils présentent les avantages suivants:

- a. Etude architecturale très simplifiée.
  - b. Etanchéité plus facile à réaliser.
  - c. Conservation à une température constante de l'eau ainsi emmagasinée. [3]
- D'après leurs formes :
- Circulaires
  - Rectangulaires
  - Ou d'une forme quelconque

L'alimentation d'une agglomération urbaine ne comporte que rarement un réservoir unique, le plus souvent plusieurs réservoirs sont nécessaires; soit au centre de consommation, soit en position de réservoir d'équilibre en extrémité du réseau. A cet effet, nous avons envisagé pour le cas de notre réseau:

- Deux bâches de reprises réparties le long du réseau principal.
- Six réservoirs terminaux qui desservent toute la population de la zone, placés d'une manière telle que la ligne des niveaux piézométriques relatifs à chaque canalisation de distribution, passe au-dessus de tout appareil de puisage
- Un réservoir de mise en charge

La majorité de ces ouvrages sont projetés, puisque c'est le cas de toutes les bâches de reprises des stations de pompages

- **Réservoirs terminaux:** Les réservoirs terminaux du réseau d'adduction constituent les réservoirs de têtes des réseaux de distribution des différents centres à desservir.
- **Réservoirs Tampon:** ils constituent un relais, ce sont des réservoirs placés sur les points hauts du tracé généralement alimentés par refoulement, dont le but est d'alimenter gravitairement d'une grande partie du réseau d'adduction située à l'aval.
- **Les bâches de reprises:** Les bâches de reprises sont des réservoirs qui servent à l'alimentation directe en eau des stations de pompage Si le débit de sortie est identique ou inférieure au débit d'entrée.

### **IV-3. Equipement des réservoirs**

Pour accomplir leurs fonctions convenablement, les réservoirs uniques ou compartimentés doivent être équipés:

#### **IV-3-1. Conduite d'adduction**

L'arrivée des eaux par la conduite d'arrivée peut être soit par le haut, soit par le bas, soit par une conduite noyée à partir d'un plan d'eau, La conduite d'adduction, à son débouché dans le réservoir, elle doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint un certain niveau. L'obturation est assurée soit par un robinet-vanne dans le cas d'une adduction gravitaire, ou bien par un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement

### **IV-3-2. Conduite de distribution**

L'orifice de départ de la conduite de distribution est placée entre 0,15 à 0,20 m au-dessus de radier et à l'opposé de la conduite d'arrivée afin, d'éviter l'introduction de boue ou de sable qui éventuellement pourraient se décanter dans la cuve et faciliter le brassage de l'eau. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour empêcher la pénétration de matières en suspension dans l'eau. Pour éviter la pénétration d'air dans la conduite (phénomène de Vortex) en cas d'abaissement maximal du plan d'eau on réservera un minimum de 0,5 m au-dessus de la génératrice supérieur de la conduite. Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse ou robinet vanne automatique, permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

### **IV-3-3. Conduite du trop-plein**

Elle a pour but d'assurer l'évacuation du débit d'adduction excédentaire. En cas de défaillance du système d'arrêt des pompes, le trop-plein doit pouvoir évacuer la totalité du débit entrant dans le réservoir, à cet effet, on aménagera un joint hydraulique constitué par un siphon à l'extrémité avale de la conduite.

### **IV-3-4. Conduite de vidange**

C'est la conduite la plus basse dans le réservoir ayant comme fonction la vidange du réservoir en cas de nécessité (nettoyage, réparation).

### **IV-3-5. By-pass**

Le By- pass est prévu, pour;

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

### **IV-3-6. Entretien des réservoirs**

Les structures des réservoirs doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne toute les fissures éventuelles que le phénomène de corrosion sur les parties métalliques; en raison de l'atmosphère humide qui règne. Un soin particulier est à apporter au nettoyage des cuves; opération comportant plusieurs étapes telles que:

- ❖ Élimination des dépôts sur les parois,
- ❖ Examen des parois et réparations éventuelles,
- ❖ Désinfection à l'aide des produits chlorés,
- ❖ Remise en service.

### IV-3-7. Hygiène et sécurité

Dans le but de de préserver une bonne qualité de l'eau, un réservoir d'eau potable doit être parfaitement étanche, aéré, pourvu d'une couverture protégeant l'eau contre les variations de la température et l'introduction de corps étrangers, il doit être également muni d'un robinet de puisard pour faciliter le contrôle de l'eau.

### IV-4. Emplacement des réservoirs

L'emplacement des réservoirs doit être choisi de telle sorte à assurer une alimentation en eau au point le plus défavorable. Il dépend de la topographie du lieu. C'est après une étude économique qu'on pourra déterminer le meilleur emplacement possible.

### IV-5. Réservoirs alimentés gravitairement

Les réservoirs alimentés gravitairement, qu'ils soient terminaux, tampons ou des bâches de reprises, possèdent à leurs entrées des obturateurs à disques autocentreurs qui contrôlent le niveau haut des réservoirs et détruisent la charge résiduelle au droit de l'entrée des réservoirs. Ces dispositifs nécessitent un certain volume d'eau pour permettre la dissipation de l'énergie résiduelle à la sortie de la vanne.

### IV-6. Réservoirs alimentés par refoulement

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

### IV-7. Capacité de réservoirs

La capacité du réservoir est déterminée en fonction des variations du débit entrant et sortant, des apports et de la consommation journalière de l'agglomération. Le calcul de la capacité peut se faire comme suite:

La capacité du réservoir est déterminée à partir de la différence entre le débit entrant et le débit sortant du réservoir, on calculera le résidu pour chaque heure, la valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.

La répartition des débits d'apport se fait sur 24 heures dans le cas où l'adduction est gravitaire, et sur 20 heures dans le cas d'adduction par refoulement, et cela pour avoir un temps nécessaire pour la réparation des pannes éventuelles et d'entretien au niveau de la station de pompage.

Le volume résiduel et le volume maximal de stockage du réservoir pour la consommation sont déterminés par les formules suivantes:

$$V_R = \frac{a\% \cdot Q_{max.j}}{100} \quad \text{et} \quad V_{max} = V_R + V_{incendie} \quad (\text{IV-1})$$

Avec :

- $V_R$  : Volume résiduel dans le réservoir de stockage ( $m^3$ ) (Cas de distribution);
  - $V_{max}$  : Volume maximal de stockage ( $m^3$ ) (Cas d'adduction) ;
  - $V_{incendie}$  : Réserve d'incendie égale à  $120 m^3$  ;
  - $Q_{max,j}$  : Consommation maximale journalière ( $m^3/j$ ) ;
  - $a\%$  : Résidu maximal dans le réservoir (%).
- $a\%$  (Égale à la somme de la valeur maximale absolue de déficit et de surplus). Pour les réservoirs de distribution on ajoute la réserve d'incendie pour leur capacité totale (volume de construction génie civile), cette réserve est égale à  $120 m^3$ .

Les calculs des capacités de nos réservoirs d'eau sont présentés comme suit :

### IV-7-1. Dimensionnement des Bâches d'aspiration

La bache d'aspiration en fonction des données correspondantes au pompage :

Le volume de la bache est déterminé selon la formule suivante :

$$V_{ut} = \frac{[Q \times \frac{1}{n}]}{[4 \times (N-1)]} \quad (IV-2)$$

$$\text{Et } V_{\text{bache}} = 1.3 V_{ut} \quad (IV-3)$$

Sachant que n est le nombre maximal de démarrage par heure et N est le nombre total de pompes identiques.

#### ➤ Bache de la station de pompage Bouzid

La station de pompage (SP Bouzid) se situe à Bouzid. Les pompes de cette station sont alimentées par gravité a partie de point du piquage 8. La station de pompage (SP Bouzid) alimente le réservoir de stockage de la localité Bouzid. Le débit entrant à la station de pompage (SP Bouzid) est de  $9,54 m^3/h$ , soit un débit de  $2,65 l/s$  avec  $N = 2$ .

Alors le volume de la bache de cette station de pompage est déterminé par la méthode analytique :

Le volume de la bache sera déterminé selon formule suivant:

$$V_{ut} = \frac{[Q \times \frac{1}{n}]}{[4 \times (N-1)]} = \frac{9.54 * 24 * \frac{1}{n}}{4 * (2-1)} \rightarrow V_{ut} = 5.724 m^3$$

$$\text{Et } V_{\text{bache}} = 1.3 V_{ut} \rightarrow V_{\text{bache}} = 1.3 * 5.724 = 7.44 m^3$$

$$V_{\text{normalisé}} = 50 m^3$$

### IV-7-2. Dimensionnement des réservoirs terminaux

Les réservoirs terminaux du réseau d'adduction constituent les réservoirs de tête des réseaux de distribution des différentes localités à desservir. Dans cette présente étude 9 localités sont concernées par le projet d'alimentation en eau potable. A cet effet, 9 réservoirs terminaux doivent être prévu, et leurs capacités sont déterminées par la formule suivante:

$$VR = (a\% * Q_{max,j})/100 \quad \text{et} \quad V_{max} = V_R + V_{incendie}$$

Avec :

- $V_R$  : Volume résiduel dans le réservoir de stockage ( $m^3$ ) (Cas de distribution);
- $V_{max}$  : Volume maximal de stockage ( $m^3$ ) (Cas d'adduction) ;
- $V_{incendie}$  : Réserve d'incendie égale à 120 l/s ;
- $Q_{max,j}$  : Consommation maximale journalière ( $m^3/j$ ) ;
- $a\%$  : Résidu maximal dans le réservoir (%).
- $a\%$  (Égale à la somme de la valeur maximale absolue de déficit et de surplus). Pour les réservoirs de distribution on ajoute la réserve d'incendie pour leur capacité totale (volume de construction génie civile), cette réserve est égale à 120 l/s.

Or, lorsque le réservoir est alimenté gravitairement, sa capacité est déterminée selon la procédure suivante [Polycope Salah B] :

Si l'on dispose d'un débit limité constant à une côte supérieure à celle du réservoir, on peut avoir intérêt à effectuer une alimentation discontinue, afin de diminuer le volume du réservoir, pourvu que le débit horaire disponible  $Q_a$  (débit d'apport) soit supérieur au débit moyen horaire  $Q_{moy, h}$  de la journée.

- Si  $Q_a \geq Q_{max, h}$ , le débit d'alimentation peut à chaque instant satisfaire la demande et le réservoir est inutile.
- Si  $Q_{moy, h} < Q_a < Q_{max, h}$  ; Le problème de la capacité utile du réservoir se pose:

Dans ce cas, le débit d'alimentation le plus important se situe lors de la pointe de la matinée entre environ 7h et 11h où la consommation peut atteindre  $Q_{max, h}$ . Donc pendant ces quatre heures, il faudra fournir en plus de l'alimentation à débit constant  $Q_a$  un volume d'eau égale à :

$$V = 4 \times (Q_{max, h} - Q_a) \quad \text{(IV-4)}$$

Avec :

- $V$  : la capacité nécessaire du réservoir à projeter ;
- $Q_{max, h}$  : Débit maximal horaire ( $m^3/h$ ) ;
- $Q_a$  : débit d'apport ( $m^3/h$ ).

$$\text{Et} \quad V_{total} = V + V_{incen} \quad \text{(IV-5)}$$

### 1. Estimation de la capacité du réservoir de Fedhala

Ce réservoir est alimenté gravitairement par le réservoir terminal de R21

La capacité de stockage du réservoir de tête de Fedhala est calculée à base de la formule (IV-2) :

AN :

- $Q_a = 34.5 \text{ m}^3/\text{h}$  ;
- $Q_{\max, h} = 42.71 \text{ m}^3/\text{h}$ .

$$\text{Donc : } V = 4 \times (42.71 - 34.5) = 32.85 \text{ m}^3$$

Nous préconisons un volume de  $120 \text{ m}^3$  comme réserve d'incendie. Donc le volume total du réservoir sera :

$$V_t = 32.85 + 120 = 152.85 \text{ m}^3$$

Le volume normalisé sera de **200 m<sup>3</sup>**

### 2. Estimation de la capacité du réservoir de Tizi H'cen

Ce réservoir est alimenté gravitairement par le point de desserte P6' :

La capacité de stockage du réservoir de tête de Tizi H'cen est calculée à base de la formule (IV-2) :

AN :

- $Q_a = 20.05 \text{ m}^3/\text{h}$  ;
- $Q_{\max, h} = 22.19 \text{ m}^3/\text{h}$ .

$$\text{Donc : } V = 4 \times (22.19 - 20.05) = 8.56 \text{ m}^3$$

Nous préconisons un volume de  $120 \text{ m}^3$  comme réserve d'incendie. Donc le volume total du réservoir sera :

$$V_t = 8.56 + 120 = 128.56 \text{ m}^3$$

Le volume normalisé sera de **150 m<sup>3</sup>**

### 3. Estimation de la capacité du réservoir de Harraza

Ce réservoir est alimenté gravitairement par le point de desserte P5' ,

La capacité de stockage du réservoir de tête de Harraza est calculée à base de la formule (IV-2) :

AN :

- $Q_a = 15.93 \text{ m}^3/\text{h}$  ;

- $Q_{\max, h} = 23.27 \text{ m}^3/\text{h}$ .

$$\text{Donc : } V = 4 \times (23.27 - 21.48) = 29.37 \text{ m}^3$$

Nous préconisons un volume de  $120 \text{ m}^3$  comme réserve d'incendie. Donc le volume total du réservoir sera :

$$V_t = 29.37 + 120 = 149.37 \text{ m}^3$$

Le volume normalisé sera de  **$150 \text{ m}^3$**

#### **4. Estimation de la capacité du réservoir de Ouled El Khmis**

La capacité de stockage du réservoir de tête de Ouled El Khmis est calculée à base de la formule (IV-2) :

**AN :**

- $Q_a = 19.41 \text{ m}^3/\text{h}$  ;
- $Q_{\max, h} = 22.52 \text{ m}^3/\text{h}$ .

$$\text{Donc : } V = 4 \times (22.52 - 19.41) = 12.46 \text{ m}^3$$

Nous préconisons un volume de  $120 \text{ m}^3$  comme réserve d'incendie. Donc le volume total du réservoir sera :

$$V_t = 12.46 + 120 = 132.46 \text{ m}^3$$

Le volume normalisé sera de  **$150 \text{ m}^3$**

#### **5. Estimation de la capacité du réservoir de Beni Ouagag**

La capacité de stockage du réservoir de tête de Beni Ouagag est calculée à base de la formule (IV-2) :

**AN :**

- $Q_a = 7.87 \text{ m}^3/\text{h}$  ;
- $Q_{\max, h} = 12.18 \text{ m}^3/\text{h}$ .

$$\text{Donc : } V = 4 \times (12.18 - 7.87) = 17.25 \text{ m}^3$$

Nous préconisons un volume de  $120 \text{ m}^3$  comme réserve d'incendie. Donc le volume total du réservoir sera :

$$V_t = 17.25 + 120 = 137.25 \text{ m}^3$$

Le volume normalisé sera de  **$150 \text{ m}^3$**

**6. Estimation de la capacité du réservoir d'Ouled Sidi Amar**

La capacité de stockage du réservoir de tête d'Ouled Sidi Amar est calculée à base de la formule (IV-2) :

**AN :**

- $Q_a = 10.39 \text{ m}^3/\text{h}$  ;
- $Q_{\text{max, h}} = 14.47 \text{ m}^3/\text{h}$ .

Donc :  $V = 4 \times (14.47 - 10.39) = 16.34 \text{ m}^3$

Nous préconisons un volume de  $120 \text{ m}^3$  comme réserve d'incendie. Donc le volume total du réservoir sera :

$$V_t = 16.34 + 120 = 136.34 \text{ m}^3$$

Le volume normalisé sera de **150 m<sup>3</sup>**

**7. Estimation de la capacité du réservoir de Bouzid :**

La capacité de stockage du réservoir de tête de Bouzid est calculée à base de la formule (IV-1) :

**Tableau IV-1:** Evaluation du volume résiduel du réservoir de Bouzid :

Heures	Apports	Distribution	(%) Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00-01	4,16	1	3,16	-	9,66
01-02	4,16	1	3,16	-	12,82
02-03	4,17	1	3,17	-	15,99
03-04	4,17	1	3,17	-	19,16
04-05	4,17	2	2,17	-	21,33
05-06	4,17	3	1,17	-	<b>22,5</b>
06-07	4,17	5	-	0,83	21,67
07-08	4,17	6,5	-	2,33	19,34
08-09	4,17	6,5	-	2,33	17,01
09-10	4,17	5,5	-	1,33	15,68
10-11	4,17	4,5	-	0,33	15,35
11-12	4,17	5,5	-	1,33	14,02
12-13	4,17	7	-	2,83	11,19
13-14	4,17	7	-	2,83	8,36
14-15	4,17	5,5	-	1,33	7,03
15-16	4,16	4,5	-	0,34	6,69
16-17	4,16	5	-	0,84	5,85
17-18	4,16	6,5	-	2,34	3,51
18-19	4,16	6,5	-	2,34	1,17
19-20	4,16	5	-	0,84	0,33
20-21	4,17	4,5	-	0,33	<b>0</b>
21-22	4,17	3	1,17	-	1,17
22-23	4,17	2	2,17	-	3,34
23-00	4,16	1	3,16	-	6,5
	100	100	22.50%	22.50%	

Calcul de la capacité du réservoir d'Ath Mansour :

- Le volume résiduel sera :  $VR = (60,12 \times 22,5) / 100 \rightarrow VR = 13,527 m^3$
- La capacité totale sera :  $Vt = 13,527 + 120 \rightarrow Vt = 133,527 m^3$
- La capacité normalisée sera :  **$Vn = 150 m^3$**

**8. Estimation de la capacité du réservoir d'Oued Aglas**

La capacité de stockage du réservoir de tête d'Oued Aglas est calculée à base de la formule (IV-2) :

AN :

- $Q_a = 7 \text{ m}^3/\text{h}$  ;
- $Q_{\max, h} = 10.83 \text{ m}^3/\text{h}$ .

$$\text{Donc : } V = 4 \times (10.83 - 7) = 15.32 \text{ m}^3$$

Nous préconisons un volume de  $120 \text{ m}^3$  comme réserve d'incendie. Donc le volume total du réservoir sera :

$$V_t = 15.32 + 120 = 135.32 \text{ m}^3$$

Le volume normalisé sera de  **$150 \text{ m}^3$**

**9. Estimation de la capacité du réservoir d'El Biar**

La capacité de stockage du réservoir de tête d'El Biar est calculée à base de la formule (IV-2) :

AN :

- $Q_a = 5.13 \text{ m}^3/\text{h}$  ;
- $Q_{\max, h} = 7.94 \text{ m}^3/\text{h}$ .

$$\text{Donc : } V = 4 \times (7.94 - 5.13) = 11.25 \text{ m}^3$$

Nous préconisons un volume de  $120 \text{ m}^3$  comme réserve d'incendie. Donc le volume total du réservoir sera :

$$V_t = 11.25 + 120 = 131.25 \text{ m}^3$$

Le volume normalisé sera de  **$150 \text{ m}^3$**

➤ Les volumes trouvés sont portés sur le tableau suivant:

**Tableau IV-2:** Tableau donnant les capacités des réservoirs terminaux

Réservoirs	$Q_{\max.h}(m^3/h)$	$Q_a$	Vinc	V.total( $m^3$ )	Volume normalise ( $m^3$ )
RFedhala	42,71	34.5	120	152,85	200
RTizi H'cen	22,19	20.05	120	128,56	150
RHarraza	23,27	15.93	120	149,37	150
ROuled El Khmis	22,52	19.41	120	132,46	150
RBeni Ouagag	12,18	7.87	120	137,25	150
ROuled Sidi Amor	14,47	10.39	120	136,34	150
RBouzid	10,29	6.65	120	134,57	150
ROued Aglas	10,83	7	120	135,32	150
REl Biar	7,94	5.13	120	131,25	150

### IV-7-3. Forme des réservoirs

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10000 m<sup>3</sup>, ce qui permet de choisir cette forme pour tous les réservoirs de notre projet.

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

➤ **Le diamètre D de la cuve**

$$S = \frac{Vn}{h} \rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{Vn}{h} \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * Vn}{h * \pi}} \quad (IV-6)$$

**Avec:**

**Vn :** Capacité normalisée du réservoir (m<sup>3</sup>) ;

**S :** Section du réservoir (m<sup>2</sup>) ;

**D :** Diamètre de la cuve (m) ;

**h :** Hauteur utile optimale d'eau (m), on prend h = 5 m.

➤ **Réévaluation de la hauteur d'eau h**

On calcule le diamètre de la cuve comme suit :

$$h = \frac{4 * Vn}{\pi * D^2} \quad (IV-8)$$

➤ **La section de la cuve**

La section est calculée comme suit :

$$S = \frac{Vn}{h} \quad (IV-9)$$

➤ La hauteur totale H du réservoir

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule :

$$H = h + R \quad (IV-10)$$

Avec:

H : Hauteur totale du réservoir (m);

h : Hauteur d'eau (m) ;

R : revanche (m), qui varie de 0,25 à 1 m.

Tableau IV-3: Tableau donnant les dimensions des réservoirs terminaux

Réservoirs	Volume (m <sup>3</sup> )	D (m)	S (m <sup>2</sup> )	h(m)	R (m)	H (m)
R <sub>Fedhala</sub>	150	8	50,420	3,98	0,5	4,48
R <sub>Tizi H'cen</sub>	150	7	38,465	3,90	0,5	4,40
R <sub>Harraza</sub>	150	7	38,465	3,90	0,5	4,40
R <sub>Ouled El Khmis</sub>	150	7	38,465	3,90	0,5	4,40
R <sub>Beni Ouagag</sub>	150	7	38,465	3,90	0,5	4,40
R <sub>Ouled Sidi Amor</sub>	150	7	38,465	3,90	0,5	4,40
R <sub>Bouzid</sub>	150	7	38,465	3,90	0,5	4,40
R <sub>Oued Aglas</sub>	150	7	38,465	3,90	0,5	4,40
R <sub>El Biar</sub>	150	7	38,465	3,90	0,5	4,40
Bache SP <sub>Bouzid</sub>	50	4	12,56	3,98	0,5	4,48

#### IV-7-4. Ferrailage de la coupole du réservoir

❖ Calcul de la coupole

1. Estimation de la charge sur la couverture (coupole)

$$\text{A l'ELU } q_u = 1.35 * G_{tot} + 1.5 * Q \quad (IV-11)$$

Charge permanente

$$G_{tot} = G_1 (\text{P.P couverture}) + G_2 (\text{Pds d'étanchéité}) \quad (IV-12)$$

Poids d'étanchéité  $G_2 = 40 \text{ kg/m}^2$

$$G_1 = \gamma_b * e$$

$$G_2 = 40 \text{ kg/m}^2$$

$$G_{tot} = \gamma_b * e + 40 = 2500 * 0.12 + 40 = 340 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 = 100 \text{ kg/m}^2 \text{ (Surcharge d'ouvrier)}$$

$$q_u = 1.35 * 340 + 1.5 * 100 = 609 \text{ kg/m}^2 = 0.609 \text{ t/m}^2$$

2. Calcul géométrique (R.φ<sub>0</sub>.φ)

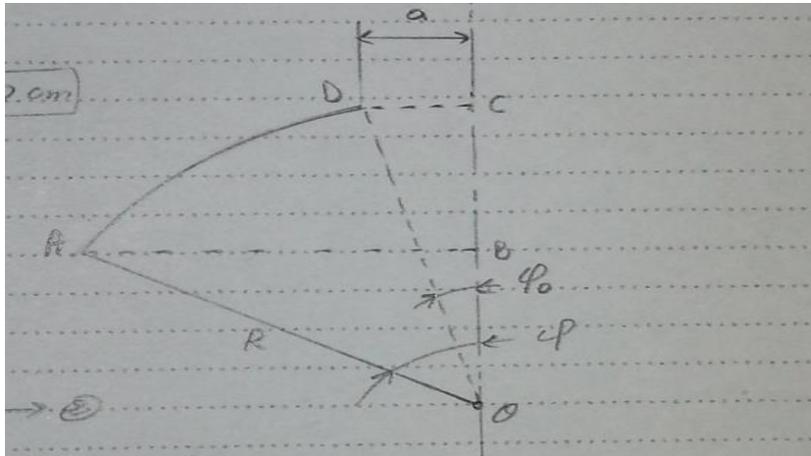


Figure IV-1. Triangle OAB

$$C_B = 150 \text{ cm} \quad AB = 400 + 30 - 50 = 380 \text{ cm}$$

Et on a dans le triangle OAB

$$OA^2 = AB^2 + OB^2 \quad (1)$$

$$OA = R \text{ et } OB = R - CB \quad (2)$$

De (1) et (2) →

$$R^2 = AB^2 + (R - CB)^2$$

$$R^2 = AB^2 + R^2 - 2R - CB + CB^2$$

$$2R * CB = AB^2 + CB^2$$

$$R = \frac{AB^2 + CB^2}{2 CB}$$

$$R = 556.33 \text{ cm} = 5.56 \text{ m}$$

$$\text{Sin}\varphi_0 = \frac{a}{oc} = \frac{a}{R} \quad \varphi_0 = \arcsin \frac{a}{R}$$

$$\varphi_0 = 4.12^\circ$$

$$\text{Sin}\varphi = \frac{AB}{R} \quad \varphi = \arcsin \frac{AB}{R}$$

$$\Phi = 43.11^\circ$$

3. Calcul des efforts  $N_\theta$ ,  $N_\varphi$  en fonction de  $\varphi$  d'après (TIMOSHENKO) :

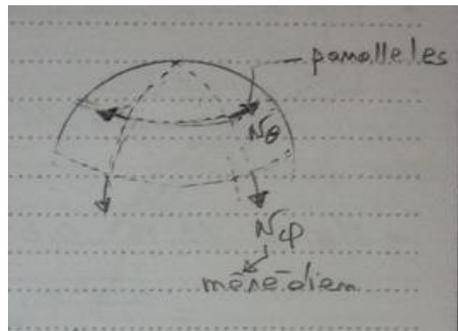


Figure IV-2. Les efforts  $N_\varphi$  et  $N_\theta$

$N_\varphi$  (selon méridiens)

$N_\theta$  (selon les parallèles)

Si on tient compte du lanterneau

$$N_\varphi = - R_s q_u \left( \frac{\cos\varphi_0 - \cos\varphi}{\sin^2\varphi} \right) - C \frac{\sin\varphi_0}{\sin^2\varphi} \quad \text{(IV-13)}$$

$$N_\theta = + R_s q_u \frac{\cos\varphi_0 - \cos\varphi}{\sin^2\varphi} - \cos\varphi + C \frac{\sin\varphi_0}{\sin^2\varphi} \quad \text{(IV-14)}$$

Si les valeurs sont (+) → effort de traction

Si les valeurs sont (-) → effort de compression

Calcul du C (coefficient de lanterneau)

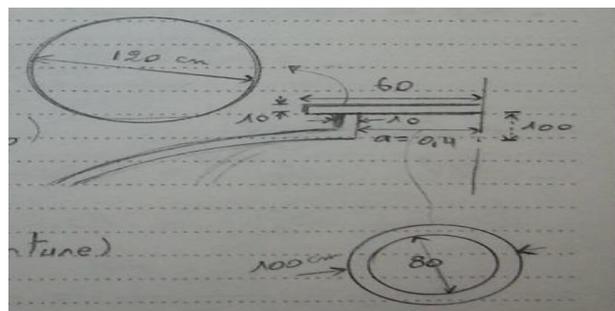


Figure IV-3. Schéma de lanterneau

$$C = \frac{1.35 * P_e}{2 * \pi * a} = \frac{1.35 * 0.989}{2 * \pi * 0.40} = 0.53 \text{ t/m}^2$$

$$P_e = 2.5 \text{ t/m}^2 \left( \frac{\pi * 1.2^2}{4} - 0.1 + \frac{\pi}{4} (1^2 - 0.8^2) \right) = 0.989 \text{ t}$$

Calcul du  $N_\varphi$  et  $N_\theta$

Pour  $\varphi = \varphi_0 = 4.12^\circ$

$$N_\varphi = - 5.56 * 0.609 \left( \frac{\cos 4.12 - \cos 4.12}{\sin^2 4.12} \right) - 0.53 \frac{\sin 4.12}{\sin^2 4.12} = -7.38 \text{ t/ml (compression)}$$

$$N_{\theta} = + 5.56 * 0.609 \frac{\cos 4.12 - \cos 4.12}{\sin^2 4.12} - \cos 4.12) + 0.53 \frac{\sin 4.12}{\sin^2 4.12} = - 2.85 \text{ t/ml (compression)}$$

Pour  $\varphi = 43.11^\circ$

$$N_{\varphi} = - 5.56 * 0.609 \left( \frac{\cos 4.12 - \cos 43.11}{\sin^2 43.11} \right) - 0.53 \frac{\sin 4.12}{\sin^2 43.11} = -1.99 \text{ t/ml (compression)}$$

$$N_{\theta} = + 5.56 * 0.609 \frac{\cos 4.12 - \cos 43.11}{\sin^2 43.11} - \cos 43.11) + 0.53 \frac{\sin 43.11}{\sin^2 43.11} = - 0.71 \text{ t/ml (compression)}$$

#### 4. Ferrailage de la coupole

La coupole est soumise à un effort de compression donc le ferrailage se fait avec la section minimale  $A_{s_{min}}$ .

$$A_{s_{min}} = 0.2 \% A_b = 0.2/100 * 12 * 100 = 2.4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_b$  : section de béton

On choisit  $5\varnothing_8 \text{ esp} = 20 \text{ cm}$

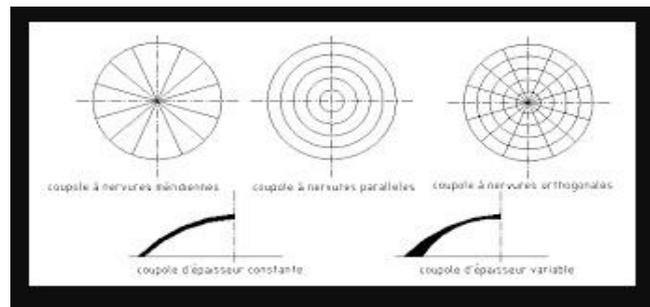


Figure IV-4. Schéma de ferrailage

#### 5. Vérification de la contrainte du béton

$$\sigma_b = \frac{N_{copmax}}{e * 100} \leq \sigma_{bc} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_b = \frac{7380}{12 * 100} \leq 0.85 \frac{250}{1.5}$$

$$\sigma_b = 6.16 \text{ bars} \leq 141.7 \text{ bars (condition vérifiée)}$$

#### Conclusion

Dans ce chapitre, une description des réservoirs implantés sur la longueur du système d'adduction a été présentée en décrivant l'ensemble de leurs fonctions, classification et implantation ainsi que les prescriptions sanitaires et l'entretien exigées pour assurer la bonne qualité des eaux potables emmagasinées. Les capacités des réservoirs déterminés précédemment garantiront l'alimentation en eau potable des localités en question.

Les réservoirs projetés seront de type semi enterrés, leur emplacement est dicté par la topographie et par la configuration du réseau de distribution de notre zone d'étude.

**CHAPITRE V**  
**ETUDE ET CHOIX DE POMPES**

## Introduction

Les stations de pompage sont des ouvrages hydrauliques servant à élever l'eau à une altitude supérieure. Cela, lorsque nous sommes contraints d'assurer l'élévation des fluides de la cote du départ vers la cote d'arrivée des eaux ; par faute de topographie. Par conséquent, il faut fournir à la colonne d'eau une énergie supplémentaire par l'intermédiaire d'une pompe et c'est l'adduction par refoulement ou par pompage.

Dans le présent chapitre, nous nous intéressons à l'étude du pompage, des points de vue ; emplacement, type et adaptation.

### V-1. Choix de la variante d'adduction par pompage et de l'emplacement de la station de pompage

- ❖ Pour le choix de la variante d'adduction par pompage et l'emplacement de la station de pompage on doit respecter les critères suivants :
- ❖ Il est préférable de situer la prise d'eau le plus proche possible de la station de pompage, et si c'est possible proche de l'agglomération pour diminuer les coûts de projet.
- ❖ Eviter les zones sismiques et les zones non stables, respecter les normes : distance minimale entre la station de pompage un aéroport doit être au minimum 30 km.
- ❖ Le site de la prise d'eau doit être approuvé par les services de la santé publique et l'environnement.
- ❖ Les différents ouvrages des stations de pompage ne doivent pas se trouver dans les zones inondables.
- ❖ Pour les terrassements et pour l'implantation de la station de pompage il est nécessaire de :
  - ✓ Prévoir l'accès à tous les ouvrages.
  - ✓ Prévoir l'accès aux réseaux électriques.
  - ✓ Prévoir une plateforme avec un revêtement routier.
  - ✓ Utiliser les moyens de dérivation des eaux pluviales (drainage).
  - ✓ Prévoir une cote du planché de rez-de-chaussée de telle manière à dépasser celle de plateforme de 0,15 à 0,5m.
  - ✓ Prévoir la verdure autour de la station de pompage pour l'environnement.

### V-2. Choix du type de pompe

Le choix de la pompe est conditionné par divers paramètres, les plus importants sont :

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

En prenant en considération les critères du choix cités au-dessus et à l'aide de logiciel "CAPRARI PUMP TUTOR" nous allons sélectionner les pompes adéquates et présenter leurs caractéristiques ; qu'elles soient techniques ou géométriques. Bien entendu, ceci fonction du débit et de la hauteur manométriques de notre projet.

### V-3. Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

- Le couplage en série : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.
- Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

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

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes  $n$  minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise  $(NPSH)_r$  minimale ;
- Nombre d'étage minimal ;
- Puissance absorbée minimale.

### V-5. Point de fonctionnement des pompes

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

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe.

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

#### ➤ Courbe caractéristique de la conduite

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

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

Avec :

- $H_g$  : hauteur géométrique (m) ;
- $\Delta h_t$  : perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) ;

$$\Delta h_t = 1.1 \Delta h_p^{\text{lin}} \quad (\text{V-2})$$

Avec :

- $\Delta h^{\text{lin}}$  : perte de charge linéaire (m) ;

$$\Delta h_p^{\text{lin}} = \frac{8 \lambda L_{\text{ref}} Q^2}{g \pi^2 D_{\text{ec}}^{5.3}} \quad (\text{V-3})$$

$\lambda$  : coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement,  $\lambda = 0,0547$ ,  $D = 75$  mm (voir chapitre III).

- $L_{\text{ref}}$  : longueur de la conduite de refoulement (m) ;
- $Q$  : débit refoulé par la pompe ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;
- $D_{\text{ec}}$  : diamètre économique de la conduite de refoulement ;
- $g$  : accélération de la pesanteur ( $\text{m}^2/\text{s}$ ).

## V-6. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données

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

### A) Débit disponible > Débit appelé :

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

- **Réglage qualitatif** : C'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est-à-dire qu'on un moteur à vitesse variable.
- **Réglage quantitatif** : Appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

### Modification de la vitesse de rotation :

Dans ce cas, nous commençons par tracer la courbe de proportionnalité dont l'équation est :

$$H = \frac{H_{\text{app}}}{Q_{\text{app}}^2} * Q^2$$

Puis, nous calculons la nouvelle vitesse de rotation :

$$n = N * \frac{Q_{\text{app}}}{Q}$$

### Vannage :

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

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

Avec :

- $\eta_{ap,van}^{inst}$ : Rendement de l'installation après le vannage (%);
- $\eta_{av,van}^{inst}$ : Rendement de l'installation avant le vannage (%);
- **H<sub>app</sub>**: Hauteur manométrique appelée (m);
- **h<sub>v</sub>**: la différence entre la hauteur  $H'$  et la hauteur appelée.

$$h_v = H'_c - H_{app} \quad (V-5)$$

$H'$ : Hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe [H – Q] (m).

- Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement : par l'augmentation des singularités (réducteur de pression, coude...etc).
- Diminution de temps de pompage : dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

**Changement du temps de la pompe :**

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

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

Avec :

- **t** : Temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);
- **t'**: Nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);
- **Q<sub>pf</sub>**: Débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m<sup>3</sup>/h);

**Modification de la vitesse de rotation :**

Nous commençons par établir l'équation de la courbe de proportionnalité:

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} * Q^2$$

Puis nous traçons cette courbe et en fin nous déterminons la nouvelle vitesse de rotation.

**B) Débit disponible < Débit appelé :**

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

- **Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
- **Changement de type de pompe.**

**Remarque** : si on tombe dans un cas où  $Q_{pf} \approx Q_{app}$  ce n'est pas la peine de faire un réglage.

## V-7. Etude de pompage

Nous proposons de faire l'étude de pompage par le logiciel CAPRARI, les résultats obtenus par le logiciel.

### V-7-1. Refoulement (SP Bouzid – Réservoir Bouzid)

La SPBouzid refoule un débit de 2.65 l/s, pour une HMT de 67.66m, sur une longueur de 408 m.

**Tableau V-1** : Caractéristique des pompes en fonction de leur nombre.

n	Q appelé (l/s)	Q Pompe (l/s)	HMT appelé (m)	Type de pompe	$\eta$ (%)	HMT pompe (m)	Vitesse (tr/min)	Nombre d'étage	Pabs (kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)
1	2.65	3.43	67.66	P6M	62.7	71.6	2900	7	3.85	2.17
2	1.33	1.89	67.66	P6L	50.3	73.7	2900	6	2.74	2.79

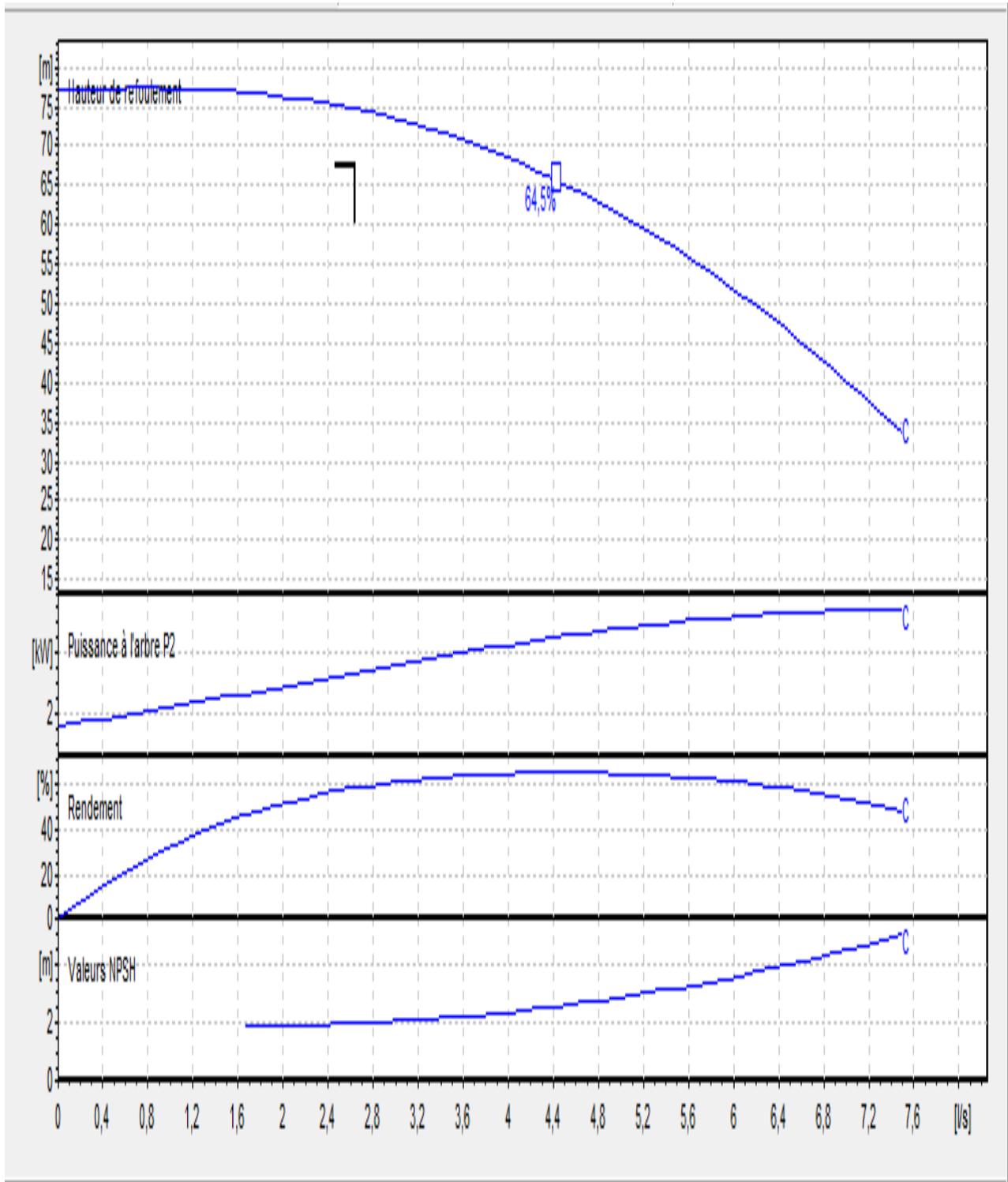
Avec:

- **n** : nombre de pompe ;
- **Q appelé** : le débit de la pompe ;
- **HMT** : hauteur manométrique totale de la pompe ;
- **$\eta$**  : rendement de la pompe ;
- **P<sub>abs</sub>** : la puissance absorbée par la pompe ;
- **(NPSH)<sub>r</sub>** : « Net Positive Section Head » ou « charge net d'aspiration requise ». c'est une donnée fournie par le constructeur de la pompe.

A partir du **tableau V-1** on déduit que la variante de deux (01) pompe est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle. On opte pour un nombre de pompe de (01) avec une pompe de secours. Ces deux(02) pompes sont identiques de type **P6M/3/20/7C.CAPRARI**.

### V-7-2. Courbe caractéristique des pompes

Les courbes caractéristiques de la pompe : [H – Q], [Pabs – Q], [ $\eta$  – Q], [(NPSH)<sub>r</sub> – Q] sont retirées à partir de logiciel de CAPRARI et sont représentées par la **figure V.1**



**Figure V-1 :** Les courbes caractéristiques de la pompe du SPBouzid de type P6M/3/20/7C.CAPRARI.

V-7-3. Point de fonctionnement des pompes

➤ Courbe caractéristique de la conduite

Tableau V-2 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SPBouzid – réservoir Bouzid).

N°	Q (l/s)	Hg (m)	Lref (m)	Dec (m)	$\lambda$	$\Delta h^{lin_p}$ (m)	$\Delta ht$ (m)	Hc (m)
1	0	61.7	408	0.075	0.0505	0	0	0
2	0,38	61.7	408	0.075	0.0505	0,226	0,248	61,95
3	0,76	61.7	408	0.075	0.0505	0,902	0,992	62,69
4	1,14	61.7	408	0.075	0.0505	2,030	2,233	63,93
5	1,51	61.7	408	0.075	0.0505	3,562	3,918	65,62
6	1,89	61.7	408	0.075	0.0505	5,580	6,138	67,84
7	2,27	61.7	408	0.075	0.0505	8,049	8,854	70,55
8	2,65	61.7	408	0.075	0.0505	10,969	12,066	73,77
9	3,03	61.7	408	0.075	0.0505	14,341	15,775	77,47

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure V.2.

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (pf) sont

- $Q_{pf} = 2.82 \text{ l/s} > Q_{app} = 2.65 \text{ l/s}$
- $H_{pf} = 75.44 \text{ m} > H_{app} = 67.66 \text{ m}$

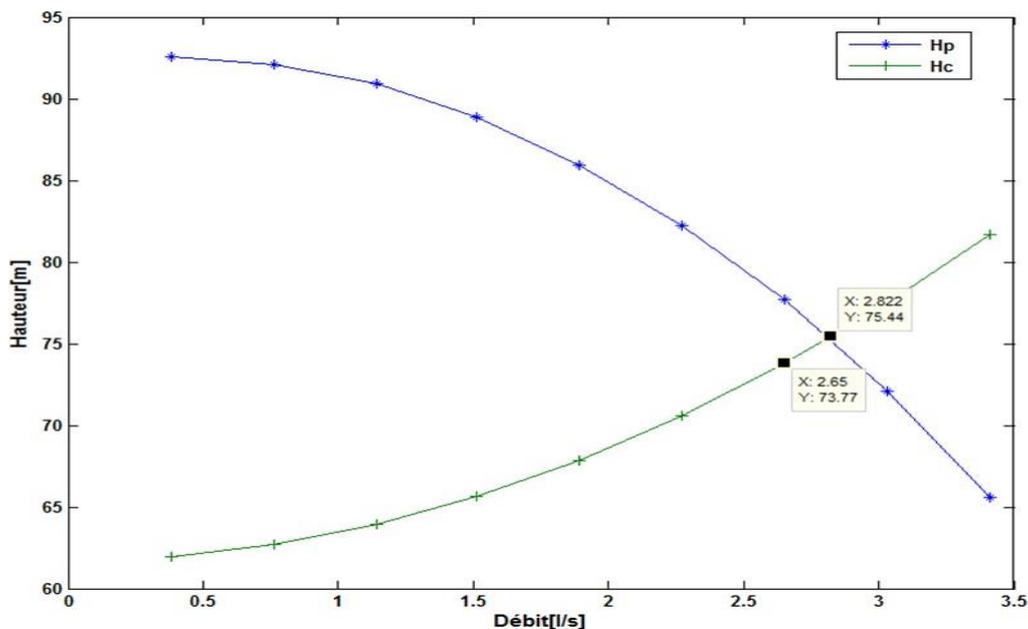


Figure V-2 : Point de fonctionnement de pompe de la station SPBouzid.

**Interprétation:**

Le débit du point de fonctionnement est supérieur au débit appelé et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement est supérieure à la hauteur manométrique appelée, une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement s'impose.

**V-7-4. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données**

**a) Vannage**

- $H'_c = 73.77$  m
- $h_v = 73.77 - 67.66 = 6.11$  m
- $\eta_{inst\ av.van} = 62.7$  % (tableau V-1).
- $\eta_{inst\ ap.van} = 62.7 \frac{67.66}{67.66+6.11} = 57.51$  %
- Moyennant la formule III-12 (Chapitre III), on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que :  $Q = \frac{Q_{app}}{n}$  avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$n = 1 \rightarrow Q = Q_{app} = 0.00265 \text{ m}^3/\text{s} \text{ ainsi : } P_{abs} = \frac{9.81 \cdot 0.00265 \cdot 73.77}{0.5751} = 3.33 \text{ Kw}$$

**b) Diminution du temps de pompage :**

- Le nouveau temps de pompage sera :  $t' = \frac{0.00265}{0.00282} 24 \rightarrow t' = 22$  h 33 min
- Le rendement correspondant au débit  $Q_{Pf} = 0.00282 \text{ m}^3/\text{s}$  est : **62,7 %** ;  
Moyennant la formule III-12 (Chapitre III), on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que :  $Q = \frac{Q_{pf}}{n}$  avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$n = 1 \rightarrow Q = Q_{pf} = 0.00282 \text{ m}^3/\text{s} \text{ ainsi : } P_{abs} = \frac{9.81 \cdot 0.00282 \cdot 73.77}{0.627} = 3.25 \text{ Kw}$$

**c) Modification de la vitesse de rotation :**

Commençons par établir l'équation :

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} * Q^2$$

AN :

$$H = \frac{73.77}{[2.65 \cdot 10^{-3}]^2} * Q^2 \text{ d'où } H = 10.5 \cdot 10^6 * Q^2$$

Traçons la courbe de proportionnalité sur la base des données du tableau suivant :

Tableau V-3 : les données de la courbe de proportionnalité :

N°	Q (l/s)	H [m]
1	0	0
2	0,38	1,51
3	0,76	6.07
4	1,14	15.86
5	1,51	23.95
6	1,89	37.52
7	2,27	54.13
8	2,65	73.77
9	3,03	96.44
10	3.43	123,59

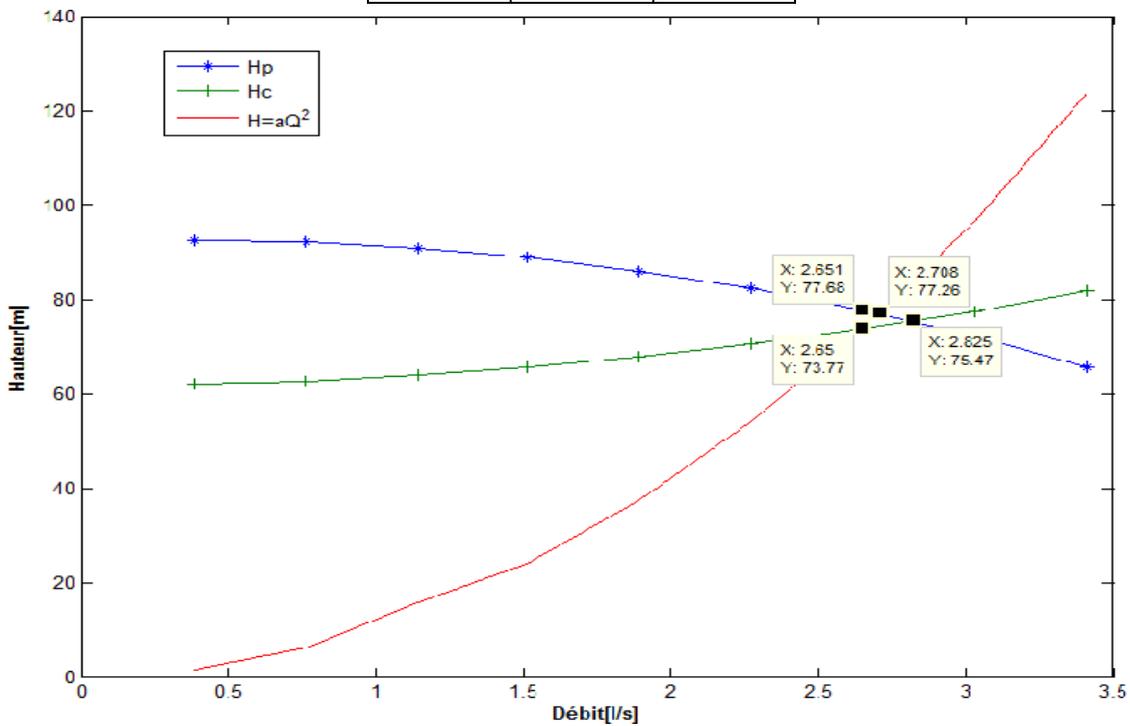


Figure V-3 : Réglage qualitatif de la pompe de la station SP Bouzid.

Puis, nous calculons la nouvelle vitesse de rotation :

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

AN :

$$n = 2838tr/min$$

Le rendement est de 60%, alors Pabs=3.2kw

**Interprétation:**

On opte pour le réglage par modification de la vitesse car ce mode nous assure une consommation d'énergie la plus faible et un rendement qui n'est pas très affecté.

**V-7-5. Description des pompes**

Moyennant le logiciel de sélection des pompes CAPRARI, nous obtenons :

**1) Caractéristiques générales de la pompe**

**Pompe : P6M/3/20/7C**

- Cors d'aspiration, refoulement et intermédiaires : en fonte.
- Roues : en fonte.
- Arbre : en acier, soutenu par des roulements en caoutchouc résistant à l'abrasion, tant aux deux extrémités qu'au niveau de chaque corps intermédiaire.
- Peinture : homologuée pour eau potable.
- Poids de la pompe : 155 Kg

**2) Matériau des principaux organes de la pompe**

**Tableau V-4 : Matériau des principaux organes de la pompe :**

<b>Matériaux</b>	
<b>CONSTRICION POMPE</b>	
<b>Corps de pompe</b>	<b>Fonte</b>
<b>Corps d'aspiration</b>	<b>Fonte</b>
<b>Corps d'étage</b>	<b>Fonte</b>
<b>Roue</b>	<b>Fonte</b>
<b>Bague d'usure</b>	<b>Fonte</b>
<b>Arbre pompe</b>	<b>Fonte</b>
<b>Palier</b>	<b>Acier</b>
<b>LIGNE D'ARBRE</b>	<b>Caoutchouc</b>
<b>Tube colonne</b>	
<b>Arbre</b>	<b>Acier</b>
<b>Douille arbre</b>	<b>Acier</b>
<b>Manchons</b>	<b>Acier cromé</b>
<b>Roulements</b>	<b>Acier inox</b>
<b>GROUE COMMANDE</b>	
<b>Bas</b>	<b>Fonte ou acier</b>
<b>Lanterne de liaison</b>	<b>Fonte ou acier</b>
<b>Crépine</b>	<b>Acier galvanisé</b>

**3) Encombrement de la pompe**

L'encombrement de la pompe est représenté d'après le catalogue de CAPRARI dans la figure suivante :

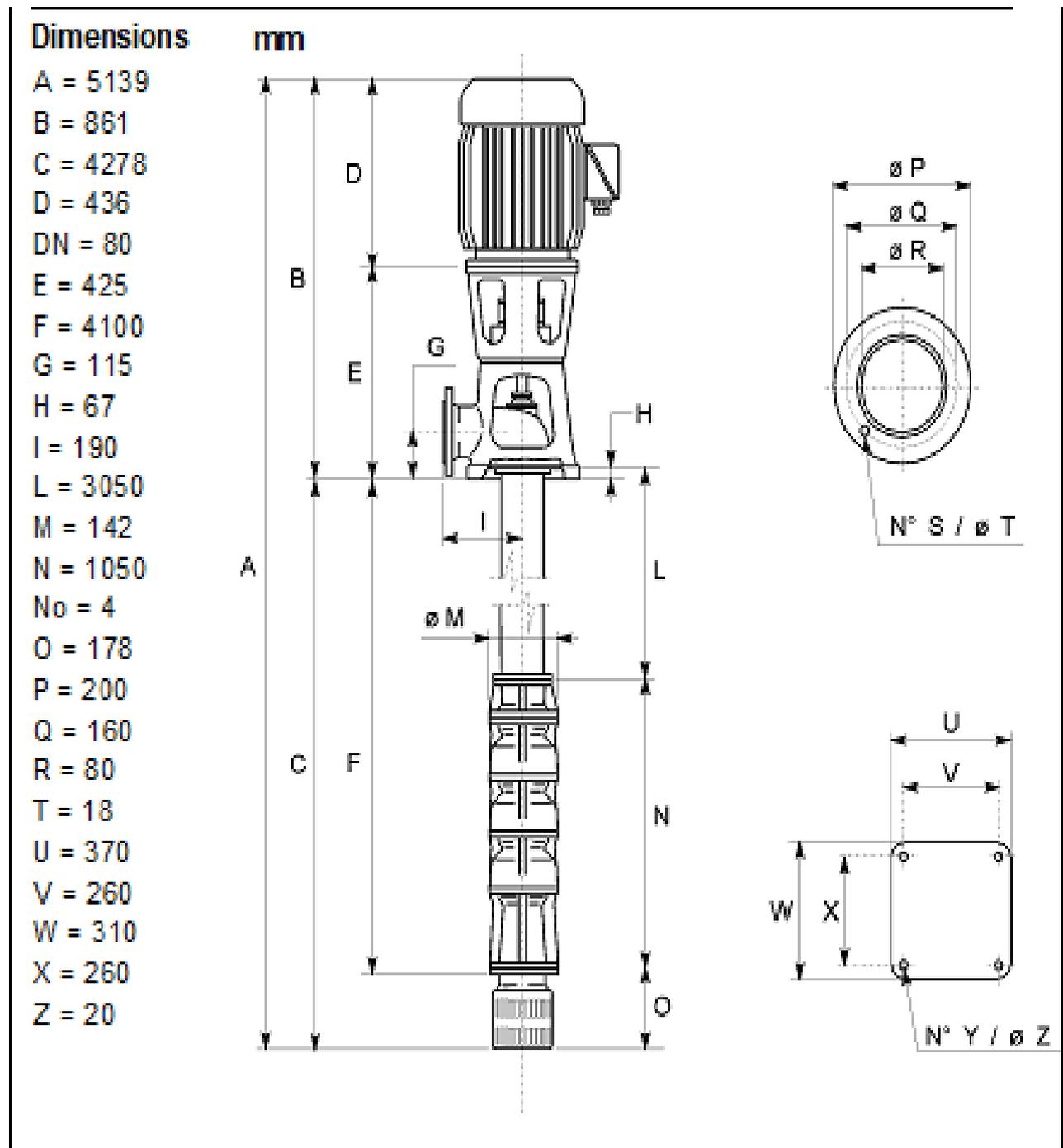


Figure V-4 : Encombrement de la pompe P6M/3/20/7C.CAPRARI.

#### 4) Choix du moteur électrique

##### a) Critères de choix du moteur électrique

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale ;
- position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;

- Tension d'alimentation en fonction de la puissance du moteur et de l'investissement ;
- Poids minimum.

**b) Vitesse de rotation du moteur**

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/min} \tag{V-11}$$

Où :

$N_m$  : Vitesse de rotation du moteur (tr/min) ;

$N_p$  : Vitesse de rotation de la pompe (tr/min) ;

**c) Puissance fournie par le moteur**

La puissance qui devra être fournie par le moteur est calculée par la formule suivante :

$$P_{abs} = \frac{\alpha * Q_{app} * HMT * K}{\eta_p * \eta_{acc} * \eta_m} \tag{V-12}$$

Où :

- $P_m$  : Puissance du moteur (watt);
- $\varpi$  : Poids volumique de l'eau,  $\varpi = 9810 \text{ N/m}^3$ ;
- $Q$  : Débit refoulé par une seule pompe ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;
- HMT : hauteur manométrique totale minimum (m);
- $\eta_p$  : Rendement de la pompe ;
- $\eta_{acc}$  : Rendement de l'accouplement,  $\eta_{acc} = 93 \%$
- $\eta_m$  : Rendement du moteur,  $\eta_m = (92-95)\%$
- On prend :  $\eta_m = 92\%$
- $K$  : Coefficient de correction de puissance, il fonction de la puissance de la pompe.

**Tableau V-5** : Coefficient de correction en fonction de la puissance.

<b>Pabs (kw)</b>	1 – 2	2 – 10	10 – 50	50 – 100	100 – 200	> 200
<b>K</b>	2	2 – 1,3	1,3 – 1,2	1,2 – 1,1	1,1 – 1,05	1,05

**d) Caractéristique du moteur électrique de SPBouzid**

Les caractéristiques du moteur sont données directement par le catalogue CAPRARI et elles sont comme suit :

- Frequence : 50Hz
- Tension nominale : 400 V
- Vitesse nominale : 2900 1/min
- Nombre de pôles : 2
- Puissance nominale P2 : 7.5 KW

- Courant nominal : -A
- Type de moteur : 3~
- Classe d'isolation : F
- Degré de protection : IP 55

### V-8. Bâtiment de la station de pompage SPBouzid

Il existe différents types de bâtiments pour une station de pompage :

- Type bloc ;
- Type bloc approfondi ;
- Type bache sèche ;
- Type bache sèche approfondie ;
- Type bache mouillée avec pompe noyée ;
- Type bache mouillée avec pompe de surface ;
- Type de surface.

Le choix de type de bâtiment en fonction de plusieurs paramètres liés au type de pompe et leur installation ainsi qu'au site du projet.

D'après ce qui précède, on choisit de projeter un bâtiment type Bache mouillée car :

- Le débit journalier de la station de pompage est de  $0.00265 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- Les pompes choisies sont des pompes Pompe à axe vertical.

#### V-8-1. Disposition de la pompe dans la bache

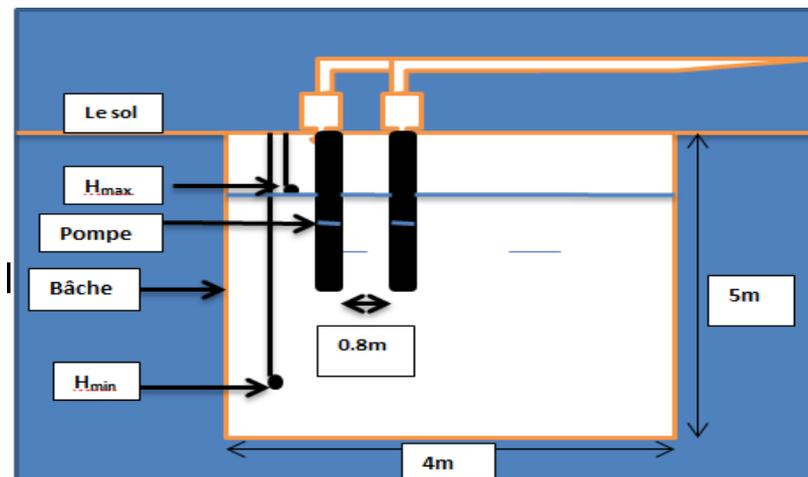


Figure V-5 : disposition de la pompe dans la bache

Le bâtiment est généralement construit sous forme rectangulaire et comporte des salles de machines, plus une plateforme de montage et démontage, une salle annexe (pour le bureau d'exploitation, toilette, salle de stockage, salle des armoires électriques).

Il est recommandé de prendre :

- ❖ La hauteur de station de pompage normalisée ( $H_b = 3,5 \text{ m} ; 4,2 \text{ m} ; 4,8 \text{ m} ; 5,4 \text{ m} ; 6 \text{ m}$ ) ;
- ❖ La longueur du bâtiment normalisée ( $L_b = 3 \text{ m} ; 6 \text{ m} ; 18 \text{ m} ; 21 \text{ m} ; 24 \text{ m} \dots$ ) ;
- ❖ La distance entre les poteaux ( $3 \text{ m} ; 6 \text{ m} ; 9 \text{ m} ; 12 \text{ m} \dots$ ) ;
- ❖ Il faut respecter certaines distances pour faciliter le mouvement des personnels ainsi que pour des raisons de sécurité.

### V-8-2. Dimensionnement du bâtiment

Les différentes dimensions de la station de pompage sont :

#### ❖ Epaisseur des murs du bâtiment

On prévoit des murs à double cloisonnement avec des briques de 10 cm d'épaisseur séparées entre elle d'un vide de 10 cm, donc l'épaisseur du mur sera de 30 cm.

#### ❖ La hauteur du bâtiment

$$H_b = h_6 + h_7 + h_8 + h_9$$

Avec :

$h_6$  : Hauteur réservée à l'homme  $h_6 = 2,2 \text{ m}$  ;

$h_7$  : Hauteur du plan roulant  $h_7 = 0,3 \text{ m}$

$h_8$  : Hauteur profilée  $h_8 = 0,8 \text{ m}$  ;

$h_9$  : Hauteur de sécurité  $h_9 = 0,5 \text{ m}$  ;

Donc :  $H_b = 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 = 3,8 \text{ m}$

On prend  $H_b = 4,2 \text{ m}$

#### ❖ Longueur du bâtiment

La longueur du bâtiment est calculée par la formule suivante :

$$L_b = L_{pf} + L_r + 2S$$

Avec:

$L_{pf}$  : Longueur de la plate-forme ;  $L_{pf} = 3 \text{ m}$  ;

$L_r$  : Longueur de l'armoire électrique ;  $L_r = (2-3) \text{ m}$ , on prend  $L_r = 2 \text{ m}$  ;

$S$  : épaisseur du mur ;  $S = 0,3 \text{ m}$  ;

Donc :  $L_b = 3 + 2 + (2 \times 0,3) = 5,6 \text{ m}$

On prend  $L_b = 6 \text{ m}$

### ❖ Largeur du bâtiment

Elle est calculée par la formule suivante :

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2S$$

Avec :

$l_1$  : Distance entre le mur et le premier organe =  $(0,2 \div 0,3) \text{ m} \Rightarrow l_1 = 0,3 \text{ m}$  ;

$l_4$  : Longueur des accessoires au refoulement ;

$S$  : épaisseur du mur ;  $S = 0,3 \text{ m}$  ;

$$l_4 = l_{tr} + l_c + l_j$$

$l_{tr}$  : Longueur de la tubulure de refoulement  $l_{tr} = 2 \times dr = 2 \times 80 \Rightarrow l_{tr} = 0,16 \text{ m}$  ;

$l_c$  : longueur de divergent =  $0,4 \text{ m}$  ;

$l_j$  : longueur des joints =  $0,5 \text{ m}$  ;

Donc :  $l_b = 0,3 + 0,16 + 0,4 + 0,5 + (2 \times 0,3) = 1,96 \text{ m}$

On prend  $l_b = 3 \text{ m}$

### ❖ 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 faut avoir un éclairage de surface de (10 à 15) % de la surface de la station en plus de l'éclairage électrique. On prend 12,5%.

$$S(\text{fenêtres}) = 0,125 \times 6 \times 3,5 \Rightarrow S(\text{fenêtres}) = 2,625 \text{ m}^2;$$

Le nombre de fenêtres :

$$N(\text{fenêtres}) = \sum S(\text{fenêtre}) / (2,2 \times 1,4) = 0,85 \Rightarrow \mathbf{01 \text{ fenêtre}}$$

## Conclusion

D'après l'étude que nous avons faite dans ce chapitre, on a choisi une pompe de marque Caprari, type PM multicellulaire à axe vertical, cette pompe sera entraînée par un moteur électrique, Pour assurer le bon fonctionnement de la pompe, nous l'avons adapté aux conditions de fonctionnement de notre projet en proposant une diminution du temps de pompage. Le bâtiment de la station de pompage est de type bache mouillée.

**CHAPITRE VI**

**POSE ET PROTECTION DE LA CANALISATION**

## **Introduction**

Le but de ce chapitre est de présenter les techniques adéquates pour une pose de canalisation. Avant chaque réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de définir l'ensemble de ces composantes, afin d'assurer la protection, la stabilité et la durabilité de la conduite. Nous indiquons aussi les différents accessoires devant être placés le long de l'adduction, ainsi que les méthodes de protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier et la corrosion. Bonne protection et par conséquent une longue durée de vie du projet.

### **VI-1. Pose de canalisation**

#### **VI-1-1. Différents types de pose de conduites [2]**

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie de notre terrain et des différents types rencontrés :

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

##### **1. Pose en terre**

Pour la disposition des tuyaux dans les meilleures conditions, la pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante avec établissement des niches pour faciliter le travail lors de jointure.

Cette opération s'effectue par tronçon successif, en posant des tuyaux en files bien alignés et bien nivelés, tout en commençant par les points hauts. L'enfouissement des canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieures, de conserver la fraîcheur de l'eau et de la mettre à l'abri du gel.



Figure VI-1 : Pose des conduites en terre

## 2. Pose en mauvais terrains

Si la conduite devra être posée en mauvais terrains (terrains marécageux), il pourra être nécessaire pour éviter les affaissements (tassement) qui rompraient la conduite où désassembleraient les joints ; de couler au fond de la tranchée une dalle en béton armé.

## 3. Pose en galerie

La pose des conduites en galerie présente double avantages de faciliter leur surveillance et d'éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi l'ouverture de chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement. Cette pose est courante dans les villes ou agglomérations disposant déjà de galeries spéciales souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables).

Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres, et sur les tasseaux pour les grands diamètres dans les galeries sèches spéciales.

#### **4. Pose en pente**

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

#### **5. Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées**

Pour qu'il n'y ait plus de transmission des vibrations dues aux charges et pour amortir les chocs qui peuvent nuire à la conduite et causant des ruptures, par suite des infiltrations nuisibles, on prévoit les solutions suivantes :

- Couler de béton noyant la plus grande partie du tuyau ;
- Placer une dalle de béton armé sur des piédroits en béton ;
- Coller une dalle en béton armé sur un lit de sable recouvrant entièrement le tuyau (enrobage);
- Utiliser les gaines, qui sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites.

#### **6. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement**

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

#### **7. Passage de ponts**

Franchir un pont avec une canalisation constituée d'éléments emboîtés consiste à résoudre :

- Le support ;
- L'absorption des dilatations thermiques du pont et celle de la canalisation ;
- L'encrage des éléments soumis aux poussées hydrauliques ;
- La protection contre le gel si nécessaire.

Il existe deux grands principes de poses que l'on choisit en fonction du type d'ouvrage :

- Canalisation fixée sur l'ouvrage ;
- Canalisation indépendante de l'ouvrage.

#### **Remarque :**

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celles qui ont subies des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décante en

lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente. Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

### VI-1-2. Butées et amarrage

C'est une disposition spéciale rencontrée dans la pose des conduites utilisées dans les changements de direction.

Afin d'assurer la stabilité et la résistance aux poussées dues à des pressions de l'eau au niveau des coudes, des revêtements et des extrémités ou les ruptures pourraient survenir, il y a lieu de construire des massifs en béton qui par leur poids s'opposent au déboîtement des joints.

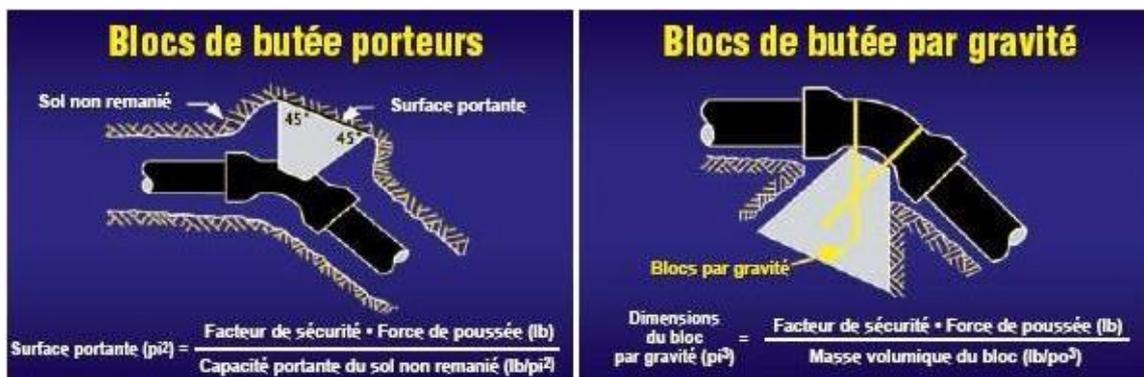


Figure VI-2 : Les butées (Guide DIPRA)

### VI-1-3. Différentes étapes de mise en place des canalisations [10]

#### 1. Réalisation des fouilles

##### ❖ Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée doit être au minimum 0.60 m et cela, pour faciliter les travaux.

Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0.30 m d'espace de chaque côté de celle-ci.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\text{Si DN} \leq 400 : \quad \mathbf{B = D + (2 \times 0,30) \quad (m)}$$

$$\text{Si DN} > 400 : \quad \mathbf{B = D + (2 \times 0,50) \quad (m)}$$

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

**❖ La profondeur de la tranchée**

Elle est déterminée de façon qu'une distance suffisante soit ménagée au-dessus de la génératrice supérieure du tuyau pour assurer la protection de la conduite contre les dégâts qui pourraient être causés par le gel, et ceux d'écrasement sous l'effet de charge et de surcharge.

Cette distance varie de 0.8 à 1.20 m selon que les régions sont ou non exposées à des

**✓ Lit de pose**

Recouvert d'un lit de pose de 0,2 m à 1,15 m d'épaisseur nivelée suivant les côtes du profil en long. Constitué selon la nature du sol par :

- ◆ Gravier, dans un terrain ordinaire ;
- ◆ Pierres cassées à l'anneau de 5 cm pour former des drains, dans les terrains imperméables ou rocheux ;
- ◆ Par un lit béton maigre dans les parties rocheuses très en pente.

**✓ Fond de fouille**

Sauf cas particulier, le fond de fouille est réglé avec une longitudinale au moins 4‰, ce qui permet une montée de l'air en chaque point haut.

En terrains peu accidentés, en fonction de cette valeur minimale une succession de montées et descentes est réalisée, chaque point haut étant muni d'un dispositif d'évacuation d'air (ventouse) et chaque point bas d'un dispositif de décharge (vidange).

**2. Préparation de la canalisation**

Avant la descente en fouille, les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subis des chocs pour faciliter le nivellement. La soudure des joints se fera au-dessus de la fouille, où les tuyaux sont maintenus par des bois disposés en travers de la tranchée.

**3. Epreuve des joints et des canalisations principales**

Ces épreuves sont des mises en pression destinées à contrôler l'étanchéité des conduites au fur et à mesure de l'avancement des travaux. Après mise en pression préalable de 5 minutes, faite à la pression d'épreuve, il est procédé à l'ouverture de la (des) purge (s), disposée (s) à l'autre extrémité du tronçon d'essai par rapport au manomètre, afin de vérifier qu'il n'existe aucun obstacle (robinet, vanne fermée) à la montée en pression sur la totalité du tronçon éprouvé. La pression est rétablie par la suite à la pression d'épreuve, pendant le temps prescrit, toutes les précautions étant prises pour minimiser les coups de bélier dans la conduite.

Le tronçon est maintenu en pression pendant 30 minutes au cours desquelles la diminution de pression ne doit pas être supérieure à 20 kPa.

#### **4. Essai général du réseau**

Avant la réception provisoire des travaux, il est procédé à une mise en pression générale du réseau par l'intermédiaire du réservoir, les robinets et vannes de branchement et de raccordement étant fermés. Cette mise en pression dure 48 heures, alors la perte par rapport à la capacité du réseau est constatée, elle ne doit pas dépasser 2%.

#### **5. Remblaiement de la tranchée**

Le remblayage des tranchées comporte en général deux phases principales :

- L'enrobage ;
- Le remblai supérieur.

##### **a. L'enrobage**

L'enrobage des conduites comprend le lit de pose, l'assise et le remblai de protection.

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

##### **b. Le remblai supérieur**

Il est exécuté après les épreuves en pression, en fonction des contraintes de l'environnement et de la sécurité des personnes et des biens. Il est réalisé en mettant les déblais des fouilles, dont on élimine les éléments impropres comme dans le cas de la précédente opération.

Les conditions de mise en œuvre et la reconstitution de la couche supérieure dépendent des situations rencontrées comme en zone rurale ou en milieu urbain :

- Dans le premier cas (zone rurale) ; le remblayage est effectué par couches successives et régulièrement damées et la couche supérieure de terre végétale est reconstituée par réemploi de la terre végétale mise en dépôt. Une légère sur- hauteur est réservée pour les tassements ultérieurs.

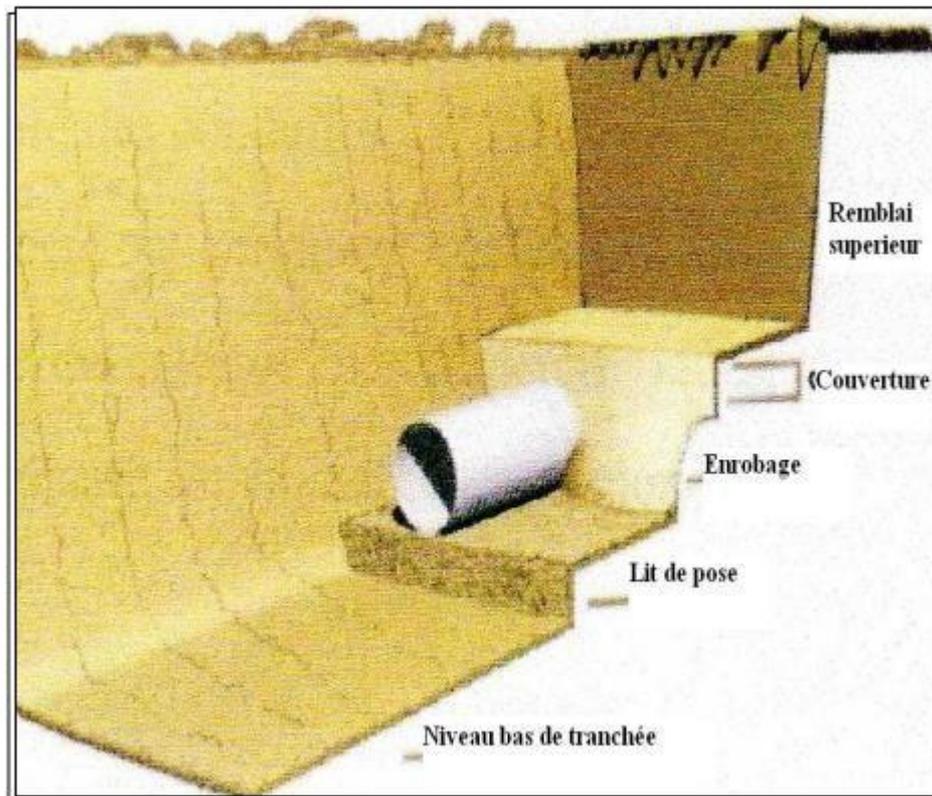


Figure VI- 3 : Remblayage de fouille (Guide DRPA)

## VI-2. Accessoires [2]

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

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger les canalisations ;
- Changer la direction ;
- Raccorder deux conduites ;
- Changer le diamètre ;
- Soutirer les débits.

### VI-2-1. Robinets vannes

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvres lentes pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue pour une rotation de 90° de la partie tronconique.

On distingue les robinets vannes à coin (à opercule) et les robinets vannes papillon :

#### a) Robinet vanne à coin (à opercule)

Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin.

b) Vannes papillons

Les vannes papillon peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manœuvre est faible. Elle occasionne une faible perte de charge.

- ❖ Des robinets vanne à opercule à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivées et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe et au maximum chaque 400m de la conduite gravitaire et de refoulement.



Figure VI-4: Robinet vanne à opercule (d'après W.A.E)

- ❖ Des robinets vanne papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.

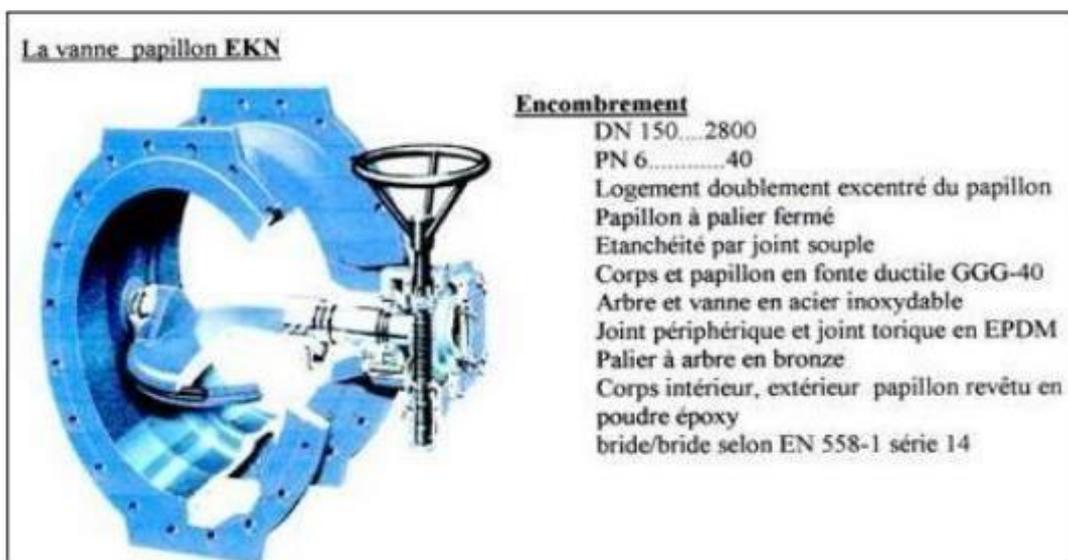


Figure VI-5 : Robinets vanne papillon (D'après A.W.E)

### VI-2-2. Clapets anti retour

Le clapet anti retour est, en apparence, un appareil simple. Schématiquement, il fonctionne comme une porte. C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

Dans la réalité, le clapet doit s'adapter à de nombreux fluides, à des installations très variées présentant à chaque fois des contraintes mécaniques, hydrauliques, physiques ou chimiques différentes. On prévoit l'installation d'un clapet anti retour à la sortie de chaque pompe.



**Figure VI-6:** Clapet anti retour top stop (D'après W.A.E)

### VI-2-3. Ventouses

L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique

Une ventouse manuelle est un simple robinet que l'on manœuvre périodiquement. Les ventouses automatiques sont des pièces évacuant l'air dès qu'il se forme une poche notable. Toutes ces ventouses sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement. Ces ventouses automatiques, en dehors de la suppression des poches d'air en fonctionnement normal, permettent également l'évacuation de l'air lors de la mise en eau de la canalisation et, réciproquement, l'admission de l'air lors de la vidange provoquée de la canalisation, ce qui permet d'éviter la mise en dépression de cette dernière. On opte pour les ventouses à trois fonctions car l'adduction mixte est de diamètre variant de 80 à 300 mm.



**Figure VI-7:** ventouse triple fonction VAG DUOJET (D'après document W.A.E)

**Remarque :** les ventouses sont généralement placées au point haut de la conduite et après la vanne de sectionnement.

#### VI-2-4. Vannes de décharge

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

#### VI-2-5. Réducteur de pression aval

Les réducteurs de pression sont utilisés pour permettre l'alimentation d'une partie basse de pression à partir d'un étage à pression sensiblement plus élevé.

Un réducteur de pression comporte toujours un clapet mobile et un ou plusieurs ressorts de compression, réglables, agissant sur le clapet dans le sens de l'ouverture. Si la pression tombe à l'aval au-dessous de la valeur désirée, le clapet s'ouvre sous l'action des ressorts. Au contraire, dès que la pression aval atteint la valeur fixée, le clapet se referme. Il est recommandé de placer un tel réducteur entre deux robinets-vannes et d'installer un by pass avec vanne normalement fermée. Ce dispositif permet de mettre l'appareil hors circuit, soit

pour une réparation éventuelle, soit en cas d'incendie, pour maintenir une haute pression dans le réseau.

### **VI- 2-6. Moyens anti-bélier**

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

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

### **VI- 2-7. By-pass**

Le by pass est utilisé pour les rôles suivants:

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

Dans notre cas, les by pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de chambre de vannes pour remplir le troisième rôle.

### **VI-2-8. Crépines**

La crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets.

Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0,5 m du fond du puisard.

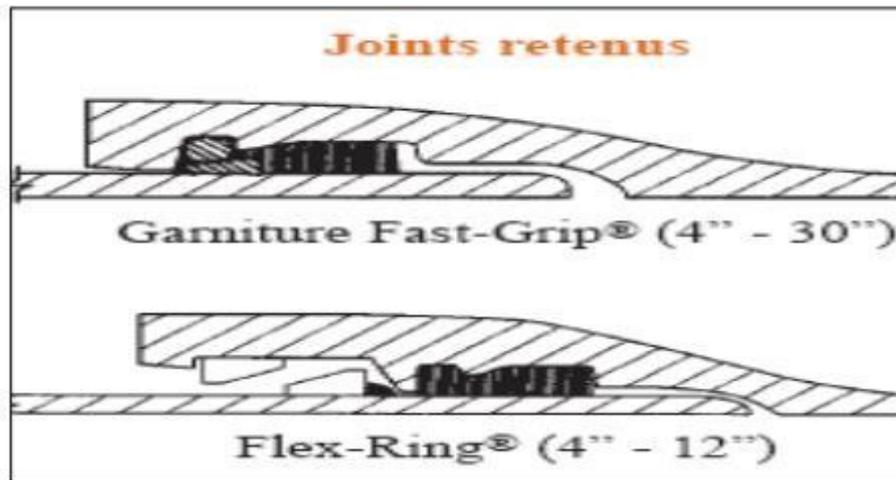
### **VI-2-9. Joints de raccordement**

Les longueurs de tuyaux sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une autobutée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser. Les joints les plus utilisés dans notre cas sont

- ✓ le joint à emboîtement à soudure;
- ✓ le joint automatique;

- ✓ le joint gibault;
- ✓ le joint verrouille;
- ✓ les joints mécaniques;
- ✓ le joint à brides (fixe ou orientable).

Les joints modernes sont verrouillés grâce à des bagues de joint en élastomère comportant des inserts métalliques. De même, le joint proprement dit, qui se place entre les brides, est actuellement en élastomère garni d'inserts métalliques pour éviter le fluage à la compression lors du serrage.



**Figure VI-8:** joints pour canalisations en fonte (D'après Guide DIPRA).

## VI-2-10. Organes de mesure

### 1. Mesure de débit

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme ;
- Le venturi ;
- La tuyère.

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression. La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle.

### 2. Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

- ✓ Manomètres à jet unique:
  - Les manomètres à turbine jet unique ont fait leurs preuves des millions de fois. Ce sont des compteurs à cadran totalement sec muni d'une tête rotative facilitant la lecture dans tous les montages à des températures de 50°C ou 100°C.
- ✓ Manomètres à jet multiple.

- ✓ Manomètres Woltman.



Figure VI-9: Manomètres (d'après document W.A.E)

## VI-2-11. Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- ✓ La déviation d'une partie d'écoulement ;
- ✓ L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage ;
- ✓ Le changement de diamètre de la conduite ;
- ✓ Le montage et le démontage des accessoires ;
- ✓ Le changement de direction de la conduite.

### 1- Coudes

Les coudes sont des accessoires utiles, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle  $\alpha$  de :

$$\frac{1}{4}(90^\circ) ; \frac{1}{8}(45^\circ) ; \frac{1}{16}(22^\circ 30') ; \frac{1}{32}(11^\circ 15').$$

### 2- Cônes

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue:

- ◆ Les cônes à deux emboîtements ;
- ◆ Les cônes à deux brides ;
- ◆ Les cônes a emboîtement et bride.

### 3- Tés

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

### 1. Joints de démontage

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.

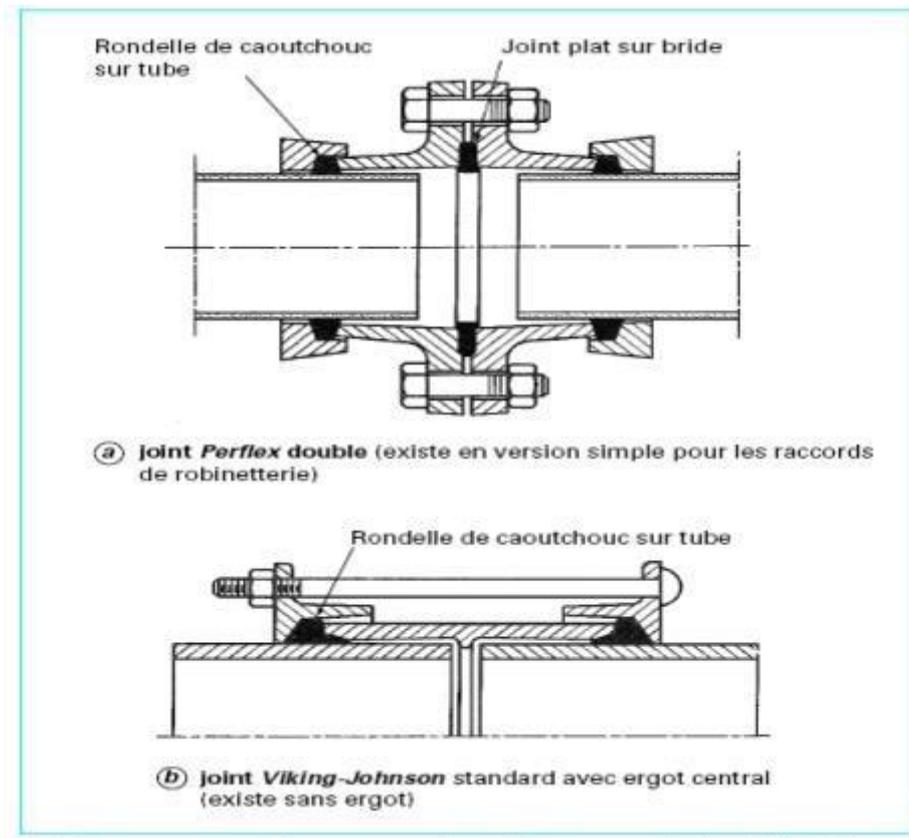


Figure VI-10 : Joints pour canalisations en fonte (Document de Société wallonne des eaux)

### VI-3. Protection des canalisations

Qu'elles soient posées en terre, ce qui est le cas général, ou en galeries, les conduites d'adduction gravitaire ou par refoulement, sont menacées de dégradation ou de destruction par causes divers naturelles ou artificielles.

Leur bonne conservation dépend, en premier lieu, de la qualité du matériau dont elles sont constituées et surtout de son adaptation aux caractéristiques physico-chimiques des terrains dans lesquels elles sont posées.

#### VI-3-1. Protection des conduites contre le coup de bélier [6]

##### VI-3-1-1. Définition

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents.

Le coup de bélier est une onde de pression, positive ou négative, provoquée par une variation du régime hydraulique, et se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité, elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite, en changeant de signe ou non suivant les conditions physiques qui y sont rencontrées.

### **VI-3-1-2. Causes du coup de bélier**

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

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

### **VI-3-1-3. Risques dus aux coups de bélier**

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

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

#### **a) Cas de surpression**

Si la somme de la surpression et de la pression initiale dépasse la pression maximale admissible (PMA) de la conduite, il peut y avoir fissuration, des cassures de cette dernière, et déboîtement des joints.

#### **b) Cas de dépression**

Apparaît soit à la suite d'une forte pression, soit à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si la pression devient inférieure à 10 m.c.e, ceci entraîne un aplatissement de la conduite, cavitation, l'aspiration des joints, décollement de l'enduit interne de protection.

#### **c) Fatigue de la conduite**

L'alternance des surpressions et des dépressions provoque la fatigue de la conduite.

**VI-3-1-4. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier**

Il n'est pas possible de supprimer totalement les effets de coup de bélier, mais il convient de rechercher leur limitation à une valeur compatible avec la résistance des installations.

Les appareils anti-bélier auront donc pour effet :

- ♦ De limiter la surpression ;
- ♦ De limiter la dépression.

**VI-3-1-5. Les réservoirs d'air****a) Principe de fonctionnement**

Le réservoir d'air contient de l'eau et de l'air, en marche normale, la pression de cet air équilibre la pression dans la conduite au point considéré.

A la disjonction du groupe électrique, le clapet se ferme. Puisque la pompe ne fournit plus de pression, une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. En effet, à ce moment, la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite, au réservoir. L'eau de la conduite revient en arrière après l'annulation de sa vitesse et remonte dans la cloche, il en résulte donc une succession de surpressions et de dépressions jusqu'à l'amortissement du phénomène.

La dissipation de l'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci au travers d'un organe d'étranglement disposé à la base de la cloche.

**b) Calcul des réservoirs d'air**

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

Comme méthode de calcul, on distingue :

**❖ Méthode de Vibert**

La méthode de Vibert donne de bons résultats pour les petites et moyennes installations et risque de donner des valeurs de réservoirs d'air, importantes dans le cas de grandes installations.

**❖ Méthode de Bergeron**

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

**c) Dimensionnement de réservoir d'air par la méthode de Vibert [3]**

Les étapes à suivre pour déterminer le volume de réservoir d'air sont :

**1) Calcul de la célérité d'onde dans les conduites**

On calculera la célérité d'onde à l'aide de la formule améliorée par SALAH Boualem pour les conduites enterrées :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{2 \cdot K \cdot a \cdot (1 - \nu_m^2) \cdot (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) \cdot a \cdot E_s + E_m \cdot e_m \cdot (1 - \nu_s)}}} \quad (\text{m/s}) \quad (\text{VI -1})$$

Avec:

**K**: Coefficient d'élasticité de l'eau.  $K = 2,07 \times 10^9$  pascal ;

**$\rho$**  : Masse volumique de l'eau.  $\rho = 1000$  Kg / m<sup>3</sup>;

**E<sub>m</sub>** : Module de Young du matériau de la conduite.  $E_m = 1.2 \times 10^9$  pascal pour la PEHD ;

**E<sub>s</sub>** : Module de Young du sol.  $E_s = 2 \times 10^8$  pascal ;

**$\nu_m$**  : Coefficient de Poisson du matériau.  $\nu_m = 0,46$  (PEHD) ;

**$\nu_s$**  : Coefficient de Poisson du sol entourant la conduite.  $\nu_s = 0,33$  ;

**e<sub>m</sub>** : Epaisseur de la conduite (m).  $e_m = 0,0117$  m pour la fonte DN 800 (voir annexe VI.1);

**a** : rayon intérieur de la conduite (m).

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

$$\Delta H_{max} = \pm \frac{C \cdot V_0}{g} \quad (\text{VI -2})$$

### 2) calcul de la charge tenant compte du coup de bélier

$$Z = H_g \pm \frac{C \cdot V_0}{g} \quad (\text{m}) \quad (\text{VI -3})$$

Avec :

**V<sub>0</sub>** : Vitesse moyenne de refoulement en (m/s) ;

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

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

### 3) Calcul de la charge statique absolue

$$Z_0 = H_g + 10 \quad (\text{m}) \quad (\text{VI -4})$$

Charge à la surpression :

$$H_s = H_g + \frac{C \cdot V_0}{g} \quad (\text{m}) \quad (\text{VI -5})$$

Charge à la dépression:

$$H_s = H_g - \frac{C \cdot V_0}{g} \text{ (m)} \quad \text{(VI -6)}$$

4) Calcul de la charge maximal absolue

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C \cdot V_0}{g} \text{ (m)} \quad \text{(VI -7)}$$

On a :

$$h_0 = \left\{ \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ \frac{V_0}{2 \cdot g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right. \rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \rightarrow \frac{U_0}{L \cdot S}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad \text{(voir annexe VI)}$$

A partir de  $\frac{U_0}{L \cdot S}$ , L et S, on tire  $U_0$ , donc :

$$U_0 \cdot Z_0 = U_{\max} \cdot Z_{\min} \rightarrow U_{\max} = \frac{U_0 \cdot Z_0}{Z_{\min}}$$

$U_{\max}$  : volume du réservoir d'air

**Application**

❖ Les données de bases

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau VI.1:** Les caractéristiques de la conduite de refoulement.

Type de matériaux	D (mm)	S (m <sup>2</sup> )	V (m/s)	L (m)	H <sub>g</sub> (m)
PEHD	75	0.005	0,596	408	61.74

❖ Calcul de la célérité d'onde C

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

**Tableau VI.2:** Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement.

K (Pa)	$\rho$ (Kg/m <sup>3</sup> )	a (m)	$\nu_m$	$\nu_s$	E <sub>s</sub> (Pa)	E <sub>m</sub> (Pa)	e <sub>m</sub> (mm)	C (m/s)
$2,07 \times 10^9$	1000	0.0375	0.46	0,33	$2 \times 10^8$	$1.2 \times 10^9$	4.5	576.65

❖ Calcul de la capacité de réservoir

Les résultats trouvés pour le calcul de volume de réservoir d'air sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 : Calcul de volume du réservoir d'air de l'adduction de refoulement.

$Z_0$ (m)	$Z_{max}$ (m)	$V_0$ (m/s)	$g$ (m/s <sup>2</sup> )	$h_0$ (m)	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L \times S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	$U_0$ (m <sup>3</sup> )	$U_{max}$ (m <sup>3</sup> )	$V_{normalisé}$ (litre)
71.74	106.77	0.596	9.81	0.03	$4.23 \cdot 10^{-4}$	$7.9 \cdot 10^{-3}$	0.725	0.0161	0.0222	50

Remarque : on a majoré  $U_{max}$  de 30 %

❖ Installation du réservoir d'air

Vu les dimensions du réservoir d'air, ce dernier sera installé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil

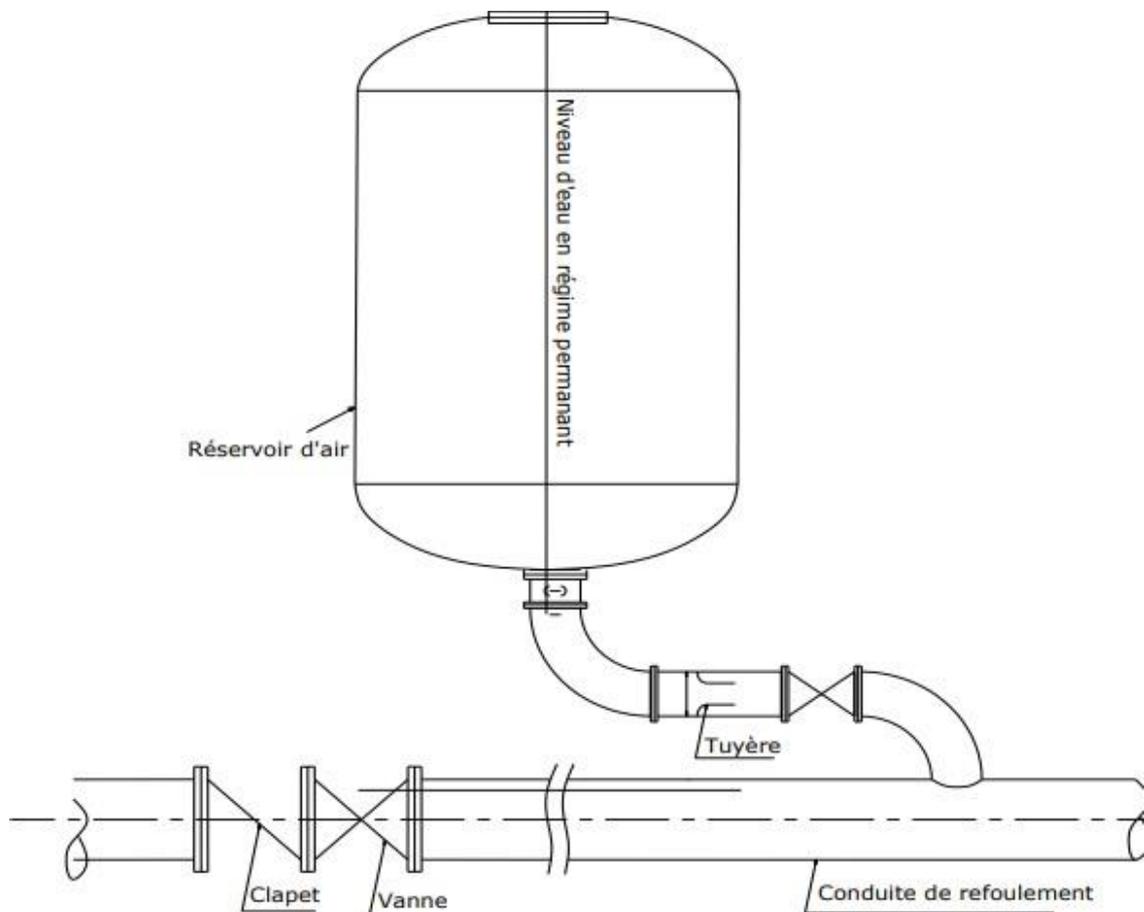


Figure VI-17: Schéma d'installation et encombrement du réservoir d'air

**Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons établi la protection contre le régime transitoire et la corrosion, aussi nous avons exposé les différents types de pose des conduites selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter, La protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier se fait au moyen d'un réservoir d'air de volume 50 litres,

Et pour bien réaliser ses travaux, il faut choisir la main d'œuvre qualifiée et adopter une bonne organisation du chantier afin d'assurer le succès de notre projet.

**CHAPITRE VII**  
**ORGANISATION DE CHANTIER ET DEVIS**  
**ESTIMATIF DU PROJET**

## Introduction

Afin que notre projet soit exécuté dans les meilleures conditions possibles, une opération dite « Organisation de chantier » doit être étudiée, afin de déterminer et de coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour une réalisation et une exécution des travaux aussi conforme que possible tout en respectant les délais les plus brefs.

### VII-1. Différents travaux à entreprendre

#### VII-1-1. Travaux concernant les stations de pompage

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- ◆ Exécution du décapage
- ◆ Exécution des fouilles.
- ◆ Coulage du béton de propreté.
- ◆ Coulage du béton pour les semelles.
- ◆ Coulage du béton pour les demi-poteaux.
- ◆ Remblayage des fouilles.
- ◆ Exécution de la maçonnerie sous longrines inférieures
- ◆ Coulage du béton des longrines inférieures.
- ◆ Remblayage des casiers.
- ◆ Coulage de la chape inférieure.
- ◆ Coulage du béton de poteaux.
- ◆ Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.
- ◆ Maçonnerie et finition générale.
- ◆ Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage.

##### a) Décapage

Les travaux de décapage consistent à débarrasser l'assiette de la station de pompage de la couche végétale (abatage des arbres ...etc.). L'épaisseur de la couche à éliminer est de **10cm**.

##### b) Exécution des fouilles

L'exécution des fouilles est une opération de terrassement qui consiste à creuser les fondations du bâtiment. Les fouilles à exécuter ont les dimensions suivantes :  $L \cdot l \cdot h$

Avec :

l : largeur de la fouille (m);

L : longueur de la fouille (m);

h : profondeur de la fouille (m).

Soit :  **$1,5 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \text{m}^3$**

**c) Coulage du béton de propreté**

On procède à cette opération pour que les semelles des fondations reposent sur un socle propre et stable. Cette opération consiste à couler 10cm de gros béton au fond des fouilles.

**d) Remblayage**

Le remblayage des fouilles et des casiers, consiste à combler les vides par un remblai constitué des terres de déblai compacté.

**e) Coulage du béton**

Cette opération consiste à couler le béton des différentes pièces, ce béton est dosé à 350kg/m<sup>3</sup>. Le béton est confectionné par une petite centrale à béton. Pour le coulage des poteaux, Les demis -poteaux et semelles nécessite une bétonnière à tambour, pour les longrines et la dalle là où les volumes du béton sont importants nécessite une pompe à béton.

**f) Maçonnerie**

Cette opération consiste pour le bâtiment au cloisonnement des différentes pièces, et pour les fondations à la mise en place de cloison sous les longrines.

**VII-1-2. Travaux concernant l'adduction**

Les taches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

**a) Exécution des tranchées**

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations suivant un fruit de talus dans notre cas de 1/1. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et le déblai sera posé sur un coté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

**b) Construction des regards**

Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction à savoir les ventouses et les vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé.

**c) Pose du lit de sable :**

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 10cm dans notre cas.

**d) Pose des conduites**

Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des canalisations.

**e) Epreuve de joint et de la canalisation**

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

**f) Remblayage des tranchées**

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

**g) Nivellement et compactage**

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

**VII-1-3. Travaux concernant les réservoirs**

Dans la zone d'étude nous avons à construire six réservoirs. Dans cette partie du projet, nous allons déterminer les volumes des travaux pour la réalisation d'un réservoir.

- ❖ Excavation
- ❖ Pose du tout venant
- ❖ Coulage du béton de propreté
- ❖ Coulage du béton du radier
- ❖ Coulage du béton du voile et des poteaux de la chambre de manœuvre
- ❖ Coulage du béton de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre
- ❖ Maçonnerie de la chambre de manœuvre et des chicanes

**VII-2. Calcul des volumes des travaux****VII-2-1. Calcul des volumes de la station de pompage**

Les dimensions de la station de pompage sont :

- Le bâtiment est de longueur L et de largeur l soit :  $6 \times 3 \text{ m}^2$ ;
- La profondeur des fouilles  $h = 1,5 \text{ m}$  ;
- Les semelles sont de forme carré de côté  $L = 1,5 \text{ m}$  et de hauteur  $h = 0,40 \text{ m}$  ;
- Les demi- poteaux sont de forme carré de côté  $0,30 \text{ m}$  et de hauteur  $h = 1,7 \text{ m}$  ;
- Les poteaux sont de forme carré de côté  $0,30 \text{ m}$  et de hauteur totale  $h = 6 \text{ m}$  ;
- La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure ont une épaisseur de  $7 \text{ cm}$  ;
- La chape inférieure est posée sur un remblai compacté de  $0,15 \text{ m}$  ;
- Les longrines ont une hauteur de  $h = 0,60 \text{ m}$  et une épaisseur de  $0,35 \text{ m}$ .

Le bâtiment ayant une longueur de 6 m et une largeur de 3m, sachant que l'espacement entre deux poteaux sur longueur est de 2,55 m, entre les deux poteaux sur largeur est de 2,4m. le nombre de poteaux total est de 6.

Le nombre de fouilles ainsi que le nombre de semelles est égal au nombre de poteau soit 6 semelles et 6 fouilles.

#### **VII-2-1-1. Calcul du volume de décapage**

L'épaisseur de la couche superficielle à décapage est de 10 cm et ce décapage s'étend jusqu'aux extérieures des fouilles  $[(6 + 2 \times 0,57) \times (3 + 2 \times 0,57)] \times 0,10 = 2,96 \text{ m}^3$

Donc le volume de décapage est estimé à  $3 \text{ m}^3$ .

#### **VII-2-1-2. Calcul du volume des déblais**

Le bâtiment de la station de pompage étant sur le terrain naturel, le volume des déblais est égal au volume des terres excavées des fouilles. La fouille ayant le volume de :

$$(1,5)^3 \text{ m}^3 = 3,375 \text{ m}^3.$$

Le nombre de fouilles étant de 6, le volume résultant de l'excavation de toutes les fouilles est de  $20,25 \text{ m}^3$ .

Donc le volume totale des déblais est tel que :  $3 + 20,25$  soit environ :  $24 \text{ m}^3$ .

#### **VII-2-1-3. Calcul du volume du béton de propreté**

Le volume du béton de propreté dans une fouille est de  $1,5 \times 1,5 \times 0,1$  soit  $0,225 \text{ m}^3$ .

Le nombre de fouilles étant de 6, le volume total du béton de propreté est de  $1,4 \text{ m}^3$

#### **VII-2-1-4. Calcul du volume de béton armé**

Les éléments de la station de pompage dont le béton armé est le matériau de construction sont:

- Semelles ;
- Demi-poteaux ;
- Poteaux ;
- Longrines ;
- Chape inférieure ;
- Dalle supérieure.

Tableau VII-1 : Calcul du volume du béton armé pour SP1.

Éléments	Longueur L (m)	Largeur l (m)	Hauteur h (m)	N	V =L×l×h×N (m <sup>3</sup> )
Semelles	1,5	1,5	0,4	6	5,4
Demi-poteaux	0,35	0,35	1,7	6	1,25
Poteaux	0,35	0,35	4,2	6	3,09
Ceintures inf. sup. long.	6	0,35	0,6	4	5,04
Ceintures inf. sup. larg.	3	0,35	0,6	6	3,78
Dalle supérieure	6	3	0,07	1	1,26
Chape inférieure	6	3	0,07	1	1,26
<b>Tot = 21,08</b>					

### VII-2-1-5. Calcul du remblai compacté

Le volume du remblai compacté des fouilles est  $1,5 \times 1,5 \times 1$  (1,5 m profondeur initiale de la fouille moins l'épaisseur de la semelle et du béton de propreté donne une profondeur de 1 m), le volume est de  $2,25 \text{ m}^3$ . Le nombre de fouilles étant de 6, donc le volume total de remblais compacté des fouilles est de :  $13,5 \text{ m}^3$ .

### VII-2-1-6. Calcul du volume de la maçonnerie

Pour la station de pompage seul les murs extérieurs seront construits avec des briques de dimensions  $30 \times 20 \text{ (cm}^2\text{)}$ . La surface de la maçonnerie totale est :

$$S_{\text{maçonnerie}} : S_{\text{T.murs}} - S_{\text{fenêtres}} - S_{\text{portail}}$$

$S_{\text{T.murs}}$  : Surface totale des murs ( $\text{m}^2$ ) ;

$S_{\text{fenêtres}}$  : Surface des fenêtres ( $\text{m}^2$ ) ;

$S_{\text{portail}}$  : Surface du portail ( $\text{m}^2$ ).

AN :

- $S_{\text{T.murs}} = (2,55 \times 4 \times 3,5) + (2,4 \times 2 \times 3,5) = 52,5 \text{ m}^2$
- $S_{\text{fenêtres}} = 2,2 \times 1,4 = 3,08 \text{ m}^2$
- $S_{\text{portail}} = 4 \times 3 = 12 \text{ m}^2$

Donc :  $S_{\text{maçonnerie}} = 43,58 - 15,4 - 12 = 37,42 \text{ m}^2$

D'où le nombre de brique nécessaire est de :  $N = \frac{S_{\text{maçonnerie}}}{S_{\text{brique}}} = \frac{37,42}{0,3 \times 0,2} = 624 \text{ briques}$

Le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de 650 briques.

Les résultats du volume des travaux sont récapitulés dans le tableau suivant.

Tableau VII-2 : Volumes des travaux de la SP1.

N °	Désignation	Unité	Quantité
1	Décapage	m3	3
2	Excavation	m3	24
3	Remblais compacté	m3	13,5
4	Béton de propreté	m3	1,4
5	Béton armé semelle	m3	5,4
6	Béton armé demi poteaux	m3	1,25
7	Béton armé des ceintures	m3	8,82
8	Béton armé poteaux	m3	3,09
9	Béton armé dalle	m3	2,52
10	Maçonnerie (briquetage)	brique	650

## VII-2-2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction

### VII-2-2-1. Déblai d'excavation

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers sachant que :

Sachant que:

$$S_D = b \times h \quad (\text{VII -1})$$

$S_D$  : surface des déblais de chaque coupe ;

$b$  : largeur de la tranchée ;

$h$  : profondeur de la tranchée ;

$$V_D = S_D \times L \quad (\text{VII -2})$$

$V_D$  : volume des déblais entre deux coupes consécutives ;

$L$  : distance entre deux coupes consécutives.

#### ➤ La profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite. Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \quad (\text{VII -3})$$

Avec :

$H_{tr}$  : profondeur de la tranchée (m) ;

$D$  : diamètre de la conduite (m) ;

$h$  : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol ;

$h_1$  : épaisseur du lit de pose  $h_1 = 0,20$  m.

➤ **Largeur de la conduite**

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite et on laisse 40 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,8 \quad (\text{VII -4})$$

Avec :

b : largeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (m).

Les résultats de calcul du volume du déblai de l'adduction sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau VII-3** : Calcul du volume du déblai de l'adduction.

D (mm)	L (m)	b (m)	H <sub>tr</sub> (mm)	S <sub>D</sub> (m <sup>2</sup> )	V <sub>D</sub> (m <sup>3</sup> )
75	408	0,88	1,28	1,12	455,18
200	213	1,00	1,40	1,40	298,20
200	3446	1,00	1,40	1,40	4824,40
110	1882	0,91	1,31	1,19	2243,53
90	3656	0,89	1,29	1,15	4197,45
75	1166	0,88	1,28	1,12	1305,92
110	1174	0,91	1,31	1,19	1399,53
110	177	0,91	1,31	1,19	211,00
150	47	0,95	1,35	1,28	60,28
75	5721	0,88	1,28	1,12	6382,49
90	150	0,89	1,29	1,15	172,22
75	1552	0,88	1,28	1,12	1731,45
<b>Volume total :</b>					<b>23281,65</b>

### VII-2-2-2. Lit de sable

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 20 cm d'épaisseur.

$$V_L = b \times e \times L \quad (\text{VII -5})$$

Avec :

- $V_L$  : volume du lit de sable (m<sup>3</sup>) ;
- b : largeur de la tranchée (m) ;
- e : épaisseur du lit de sable, e = 20 cm ;
- L : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit sable sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VII-4 : Calcul du volume du lit de sable.

D (mm)	L (m)	b (m)	e (m)	VL (m <sup>3</sup> )
75	408	0,88	0,2	71,40
200	213	1,00	0,2	42,60
200	3446	1,00	0,2	689,20
110	1882	0,91	0,2	342,52
90	3656	0,89	0,2	650,77
75	1166	0,88	0,2	205,216
110	1174	0,91	0,2	213,67
110	177	0,91	0,2	32,21
150	47	0,95	0,2	8,93
75	5721	0,88	0,2	1001,18
90	150	0,89	0,2	26,70
75	1552	0,88	0,2	271,60
<b>Volume total</b>				<b>3555,996</b>

### VII-2-2-3. Volume de la conduite

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a la pose des conduites dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

- $S_C$  : section de la conduite (m<sup>2</sup>) ;
- $D$  : diamètre de la conduite (m).

$$S = \frac{\pi \times D^2}{4} \quad (\text{VII -6})$$

$$V_C = S_C \times L \quad (\text{VII -7})$$

$V_C$  : volume de la conduite (m<sup>3</sup>).

Tableau VII-5 : Calcul des volumes des conduites.

D (mm)	L (mm)	$S_C$ (m <sup>2</sup> )	$V_C$ (m <sup>3</sup> )
75	408	0,004	1,80
200	213	0,031	6,69
200	3446	0,031	108,20
110	1882	0,009	17,88
90	3656	0,006	23,25
75	1166	0,004	4,664
110	1174	0,009	11,15
110	177	0,009	1,68
150	47	0,018	0,83
75	5721	0,004	25,26
90	150	0,006	0,95
75	1552	0,004	6,85
<b>Volume total</b>			<b>209,204</b>

**VII-2-2-4. Remblais compacté**

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable.

$$V_r = V_D - V_C - V_L \quad (\text{VII -8})$$

Avec :

$V_r$ : volume du remblai ( $m^3$ ) ;

$V_D$ : volume des déblais ( $m^3$ ) ;

$V_C$  : volume occupé par la conduite ( $m^3$ ) ;

$V_L$  : volume du lit de sable ( $m^3$ ) ;

**AN:**  $V_r = 23281,65 - 3555,996 - 209,204 = 27046,85m^3$ .

**Tableau VII.6 :** Volumes des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	$m^3$	23246,62
2	Lit de sable	$m^3$	3552,03
3	Les conduites	$m^3$	208,18
4	Remblais	$m^3$	27046,85

**VII-2-3. Calcul des volumes des travaux des réservoirs**

Les réservoirs de notre système d'adduction sont au nombre de 10, dont 9 réservoirs de stockage de capacité  $150 m^3$  et une bache de capacité  $50 m^3$ .

- La profondeur d'excavation est de 2m ;
- Le diamètre d'excavation doit être supérieur à celui du réservoir de 2 m (1m de part et d'autre) ;
- L'épaisseur du lit de tout venant est de : 0,3 m ;
- L'épaisseur du béton de propreté est de : 0,15 m ;
- L'épaisseur du radier du réservoir est de: 0,15 m ;
- L'épaisseur du voile du réservoir est de : 0,25 m ;
- L'épaisseur de la coupole est de 0,1 m ;
- L'acrotère à 0,3 m de hauteur et 0,08 m d'épaisseur ;
- Les chicanes sont en brique de surface unitaire de  $0,2 \times 0,3 m^2$ .

Les chambres de manœuvres auront les dimensions suivantes :

- La longueur est de 3-6 m ;
- La largeur est de 2-5 m ;
- La hauteur est de 3 m ;

- Les murs enterrés sont en béton armé de 0,2 m d'épaisseur sur une profondeur de 0,5 m ;
- Les murs sur sol sont en briques sur une hauteur de 2,5 m ;
- La dalle à 0,15 m d'épaisseur repose sur 4 poteaux est 3 ceintures ;
- Les poteaux sont de forme carrée (0,3 × 0,3 m<sup>2</sup>) et les ceintures de forme rectangulaire (0,3 × 0,45 m<sup>2</sup>).

### VII-2-3-1. Calcul du volume des déblais

Le volume total des déblais est la somme des déblais des réservoirs et des chambres de manœuvres :

$$V_d = \left[ \frac{\pi * D^{2exc}}{4} + (L * l) \right] * h_{exc} \quad (\text{VII -9})$$

$V_d$  : Volume total des Déblais (m<sup>3</sup>);

$D_{exc}$  : Diamètre d'excavation (m),  $D_{exc} = D_{ext} + 2$  ;

$D_{ext}$  : Diamètre extérieur du radier du réservoir (m),  $D_{ext} = D_{int} + (2 \times 0,3)$  ;

$D_{int}$  : Diamètre intérieur du réservoir (m) ;

$L$  : longueur de la chambre de manœuvre (m) ;

$l$  : largeur de la chambre de manœuvre (m) ;

$h_{exc}$  : profondeur d'excavation (m),  $h_{exc} = 1$  m ;

**Tableau VII-7** : Calcul des volumes des déblais pour les réservoirs et les chambres de manœuvres.

Réservoirs	$D_{int}$ (m)	$D_{ext}$ (m)	$D_{exc}$ (m)	$L$ (m)	$l$ (m)	$V_d$ (m <sup>3</sup> )
<b>R</b> Fedhala	8	8,6	10,6	5	4	108,20
<b>R</b> Tizi H'cen	7	7,6	9,6	5	4	92,35
<b>R</b> Harraza	7	7,6	9,6	5	4	92,35
<b>R</b> Ouled El Khmis	7	7,6	9,6	5	4	92,35
<b>R</b> Beni Ouagag	7	7,6	9,6	5	4	92,35
<b>R</b> Ouled Sidi Amor	7	7,6	9,6	5	4	92,35
<b>R</b> Bouزيد	7	7,6	9,6	5	4	92,35
<b>R</b> Oued Aglas	7	7,6	9,6	5	4	92,35
<b>R</b> El Biar	7	7,6	9,6	5	4	92,35
<b>Bache de SPB</b>	4	4,6	6,6	0	0	34,19
						<b>881,16</b>

### VII-2-3-2. Calcul du volume du tout-venant

Le volume du tout-venant sera calculé par la formule suivante :

$$V_{tv} = \frac{\pi D^{2exc}}{4} * e_{tv} \quad (\text{VII -10})$$

$V_{tv}$  : Volume du tout-venant (m<sup>3</sup>) ;

$e_{tv}$  : Epaisseur de la couche du tout-venant (m),  $e_{tv} = 0,3$  m ;

**Tableau VII-8** : Calcul des volumes du tout-venant.

Réservoirs	$D_{exc}$ (m)	$V_d$ (m <sup>3</sup> )
<b>R</b> Fedhala	10,6	26,46
<b>R</b> Tizi H'cen	9,6	21,70
<b>R</b> Harraza	9,6	21,70
<b>R</b> Ouled El Khmis	9,6	21,70
<b>R</b> Beni Ouagag	9,6	21,70
<b>R</b> Ouled Sidi Amor	9,6	21,70
<b>R</b> Bouzid	9,6	21,70
<b>R</b> Oued Aglas	9,6	21,70
<b>R</b> El Biar	9,6	21,70
<b>Bache de SPB</b>	6,6	10,26
		<b>210,35</b>

### VII-2-3-3. Calcul du volume de béton de propreté

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,6 m des parois extérieures du réservoir.

Le volume du béton de propreté sera calculé par la formule suivante :

$$V_{bp} = \frac{\pi \cdot D^2 \cdot bp}{4} \times e_{bp} \quad (\text{VII -11})$$

$V_{bp}$  : Volume du béton de propreté (m<sup>3</sup>) ;

$D_{bp}$  : Diamètre de la couche du béton de propreté (m),  $D_{bp} = D_{ext} + 1,2$  ;

$e_{bp}$  : Epaisseur de la couche du béton de propreté (m),  $e_{bp} = 0,15$  m ;

**Tableau VII-9** : Calcul des volumes du béton de propreté.

Réservoirs	$D_{bp}$ (m)	$V_{dp}$ (m <sup>3</sup> )
<b>R</b> Fedhala	9,8	11,31
<b>R</b> Tizi H'cen	8,8	9,12
<b>R</b> Harraza	8,8	9,12
<b>R</b> Ouled El Khmis	8,8	9,12
<b>R</b> Beni Ouagag	8,8	9,12
<b>R</b> Ouled Sidi Amor	8,8	9,12
<b>R</b> Bouzid	8,8	9,12
<b>R</b> Oued Aglas	8,8	9,12
<b>R</b> El Biar	8,8	9,12
<b>Bache de SPB</b>	5,8	3,96
		<b>88,22</b>

## VII-2-3-4. Calcul du volume du béton armé

Les éléments des réservoirs dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- ❖ Radians des réservoirs ;
- ❖ Voiles des réservoirs ;
- ❖ Voiles de la chambre de manœuvre ;
- ❖ Ceintures supérieures des réservoirs ;
- ❖ Coupoles des réservoirs ;
- ❖ Poteaux de la chambre de manœuvre ;
- ❖ Ceintures de la chambre de manœuvre ;
- ❖ Chape de la chambre de manœuvre ;
- ❖ Dalle de la chambre de manœuvre ;
- ❖ Maçonnerie de la chambre de manœuvre ;

Les éléments du réservoir, ayant des formes circulaires, sont estimés moyennant la formule :

$$V_{ba} = \frac{\pi * (D_{ext}^2 - D_{int}^2) * H}{4} \quad \text{(VII -12)}$$

Avec:

$D_{ext}$  : Diamètre extérieur de l'élément du réservoir (m);

$D_{int}$  : Diamètre intérieur de l'élément du réservoir (m);

$H$  : Hauteur de l'élément du réservoir (m) ;

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VII-10** : Calcul du volume du béton armé.

Réservoirs	Eléments	$D_{ext}$ (m)	$D_{int}$ (m)	H (m)	$V_{ba}$ (m <sup>3</sup> )
$R_{Fedhala}$	Radians	8,6	-	0,45	26,13
	Voiles	8,7	8	4	36,71
	Ceintures supérieures	9	8	0,5	6,67
	Acrotères	9	8,64	0,3	1,50
$R_{Tizi H'cen}$	Radians	7,6	-	0,45	20,40
	Voiles	7,7	7	4	32,31
	Ceintures supérieures	8	7	0,5	5,89
	Acrotères	8	7,64	0,3	1,33
$R_{Harraza}$	Radians	7,6	-	0,45	20,40
	Voiles	7,7	7	4	32,31
	Ceintures supérieures	8	7	0,5	5,89
	Acrotères	8	7,64	0,3	1,33
$R_{Ouled El Khmis}$	Radians	7,6	-	0,45	20,40
	Voiles	7,7	7	4	32,31
	Ceintures supérieures	8	7	0,5	5,89

	Acrotères	8	7,64	0,3	1,33
<b>R</b> Beni Ouagag	Radiers	7,6	-	0,45	20,40
	Voiles	7,7	7	4	32,31
	Ceintures supérieures	8	7	0,5	5,89
	Acrotères	8	7,64	0,3	1,33
<b>R</b> Ouled Sidi Amor	Radiers	7,6	-	0,45	20,40
	Voiles	7,7	7	4	32,31
	Ceintures supérieures	8	7	0,5	5,89
	Acrotères	8	7,64	0,3	1,33
<b>R</b> Bouzzid	Radiers	7,6	-	0,45	20,40
	Voiles	7,7	7	4	32,31
	Ceintures supérieures	8	7	0,5	5,89
	Acrotères	8	7,64	0,3	1,33
<b>R</b> Oued Aglas	Radiers	7,6	-	0,45	20,40
	Voiles	7,7	7	4	32,31
	Ceintures supérieures	8	7	0,5	5,89
	Acrotères	8	7,64	0,3	1,33
<b>R</b> El Biar	Radiers	7,6	-	0,45	20,40
	Voiles	7,7	7	4	32,31
	Ceintures supérieures	8	7	0,5	5,89
	Acrotères	8	7,64	0,3	1,33
<b>Bache de SPB</b>	Radiers	4,6	-	0,45	7,47
	Voiles	4,7	4	4	19,12
	Ceintures supérieures	5	4	0,5	3,53
	Acrotères	5	4,64	0,3	0,82
					<b>581,37</b>

❖ **Coupoles**

La coupole est une sphérique de rayon :

$$R = \frac{D}{2 * f} \sqrt{f^2 + \left(\frac{D}{2}\right)^2} \quad \text{(VII -13)}$$

**R** : Rayon de la coupole (m) ;

**D** : Diamètre du réservoir (m) ;

$f$  : flèche de la coupole (m),  $f = 1,5$  m ;

Et de volume :

$$V_c = 2 \times \pi \times R \times f \times e_c \quad (\text{VII -14})$$

$V_c$  : Volume du béton armé de la coupole (m<sup>3</sup>) ;

$e_c$  : Epaisseur de la coupole (m),  $e_c = 0,12$  m.

**Tableau VII-11** : Calcul du volume du béton armé pour les coupoles.

Réservoirs	D (m)	R (m)	Vc (m <sup>3</sup> )
<b>R</b> Fedhala	8	6,08	5,73
<b>R</b> Tizi H'cen	7	4,83	4,55
<b>R</b> Harraza	7	4,83	4,55
<b>R</b> Ouled El Khmis	7	4,83	4,55
<b>R</b> Beni Ouagag	7	4,83	4,55
<b>R</b> Ouled Sidi Amor	7	4,83	4,55
<b>R</b> Bouzid	7	4,83	4,55
<b>R</b> Oued Aglas	7	4,83	4,55
<b>R</b> El Biar	7	4,83	4,55
<b>Bache de SPB</b>	4	2,08	1,96
			<b>44,12</b>

Le volume total du béton armé du réservoir est tel que  $581,37 + 44,12$  soit **625,49m<sup>3</sup>**.

Les résultats de calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VII-12** : Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre.

Eléments	Longueur L (m)	Largeur l (m)	Hauteur h (m)	N	V =L×l×h×N (m <sup>3</sup> )
<b>Voiles</b>	5	0,2	0,5	3	1,5
<b>Poteaux</b>	0,3	0,3	3	4	1,08
<b>Ceintures inf. long</b>	5	0,3	0,3	3	1,35
<b>Ceintures inf. larg</b>	4	0,3	0,3	3	1,08
<b>Ceintures sup. long</b>	5	0,3	0,3	3	1,35
<b>Ceintures sup. larg</b>	4	0,3	0,45	3	1,62
<b>Dalle supérieure</b>	5	4	0,07	1	1,4
<b>Chape inférieure</b>	5	4	0,07	1	1,4
					<b>Total : 10,78</b>

Le nombre des chambres de manœuvre étant 09, alors le volume total du béton armé de ces chambres de manœuvre est de :  $9 \times 10,78$  soit : **97,02 m<sup>3</sup>**.

**Conclusion** : le volume total du béton armé du réservoir et des chambres de manœuvre sera de 1303,88 m<sup>3</sup>.

### VII-2-3-5. Calcul du volume du remblai compacté

Le volume du remblai compacté est égal au vide restant, après coulage du béton armé des voiles, entre ces derniers et les limites d'excavation.

$$V_r = \frac{\pi \cdot (D^2_{exc} - D^2_{ext})}{4} \cdot h \quad (\text{VII -15})$$

$V_r$  : Volume du remblai compacté (m<sup>3</sup>) ;

$D_{ext}$  : Diamètre extérieur du réservoir (m) ;

$h$  : Profondeur d'excavation (m),  $h = 1$  m ;

**Tableau VII-13** : Calcul du volume du remblai compacté.

Réservoirs	Dexc (m)	Dext (m)	Vr (m3)
<b>R</b> Fedhala	10,6	8,6	30,14
<b>R</b> Tizi H'cen	9,6	7,6	27,00
<b>R</b> Harraza	9,6	7,6	27,00
<b>R</b> Ouled El Khmis	9,6	7,6	27,00
<b>R</b> Beni Ouagag	9,6	7,6	27,00
<b>R</b> Ouled Sidi Amor	9,6	7,6	27,00
<b>R</b> Bouزيد	9,6	7,6	27,00
<b>R</b> Oued Aglas	9,6	7,6	27,00
<b>R</b> El Biar	9,6	7,6	27,00
<b>Bache de SPB</b>	6,6	4,6	17,58
			<b>Total : 263,76</b>

### VII-2-3-6. Calcul du volume de la maçonnerie

Pour les réservoirs seuls les murs sur sol de la chambre de manœuvre seront construits avec des briques de dimensions 30 × 20 (cm<sup>2</sup>)

La surface de la maçonnerie de la chambre de manœuvre est telle que  $[(5 \times 2) + 4] \times 3$  soit 42 m<sup>2</sup>.

La surface unitaire (surface d'une brique) étant de 0,06 m<sup>2</sup>, la quantité de brique pour la maçonnerie est de 700 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de 720 briques.

Le nombre des chambres de manœuvre étant quatre, alors le nombre total de briques de ces chambres de manœuvre est de :  $9 \times 720$  soit : **6480 briques.**

### VII-3. Calcul des coûts des travaux

Les coûts des travaux de l'adduction, la station de pompage et les différents réservoirs sont mentionnés dans les tableaux suivant :

**Tableau VII-14 :** Coût des travaux de la station de pompage.

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m <sup>3</sup>	24	300	7200
2	Béton de propreté	m <sup>3</sup>	1,4	8000	11200
3	Béton armé	m <sup>3</sup>	21,08	25000	527000
4	Remblais compacté	m <sup>3</sup>	13,5	400	5400
5	Maçonnerie	brique	650	40	26000
					<b>Total : 576800</b>

Le coût des travaux de la station de pompage est de : Cinq cent soixante-seize mille huit cents Dinars Algériens (**576 800 DA**).

**Tableau VII-15 :** Coût des travaux de l'adduction

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m <sup>3</sup>	23246,62	300	6973986
2	Lit de sable	m <sup>3</sup>	3552,03	800	2841624
3	Conduite Ø 200	m	3659	289.24	1058329
4	Conduite Ø 150	m	47	1526.20	71732
5	Conduite Ø 110	m	3233	885.91	2864147
6	Conduite Ø 90	m	150	597.83	89674
7	Conduite Ø 75	m	8847	477.13	4221168,58
8	Remblai compacté	m <sup>3</sup>	27046,85	400	10818740
					<b>28939400</b>

Le coût des travaux de l'adduction est de : vingt-huit millions neuf cent trente-neuf mille quatre cent Dinars Algériens (**28939400DA**).

**Tableau VII-16:** Coût des travaux des réservoirs.

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m <sup>3</sup>	881,16	300	264348
	Tout venant	m <sup>3</sup>	210,35	600	126210
2	Béton de propriété	m <sup>3</sup>	88,22	8000	705760
3	Béton armé	m <sup>3</sup>	1303,88	25000	32597000
4	Remblai compacté	m <sup>3</sup>	263,76	400	105504
5	Maçonnerie	brique	6480	40	259200
					<b>34058022</b>

Le coût des travaux des réservoirs est de : trente-quatre millions cinquante-huit mille vingt-deux Dinars Algériens (**34 058 022 DA**).

**Tableau VII-17 :** Bilan des coûts.

<b>Coût de l'adduction</b>	<b>28939400</b>
<b>Coût station de pompage</b>	<b>576800</b>
<b>Coût des réservoirs</b>	<b>34058022</b>

Le coût global du projet est estimé à : Soixante-trois millions cinq cent soixante-quatorze mille deux cent vingt-deux Dinars Algérie (**63574222 DA**).

En ajoutant la TVA qui est de l'ordre 17%, le résultat est de : Soixante-quatorze millions trois cent quatre-vingt-un mille huit cent quatre-vingt Dinars Algériens (**74381840 DA**).

#### **VII-4. Planification des travaux**

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui recherche constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail se fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- Sans retard ;
- Aussi économique que possible.

Les travaux suivant seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM).

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program evaluation review technic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps ; le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement). Cette méthode a été élaborée en 1958 par les américains.

##### **VII-4-1. Définition des tâches et leurs durées**

- ✓ La construction des réservoirs de notre adduction se feront en parallèle ;
- ✓ La construction de la station de pompage ;
- ✓ La réalisation de l'adduction.

##### **1) La station de pompage**

Les tâches de construction de la station de pompage et leurs durées sont mentionnées dans le tableau suivant :

**Tableau VII-18** : Temps de réalisation des opérations de la station de pompage.

<b>Notation</b>	<b>Opération</b>	<b>Durée (jours)</b>
<b>A</b>	Décapage	3
<b>B</b>	Excavation	7
<b>C</b>	Coulage du béton de propreté	2
<b>D</b>	Coulage du béton pour les semelles	3
<b>E</b>	Coulage du béton pour les demi-poteaux	5
<b>F</b>	Remblayage et compactage des fouilles	3
<b>G</b>	Construction des murs	7
<b>H</b>	Coulage béton longrines inférieurs	15
<b>I</b>	Remblayage et compactage des casiers	6
<b>J</b>	Coulage de la chape inférieure	2
<b>K</b>	Coulage béton poteaux et des voiles de la salle de machines	20
<b>L</b>	Coulage du béton pour longrines supérieurs et de la dalle	60
<b>M</b>	Maçonnerie et finition générale	60
<b>N</b>	Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage	7
<b>O</b>	Excavation pour la bâche d'aspiration	5
<b>P</b>	Pose du tout venant	3
<b>Q</b>	Coulage du béton de propreté	2
<b>R</b>	Coulage du béton armé du radier	4
<b>S</b>	Coulage du béton armé du voile de la bâche	9
<b>T</b>	Coulage du béton armé de la dalle	5

## 2) Adduction

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau VII-19 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction.

Notation	Opération	Durée (jours)
U	Exécution des tranchées "R21-Réservoir Beni Ouagag"	30
V	Exécution des tranchées "R21- Réservoir Fedhala"	8
W	Exécution des tranchées "SR12- Réservoir Oued Aglas"	12
X	Exécution des tranchées "R22- Réservoir Harraza"	5
Y	Exécution des tranchées "P5- Réservoir Ouled El Khmis"	30
Z	Exécution des tranchées "P5- Réservoir Tizi Hcen"	70
AB	Exécution des tranchées "P6- Réservoir Ouled Sidi Amor"	70
AC	Exécution des tranchées "P7-P8"	100
AD	Exécution des tranchées "P8- Réservoir El Abiar"	30
AE	Exécution des tranchées "P8- Réservoir Bouzid"	10
AF	Pose du lit de sable "R21-Réservoir Beni Ouagag"	10
AG	Pose du lit de sable "R21- Réservoir Fedhala"	4
AH	Pose du lit de sable "SR12- Réservoir Oued Aglas"	5
AI	Pose du lit de sable "R22- Réservoir Harraza"	2
AJ	Pose du lit de sable "P5- Réservoir Ouled El Khmis"	10
AK	Pose du lit de sable "P5- Réservoir Tizi Hcen"	30
AL	Pose du lit de sable "P6- Réservoir Ouled Sidi Amor"	30
AM	Pose du lit de sable "P7-P8"	40
AN	Pose du lit de sable "P8- Réservoir El Abiar"	10
AO	Pose du lit de sable "P8- Réservoir Bouzid"	4
AP	Pose de la canalisation "R21-Réservoir Beni Ouagag"	40
AQ	Pose de la canalisation "R21- Réservoir Fedhala"	12
AR	Pose de la canalisation "SR12- Réservoir Oued Aglas"	16
AS	Pose de la canalisation "R22- Réservoir Harraza"	8
AT	Pose de la canalisation "P5- Réservoir Ouled El Khmis"	40
AU	Pose de la canalisation "P5- Réservoir Tizi Hcen"	110
AV	Pose de la canalisation "P6- Réservoir Ouled Sidi Amor"	110
AW	Pose de la canalisation "P7-P8"	140
AX	Pose de la canalisation "P8- Réservoir El Abiar"	40
AY	Pose de la canalisation "P8- Réservoir Bouzid"	15
AZ	Remblayage des tranchées "R21-Réservoir Beni Ouagag"	5
BA	Remblayage des tranchées "R21- Réservoir Fedhala"	2
BC	Remblayage des tranchées "SR12- Réservoir Oued Aglas"	3
BD	Remblayage des tranchées "R22- Réservoir Harraza"	1
BE	Remblayage des tranchées "P5- Réservoir Ouled El Khmis"	5
BF	Remblayage des tranchées "P5- Réservoir Tizi Hcen"	18
BG	Remblayage des tranchées "P6- Réservoir Ouled Sidi Amor"	18
BH	Remblayage des tranchées "P7-P8"	20
BI	Remblayage des tranchées "P8- Réservoir El Abiar"	5
BJ	Remblayage des tranchées "P8- Réservoir Bouzid"	2

### 3) Réservoirs

Les tâches concernant la réalisation d'un réservoir et leurs durées sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau VII-20 : Temps de réalisation des opérations du réservoir.

Notation	Opération	Durée (jours)
<b>BK</b>	Excavation	8
<b>BL</b>	Pose du tout-venant	3
<b>BM</b>	Coulage du béton de propreté	2
<b>BN</b>	Coulage du béton armé du radier et de la chape de la chambre de manœuvre	60
<b>BO</b>	Coulage béton armé du voile du réservoir et de la chambre	60
<b>BP</b>	Coulage du béton armé de la ceinture supérieur du réservoir et des poteaux de la chambre de manœuvre	30
<b>BQ</b>	Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre	70
<b>BR</b>	Remblayage et compactage	3
<b>BS</b>	Maçonnerie et finition générale	30
<b>BT</b>	Évaluation des débris et nettoyage	2

#### VII-4-2. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)

##### 1) La station de pompage

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de la station de pompage dans le tableau suivant :

Tableau VII-21 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de la SP1.

Opération	Précède	Succède	Opération	Précède	Succède
<b>A</b>	-	<b>B</b>	<b>K</b>	<b>J</b>	<b>L</b>
<b>B</b>	<b>A</b>	<b>C</b>	<b>L</b>	<b>K</b>	<b>M</b>
<b>C</b>	<b>B</b>	<b>D</b>	<b>M</b>	<b>L, T</b>	<b>N</b>
<b>D</b>	<b>C</b>	<b>E</b>	<b>N</b>	<b>M</b>	-
<b>E</b>	<b>D</b>	<b>F</b>	<b>O</b>	-	<b>P</b>
<b>F</b>	<b>E</b>	<b>J</b>	<b>P</b>	<b>O</b>	<b>Q</b>
<b>G</b>	<b>F</b>	<b>H</b>	<b>Q</b>	<b>P</b>	<b>R</b>
<b>H</b>	<b>G</b>	<b>I</b>	<b>R</b>	<b>Q</b>	<b>S</b>
<b>I</b>	<b>H</b>	<b>J</b>	<b>S</b>	<b>R</b>	<b>T</b>
<b>J</b>	<b>I</b>	<b>K</b>	<b>T</b>	<b>S</b>	<b>M</b>

##### 2) Adduction

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de l'adduction dans le tableau suivant :

Tableau VII-22 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction.

Opération	Précède	Succède	Opération	Précède	Succède
U	-	AF, V	AP	AF	AQ, AZ
V	U	AG, W	AQ	AG, AP	AR, BA
W	V	AH, X	AR	AH, AQ	AS, BC
X	W	AI, Y	AS	AI, AR	AT, BD
Y	X	AJ, Z	AT	AJ, AS	AU, BE
Z	Y	AK, AB	AU	AK, AT	AV, BF
AB	Z	AL, AC	AV	AL, AU	AW, BG
AC	AB	AM, AD	AW	AM, AV	AX, BH
AD	AC	AN, AE	AX	AN, AW	AY, BI
AE	AD	AO	AY	AO, AX	BJ
AF	U	AP, AG	AZ	AP	BA
AG	AF, V	AQ, AH	BA	AQ, AZ	BC
AH	AG, W	AR, AI	BC	AR, BA	BD
AI	AH, X	AS, AJ	BD	AS, BC	BE
AJ	AI, Y	AT, AK	BE	AT, BD	BF
AK	AJ, Z	AU, AL	BF	AU, BE	BG
AL	AK, AB	AV, AM	BG	AV, BF	BH
AM	AL, AC	AW, AN	BH	AW, BG	BI
AN	AM, AD	AX, AO	BI	AX, BH	BJ
AO	AN, AE	AY	BJ	AY, BI	-

### 3) Réservoirs

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation d'un réservoir dans le tableau suivant :

Tableau VII-23 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération du réservoir.

Opération	Précède	Succède	Opération	Précède	Succède
BK	-	BL	BP	BO	BQ, BR
BL	BK	BM	BQ	BP	BS
BM	BL	BN	BR	BP	BS
BN	BN	BO	BS	BQ, BR	BT
BO	BN	BP	BT	BS	-

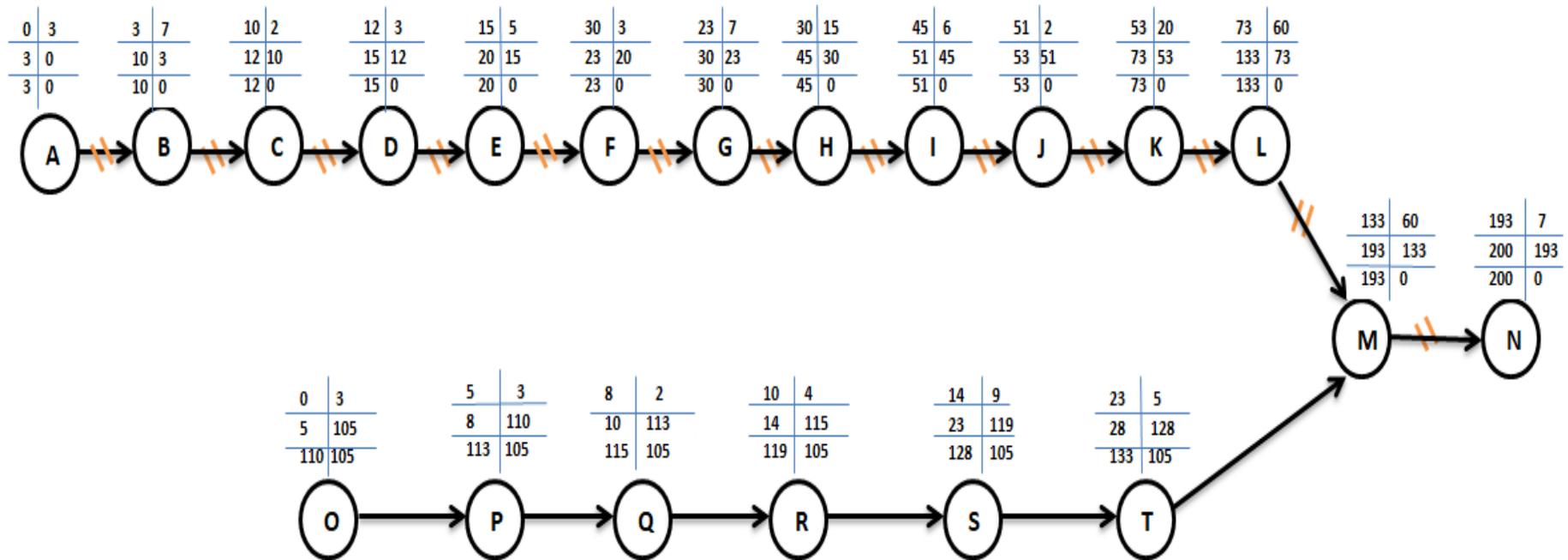


Figure VII-1 : Réseau à nœuds de la station de pompage.

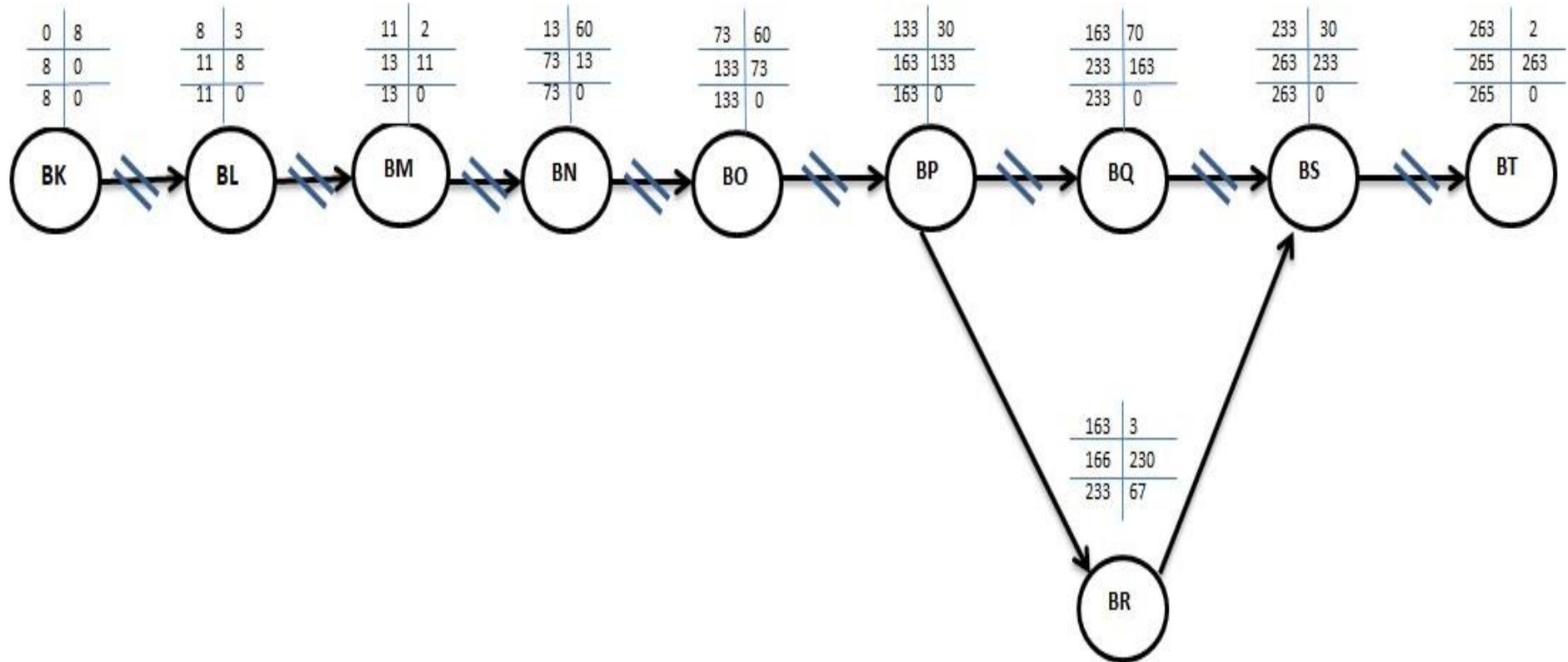


Figure VII-4 : Réseau à nœuds du réservoir.

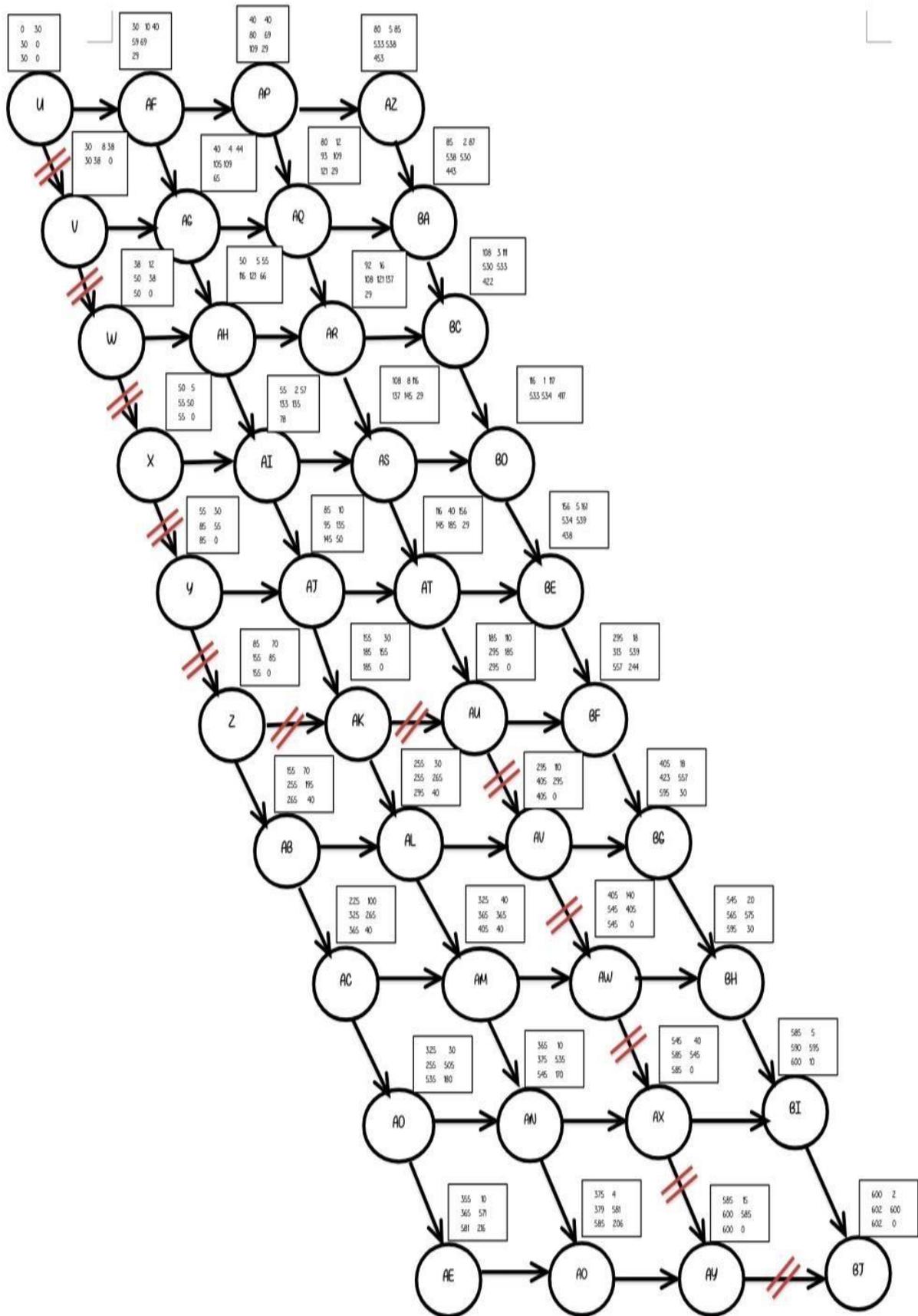


Figure VII-5 : Réseau à nœuds de l'adduction

## **VII-5. Les Engins**

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

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique, ou un retro chargeur ;
- Un bulldozer ;
- Un chargeur ;
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

### **VII-5-1. Pelle hydraulique**

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est-à-dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

- ✓ Temps de fouille ;
- ✓ Temps de transport ;
- ✓ Temps de déchargement ;
- ✓ Temps de remise en position de déblais.

Ces engins sont très répandus et utilisés à grande échelle grâce à leur bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir.

Pour une pelle équipée en rétro ou pelle hydraulique le godet est porté par un bras simplement articulé et actionné par des vérins hydrauliques (voir annexe VII.1).

### **VII-5-2. Bulldozer**

On utilise le bulldozer pour le décapage de la terre végétale ou couche supérieure du sol qui contient des débris végétaux, l'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

### **VII-5-3. Chargeur**

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

### **VII-5-4. Compacteur (vibreur de sol)**

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

## **Conclusion**

Dans ce chapitre, on a déterminé les volumes de travaux des stations de pompage, des réservoirs et de l'adduction, puis nous avons établi une estimation du coût approximatif global de l'ensemble des travaux envisagés.

Par conséquent, nous estimons un cout total de notre projet de 74381840 Dinars Algériens avec une durée de réalisation de 21 mois

Pour la réalisation d'ouvrage quelconque, il serait irrationnel de ne pas suivre l'ensemble des étapes précédemment citées (décomposition en tâches et ordonnancement...) vu l'importance des ouvrages à réaliser et le gain de temps donc d'argent que ces méthode de conduite de chantier peuvent apporter.

## CONCLUSION GENERALE

Notre étude d'alimentation en eau potable de la commune de HARRAZA repose sur une étude détaillée de la demande totale des besoins en eau, permettant le choix de toutes les composantes du réseau et le bon dimensionnement des ouvrages.

En premier lieu, nous avons fait une brève description de la commune de HARRAZA, et collecté les données nécessaires, qui nous ont permis de mener à bien notre projet. Ce projet est étudié pour l'horizon 2050, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 12466 habitants.

L'estimation des besoins maximums en eau de consommation a donné la nécessité de prévoir un transfert de 1813, 28 m<sup>3</sup>/j des eaux du barrage Telesdit. Le calcul nous a conduits à projeter neuf réservoirs (9\*150m<sup>3</sup>) et une bache (50m<sup>3</sup>).

Concernant le dimensionnement de la conduite d'adduction, on a choisi les diamètres les plus économiques D= [200mm, 150mm, 110mm, 90mm et 75mm] avec des vitesses acceptable de type PEHD avec PN16. La station de pompage va être équipée d'un groupe électropompe identique principale en plus d'un de secours.

Et pour la protection de ce réseau d'adduction contre le coup de bélier, nous avons installé un réservoir d'air anti bélier d'une capacité de 50 litres de volume. Le long du réseau d'adduction, on place des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et des vidanges au niveau des points bas. Par conséquent, la réalisation du projet est estimée à Soixante-quatorze millions cent soixante-douze mille cinq cent soixante-quatre Dinars Algériens (74381840DA) sur une durée de 21 mois.

La mise en service de ce projet va permettre une nette amélioration pour le transfert d'eau potable de la région entière, tout en promettant aux citoyens un avenir radieux.

En fin nous souhaitons avoir fait un travail qui peut servir d'avant-projet à une étude détaillée afin de garantir une alimentation en eau potable sans aucune interruption, et qu'il soit un guide bibliographique pour les promotions à venir.

## References bibliographiques

- [1] **A. LENCASTRE** « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1983, p.349.
- [2] **B.SALAH** (2014)« Livre des cours d'Alimentation en Eau Potable», p11,27, 29,72, 78,78a, 140.
- [3] **H. GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I., p.C5195 -10, 16, 18, 25.
- [4] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée »,édition Eyrolles, Paris 1972, p.289.
- [5] **Technique de l'ingénieur** « Adduction et distribution d'eau »,p.C5 195-26,C5 195-27
- [6] **C.GOMELL et H.GUERREE** « La distribution d'eau dans les agglomérations de petite et moyenne importance », Edition EYROLLES, 2004, université LAVAL.

# **ANNEXES**

## Annexe (II)

### Répartition horaire des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

Heures	Nombre d'habitants				
	<10000	10000 à 50000	50001 à 100000	>100000	Agglomération de type rurale
0-1	1	1,5	3	3,35	0,75
1-2	1	1,5	3,2	3,25	0,75
2-3	1	1,5	2,5	3,3	1
3-4	1	1,5	2,6	3,2	1
4-5	2	2,5	3,5	3,25	3
5-6	3	3,5	4,1	3,4	5,5
6-7	5	4,5	4,5	3,85	5,5
7-8	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
8-9	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
9-10	5,5	6,25	5,6	5,05	3,5
10-11	4,5	6,25	4,8	4,85	6
11-12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12-13	7	5	4,4	4,6	8,5
13-14	7	5	4,1	4,55	6
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	5
15-16	4,5	6	4,4	4,7	5
16-17	5	6	4,3	4,65	3,5
17-18	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
18-19	6,5	5	4,5	4,4	6
19-20	5,0	4,5	4,5	4,3	6
20-21	4,5	4	4,5	4,3	6
21-22	3	3	4,8	4,2	3
22-23	2	2	4,6	3,75	2
23-24	1	1,5	3,3	3,7	1
<b>Total</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>

### ANNEXE (III-1)

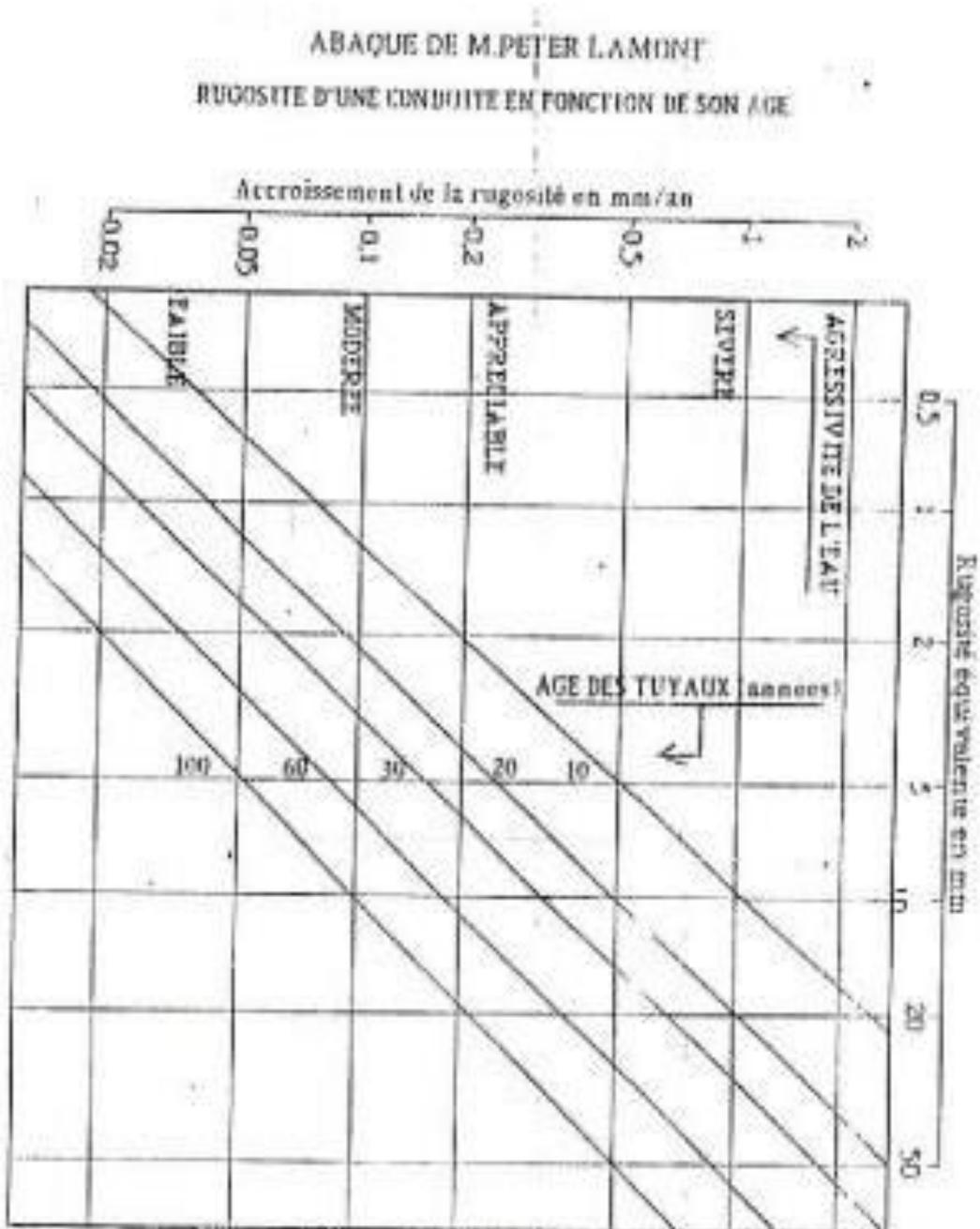
Les valeurs usuelles indices de rugosité (k) en mm.

N°	Nature de la surface intérieure	Indice rugosité K
1	Cuivre, plomb, laiton, inox	0,001 à 0,002
2	Tube PVC	0,0015
3	Acier inox	0,015
4	Tube acier du commerce	0,045 à 0,09
5	Acier étiré	0,015
6	Acier soudé	0,045
7	Acier galvanisé	0,15
8	Acier rouillé	0,1 à 1
9	<b>Fonte neuve</b>	<b>0,25 à 0,8</b>
10	<b>Fonte usagée</b>	<b>0,8 à 1,5</b>
11	<b>Fonte incrustée</b>	<b>1,5 à 2,5</b>
12	Tôle ou fonte asphaltée	0,01 à 0,015
13	Ciment bien lissé	0,3
14	Béton ordinaire	1
15	Béton grossier	5
16	Bois bien raboté	5
17	Bois ordinaire	1

## ANNEXE (III-2)

### Abaque de M.PETER LAMON (Rugosité d'une conduite en fonction de son âge).

Abaque de M.PETER LAMON (Rugosité d'une conduite en fonction de son âge).



### Annexe (III-3)

### Tableau des prix des conduites en PEHD.

UNITE TUBE		GAMME DE PRIX				
		TUBES PEHD EAU (PE80 & PE100)				
		(Prix Valable à compter du : 01 AVRIL 2010)				
		Selon la Norme ISO 4427				
<b>TUBES PEHD : PN 06</b>						
Ø	Diam. Ext	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	PE	
020	Ø20	-			PE20	
025	Ø25	-	38,28	42,45	PE20	
032	Ø32	-	48,35	56,87	PE20	
040	Ø40	2,0	64,6	75,58	PE20	
050	Ø50	2,4	88,25	114,95	PE20	
063	Ø63	3,0	160,25	187,49	PE20	
075	Ø75	3,6	228,21	263,49	PE20	
090	Ø90	4,3	296,93	346,35	PE20	
110	Ø110	4,0	357,86	418,79	PE20	
125	Ø125	-	473,08	553,60	PE20	
150	Ø150	5,8	770,86	901,89	PE20	
200	Ø200	7,2	1 143,99	1 361,17	PE20	
250	Ø250	9,1	1 850,00	2 281,5	PE20	
315	Ø315	11,4	3 090,00	3 603,6	PE20	
400	Ø400	14,5	6 134,24	6 907,08	PE20	
500	Ø500	19,1	8 928,13	9 117,81	PE20	
630	Ø630	24,1	12 682,50	14 838,52	PE20	
<b>TUBES PEHD : PN 10</b>						
Code	Diam. Ext	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	PE	
PE10000	Ø20	-		29,07	34,01	PE20
PE10014	Ø25	2,5		38,28	44,79	PE20
PE10017	Ø32	2,5		55,48	64,91	PE20
PE10020	Ø40	3,0		84,10	98,46	PE20
PE10023	Ø50	3,7		126,28	158,25	PE20
PE10026	Ø63	4,7		209,09	248,34	PE20
PE10027	Ø75	5,6		300,60	361,59	PE20
PE10023	Ø90	5,4		358,89	420,54	PE20
PE10026	Ø110	6,6		640,50	832,39	PE20
PE10028	Ø125	7,4		690,13	772,35	PE20
PE10031	Ø160	9,5		1 142,25	1 225,43	PE20
PE10033	Ø200	11,9		1 690,84	1 921,48	PE20
PE10035	Ø250	14,8		2 595,00	3 036,15	PE20
PE10041	Ø315	18,7		4 292,67	4 789,47	PE20
PE10058	Ø400	23,7		6 098,74	7 837,63	PE20
PE10068	Ø500	29,7		10 152,61	11 878,44	PE20
PE10088	Ø630	37,4		16 738,79	19 454,38	PE20
<b>TUBES PEHD : PN 16</b>						
Ø	Diam. Ext	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	PE	
020	Ø20	2,3	32,18	37,68	PE20	
025	Ø25	2,8	50,85	59,48	PE20	
032	Ø32	3,6	78,61	91,89	PE20	
040	Ø40	4,5	120,25	141,61	PE20	
050	Ø50	5,6	188,28	220,39	PE20	
063	Ø63	7,1	297,95	348,80	PE20	
075	Ø75	8,4	407,8	477,13	PE20	
090	Ø90	8,2	510,71	587,53	PE20	
110	Ø110	10,0	767,19	885,91	PE20	
125	Ø125	11,4	997,90	1 132,44	PE20	
150	Ø150	14,6	1 660,90	1 826,20	PE20	
200	Ø200	18,2	2 472,00	2 832,24	PE20	
250	Ø250	22,7	3 815,00	4 482,86	PE20	
315	Ø315	28,6	6 850,00	8 044,50	PE20	
400	Ø400	36,3	9 320,00	10 904,40	PE20	
500	Ø500	45,4	14 011,00	17 445,87	PE20	
630	Ø630	57,2	23 122,50	27 664,50	PE20	
<b>TUBES PEHD : PN 20</b>						
Code	Diam. Ext	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	PE	
PE20020	Ø20	2,3		38,01	44,47	PE20
PE20025	Ø25	3,0		53,29	62,58	PE20
PE20032	Ø32	3,6		82,22	98,20	PE20
PE20040	Ø40	4,5		128,15	149,94	PE20
PE20050	Ø50	5,6		200,7	234,82	PE20
PE20063	Ø63	7,1		338,73	398,21	PE20
PE20075	Ø75	8,4		447,58	523,40	PE20
PE20090	Ø90	10,1		627,09	723,70	PE20
PE20110	Ø110	12,3		948,88	1 110,17	PE20
PE20125	Ø125	14,0		1 292,75	1 407,22	PE20
PE20160	Ø160	17,9		1 947,88	2 272,68	PE20
PE20200	Ø200	22,4		3 121,70	3 682,39	PE20
PE20250	Ø250	27,9		4 848,53	5 679,21	PE20
PE20315	Ø315	35,2		7 598,80	8 878,48	PE20
PE20400	Ø400	44,7		12 110,00	14 168,74	PE20
PE20500	Ø500	55,8		19 083,61	22 394,66	PE20
PE20630	Ø630	-				PE20

Longueur de Tubes : du Diamètre 25 mm au 110 mm sont des Conduites (Roclines) de 100 ML.  
 Longueur de Tubes : du Diamètre 125 mm au 400 mm sont des tubes de 12 ML.  
 Longueur de Tubes : du Diamètre 500 mm au 630 mm sont des tubes de 60 ML.

**SARL K-PLAST**  
 Transformation de Plastiques

# Annexe (VI)

## Abaque de Vibert.

### ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ

DES RÉSERVOIRS D'AIR

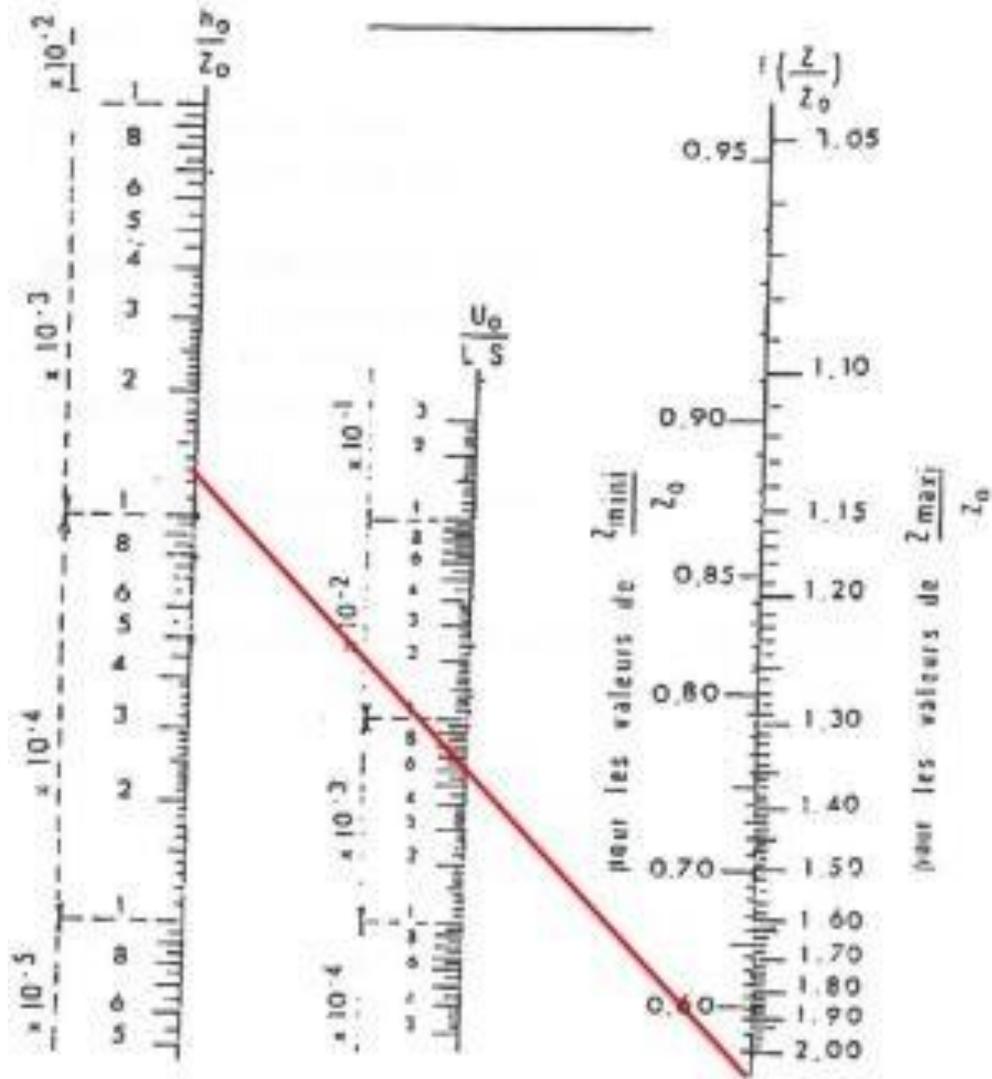


PLANCHE XXVII