

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Etude de renforcement d' AEP de la commune Ait-Smail et le village Riff (Commune de Taskerioute) w.Bejaia.**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0019-18

APA Citation ( توثيق APA):

**Yaiche, Nabil (2018). Etude de renforcement d' AEP de la commune Ait-Smail et le village Riff (Commune de Taskerioute) w.Bejaia[Mem Ing, ENSH].**

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE**

**THEME :**

**ETUDE DE RENFORCEMENT D'AEP DE LA COMMUNE  
AIT-SMAIL ET LE VILLAGE RIFF (COMMUNE DE  
TASKERIOUTE) W.BEJAIA**

**Présenté Par :**

**Mr YAICHE Nabil**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
Mr AMMARI Abdelhadi	MCA	Président
Mme BELLABES Salima	MAA	Examinatrice
Mr BOUFEKENE Abdelmadjid	MCB	Examinateur
Mme DERNOUNI FOUZIA	MAA	Examinatrice
Mme SALHI Chahrazed	MAA	promotrice

**Session septembre- 2018**

# *Remerciements*

je rendais en premier lieu grâce à Allah le tout puissant qui m'a donné la foi et le courage d'arriver au terme de mes études.

Je tenais à remercier mon encadreur, madame SALHI. Chahrazed. Pour son soutien tout au long de la préparation de notre projet de fin d'étude,

Nos remerciements vont à Monsieur OUALI Kamel, ingénieur au sein de la subdivision des ressources en eaux de kherrata , pour le temps précieux qu'il nous a consacré, ses orientations, et ses nombreuses interventions qui ont permis l'aboutissement de ce travail.

Nous remercions également les membres du jury, devant lesquels nous avons l'honneur d'exposer notre travail, et qui ont pris la peine de le lire et de s'y intéresser.

Nous remercions aussi tous nos camarades, avec lesquels nous avons eu le plaisir de travailler, ainsi que toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration et l'achèvement de ce mémoire.

Nous remercions enfin nos parents qui nous ont soutenus pendant toute la durée de nos études.

# *Dédicace*

Je dédie ce mémoire aux êtres les plus chers à mon cœur,

Mon Père, Ma mère, qui ont toujours cru en moi et encouragées.

A mes Frères

A mes sœurs

A toute ma famille

A tous mes copains



**Nabil**

## ملخص:

بعد تقديم المنطقة التي نحن بصدد الدراسة وتقدير حاجياتها من الماء، نختبر شروط إعداد الأنابيب المختلفة لنقل المياه، من الناحية التقنية والاقتصادية، فهذان الجانبين مرتبطان بينهما. في أنابيب الدفع، المياه ترفع بواسطة محطات الضخ، لذا ندرس محطات الضخ والخزانات المشكّلة لسلسلة أنابيب نقل المياه وخزانات التوزيع. بعد ذلك ندرس بالتفصيل وسيلة من وسائل حماية أنابيب الدفع خاصة، من ظاهرة انتقالية تدعى المطرقة المائية.

## Résumé

Nous examinerons, après la présentation de notre zone d'étude et l'estimation de ses besoins en eau, les conditions dans lesquelles devra être établie notre adduction mixte (gravitaire-refoulement) du point de vue technico-économique, ces deux aspects étant, en fait, liés entre eux.

Dans la conduite de refoulement, les eaux sont relevées par des stations de pompage, nous étudierons, alors, les conditions d'établissement des stations de reprise de la chaîne d'adduction.

Nous nous étalerons, par la suite, sur un moyen de protection des conduites de refoulement, en particulier, contre un phénomène transitoire dit : Coup de bélier

## Abstract

After the presentation of our study zone and the estimation of its water needs, we examined the conditions in which we would establish, basing on an interacted technical and economic point of view, our mixed adduction (gravitary-repression).

In the repression pipe, waters are raised by pumping plants. We will studied, their conditions of establishment of retake plants of the adduction chain

Then we particularly laid down protection repression pipes against a transitory phenomenon called: the water hammer.

## **Introduction générale**

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

## **CHAPITRE I : Présentation De La Zone D'étude**

I.1	Introduction : .....	2
I.2	Présentation de la zone d'étude : .....	2
I.1.1	Situation administrative : .....	2
I.3	Topographie : .....	3
I.4	Géologie : .....	3
I.5	Climatologie .....	4
I.5.1	Climat : .....	4
I.5.2	Pluviométrie : .....	4
I.5.3	Evaporation : .....	4
I.5.4	Vents : .....	4
I.6	Recensement des infrastructures : .....	4
I.6.1	Administration : .....	4
I.6.2	Le cycle moyen.....	5
I.6.3	Le cycle secondaire.....	5
I.6.4	Formation .....	5
I.6.5	Santé.....	5
I.6.6	Socio- culturel .....	5
I.6.7	Culte .....	6
I.6.8	Economie.....	6
I.6.9	Sécurité.....	6
I.7	présentation hydraulique .....	6
I.7.1	Ressources hydriques de la zone de l'étude .....	6
I.7.2	Ressources mobilisées.....	6
I.7.3	Les ouvrages de stockage.....	6
I.8	Les réseaux (distribution/adduction) .....	7
I.9	Recensement de la population : .....	7
I.10	Dotation : .....	7
I.11	Conclusion : .....	8

## **CHAPITRE II : Présentation De La Zone D'étude**

II.1	Introduction :	9
II.2	Evolution de la population :	9
II.3	Evaluation des besoins en eau :	10
II.3.1	Besoins pour usage domestique :	10
II.3.2	Besoins d'équipements :	11
II.4	Calcul des débits moyens journaliers totaux :	13
II.5	Majoration de la consommation moyenne journalière.....	13
II.6	Variation de la consommation journalière .....	14
II.6.1	Coefficient maximal journalier :	14
II.6.2	Coefficient minimal journalier :	15
II.7	Variation de la consommation horaire :	15
II.7.1	Les coefficients de la consommation horaire :	16
II.8	Calcul des déficits en eau .....	17
II.9	La ressource à mobiliser :	19
II.9.1	Situation de la source bleue :	19
II.9.2	Débit de la source bleue .....	19
II.9.3	Exploitation actuelle de la source bleue.....	19
II.10	Conclusion :	20

## **CHAPITRE III : Etude Des Réservoirs**

III.1	Introduction :	21
III.2	Définition :	21
III.3	Fonction générales des réservoirs :	21
III.3.1	Du point de vue technique,.....	21
III.3.2	Du point de vue économique :	22
III.4	Classification des réservoirs :	23
III.5	Capacité des réservoirs :	24
III.5.1	Méthode analytique:.....	25
III.5.2	Méthode graphique :	25

III.6	Volume des réservoirs :.....	26
III.6.1	Les stations de reprises : .....	26
III.6.2	Dimensionnement des réservoirs d'alimentation : .....	26
III.7	Les Dimensions du réservoir .....	28
III.8	Equipements des réservoirs :.....	31
III.8.1	La conduite d'arrivée :.....	31
III.8.2	La Conduite de départ : .....	31
III.8.3	La Conduite du trop-plein :.....	31
III.8.4	La Conduite de vidange :.....	32
III.8.5	La Conduite BY-PASS :.....	32
III.8.6	Entretien des réservoirs : .....	32
III.8.7	Hygiène et sécurité :.....	32
III.8.8	Traversée des conduites dans les parois du réservoir.....	32
III.9	Conclusion.....	34

## **CHAPITRE IV : Etude D'adduction**

IV.1	Introduction : .....	35
IV.2	Types d'adduction : .....	35
IV.2.1	Adduction gravitaire : .....	35
IV.2.2	Adduction par refoulement :.....	35
IV.2.3	Adduction mixte : .....	35
IV.3	Adduction et types d'écoulement : .....	35
IV.3.1	Écoulement à surface libre : .....	35
IV.3.2	Écoulement en charge .....	35
IV.4	Choix du tracé :.....	36
IV.5	Choix du type du matériau de la tuyauterie: .....	36
IV.6	Calcul hydraulique :.....	38
IV.6.1	Cas gravitaire :.....	38
IV.6.2	Cas de refoulement .....	39
IV.7	Proposition des variantes.....	41
IV.7.1	Variante N°1 :.....	41
IV.7.2	Variant II: .....	43
IV.8	Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement de la première .....	44
IV.9	La comparaison entre les deux variantes : .....	62



IV.10	Conclusion :	62
-------	--------------	----

## **CHAPITRE V : Etude Et Choix Des Pompe**

V.1	Introduction :	63
V.2	Définition :	63
V.3	Différents types de pompes et leurs caractéristiques :	63
V.3.1	Pompes volumétriques :	63
V.3.2	Les turbopompes :	63
V.4	Choix du type de pompe :	64
V.5	Couplage des pompes :	64
V.5.1	Couplage en parallèle :	65
V.5.2	Couplage en série :	65
V.6	Choix du nombre de pompes :	66
V.7	Réalisations du point de fonctionnement désire :	66
V.7.1	1 <sup>er</sup> Variante : « Réduction ou augmentation du temps de pompage » :	67
V.7.2	2 <sup>eme</sup> Variante : « Régulation par refoulement (le vannage) » :	67
V.7.3	3 <sup>eme</sup> Variante : « variation de la vitesse » :	67
V.7.4	4 <sup>eme</sup> Variante : « rognage de la roue de la pompe » :	68
V.8	Etude de la cavitation :	69
V.9	La station de pompage de Bordj-Mira SP :	70
V.9.1	Description de la pompe :	71
V.9.2	Courbe caractéristique de la conduite :	74
V.9.3	Dimensionnement des équipements de la pompe :	75
V.10	Station SR 1 d'ankouche :	77
V.10.1	Description de la pompe :	77
V.10.2	Courbe caractéristique de la conduite :	80
V.10.3	Dimensionnement des équipements de la pompe :	81
V.11	La station SR 2 d'ankouche :	83
V.11.1	Description de la pompe :	83
V.11.2	Courbe caractéristique de la conduite :	85
V.11.3	Dimensionnement des équipements de la pompe :	86
V.12	Refoulement : SR 3 d'Ait-Aissout :	88
V.12.1	Description de la pompe :	88

V.12.2	Courbe caractéristique de la conduite : .....	91
V.12.3	Dimensionnement des équipements de la pompe :.....	92
V.13	Refolement : SR 4 de Tizouel .....	93
V.13.1	Description de la pompe :.....	94
V.13.2	Dimensionnement des équipements de la pompe :.....	97
V.14	Dimensionnement des bâtiments des stations .....	99
V.14.1	Hauteur du bâtiment :.....	99
V.14.2	Longueur du bâtiment :.....	99
V.14.3	Largeur du bâtiment.....	100
V.15	Dimensions des portes .....	100
V.16	Dimensionnement des fenêtres.....	101
V.17	Conclusion :.....	101

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

VI.1	: Introduction : .....	102
VI.2	: Pose de canalisation .....	102
VI.2.1	: Différents types de pose de conduites.....	102
VI.3	: Différentes étapes de mise en place des canalisations .....	104
VI.4	: Accessoires .....	106
VI.4.1	: Robinets vannes .....	106
VI.4.2	: Clapets anti retour.....	108
VI.4.3	: Ventouses .....	108
VI.4.4	: Vannes de décharge .....	109
VI.4.5	: By-pass.....	109
VI.4.6	: Crépines.....	110
VI.5	: Protection des conduites de refolement contre les coups de bélier : .....	110
VI.5.1	: Causes du coup de bélier :.....	110
VI.5.2	: Risques dûs aux coups de bélier :.....	110
VI.6	: Description des phénomènes physiques :.....	111
VI.6.1	: État d'équilibre d'un système hydraulique : .....	111
VI.6.2	: Onde élastique et oscillation en masse.....	111
VI.6.3	: Perturbation de l'équilibre, effet sur les pressions .....	112
VI.7	: Protection de la conduite de refolement contre le coup de bélier .....	112
VI.8	: Méthodes de calcul des réservoirs d'air .....	114

VI.9 : Dimensionnement des réservoirs d'air : .....	114
VI.10 : Conclusion : .....	118

## **CHAPITRE VII : Organisation Du Chantier**

VII.1 Introduction : .....	119
VII.2 Différents travaux connus sur notre chantier : .....	119
VII.2.1 : Travaux concernant les stations de pompage : .....	119
VII.2.2 : Travaux concernant l'adduction : .....	120
VII.3 Calcul des volumes des travaux : .....	121
VII.3.1 Calcul des volumes des travaux de la station de pompage (SPI) : .....	121
VII.4 : Calcul des volumes des travaux de l'adduction : .....	124
VII.5 : Calcul de cout de tous les travaux : .....	126
VII.6 : Planification des travaux .....	127
VII.7 Conclusion .....	132

## **Conclusion générale**

Conclusion générale.....	133
--------------------------	-----

## Liste des tableaux

### CHAPITRE I : Présentation De La Zone D'étude

Tableau I. 1: Précipitations annuelles d'Ait Smail .....	4
Tableau I. 2: Infrastructure administrative de la commune .....	5
Tableau I. 3: Etablissements du cycle moyen .....	5
Tableau I. 4: Population de la zone de l'étude en 2008 .....	7

### CHAPITRE II : Estimation des besoins en eau

Tableau II. 1: Evolution de la population à différents horizons .....	10
Tableau II. 2: Besoins domestiques en eau de la zone d'étude .....	12
Tableau II. 3: les besoins d'équipements .....	12
Tableau II. 4: Récapitulation des débits moyens journaliers totaux .....	14
Tableau II. 5: Récapitulation des débits moyens journaliers majorés .....	15
Tableau II. 6: les consommations maximales et minimales journalières à l'horizon 2038 .....	16
Tableau II. 7: Variation du coefficient max en fonction du nombre d'habitant .....	17
Tableau II. 8: K max. pour différentes localités .....	17
Tableau II. 9: Variation du coefficient min en fonction du nombre d'habitant .....	17
Tableau II. 10: K min.h. Pour différentes localités .....	18
Tableau II. 11: Production actuelle de la ressource .....	18
Tableau II. 12: Bilan ressources- besoins .....	19
Tableau II. 13: Débits de calcul .....	20

### CHAPITRE III : Etude Des Réservoirs

Tableau III.1: Fonctions d'un réservoir .....	23
Tableau III. 2: Capacité des réservoirs des stations de pompage et de reprise .....	26
Tableau III. 3: Evaluation du volume résiduel du réservoir .....	27
Tableau III. 4: Evaluation du volume résiduel du réservoir .....	28
Tableau III.5: récapitulatif de dimensions des réservoirs à projetés .....	31

## **CHAPITRE IV : Etude D'adduction**

Tableau IV. 1: Coefficients $K'$ , $m$ , $\beta$ pour différents types du tuyau :.....	38
Tableau IV. 2: Variation journalière des tarifs de l'énergie .....	41
Tableau IV. 3: Calcul de la HMT .....	45
Tableau IV. 4: Calcul de frais d'exploitation.....	45
Tableau IV. 5: Calcul des frais d'Amortissement.....	46
Tableau IV. 6: Bilan du frais d'exploitation et d'amortissement .....	46
Tableau IV. 7: Calcul de la HMT .....	47
Tableau IV. 8: Calcul de frais d'exploitation.....	48
Tableau IV. 9: Calcul des frais d'Amortissement.....	48
Tableau IV. 10: bilan des frais d'exploitation et d'Amortissement.....	49
Tableau IV. 11: Calcul de la HMT .....	50
Tableau IV. 12: Calcul de frais d'exploitation.....	50
Tableau IV. 13: Calcul des frais d'Amortissement.....	51
Tableau IV. 14: bilan des frais d'exploitation et d'Amortissement.....	51
Tableau IV. 15: Calcul de la HMT .....	52
Tableau IV. 16: Calcul de frais d'exploitation.....	53
Tableau IV. 17: Calcul des frais d'Amortissement.....	53
Tableau IV. 18: bilan des frais d'exploitation et d'Amortissement.....	54
Tableau IV. 19: Dimensionnement des conduites gravitaire .....	55
Tableau IV. 20: Résultats des calculs hydrauliques des adductions gravitaires .....	56
Tableau IV. 21: Calcul de la HMT .....	57
Tableau IV. 22: Calcul de frais d'exploitation.....	57
Tableau IV. 23: Calcul des frais d'Amortissement.....	58
Tableau IV. 24: bilan des frais d'exploitation et d'Amortissement.....	58
Tableau IV. 25: Calcul de la HMT .....	59
Tableau IV. 26: Calcul de frais d'exploitation.....	60
Tableau IV. 27: Calcul des frais d'Amortissement.....	60
Tableau IV. 28: bilan des frais d'exploitation et d'Amortissement.....	61

## **CHAPITRE V : Etude Et Choix Des Pompe**

Tableau V. 1: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre .....	70
Tableau V. 2: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP- SR1).....	74
Tableau V. 3: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre .....	77
Tableau V. 4: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR1- SR2) .....	80
Tableau V. 5: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre .....	83
Tableau V. 6: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR2- SR3) .....	85
Tableau V. 7: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre .....	88
Tableau V. 8: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR2- SR3) .....	91
Tableau V. 9: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre .....	94
Tableau V. 11 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR2- SR3).....	96
Tableau V. 12: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station .....	100

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

Tableau.VI 1:Les caractéristiques de tronçon de l'adduction de refoulement : .....	114
Tableau.VI 2:Calcul de la célérité d'onde de tronçon de l'adduction de refoulement. ....	115
Tableau.VI 3: Calcul des paramètres.....	115
Tableau.VI 4: Volumes maximums des réservoirs. ....	115
Tableau.VI 5: Volumes normalisés des réservoirs. ....	116

## **CHAPITRE VII : Organisation Du Chantier**

Tableau VII. 1 : Calcul du volume du béton armé .....	123
Tableau VII. 2: Volumes des travaux de les SP.....	123
Tableau VII. 3: Calcul du volume des déblais. ....	124
Tableau VII. 4: Calcul du volume des remblais.....	125
Tableau VII. 5: Calcul de la longueur des diamètres utilisés. ....	125
Tableau VII. 6: Estimation de cout des travaux de SP. ....	126
Tableau VII. 7: Estimation de cout des conduites.....	126
Tableau VII. 8: Estimation de cout de la pose de la canalisation. ....	126
Tableau VII. 9: Temps de réalisation des opérations de la station de pompage .....	127
Tableau VII. 10: temps de réalisation des opérations de l'adduction .....	128
Tableau VII. 11: tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de la station de pompage.....	129
Tableau VII. 12: tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction.....	130

## Liste des figures

### CHAPITRE I : Présentation De La Zone D'étude

Figure I. 1: situation de la zone d'étude (source Google).....2

### CHAPITRE II : Présentation De La Zone D'étude

Figure II. 1: Histogramme d'évolution du nombre d'habitant à différents horizons .....10

### CHAPITRE III : Etude Des Réservoirs

Figure III. 1: Traversée des conduites (manchon à bout lisse) .....33

Figure III. 2: Traversée des conduites (Gaine en fonte) .....33

### CHAPITRE IV : Etude D'adduction

Figure IV. 1: Tracé de la variante 01.....42

Figure IV. 2: Tracé de la variante 02.....44

Figure IV. 3: Bilan total du tronçon SP-SR1 .....47

Figure IV. 4: Bilan total du tronçon SR1—SR2 .....49

Figure IV. 5: Bilan total du tronçon SR2—SR3 .....52

Figure IV. 6: Bilan total du tronçon SR3(Tizoual)-Réservoir Ighil Ouli .....54

Figure IV. 7: Bilan total du tronçon SR3 (Ait-Aissout)-SR4 Tizoual.....59

Figure IV. 8: Bilan total du tronçon SR3—SR4 .....61

### CHAPITRE V : Etude Et Choix Des Pompe

Figure V. 1: Constitution d'une pompe centrifuge .....64

Figure V. 2: couplage en parallèle.....65

Figure V. 3: Couplage en série.....65

Figure V. 4: Point de fonctionnement d'une pompe. ....66

Figure V. 5: Point de fonctionnement par modification de la vitesse de rotation.....68

Figure V. 6: Réalisation du point de fonctionnement de la pompe par rognage.....68

Figure V. 7: Schéma et dimensions de la pompe A .....72

Figure V. 8: Courbes caractéristiques de la pompe(SP1) de type A. ....73

Figure V. 9: Point de fonctionnement de la pompe de SP1 .....75

Figure V. 10: Schéma et dimensions de la pompe A .....79

Figure V. 11: Courbes caractéristiques de la pompe(SP1) de type A. ....79

Figure V. 12: Point de fonctionnement de la pompe de SR1 .....80

Figure V. 13: Schéma et dimensions de la pompe A .....84

Figure V. 14: Courbes caractéristiques de la pompe(SP1) de type A. ....85

Figure V. 15: Point de fonctionnement de la pompe de SP1 .....86

Figure V. 16: Schéma et dimensions de la pompe A .....90

Figure V. 17: Courbes caractéristiques de la pompe(SR3) de type A.....	90
Figure V. 18: Point de fonctionnement de la pompe de SP1 .....	91
Figure V. 19: Schéma et dimensions de la pompe .....	95
Figure V. 20: Courbes caractéristiques de la pompe(SR3) de type A.....	96
Figure V. 21: Point de fonctionnement de la pompe de SP1.....	97

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

Figure VI. 1: Remblayage de fouille (Guide DIRPA).....	106
Figure VI. 2: Remblayage de fouille (Guide DIRPA).....	107
Figure VI. 3: Robinets vanne papillon .....	107
Figure VI. 4: Clapet anti retour top stop.....	108
Figure VI. 5: Ventouse triple fonction VAG DUOJET .....	109
Figure VI. 6: Réservoir d'Air.....	113
Figure VI. 7: Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement .....	113
Figure VI. 8: Les volumes normalisés des réservoirs.....	118
Figure VI. 9: Schéma d'installation et encombrement du réservoir d'air .....	119

## **CHAPITRE VII : Organisation Du Chantier**

Figure VII. 1: un angledozer .....	119
Figure VII. 2 : une pelle mécanique .....	120
Figure VII. 3: Rouleau lisse .....	121
Figure VII. 4: pose d'une canalisation. ....	124
Figure VII. 5 : Réseaux à nœuds (méthode CPM) des stations de pompage et d'adduction..	131



## **LISTE DES PLANCHES**

**PLANCHE01** :plan topographique de la zone d'étude.

**PLANCHE 02** : profil en long.

**PLANCHE 03** :Schéma synoptique.

**PLANCHE 04** : Plan du réservoir 500m<sup>3</sup>.

**PLANCHE 05** : plan des stations du pompage.

## Introduction générale

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

Pour qu'on puisse atteindre l'évolution dans notre vie journalière, ainsi que dans l'industrie et l'agriculture, il faut qu'il y'ait de l'eau en quantité suffisante. L'homme est responsable de Maitriser la science relative à cette denrée.

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

Les quantités d'eau, en Algérie, sont pour l'instant suffisantes grâce à la mobilisation des eaux surfaces, des eaux souterraines, mais à l'avenir, il ne sera plus permis de mal gérer cette ressource. La bonne gestion d'un système d'alimentation en eau potable débute par un bon dimensionnement du réseau lui-même et une gestion rigoureuse des différentes parties du projet.

Dans ce contexte s'inscrit notre mémoire de fin d'étude qui vise à étudier le renforcement de l'AEP de la commune d'Ait-Smail et le village Riff dans la commune de Taskerioute à partir de Bordj Mira sur un horizon de 20ans.

Pour cela, nous débuterons notre travail par une description du site, à savoir : la situation Géographique, climatique, hydrologique, et la situation hydraulique, tout en estimant le nombre d'habitants et les différents besoins en eau aux divers horizons, suivant les données acquises auprès de la subdivision d'hydraulique de Darguina, et cela dans le but d'établir un bilan des ressources disponibles et des besoins à satisfaire à long terme.

Le troisième procédera au dimensionnement des réservoirs de stockage en tenant Compte des capacités des réservoirs existants.

Le quatrième chapitre consistera essentiellement en dimensionnement des conduites d'adduction, en se basant sur les conditions d'ordre technique et économique.

La cinquième partie portera sur le choix des pompes, dont le but est d'acheminer l'eau de Bordj Mira, vers les réservoirs de stockage, où on doit tenir compte des conditions d'exploitations désirées.

Enfin, dans la dernière partie, on terminera par une analyse qui concerne la protection des Conduites contre le phénomène du coup de bélier et la pose des conduites, et on finalisera par une conclusion générale.

*Chapitre I :*

*Présentation de la zone d'étude*

---

## **I.1 Introduction :**

Le but de ce chapitre est de connaître la situation de la zone d'étude de point de vue géographique, topographique, climatologique, géologique et cela est nécessaire pour tout projet de l'adduction en eau potable.

## **I.2 Présentation de la zone d'étude :**

### **I.1.1 Situation administrative :**

Jusqu'au Juin 1984, la zone d'Ait Smail et le village de RIF faisaient une partie de la commune de Taskerioute issue du découpage administratif de 1974, la rattachant à la toute nouvelle wilaya de Bejaia.

Mais depuis cette date la zone d'Ait Smail a été érigée en commune de plein exercice avec la localité de Targragt comme chef-lieu

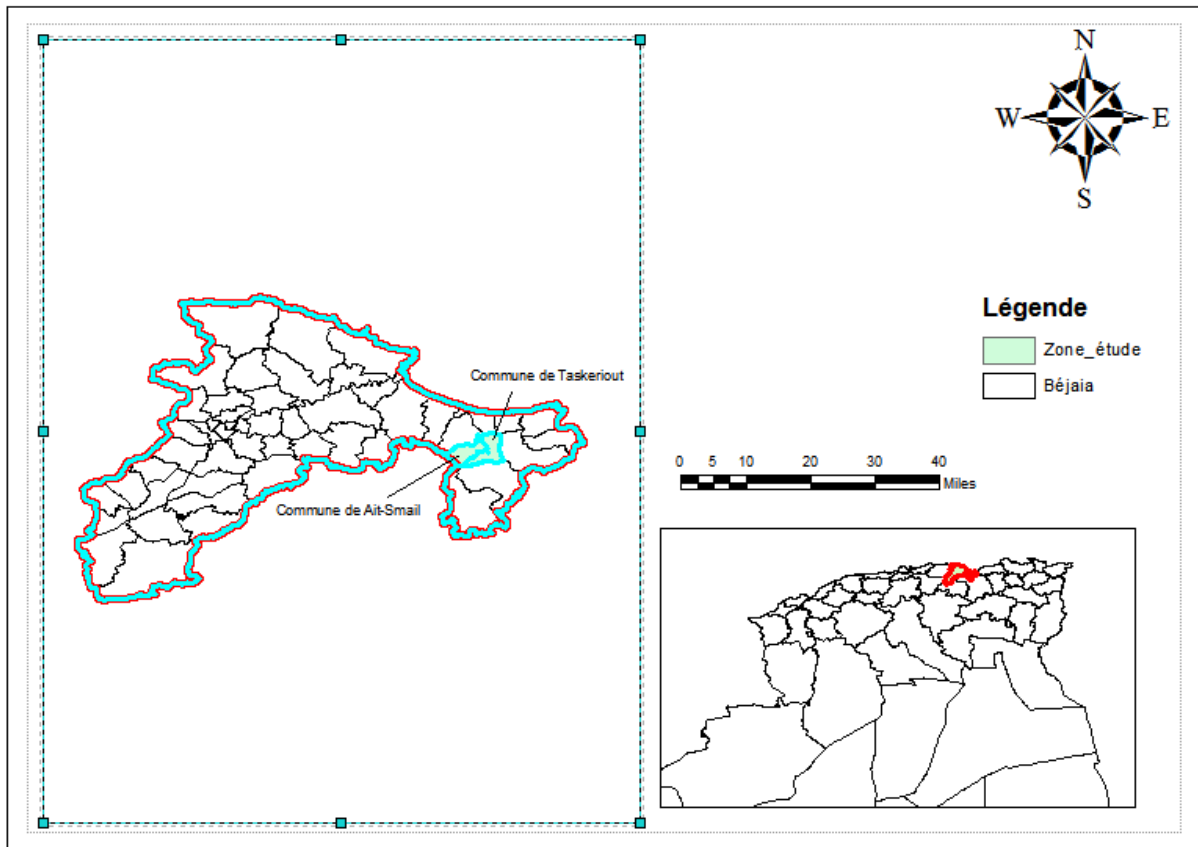
La commune d'Ait Smail est limitée (voir figure I.1):

- Au Nord par la commune de Tizi N'berbre (Aokas)
- A Ouest par la commune d'Ait Tizi (w de Sétif)
- Au Sud par la commune de Kherrata
- A l'Est par la commune de Darguina

La commune d'Ait Smail dépend de la daïra de Darguina

### **Le village Riff**

Le village Rif se trouve dans le territoire dans commune de Taskerioute. Il occupe la partie Ouest de la commune et il est limitrophe à Ait-Smail



**Figure I. 1: localisation de la commune Ait-Smail et Taskerioute(Echelle1/40000)**

### I.3 Topographie :

La zone d'étude est située dans la partie Est de la wilaya de Bejaia, l'altitude varie de 136 m à 1060 m (source : subdivision d'hydraulique de Darguina)

Le territoire de la collectivité s'étend sur 27 Km<sup>2</sup>, son relief est formé de :

- 80% de montagne.
- 20% autres.

### I.4 Géologie :

La région de d'Ait Smail et Taskerioute appartient dans sa totalité à l'étage bioclimatique humide et se rattache à la partie centrale de la chaîne des BABORS. Cette région est essentiellement constituée par des schistes argileux tendres du crétacé supérieur et de l'éocène. Les collines offrent, tantôt des versants abrupts, burinés et extraordinairement disséqués par l'érosion, tantôt des formes lourdes de reliefs, dégagés par celle-ci. Cette zone constitue la partie principale du bassin de l'Oued AGRIOUNE. Dans sa course vers la mer, l'Oued AGRIOUNE traverse des chaînes montagneuses, il y précipite son cours, recoupant les crêtes

calcaires en gorges, les contournant en utilisant les passages en chicanes ménagés par l'érosion entre les arêtes rocheuses (source : subdivision d'hydraulique de Darguina).

La région est schématiquement représentée, selon l'ordre chronologique de dépôt, par la stratigraphie suivante :

- Calcaires massifs.
- Calcaires stratifiés intercalés de marnes schisteuses.
- Schistes.
- Alluvions anciennes et récentes.

Le plan d'aménagement de la wilaya, dans sa classification des régions physiques de la wilaya de BEJAIA, classe la commune de Taskriout la commune Ait-Smail+ dans la région 03, zone 05. C'est la région des crêtes calcaires des BABORS, particulièrement montagneuse, instable et qui a été le siège de plusieurs séismes comme celui qui a ébranlé la région de KHERRATA en 1949.

## I.5 Climatologie

### I.5.1 Climat :

Le climat de la région est de type méditerranéen caractérisé par un hiver humide et doux et un été chaud et sec. La saison des pluies s'étend de Novembre jusqu'à Avril. La région connaît des périodes de neiges importantes.

### I.5.2 Pluviométrie :

Les précipitations sont relevées dans la station pluviométrique de Darguina. Elles sont consignées dans **tableau I.1**

**Tableau I. 1: Précipitations annuelles d'Ait Smail**

Station de Darguina	Précipitations annuelles (mm)		
	Minimum	Maximum	Moyenne
	1025	1754	1400

(Source : station pluviométrique de Darguina. X : 36°-33' N .Y : 05°-18' E .Z : 130 m)

Donc la région reçoit une moyenne annuelle de 1400 mm de pluie.

### I.5.3 Evaporation :

L'évaporation annuelle moyenne est de 135,7 mm. Elle peut dépasser 278 mm au cours de mois d'été (source : subdivision d'hydraulique de Darguina).

### I.5.4 Vents :

La direction du vent est Sud Nord de Mars à Avril et Nord Sud de Novembre à Février. La vitesse du vent varie entre 60 à 90 km/h (source : subdivision d'hydraulique de Darguina).

## I.6 Recensement des infrastructures :

Les types de l'infrastructure existante dans la zone d'étude sont :

### I.6.1 Administration :

L'infrastructure administrative existante sur l'ensemble du territoire de la commune d'Ait Smail est représentée dans le tableau (tableau I.2)

**Tableau I. 2: Infrastructure administrative de la commune**

Agglomération	Type de L'agglomération	Administration	Capacité
Taragregt	ACL	Siège APC	90
		02 Agences postales	08

(Source : subdivision d'hydraulique de Darguina)

### I.6.2 Le cycle moyen

L'enseignement dans le cycle moyen est réparti sur deux (02) établissements et accueille 1400 élèves (tableau I.3)

**Tableau I. 3: Etablissements du cycle moyen**

N°	Etablissement/localité	Nombre D'élèves Année scolaire 08/09	Observation
02	CEM Taragregt	745	Demi-Pension 200 rations /jours
03	CEM Tizouel	655	Demi-Pension 200 rations /jours
Total		1400	

### **I.6.3 Le cycle secondaire**

L'enseignement dans le cycle secondaire n'est pas encore assuré au niveau du territoire de la commune. Cependant un lycée est en cours de réalisation et dont l'ouverture est prévue dans deux ans avec une capacité d'accueil de 800 élèves.

### **I.6.4 Formation professionnelle**

Le secteur de la formation n'est pas présent au niveau de la commune d'Ait Smail.

### **I.6.5 Santé**

Au plan sanitaire, la commune dispose d'une polyclinique (centre de santé) à Tizouel et de 02 salles de soins à Taragret, et Ighil Ouli d'une capacité de 14 personnes

### **I.6.6 Socio- culturel**

La commune dispose d'une maison de jeunes à Taragregt d'une capacité de 50 personnes.

### **I.6.7 Culte**

Chaque groupement ou centre dispose d'une mosquée. Il existe une école coranique à Taragregt de capacité de 250 élèves.

### **I.6.8 Economie**

Il n'existe aucune infrastructure économique au niveau de la zone de l'étude.

### **I.6.9 Sécurité**

Il existe une brigade de gendarmerie nationale d'une capacité de 28 personnes.

## **I.7 présentation hydraulique**

### **I.7.1 Ressources hydriques de la zone de l'étude**

La zone d'étude est, dans sa majorité, pauvre en ressources hydriques. Les quelques émergences captées à travers les régions de la commune ne sont pas du tout en mesure de satisfaire les besoins des populations. Donc la ressource hydrique dans la commune de Taskerioute, demeure rare et insuffisante.

### **I.7.2 Ressources mobilisées**

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

D'après les services de la commune de d'Ait Smail et ceux de la subdivision des ressources en eau de Darguina, ils permettent de recenser :



- 10 sources ;
- 01 forage ;

### **I.7.3 Les ouvrages de stockage**

Il existe au niveau de la commune d'Ait Smail, 7 réservoirs d'une capacité totale de 1550 m<sup>3</sup>, répartis sur 05 localités. Taragregt dispose de deux réservoirs (250 m<sup>3</sup> et 2x75 m<sup>3</sup>) et Ouled Khenniche dispose de Trois réservoirs 2x75 m<sup>3</sup>, 150m<sup>3</sup> et 500m<sup>3</sup>.

Quant au village Riff dans la commune de Taskriout, il existe trois réservoirs d'une capacité de stockage globale de 300m<sup>3</sup> (source subdivision des ressources en eau de Darguina).

### **I.8 Les réseaux (distribution/adduction)**

Ils existent dans tout le territoire de la zone d'étude 08 réseaux d'AEP.

La linéaire total est approximativement de :

Soit : 18000 ml pour le réseau de distribution, et 9500 ml pour le réseau de l'adduction

### **I.9 Recensement de la population :**

L'analyse du phénomène de la démographie, constitue un axe d'importance dans l'objet de la présente étude.

L'élément démographique permet d'introduire la dimension sociologique du projet par l'évolution et la répartition de la population par rapport au territoire de la commune

L'occupation humaine de la zone d'étude s'affiche clairement d'après les données recueillies respectivement auprès des autorités locales de la commune et du service des statistiques de la DPAT. En se basant sur le RGPH de la dernière édition, nous pouvons déterminer la population actuelle de commune en considérant un taux moyen d'accroissement de 2 %.

**Tableau I. 4: Population de la zone de l'étude en 2008**

Centre /Agglomération	POP 2008
Targragt	6500
Ouled Khenniche AS	3000
Boulehfa	1050
Ighil Ouli	900
Boumadjber	500
Total commune Ait Smail	11950
Riff (commune Taskriout)	3288

(Source : APC de Ait-Smail et Taskerioute)

### **I.10 Dotation :**

Dans ce projet, nous fixons la dotation qui est la quantité d'eau moyenne consommée par chaque usager à l'horizon 2038 à :

- une dotation domestique de 180 l / j / u
- une dotation de l'éducation varie de 20 l / j / élève

### **I.11 Conclusion :**

Ce chapitre récapitule les données nécessaires, topographique, géologique, démographique ainsi que hydraulique, qui nous a permis de déterminer les difficultés que vivent les localités concernées, du point de vue alimentation en eau potable et d'autres difficultés d'ordre technique pouvant survenir au cours ou après réalisation du projet dans le cas où les précautions nécessaires ne sont pas prises.

*Chapitre II :*

*Estimation des besoins en eau*

---

## II.1 Introduction

Le présent chapitre a pour objectif la mise en évidence de l'évolution de la population de la zone d'étude ainsi que l'évolution de ses besoins en eau potable qui correspondent, et pour bien estimer les besoins on ajoute pour ce dernier la demande en eau potable des équipements.

## II.2 Evolution de la population

La population future est alors estimée par la formule suivante :

$$P_n = P_0 (1+T)^n \dots\dots (II.1)$$

$P_n$  - La population à l'horizon de calcul.

$P_0$  - La population de l'année de référence.

T : Taux d'accroissement de la population en %.( T =2%)

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

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

Centre /Agglomération	POP 2008	POP 2018	POP 2030	POP 2038
Targragt	6500	7865	10049	11765
Ouled Khenniche AS	3000	3630	4638	5430
Boulehfa	1050	1271	1623	1901
Ighil Ouli	900	1089	1391	1629
Boumadjber	500	605	773	905
Total commune Ait Smail	11950	14460	18475	21630
Riff (commune Taskriout)	3288	3978	5083	5951

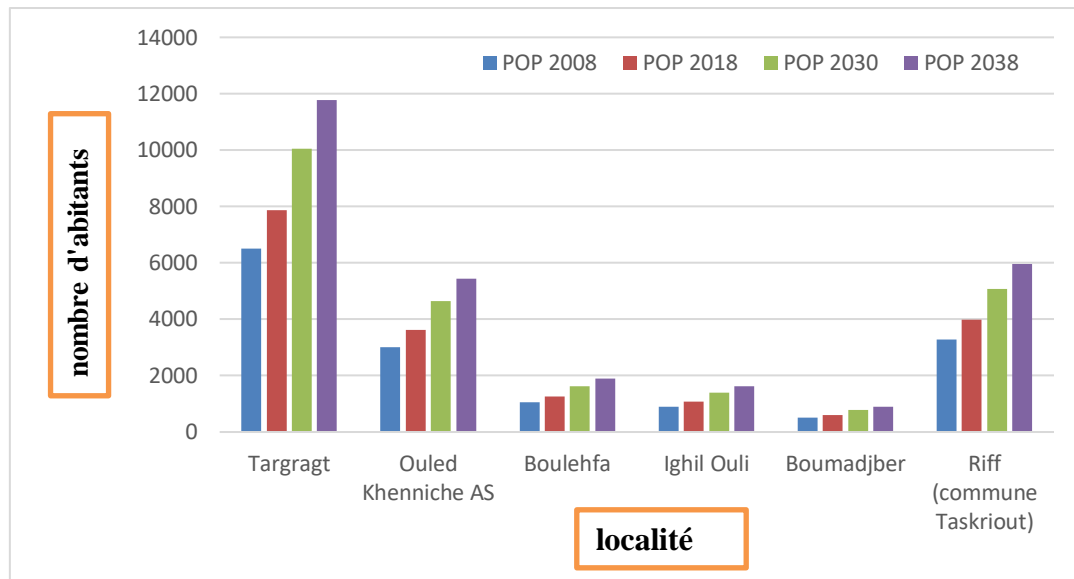


Figure II. 1: Histogramme d'évolution du nombre d'habitant à différents horizons

## II.3 Evaluation des besoins en eau

### II.3.1 Besoins pour usage domestique

On entend par besoins domestiques, l'utilisation de l'eau pour : la boisson, la préparation des repas, la propreté, le lavage de la vaisselle et du linge, les douches, l'arrosage des jardins familiaux ...etc.

Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement du développement des installations sanitaires et des habitudes de la population.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{moy,j} = \sum (q N_i / 1000) \quad (m^3/j) \quad \dots\dots (II.2)$$

Avec :

$Q_{moy,j}$  : Consommation moyenne journalière es consommateurs en  $m^3/j$

$q$  : Dotation moyenne journalière en l /j/u

$N_i$  : Nombre de consommateurs

Sur la base d'une dotation de 180 l/j/ u, les besoins en eau pour l'usage domestique dans la zone d'étude sont présentés dans le tableau II.2 s'élèvent à :

**Tableau II. 2: Besoins domestiques en eau de la zone d'étude**

Centre /Agglomération	POP 2018	POP 2038	Dotation moyenne [l/j/hab]	Q <sub>i.moyen</sub> domestique <b>2018</b> (m <sup>3</sup> /j)	Q <sub>i.moyen</sub> domestique <b>2038</b> (m <sup>3</sup> /j)
Targragt	7865	11765	180	1415,7	2117,7
Ouled Khenniche	3630	5430	180	653,4	977,4
Boulehfa	1271	1901	180	228,78	342,18
Ighil Ouli	1089	1629	180	196,02	293,22
Boumedjber	605	905	180	108,9	162,9
Total commune Ait Smail	14460	21630	180	2602,8	3893,4
Rif commune de Taskriuot	3978	5951	180	716,04	1071,18

### II.3.2 Besoins d'équipements :

Au niveau de la zone d'étude, les équipements existants et projetés sont représentés dans le tableau II.3 :

**Tableau II. 3 : les besoins d'équipements**

Agglomération	Administration	Nombre de consommateurs	Dotation en l/j/cons	Q <sub>moyen</sub> équipement (m <sup>3</sup> /j)
Targregt	Siège APC	90	30	2,7
	Agence postale	08	30	0,24
	Gendarmerie nationale	28	50	1,4
	Maison de jeunes	50	30	1,5
	Mosquée	150	30	4,5
	Polyclinique	10	200	2
	Salle de soins	02	200	0,4
	03 écoles primaires	730	20	14,6
	02 CEM	1400	20	28
	Une école coranique	150	30	4,5
	Un lycée en prévision	800	20	16
total				75,84
Ouled Khenniche	Mosquée	100	30	3
	Une école primaire	300	20	6
Total				9
Ighil-ouli	Une école primaire	70	20	1,4
	Une salle de soins	02	200	0,4
total				1,4
Boulahfa	Une école primaire	150	20	3
Total				3
Boumadjber	Mosquée	100	30	3
	Une école primaire	70	20	1,4
Total				4,4
Riff	02 Ecoles primaires	600	20	12
	01 Salle de soins	02	200	0,4
	01 Mosquée	100	30	3
Total				15,4

(Source : subdivision de Darguina)

## II.4 Calcul des débits moyens journaliers totaux

**Tableau II. 4 : Récapitulation des débits moyens journaliers totaux à l'année 2038**

N°	Centres/localités	Q <sub>i.moyen</sub> domestique (m <sup>3</sup> /j)	Q <sub>i.moyen</sub> équipement (m <sup>3</sup> /j)	Q <sub>i.moyen</sub> TI (m <sup>3</sup> /j)
1	Targragt	2117,7	75,84	2193,54
2	Ouled Khenniche	977,4	9	986,4
3	Boulahfa	342,18	3	345,18
4	Ighil Ouli	293,22	1,4	294,62
5	Boumadjber	162,9	4,4	167,3
6	Total commune Ait Smail	3893,4	93,64	3987,04
7	Riff	1071,18	15,4	1086,58

## II.5 Variation de la consommation journalière

La consommation d'eau quotidienne n'est pas constante, mais varie en présentant des maximums et des minimums. Pour les calculs hydrauliques, il y a lieu de tenir compte de la variation minimale et maximale journalière

### II.5.1 Coefficient maximal journalier

Ce coefficient est défini par le coefficient d'irrégularité de la consommation maximale journalière ( $K_{maxj}$ ) qui est le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière  $K_{maxj} = Q_{max.j} / Q_{moy.j}$

Ce coefficient varie entre 1.1 et 1.3

Pour savoir de combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier on fixe  $K_{maxj}$  à 1.2



### II.5.2 Coefficient minimal journalier

Ce coefficient est définie par le coefficient d'irrégularité de la consommation minimale journalière ( $K_{\min,j}$ ) est déterminé comme étant le rapport de la consommation moyenne journalière et la consommation minimale journalière  $K_{\min,j} = Q_{\text{moy},j} / Q_{\min,j}$

Il nous indique de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière (tableau II.5) il varie entre 0.7 et 0.9

**Tableau II. 5: les consommations maximales et minimales journalières à l'horizon 2038**

N°	Centres/localités	$Q_{\text{moy}}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	$K_{\text{max},j}$	$K_{\text{min},j}$	$Q_{\min,j}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	$Q_{\text{max},j}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )
1	Targragt	2193,54	1,2	0,8	1754,832	2632,248
2	Ouled Khenniche	986,4	1,2	0,8	789,12	1183,68
3	Boulahfa	345,18	1,2	0,8	276,144	414,216
4	Ighil Ouli	294,62	1,2	0,8	235,696	353,544
5	Boumadjber	167,3	1,2	0,8	133,84	200,76
6	Total commune Ait Smail	3987,04	1,2	0,8	3189,632	4784,448
7	Riff	1086,58	1,2	0,8	869,264	1303,896

### II.6 Variation de la consommation horaire

Suivant les heures de la journée, le débit est soumis à des variations horaires, ces variations horaires sont caractérisées par le coefficient  $K_{\text{max},h}$ , dit coefficient de variation horaire maximal, défini tel que :

$$Q_{\text{max},h} = K_{\text{max},h} \cdot Q_{\text{max},j} \dots\dots (II.5)$$

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

Avec:

$\alpha_{\max}$  : coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort des habitants, il varie de 1,1 à 1,4

Notre zone de l'étude est rurale, c'est pour ça on prend  $\alpha_{\max} = 1,2$

$\beta_{\max}$  : coefficient qui dépend du nombre d'habitants et sera déterminé par interpolation à l'aide du tableau suivants :

**Tableau II. 6: Variation du coefficient max en fonction du nombre d'habitant**

N*1000	0.5	1.5	2.5	4	6	10	20	50	100	300	1000
$\beta_{\max}$	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.05	1

**Tableau II. 7: K max. pour différentes localités**

N°	Zone	Nbre habitants	$\beta_{\max}$	$K_{\max.h}$
01	Targragt	11765	1,30	1,56
02	Ouled Khenniche	5430	1,40	1,68
03	Boulehfa	1901	1,70	2,04
04	Ighil Ouli	1629	1,80	2,16
05	Boumadjber	906	1,90	2,28
06	Riff (commune Taskriout)	5951	1,40	1,68

### II.7.1 Les coefficients de la consommation horaire

$K_{\min.h}$ , dit coefficient de variation horaire minimal, défini tel que :

$$K_{\min.h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} \dots \dots \dots \text{(II.4)}$$

Avec :

$\alpha_{\min}$  : coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort des habitants, il varie de 0,4 à 0,6

Notre zone de l'étude est rurale, c'est pour ça on prend  $\alpha_{\max} = 0,5$

$\beta_{\min}$  : coefficient qui dépend du nombre d'habitants et sera déterminé par interpolation à l'aide du tableau suivants :

**Tableau II. 8: Variation du coefficient min en fonction du nombre d'habitant**

N*1000	0.5	1.5	2.5	4	6	10	20	50	100	300
$\beta_{\min}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83

**Tableau II. 9 : K min.h. Pour différentes localités**

N°	Zone	Nbr habitants	$\beta_{\min}$	$K_{\min.h}$
01	Targragt	11765	0,4	0,2
02	Ouled Khenniche	5430	0,2	0,1
03	Boulehfa	1901	0,1	0,05
04	Ighil Ouli	1629	0,1	0,05
05	Bourafaa	906	0,4	0,20
06	Boumadjber	20725	0,1	0,05
07	Riff (commune Taskriout)	5951	0,25	0,125

## II.7 Calcul des déficits en eau

La production actuelle de la ressource mobilisée est représentée dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II. 10 : Production actuelle de la ressource**

Ressource	Débit max (l/s)	Débit min(l/s)	OBS
Source Tamnakht	1.00	0.5	Ighil Ouli
Source Tala Ighzer Aissi	2.5	2.0	Tala Aata
Source Boumadjber	1.00	0.5	Boumadjber
Source Lamtiq	9.30	6.8	Taragregt
Source Tala N'taourirth	2.0	1.50	Ouled Kheniche
Source Aabaid	1	0.5	Boulehfa
Source Saber	2	1.5	
Total	19.80	13.30	
Source Elainser	6.2	2.1	Riff
Source Tala M'hand	3.20	0.50	
Source Youfer	3.80	0.6	
Total	13.20	3.20	

(Source : subdivision d'hydraulique de Darguina)

**Remarque**

Il ressort de ce tableau que les ressources mobilisées pour la zone de l'étude présentent des débits de l'ordre de 19.80 l/s pour la commune de Ait Smail et de 13.20 l/s pour le village Riff dans la commune de Taskerioute.

**Tableau II. 11 : Bilan ressources- besoins**

N°	Centres/localités	Horizon 2038			
		Ressource (m <sup>3</sup> /j)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)	Bilan	
				(m <sup>3</sup> /j)	(L /s)
01	Targragt	587,52	2632,25	-2044,73	-23,67
02	Ouled Khenniche	129,60	1183,68	-1054,08	-12,20
03	Boulahfa	172,80	414,22	-241,42	-2,79
04	Ighil Ouli	43,20	353,54	-310,34	-3,59
05	Boumadjber	43,20	200,76	-157,56	-1,82
06	Riff (commune Taskriout)	276,48	1303,90	-1027,42	-11,89

De ce tableau sont ressortis les déficits pour l'horizon 2038 qui seront pris comme débits de dimensionnement des chaînes d'adduction et des capacités de stockages de réservoirs qui sont récapitulés dans le **tableau II.12** :

**Tableau II. 12 : Débits de calcul**

N°	Centre (localité)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)
01	Targragt	2044,728
02	Ouled Khenniche	1054,08
03	Boulahfa	241,416
04	Ighil Ouli	310,344
05	Boumedjber	157,56
Total commune Ait Smail		3808,13
06	Riff (commune Taskriout)	1027,416
Total		4835,54

Il ressort de ce tableau que les débits à mobiliser pour la zone de l'étude sont de l'ordre de 3808,13m<sup>3</sup>/j pour la commune d'Ait-Smail et de 1027,416 m<sup>3</sup>/j pour le village Riff dans la commune de Taskerioute. Soit un totale de 4835,54m<sup>3</sup>/j.

## **II.8 La ressource à mobiliser**

Le déficit à combler est important, d'où le recours à source bleue qui pourrait garantir un débit en mesure de satisfaire des besoins des populations de la zone de l'étude.

### **II.9.1 Situation de la source bleue**

La source bleue, localement appelée « Elainasser Azegza », se trouve dans le territoire de la commune de Taskriout. Elle est située à l'Est de la ville de Bordj Mira, sur la rive gauche de l'oued Agrioune, à la côte 160m.

### **II.9.2 Débit de la source bleue**

Selon les services de la direction des ressources en eau de la wilaya de Bejaia, un jaugeage de la source bleue effectué par l'ANRH en juillet 1987, a donné un débit de 750 l/s. La source peut atteindre des piques de 5m<sup>3</sup>/s en hivers, lors des saisons abondantes. Mais son débit se minimise à 300 l/s notamment en période de sécheresses successives.

### **II.9.3 Exploitation actuelle de la source bleue**

La source bleue est captée et elle est en exploitation depuis les années 90, alimentant la ville de Béjaia, Tichy, Aokas, Souk Eletnine, Darguina et dernièrement la ville de Kherrata.

L'alimentation en eau potable de la ville de Béjaia et les villes que l'adduction gravitaire traverse, est assurée par conduite en acier noir de diamètre 700mm, véhiculant un débit d'environ 350 l/s. La ville de Kherrata prélève par une chaîne d'adduction par refoulement, un débit qui avoisine les 50 l/s.

Avec le renforcement de l'AEP de la ville Bejaia à partir du transfert du barrage de Tichi Haf, des dizaines de litres/secondes sont libérées et peuvent aisément servir à alimenter la zone de l'étude, à savoir la commune D'Ait Smail et le village Riff dans la commune de Taskriout.

## **II.9 Conclusion**

L'estimation des besoins en eau, nous a permis d'estimer le déficit en eau potable et d'évaluer la quantité d'eau à mobiliser de la source bleue pour satisfaire les besoins futurs de la commune Ait-Smail et le village Riff dans la commune de Taskerioute.

*Chapitre III :*

*Etude Des Réservoirs*

---

### III.1 Introduction :

Après avoir calculé les déficits en eau pour chaque localité concernée par l'étude, on va dimensionner les réservoirs qui prendront en charge la sécurité d'approvisionnement.

### III.2 Définition :

Le réservoir est un élément important du réseau de distribution. Placé en général sur un sommet géographique, il permet de stocker de l'eau et de fournir le réseau de distribution.

Les réservoirs permettent une gestion des volumes nécessaires par un stockage provisoire avant restitution au réseau. Le temps de séjour de l'eau dans les cuves dépend du volume du réservoir et de son niveau de remplissage.

### III.3 Fonctions générales des réservoirs :

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont multiples et de nature à la fois technique et économique. (**Tableau III.1**)

#### III.3.1 Du point de vue technique,

Les fonctions fondamentales assurées par les réservoirs sont au nombre de cinq :

- Tout d'abord, le réservoir est un ouvrage régulateur de débit qui permet d'adapter la production à la consommation. La consommation journalière présentant des fluctuations importantes, il est la plupart du temps judicieux, au point de vue technique et économique, de faire jouer un rôle d'appoint aux réservoirs pour la satisfaction des besoins instantanés de pointe. La présence des réservoirs diminue ainsi la capacité qui serait exigée des équipements de production, si ceux-ci devaient assurer seuls l'alimentation du réseau pendant les pointes instantanées de consommation.
- En second lieu, le réservoir assure une fonction de sécurité d'approvisionnement dans l'éventualité d'un incident sur les équipements d'alimentation du réseau de distribution : pollution de l'eau brute alimentant la station de traitement, défaillances d'origines diverses des installations, rupture d'une canalisation d'adduction, interruption de l'alimentation en énergie,...



- La troisième fonction technique est une fonction de régulation de pression puisque le niveau ou la charge du réservoir conditionne et stabilise, aux pertes de charges près, la cote piézométrique sur le réseau de distribution.
- La quatrième fonction technique réside dans la simplification des problèmes d'exploitation en permettant des arrêts pour entretien et réparation de certains équipements ou installations : ouvrages de production, stations de pompage, canalisations maitresses,...
- En fin, les réservoirs disposés à l'aval immédiat d'une station de traitement jouent un rôle de réacteur participant au traitement en assurant un temps de contact suffisant entre l'agent désinfectant et l'eau, garantissant ainsi une désinfection adéquate de celle-ci avant distribution.

### **III.3.2 Du point de vue économique :**

- outre la possibilité déjà signalée de limiter les investissements au niveau de la production, 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 (réservoirs dits d'équilibre desservant les extrémités de réseaux, cas des refoulements - distributions, ...).

Par ailleurs, lorsque la distribution est alimentée à partir d'un pompage, l'existence d'un réservoir en charge sur le réseau de distribution conduit à des économies au niveau de divers aspects énergétiques : réduction de la puissance installée et de la puissance souscrite en pointe pour la station de pompage, coûts des consommations d'énergie proprement dites puisque par l'existence des divers tarifs horaires de l'énergie, les réservoirs permettent de privilégier le pompage pendant les heures de plus faible coût de l'énergie.

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

<b>Fonctions Techniques</b>	<b>Fonctions économiques</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Régulation des débits</li> <li>- Sécurité d'approvisionnement</li> <li>- Régulation de la pression</li> <li>- Simplification de l'exploitation</li> <li>- Réacteur participant au traitement</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Réduction des investissements sur les ouvrages de production</li> <li>- Réduction des investissements sur le réseau de distribution</li> <li>- Réduction des dépenses d'énergie</li> </ul>

### III.4 Classification des réservoirs :

Les réservoirs peuvent être classés de différentes façons selon le critère retenu.

- **Situation par rapport à la distribution :**
  - Réservoir en charge sur le réseau
  - Réservoir nécessitant une surpression
- **Disposition par rapport au sol :**
  - Souterrain
  - Semi-enterré
  - Au sol
  - Sur élevé (ou château d'eau)
- **Rôle joué :**
  - Réservoir principal
  - Réservoir d'équilibre disposé sur le réseau
- **Pression d'air au-dessus du plan d'eau :**
  - Pression atmosphérique
  - Contre -pression d'air
- **Matériaux de construction utilisés :**
  - Maçonnerie
  - Béton armé ou précontraint
  - Acier

En combinant certains de ces critères, on considère généralement quatre types de réservoirs :

- **Réservoirs au sol** (enterré, semi-enterré ou sur le sol) alimentant gravitairement le réseau de distribution ;
  - **Réservoirs (généralement au sol) avec station de surpression associée**, l'alimentation du réseau de distribution nécessitant une surpression ;
  - **Réservoirs surélevés**, la cuve du réservoir étant disposée sur une tour ;
  - **Réservoirs sous-pression** où un dispositif de compresseur d'air maintient au-dessus du plan d'eau une pression supérieure à la pression atmosphérique.
- 
- **De multiples facteurs interviennent dans la détermination du type de réservoir :**
    - Conditions topographiques de la région à desservir,
    - Conditions hydrauliques de la distribution : volume du réservoir, pression à assurer,
  - **Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :**
    - les facteurs économiques,
    - la sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation,
    - les possibilités d'adaptation au réseau,

### III.5 Capacité des réservoirs :

Le plus souvent, un réservoir est calculé pour satisfaire les variations journalières du débit consommé, en tenant compte, bien entendu du jour de plus forte consommation. La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve d'incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer [03]:

- ✓ La méthode analytique.
- ✓ La méthode graphique.

### III.5.1 Méthode analytique:

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

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

$V_r$  : capacité résiduelle ( $\text{m}^3$ ),

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

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

#### ✓ Détermination de résidu maximum dans les réservoirs :

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

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

### III.5.2 Méthode graphique :

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

Donc :

$$P_{\max} = |V|^+ + |V|^- \quad (\%) \dots \dots \dots \text{(III.2)}$$

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

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

### III.6 Volume des réservoirs :

#### III.6.1 Capacité des réservoirs de stations de pompage :

La station de reprise est un ouvrage équipé d'un réservoir et d'une station de pompage, le volume nécessaire pour maintenir la crépine en charge et pour que la pompe ne se désamorçe pas, est donné par :

$$V_{St} = Q_{max j} * T \dots \dots \dots (III.4)$$

$V_{St}$  : volume de la station de reprise ( $m^3$ ) ;

$Q_{max j}$  : débit entrant à la station ( $m^3/h$ ) ;

$T$  : le temps nécessaire pour maintenir la crépine en en charge (heure).

$T = 1/4$ d'heures ou 0.25 heures.

**Tableau III. 2: Capacité des réservoirs des stations de pompage et de reprise**

Station	Débit considéré ( $m^3/j$ )	Quantité accumulée ( $m^3$ )	Capacité de réservoir ( $m^3$ )
SP Bordj Mira	4835,54 (241,77 $m^3/h$ )	60	100
SR1 Ankouche	4835,54 (241,77 $m^3/h$ )	60	100
SR2 Ankouche	4835,54 (241,77 $m^3/h$ )	60	100
SR3 Ait-Aissout	4835,54 (241,77 $m^3/h$ )	60	100
SR4 Tizouale	4835,54 (241,77 $m^3/h$ )	60	100

#### III.6.2 Dimensionnement des réservoirs d'alimentation :

Les capacités des réservoirs sont déterminées sont par la formule suivante :

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

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

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

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

**Tableau III. 3: Evaluation du volume résiduel du réservoir**

Heures	Apports (%)	Distribution(%)	Surplus(%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00-01	5	0.6	4.4		4.4
01-02	5	0.6	4.4		8.8
02-03	5	1.20	3.8		12.6
03-04	5	2.00	3		15.6
04-05	5	3.50	1.5		17.1
05-06	5	3.50	1.5		18.6
06-07	5	4.50	0.5		19.1
07-08	5	10.20		-5.2	13.9
08-09	5	8.80		-3.80	10.1
09-10	5	6.50		-1.5	8.6
10-11	5	4.10	0.9		9.5
11-12	5	4.10	0.9		10.4
12-13	5	3.50	1.5		11.9
13-14	5	3.50	1.5		13.4
14-15	5	4.70	0.3		13.70
15-16	5	6.20		-1.2	12.5
16-17	5	10.40		-5.4	7.1
17-18	5	9.40		-4.4	2.7
18-19	5	7.30		-2.3	0.4
19-20		1.60		-1.6	-1.2
20-21		1.60		-1.6	-2.8
21-22		1.00		-1	-3.8
22-23		0.60		-0.6	-4.4
23-24	5	0.60	4.4		0

Du tableau précédent, il ressort que  $a_{\max}=19.1+4.4=23.5$

On aura :

**Tableau III. 4: Evaluation du volume résiduel du réservoir**

N°	Centres/localités	Qmax/j	a <sub>max</sub>	V <sub>max</sub>	V adopté	V existant	Déficit
01	<b>Targragt</b>	2632,25	23.50	637,50	600	400	200
02	<b>Ouled Khenniche</b>	1183,68	23.50	277,66	300	300	----
03	<b>Boulahfa</b>	414,22	23.50	97,23	100	100	----
04	<b>Ighil Ouli</b>	353,54	23.50	83,31	100	50	50
05	<b>Boumadjber</b>	200,76	23.50	46,85	50	50	----
06	<b>Riff</b>	1303,90	23.50	305,91	350	200	150

### III.7 Les Dimensions du réservoir

On applique la formule suivante :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \dots\dots\dots \text{(III.5)}$$

V<sub>n</sub> : 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),

- **Réservoir de 100m<sup>3</sup>**

Le diamètre D de la cuve

On pose: h = 3,5m.

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 100}{\pi * 3.5}} \Rightarrow D = 6 \text{ m, on prend: } \mathbf{D = 6 \text{ m}}$$

- **La section de la cuve :**

$$\text{AN: } S = \frac{\pi * D^2}{4} \Rightarrow S = \frac{\pi * 6^2}{4} \Rightarrow S = 28,25\text{m}^2$$

- **La hauteur totale du réservoir**

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0,25 à 1m, au-dessus du plan d'eau.

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

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m),

On prend : R = 0,5m

$$\text{AN: } H = 3,5 + 0,5 \Rightarrow H = 4 \text{ m}$$

- **Reservoir 150m<sup>3</sup>:**

On pose: h = 3,5m.

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 150}{\pi * 3.5}} \Rightarrow D = 7.3 \text{ m}$$

**La section de la cuve :**

$$\text{AN: } S = \frac{\pi * D^2}{4} \Rightarrow S = \frac{\pi * 7.3^2}{4} \Rightarrow S = 41,83\text{m}^2$$

On prend : R = 0,5m

$$H = 3,5 + 0,5 \Rightarrow H = 4 \text{ m}$$

- **Reservoir de 250m<sup>3</sup> :**

On pose: h = 3.5m.

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 250}{\pi * 3.5}} \Rightarrow D = 9,5\text{m}$$



**La section de la cuve :**

$$S = \frac{\pi * D^2}{4} \Rightarrow S = \frac{\pi * 9.5^2}{3.5} \Rightarrow \Rightarrow \mathbf{S = 56.7m^2}$$

- **La hauteur totale du réservoir**

.On prend : R = 0,5 m

$$H = 3,5 + 0,5 \Rightarrow \mathbf{H = 4 m}$$

- **Reservoir de 500m<sup>3</sup> :**

- On pose: h = 5m.

- AN:  $D = \sqrt{\frac{4 * 500}{3,14 * 5}} \Rightarrow \mathbf{D = 11.2 m}$

**La section de la cuve :**

$$AN: S = \frac{\pi * 11.2^2}{5} \Rightarrow \mathbf{S = 78.77m^2}$$

**La hauteur totale du réservoir**

On prend: R = 0,2 m

$$AN: \quad H = 5 + 0,2 \Rightarrow \mathbf{H = 5,2 m}$$

**Tableau III.5: récapitulatif de dimensions des réservoirs à projetés**

capacité	D(m)	h(m)	Rm(m)	H(m)
100	6	3,5	0,5	4
150	7,3	3,5	0,5	4
250	9,5	3,5	0,5	4
500	11.2	5,0	0,2	5,2

### III.8 Equipements des réservoirs :

Pour accomplir leurs fonctions convenablement, les réservoirs uniques ou compartimentés doivent être équipés [3] :

La cuve sera en béton armé.

La cuve doit être visitable et ventilée.

La ventilation est facilitée par la présence une cheminée d'accès qui comporte à sa partie supérieure des orifices à l'air libre obturés par des grillages.

#### III.8.1 La conduite d'arrivée :

L'arrivée de la conduite d'adduction du réservoir peut être placée soit au fond de celui-ci, soit à la partie supérieure, d'où oxygénation de l'eau

A la débouche dans le réservoir, la conduite s'obture quand l'eau atteint son niveau maximum.

L'obturation est assurée par un robinet flotteur si l'adduction est gravitaire, par un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

#### III.8.2 La Conduite de départ :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.20 m au-dessus du radier afin d'éviter l'introduction des matières et sables décantés dans la cuve.

#### III.8.3 La Conduite du trop-plein :

La conduite du trop-plein est destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal, elle se termine par un système simple bout à emboîtement.

L'extrémité de cette conduite doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve.

#### **III.8.4 La Conduite de vidange :**

La conduite de vidange se trouve au point le plus bas du réservoir, elle permet la vidange du réservoir, à cet effet, le radier du réservoir est réglé en pente vers son origine. Elle est raccordée à la conduite de trop-plein et comporte un robinet vanne

#### **III.8.5 La Conduite BY-PASS :**

Elle relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ.

Elle assure la distribution pendant le nettoyage du réservoir.

#### **III.8.6 Entretien des réservoirs :**

Les structures du réservoir doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne toutes les fissures éventuelles que les phénomènes de corrosions sur les parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui y règne.

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

- Isolement et vidange de la cuve et élimination des dépôts sur les parois.
- Examen et réparations éventuelles de celle-ci.

#### **III.8.7 Hygiène et sécurité :**

Pour des raisons d'hygiène et de sécurité, les réservoirs sont :

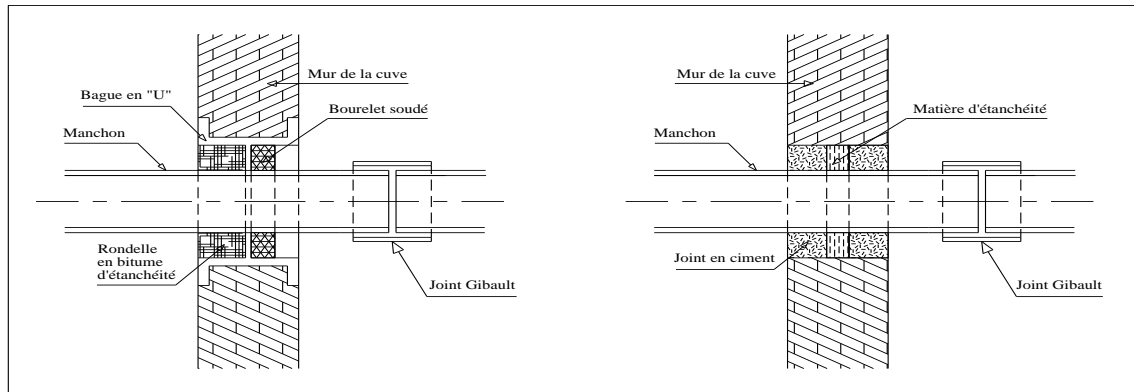
- couverts pour les protéger contre les variations de températures et l'introduction de corps étrangers.
- éclairés par des ouvertures munies de plaque de verre.
- étanches et ne recevront aucun enduit susceptible d'altérer l'eau.

#### **III.8.8 Traversée des conduites dans les parois du réservoir**

Pour assurer l'étanchéité du réservoir au niveau des traversées des conduites dans le voile ou le radier de la cuve, deux cas sont possibles :

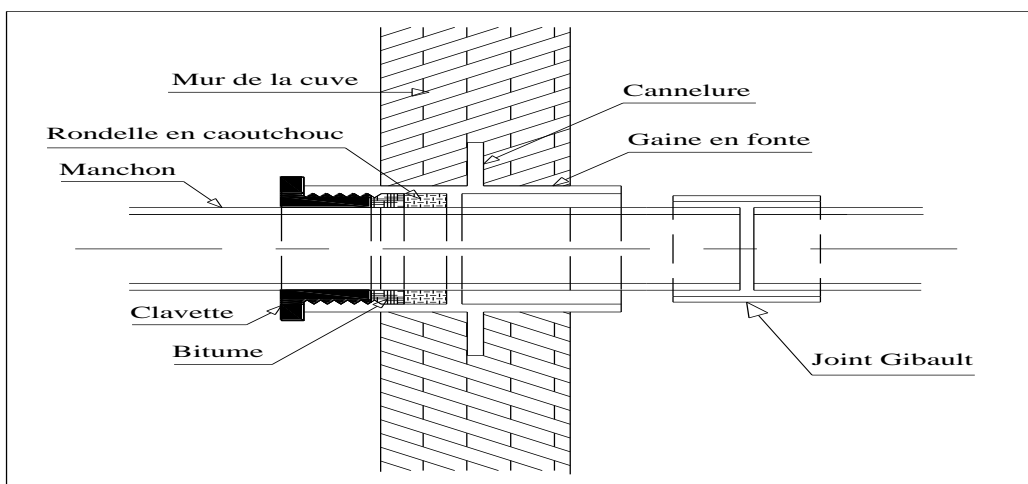
- ✓ **1<sup>er</sup> cas** : La traversée peut être faite avec un manchon à bout lisse raccordé à la conduite extérieure au moyen d'un joint de type Gibault, en cas de tassement différentiel, le mouvement n'est pas transmis au manchon.

Dans ce cas l'étanchéité est assurée par un produit bitumineux reposant sur une bague de forme de "U" (**FIGURE III.1**)



**Figure III. 1: Traversée des conduites (manchon à bout lisse)**

- ✓ **2<sup>ème</sup> cas** : La traversée peut être réalisée également par des gaines en fonte comportant des cannelures. La gaine comporte un rétrécissement où vient s'insérer la rondelle en caoutchouc d'étanchéité, celle-ci est coincée grâce à un écrou vissé ou clavette voir (**Figure III.2**).



**Figure III. 2: Traversée des conduites (Gaine en fonte)**

### III.9 Conclusion

Sur la longueur de notre système d'adduction, on a projeté sept réservoirs répartis comme suit :

N°	Réservoirs	Localité d'implantation	Capacité projetée (m <sup>3</sup> )
01	Réservoir SP1 Bordj Mira (Pompage)	Bouachene Borj Mira	100
02	Réservoir SR1 Ankouche (Pompage)	Ankouche (Riff)	100
03	Réservoir SR2 Ankouche (Pompage et distribution)	Ankouche (Riff)	100
04	Réservoir SR3 Ait-Aissout (Pompage)	Ouled Khenniche	100
05	Réservoir SR4 Tizouale (Pompage, Tampon et Distribution)	Tizouale	250
06	Réservoir Ighil Ouli (distribution)	Ighil Ouli	500
07	Réservoir Tizouale (Riff) (Distribution)	Tizouale Riff	150

**Chapitre IV :**

**Etude D'adduction**

---

## **IV.1 Introduction :**

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation. Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelque fois ils peuvent se trouver à des distances considérables les ouvrages d'adduction sont généralement de grandes dimensions. Les écoulements y sont en régime turbulent.

## **IV.2 Types d'adduction :**

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

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

### **IV.2.1 Adduction gravitaire :**

C'est une adduction où l'écoulement se fait par gravité. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivé.

### **IV.2.2 Adduction par refoulement :**

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

### **IV.2.3 Adduction mixte :**

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

## **IV.3 Adduction et types d'écoulement :**

On distingue deux types d'écoulement :

### **IV.3.1 Ecoulement à surface libre :**

L'écoulement à surface libre est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions gravitaires sans charge tels que les canaux à ciel ouvert et les aqueducs fermés. Ce type d'écoulement est conditionné par la pente.

### **IV.3.2 Ecoulement en charge**

L'écoulement en charge est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions ou des réseaux gravitaires sous pression et des adductions par refoulement.

#### IV.4 Choix du tracé :

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

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- Eviter la multiplication des ouvrages couteux ou fragiles (traversées de rivière, de route, De chemin de fer etc. ...).
- Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.
- Entraîner des dépenses de construction aussi faibles que possible en évitant les points hauts sur le refoulement.
- Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins.
- on essaye toujours d'éviter les contres pentes qui donnent des cantonnements d'air, de plus, en période d'arrêt de pompe, il y peut avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation.

#### IV.5 Choix du type du matériau de la tuyauterie:

Le choix porté sur les différentes conduites se fait en fonction de :

- Diamètre.
- Pressions supportées
- Les conditions d'installation.
- Le revêtement.
- La disponibilité.
- Du prix unitaire.
- Du type de sol.
- Les frais d'exploitation qui seront inversement proportionnels au diamètre de la conduite.
- Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport du fluide dépend Aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique.
  - **Sur le plan technique :**
    - Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles.
    - Adaptation aux terrains de pose.
    - Bonne étanchéité.
  - Facilité d'entretien et de mise en service.



Parmi les matériaux utilisés, nous pouvons citer : L'acier- la fonte - le béton -le PVC (polychlorure de vinyle non plastifié) et le PEHD (polyéthylène à haute densité)

- Fonte :

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge les grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte

Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite

- Acier :

L'acier est un matériau apte à prendre en charge la grande pression il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, une protection cathodique est indispensable. Pour une conduite maitresse alimentant une ville,

- polyéthylène à haute densité :

Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, son collage se fait par chauffage. Ils nécessitent beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

- Amiante Ciment :

L'amiante ciment reste déconseillé pour l'alimentation en eaux potables. Il nécessite beaucoup de pièces spéciales dont la disponibilité reste aléatoire

➤ **Conclusion :**

Dans notre projet, on va choisir les conduites en PEHD vu les avantages qu'elles présentent :

- Supportent des grandes pressions.
- La légèreté.
- Le faible prix.
- Une bonne résistivité aux mouvements du sol

## IV.6 Calcul hydraulique [2]:

### IV.6.1 Cas gravitaire :

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

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

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

$K'$  : Coefficient de frottement.

$L_e$  : Longueur équivalente de la conduite (m) .

$$L_e = L_g + L_{e_s} \dots\dots\dots(\text{III.2})$$

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

$L_{e_s}$  : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m).

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **15%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,15 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,15 * L_g \dots\dots\dots(\text{III.3})$$

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

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

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

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

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

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

Selon le type de matériau les coefficients **K'**, **m** et **β** sont donnés dans le **tableau IV.1**

**Tableau IV. 1: Coefficients K', m, β pour différents types de tuyau :**

Tuyau	K'	m	β
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 - 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,772	2

### IV.6.2 Cas de refoulement

Le choix de la gamme des diamètres sur laquelle portera notre étude sera donnée par les relations :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bonnin}) \dots\dots\dots (\text{III.4})$$

$$D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bress}) \dots\dots\dots (\text{III.5})$$

$D_{ec}$  : diamètre économique de la conduite (m) ;

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

#### Remarque :

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

#### ✓ Hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

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

$H_g$  : Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m) ;

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

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

$$\sum \Delta h = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \dots\dots\dots (\text{III.7})$$

$\Delta h_p^{lin}$  : Pertes de charge linéaires (m).

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^{5,3}} \quad (\text{Formule de Darcy-Weisbakh}) \dots\dots\dots (\text{III.8})$$

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

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

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

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

$$\text{Avec : } \lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (\text{Formule de Nikuradzé}) \dots\dots\dots (\text{III.9})$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * Log(\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}}) \quad (\text{Formule Colebrook}) \dots\dots\dots (\text{III.10})$$

#### Remarque :

Dans les calculs introduisant le coefficient  $\lambda$ , ce dernier est estimé par la formule (IV.9)

$\varepsilon$  : Rugosité absolue de la conduite.

$\varepsilon = 0.1$  mm Fonte

$\varepsilon = 0.2$  mm PEHD

$R_e$  : Nombre de Reynolds ;

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \dots\dots\dots(\text{III.11})$$

$V$  : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;

$D$  : diamètre de la conduite (m) ;

$\nu$  : viscosité cinématique de l'eau (m<sup>2</sup>/s).  $\nu = 1.301 \cdot 10^{-6}$  (m<sup>2</sup>/s) à T=10° C

\* Puissance de pompage

$$P = \frac{g * Hmt * Q}{\eta} \dots\dots\dots (\text{III.12})$$

$P$  : puissance absorbée par la pompe (Kw) ;

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

$Hmt$  : Hauteur manométrique totale (m) ;

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

$\eta$  : rendement de la station de pompage (70 %).

✓ **Energie consommée par le pompage**

L'énergie consommée par la station de pompage pendant une année est le produit de la puissance de pompage et d'heures de pompage par année.

$$E = P * t * 365 \dots\dots\dots (\text{III.13})$$

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

$P$  : puissance de pompage (Kw) ;

$t$  : temps de pompage par jour (h).

\* Dépense annuelle de l'énergie

Les dépenses annuelles de l'énergie sont le produit du prix unitaire du Kwh et de l'énergie consommée par année.

$$K = \delta * E \dots\dots\dots(\text{III.14})$$

$K$  : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;

$E$  : Energie consommée par année (Kw) ;

$\delta$  : Prix du Kwh, varie trois fois par jour (voir le tableau III.5)

**Tableau IV. 2: Variation journalière des tarifs de l'énergie**

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	06h-17h	11	4,472
Heures de pointes	17h-21h	4	7,267
Heures creuses	21h-06h	9	4,179

(Source SONELGAZ)

$$\delta = \frac{4,472 * 11 + 2 * 7,267 + 7 * 4,179}{20} \Rightarrow \delta = 4,645 \text{ DA /kWh}$$

### ✓ Amortissement annuel

$$F_{am} = P_{rc} * A \text{ [DA]} \dots\dots\dots(\text{III.15})$$

Les frais d'amortissement sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. Il est déterminé par la relation suivante :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \dots\dots\dots(\text{III.16})$$

$F_{am}$  : Frais d'amortissement (DA) ;

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

$n$  : Durée de l'amortissement de la conduite,  $n = 20$  ans.

$$\text{A.N : } A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{20} - 1} + 0,08 \Rightarrow A = 0,101$$

## IV.7 Proposition des variantes

Les Variantes sont émises en jouant sur le nombre et les côtes d'implantation des stations de pompage sur le tracé.

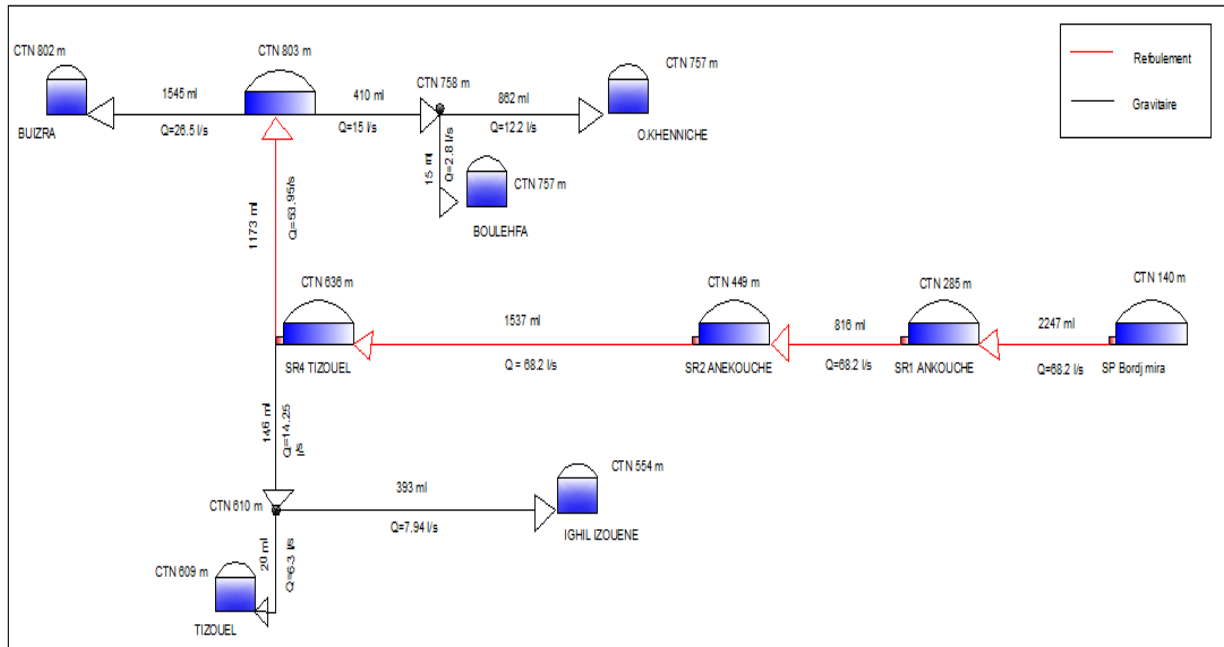
### IV.7.1 Variante N°1 :

Le schéma d'aménagement proposé dans la première variante consiste à projeter quatre stations de pompage pour atteindre un ouvrage principal implanté au lieu-dit Tizouel. Cet ouvrage desservira la commune d'Ait Smail et le village Riff dans la commune de Taskerioute.

A partir de cet ouvrage seront desservis :

- Par des adductions gravitaire : Le village Rif

- Par une adduction en refoulement : de Tizouel vers un autre ouvrage principal situé au lieu-dit Ighil Ouli qui desservira vers la commune Ait-Smail (Ighil Ouli, Boulehfa, Taregret et Ouled Khennich) avec des adductions gravitaires : (**figure IV.1**).



**Figure IV. 1: tracé de la variante 01**

### A. Adductions par Refoulement (principale) :

- SP Bordj Mira-SR1 Ankouche

L=2247ml                      Q=67,5l/s  
 Cote de départ=140m      Cote d'arrivée=285m      Hg=145m

- SR1 Ankouche-SR2 Ankouche

L=816ml                      Q=6,5l/s  
 Cote de départ=285m      Cote d'arrivée=445m      Hg=191m

- SR2 Ankouche-SR3 Tizouel

L=1537ml                    Q=67,5l/s  
 Cote de départ=445m      Cote d'arrivée=636m

- SR3 Tizouel-réservoir Ighil Ouli

L=1173ml                    Q=52,89l/s  
 Cote de départ=636m      Cote d'arrivée=803m      Hg=167m

**B. Adductions gravitaire (secondaire) :**➤ **Raccordement du village Riff (commune de Taskriout)****1<sup>er</sup> tronçon : SR (Tizouel) PtA**

Côte départ= 633m                      Côte d'arrivée= 610m      Hg=23m

L= 146ml                                      Q=13,27l/s

**2<sup>ème</sup> tronçon : Point A-Réservoir Tizouel**

Côte départ=610m                      Côte d'arrivée=609m      Hg=1m

L=25m    Q=6,3l/s

**3<sup>ème</sup> tronçon : Point A-Réservoir Ighillzouene**

Côte départ=610m                      Côte d'arrivée=564m      Hg=46m

L=393m    Q=6,97l/s

➤ **Raccordement du village Boulehfa, Ouled Khenniche et Ighil Ouli (la commune Ait-Smail)****1<sup>er</sup> tronçon : réservoir Ighil Ouli—Point C**

Côte départ 800 m                      Côte d'arrivée 758m                      Hg=42m

Longueur L= 410ml                      Q=20.05l/s

**2<sup>ème</sup> tronçon : Point C —Réservoir Boulehfa**

Côte départ 758 m                      Côte d'arrivée 757m                      Hg=1m

Longueur L= 15ml                              Q=3,04l/s

**3<sup>ème</sup> tronçon : Point c-Réservoir Ouled Khenniche**

Côte départ 758 m                      Côte d'arrivée=757m                      Hg=1m

Longueur L=862 m                              Q=17,01l/s

➤ **Raccordement de Taregret et Boumedjber****1<sup>ier</sup> tronçon : résevoir IghilOuli-réservoir Bouizra**

Cote de départ=802m                      cote d'arrivée=766m                      Hg=36m

L=1545ml    Q=29,51l/s

**IV.7.2 Variant II:**

La 2<sup>ème</sup> variante C'est la même que la première juste on ajoute une autre station de reprise entre la station de reprise de Ankouche 2 et la station de reprise de Tizouel au lieu-dit Ait-Aisoout.

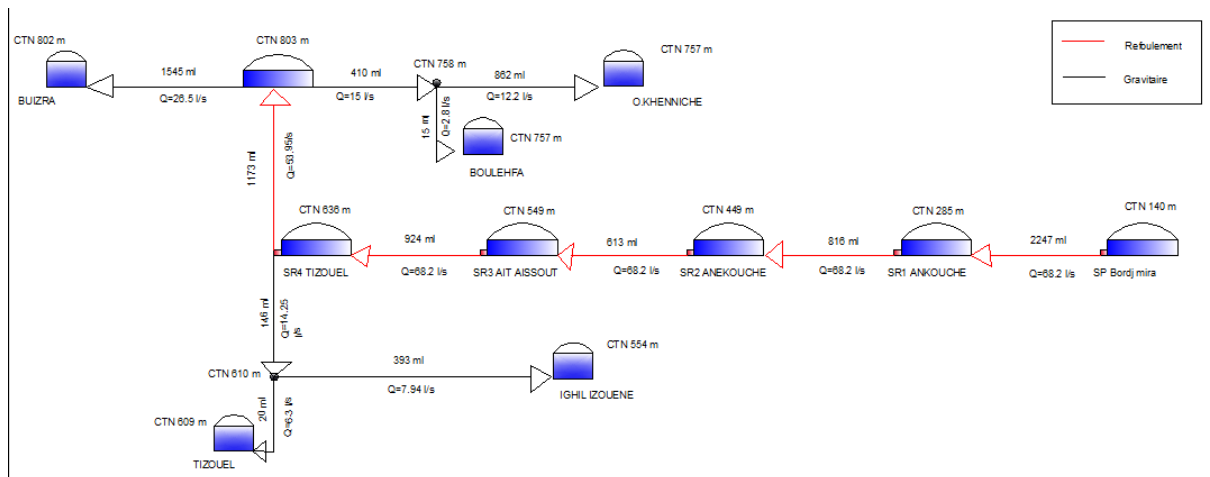


Figure IV. 2: tracé de la variante 02

**SR Ankouche2-SR Ait-Aissout**

L=613ml                      Q=62,56l/s  
 Cote de départ=445m    Cote d'arrivée=548m    Hg=103m

**SR Ait-Aissout - SR de Tizouel**

L=924ml                      Q=62,56l/s  
 Cote de départ=548m    Cote d'arrivée=636m    Hg=88m

**IV.8 Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement de la première**

**VI.8.1 Variante 01 :**

Le temps de pompage est 20h

**Tronçon SP-SR1 :**

Le diamètre calculé est donné par la formule de BONIN

$$D = \sqrt[3]{Q} \rightarrow D = \sqrt[3]{0,067} = 0,258m = 258mm$$

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



**Tableau IV. 3: Calcul de la HMT**

Dext(mm)	Epaisseur mm)	Dint(mm)	V (m/s)	Re	$\lambda$	L (m)	Hg (m)	$\Delta H$ (m)	HMT (mce)
125	14	111	6,41	7,40E+05	0,03	2247	145	531,16	676,17
160	17,9	142,1	3,91	6,02E+05	0,03	2247	145	107,32	252,32
200	22,4	177,6	2,50	4,82E+05	0,03	2247	145	30,82	175,82
250	27,9	222,1	1,60	3,69E+05	0,03	2247	145	11,01	156,01
315	35,2	279,8	1,01	2,72E+05	0,02	2247	145	4,56	149,57
400	44,7	355,3	0,63	1,93E+05	0,02	2247	145	2,11	147,11
500	55,8	444,2	0,40	1,54E+05	0,02	2247	145	0,611	145,61

**Tableau IV. 4: Calcul de frais d'exploitation**

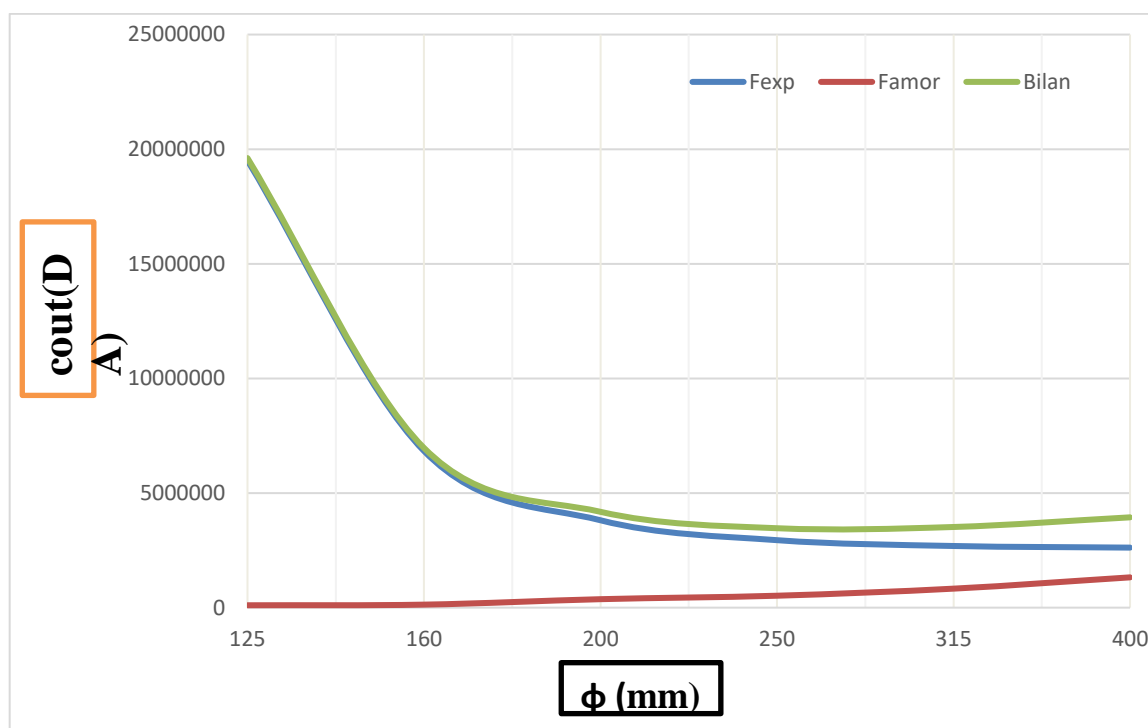
$\varphi$ mm	P Kwh	$E=P*t*365$	$F_{exp}=E*e$ DA
125	587,514	4288852,2	19921718,5
160	219,238225	1600439,04	7434039,35
200	152,767719	1115204,35	5180124,21
250	135,554416	989547,238	4596446,92
315	129,955605	948675,916	4406599,63
400	127,823419	933110,958	4334300,4
500	127,050384	927467,805	4308087,95

**Tableau IV. 5: Calcul des frais d'Amortissement**

$\phi$ mm	Prix(DA)	L(m)	prix tot(DA)	Annuité	Famort (DA)
125	1110,17	2247	2494551,99	0,101	251949,751
160	1407,22	2247	3162023,34	0,101	319364,357
200	3952,3	2247	8880818,1	0,101	896962,628
250	5579,21	2247	12536484,9	0,101	1266184,97
315	8875,48	2247	19943203,6	0,101	2014263,56
400	14158,74	2247	31814688,8	0,101	3213283,57
500	22304,68	2247	50118616	0,101	5061980,21

**Tableau IV. 6: Bilan du frais d'exploitation et d'amortissement**

$\phi$ mm	$F_{exp}=E*e$ DA	Famort (DA)	Bilan(DA)
125	19921718,5	251949,751	20173668,23
160	7434039,35	319364,357	7753403,704
200	5180124,21	896962,628	6077086,834
250	4596446,92	1266184,97	5862631,891
315	4406599,63	2014263,56	6420863,188
400	4334300,4	3213283,57	7547583,968
500	4308087,95	5061980,21	9370068,166

**Figure IV. 3: Bilan total du tronçon SP-SR1**

D'après le graphe du bilan il ressort que le diamètre économique est 250mm avec une vitesse d'écoulement de  $V=1,6\text{m/s}$

► **Tronçon SR1-SR2 :**

$$D = \sqrt{Q} \rightarrow D = \sqrt{0,067} = 0,258m = 258mm$$

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

**Tableau IV. 7: Calcul de la HMT**

Dext(mm)	Epaisseur mm)	Dint(mm)	V (m/s)	Re	$\lambda$	L (m)	Hg (m)	$\Delta H$ (m)	HMT (mce)
125	14	111	6,41	7,40E+05	0,03	816	160	192,894657	352,89
160	17,9	142,1	3,91	6,02E+05	0,03	816	160	38,9737613	198,97
200	22,4	177,6	2,50	4,82E+05	0,03	816	160	11,1924071	171,19
250	27,9	222,1	1,60	3,69E+05	0,03	816	160	3,99810542	164,00
315	35,2	279,8	1,01	2,72E+05	0,02	816	160	1,65808173	161,66
400	44,7	355,3	0,63	1,93E+05	0,02	816	160	0,7669344	160,77
500	55,8	444,2	0,40	1,54E+05	0,02	816	160	0,22192224	160,22

**Tableau IV. 8: Calcul de frais d'exploitation**

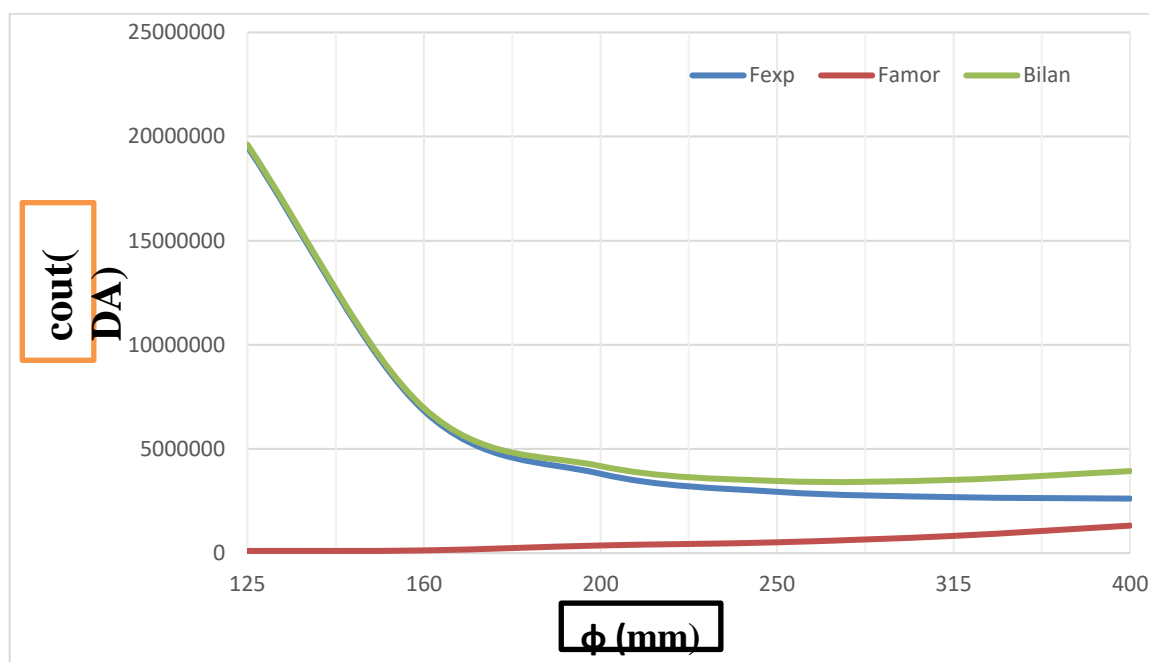
$\phi$ mm	P Kwh	E=P*t*365	Fexp=E*e DA
125	306,625126	2238363,42	10397198,1
160	172,885459	1262063,85	5862286,58
200	148,746637	1085850,45	5043775,34
250	142,495611	1040217,96	4831812,42
315	140,462398	1025375,5	4762869,22
400	139,688093	1019723,08	4736613,69
500	139,407364	1017673,76	4727094,62

**Tableau IV. 9: Calcul des frais d'Amortissement**

$\phi$ mm	Prix(DA)	L(m)	prix tot(DA)	Annuité	Famort (DA)
125	1110,17	816	905898,72	0,101	91495,7707
160	1407,22	816	1148291,52	0,101	115977,444
200	3952,3	816	3225076,8	0,101	325732,757
250	5579,21	816	4552635,36	0,101	459816,171
315	8875,48	816	7242391,68	0,101	731481,56
400	14158,74	816	11553531,8	0,101	1166906,72
500	22304,68	816	18200618,9	0,101	1838262,51

**Tableau IV. 10: bilan des frais d'exploitation et d'Amortissement**

$\phi$ mm	$F_{exp}=E*e$ DA	Famort (DA)	Bilan(DA)
125	10397198,1	91495,7707	10488693,86
160	5862286,58	115977,444	5978264,021
200	5043775,34	325732,757	5369508,095
250	4831812,42	459816,171	5291628,596
315	4762869,22	731481,56	5494350,776
400	4736613,69	1166906,72	5903520,405
500	4727094,62	1838262,51	6565357,123

**Figure IV. 4: Bilan total du tronçon SR1—SR2**

D'après le graphe le diamètre économique est 250mm avec une vitesse de 1,6m/s

► **Tronçon SR2-SR3 :**

$$D = \sqrt{Q} \rightarrow D = \sqrt{0,067} = 0,258m = 258mm$$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont rassemblés dans les tableaux suivant

**Tableau IV. 11: Calcul de la HMT**

Dex (mm)	Epaisseur e(mm)	Dint (mm)	V (m/s)	Re	$\lambda$	L (m)	Hg (m)	$\Delta H$ (m)	HMT (mce)
125	14	111	6,41	7,40E+05	0,03	1537	191	363,332216	554,33
160	17,9	142,1	3,91	6,02E+05	0,03	1537	191	73,4101362	264,41
200	22,4	177,6	2,50	4,82E+05	0,03	1537	191	21,0817766	212,08
250	27,9	222,1	1,60	3,69E+05	0,03	1537	191	7,53074513	198,53
315	35,2	279,8	1,01	2,72E+05	0,02	1537	191	3,12312698	194,12
400	44,7	355,3	0,63	1,93E+05	0,02	1537	191	1,44458109	192,44
500	55,8	444,2	0,40	1,54E+05	0,02	1537	191	0,41800794	191,42

**Tableau IV. 12: Calcul de frais d'exploitation**

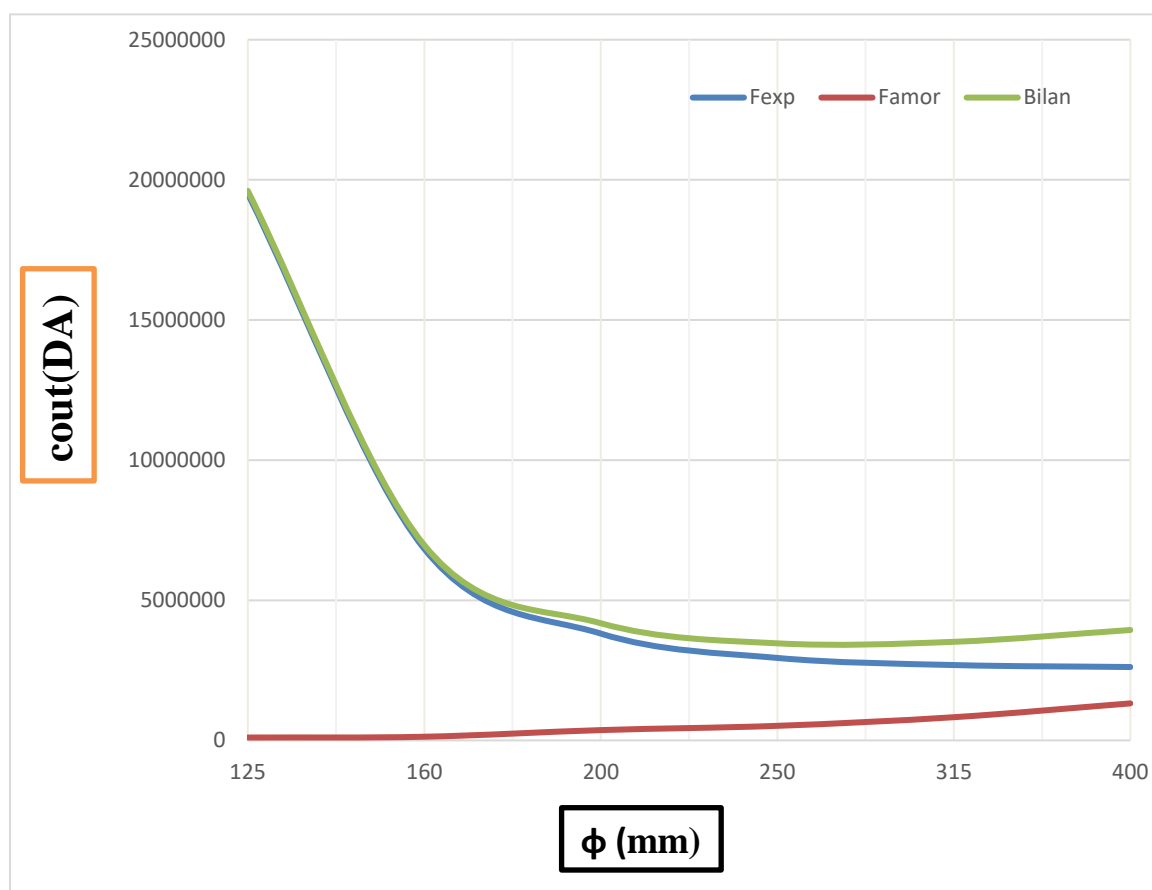
$\phi$ mm	P Kwh	E=P*t*365	Fexp=E*e DA
125	481,651343	3516054,8	16332074,6
160	229,74219	1677117,99	7790213,05
200	184,274826	1345206,23	6248482,94
250	172,500528	1259253,86	5849234,16
315	168,670812	1231296,93	5719374,22
400	167,212347	1220650,14	5669919,88
500	166,683574	1216790,09	5651989,96

**Tableau IV. 13: Calcul des frais d'Amortissement**

$\phi$ mm	Prix(DA)	L(m)	prix tot(DA)	Annuité	Famort (DA)
125	1110,17	1537	1706331,29	0,101	172339,46
160	1407,22	1537	2162897,14	0,101	218452,611
200	3952,3	1537	6074685,1	0,101	613543,195
250	5579,21	1537	8575245,77	0,101	866099,823
315	8875,48	1537	13641612,8	0,101	1377802,89
400	14158,74	1537	21761983,4	0,101	2197960,32
500	22304,68	1537	34282293,2	0,101	3462511,61

**Tableau IV. 14: bilan des frais d'exploitation et d'Amortissement**

$\phi$ mm	$F_{exp}=E*e$ DA	Famort (DA)	Bilan(DA)
125	16332074,6	172339,46	16504414,03
160	7790213,05	218452,611	8008665,663
200	6248482,94	613543,195	6862026,13
250	5849234,16	866099,823	6715333,986
315	5719374,22	1377802,89	7097177,112
400	5669919,88	2197960,32	7867880,2
500	5651989,96	3462511,61	9114501,567

**Figure IV. 5: Bilan total du tronçon SR2—SR3**

D'après le graphe le diamètre est 250mm avec une vitesse 1,6m/s

► **Tronçon SR3(Tizoual)-Réservoir Ighil Ouli :**

$$D = \sqrt{Q} \rightarrow D = \sqrt{0,052} = 0,221m = 221mm$$

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

**Tableau IV. 15: Calcul de la HMT**

Dext	épaisseure	Dint	V m/s	Re	$\lambda$	L m	Hg m	$\Delta H$ m	HMT mce
125	14	111	5,07	4,87E+05	0,03	1173	167	455,194952	622,19
160	17,9	142,1	3,09	3,80E+05	0,03	1173	167	114,18578	281,19
200	22,4	177,6	1,98	3,04E+05	0,03	1173	167	32,7916448	199,79
250	27,9	222,1	1,27	2,43E+05	0,03	1173	167	9,43477352	176,43
315	35,2	279,8	0,80	1,93E+05	0,02	1173	167	2,6021796	169,60
400	44,7	355,3	0,49	1,52E+05	0,02	1173	167	0,68861242	167,69
500	55,8	444,2	0,32	1,22E+05	0,02	1173	167	0,19925878	167,20

**Tableau IV. 16: Calcul de frais d'exploitation**

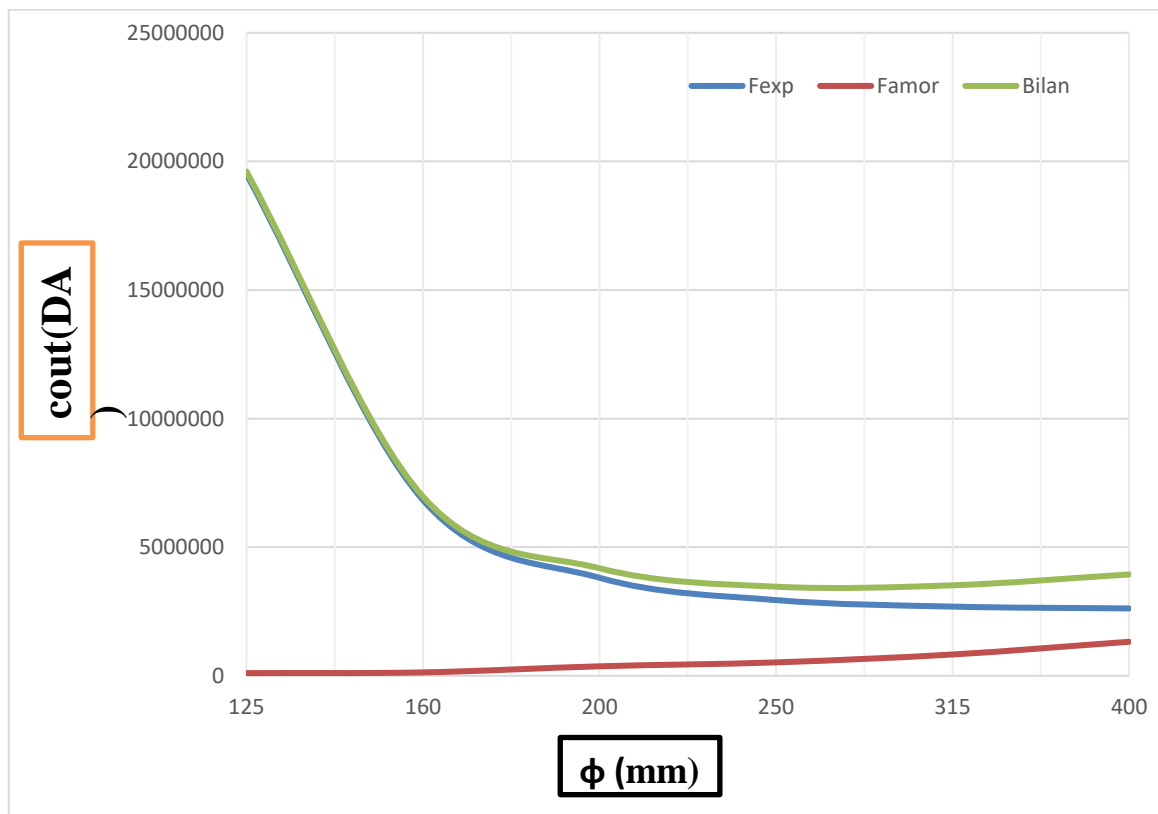
$\varphi$ mm	P Kwh	E=P*t*365	Fexp=E*e DA
125	540,616305	3946499,03	18331488
160	244,318308	1783523,65	8284467,34
200	173,596106	1267251,57	5886383,56
250	153,301654	1119102,08	5198229,14
315	147,364911	1075763,85	4996923,08
400	145,70224	1063626,35	4940544,4
500	145,45018	1061786,32	4931997,45

**Tableau IV. 17: Calcul des frais d'Amortissement**

$\varphi$ mm	Prix(DA)	L(m)	prix tot(DA)	Annuité	Famort (DA)
125	1110,17	1173	1302229,41	0,101	131525,17
160	1407,22	1173	1650669,06	0,101	166717,575
200	3952,3	1173	4636047,9	0,101	468240,838
250	5579,21	1173	6544413,33	0,101	660985,746
315	8875,48	1173	10410938	0,101	1051504,74
400	14158,74	1173	16608202	0,101	1677428,4
500	22304,68	1173	26163389,6	0,101	2642502,35

**Tableau IV. 18: bilan des frais d'exploitation et d'Amortissement**

$\phi$ mm	$F_{exp}=E*e$ DA	Famort (DA)	Bilan(DA)
125	18331488	131525,17	18463013,15
160	8284467,34	166717,575	8451184,91
200	5886383,56	468240,838	6354624,399
250	5198229,14	660985,746	5859214,888
315	4996923,08	1051504,74	6048427,826
400	4940544,4	1677428,4	6617972,802
500	4931997,45	2642502,35	7574499,799

**Figure IV. 6: Bilan total du tronçon SR3(Tizoual)-Réservoir Ighil Ouli**

D'après le graphe le diamètre est 250mm avec une vitesse 1,27m/s



**Cas gravitaire :**

Les résultats du calcul d'adduction gravitaire sont présentés dans le tableau IV.19 :

**Tableau IV.19: Dimensionnement des conduites gravitaire**

<b>Tronçon</b>	<b>C<sub>p</sub> de départ (mce)</b>	<b>C<sub>p</sub> d'arrivéé (mce)</b>	<b>Q (l/s)</b>	<b>Le (ml)</b>	<b><math>\Delta H_i</math> (m)</b>	<b>D<sub>calculé</sub> (m)</b>	<b>D<sub>normalisé</sub> m</b>	<b>Vitesse d'écoulement de l'eau (m/s)</b>
SR4 Tizouale-Point A(Riff)	638,26	637,96	13,27	167,9	0,3	0,150	0,160	0.91
Point A(Riff)--R50m <sup>3</sup> Tizouale	637,96	613,5	6,3	28,75	24,46	0,116	0.110	0.86
Point A(Riff) réservoir Ighil Izouyene(150m <sup>3</sup> )	637,96	568,5	6,97	451,95	69,46	0,05	0.110	1.07
RéservoirIghil Ouli(500m <sup>3</sup> )-Point C	805,200	802,3	20,05	471,5	2,9	0,118	0,160	0,96
Point C - R 150 m <sup>3</sup> (Boulahfa)	802,3	761,500	3,04	17 ,25	40,8	0,02	0.75	0,88
PointC-R500m <sup>3</sup> (OuledKheniche)	802,3	762,2	17,11	991,3	40,1	0,08	0.160	0.78
Réservoir Ighil Ouli- réservoir Bouizra	805,2	771,2	29,5	1776,75	34	0,120	0.200	1.08

Les résultats du calcul d'adduction gravitaire sont présentés dans le tableau VI.20 :

**Tableau IV. 20: Résultats des calculs hydrauliques des adductions gravitaires**

<b>Tronçon</b>	<b>PDC<sub>T</sub></b> (m)	<b>Cp de départ</b> (m)	<b>Cp d'arrivée</b> (m)	<b>Pression</b> d'arrivée (m)	<b>Diamètre et</b> pression nominale
SR4 Tizouale-- --- Point A (Riff)	0.22	638,26	638.04	28,04	DN160 PN 0 10
Point A(Riff)-- R50m <sup>3</sup> Tizouale	0,045	638.04	6379,99	25	DN110 PN10
Point A(Riff) réservoir Ighil Izouyene	1.13	638.04	636,91	68,41	DN110 PN10
Réservoir Ighil Ouli- Point C	0.70	805,2	804,5	46,5	DN160 PN10
Point C - R 150 m <sup>3</sup> (Boulahfa)	0.033	804,5	804.46	42,96	DN75 PN10
Point C---- R500 m <sup>3</sup> Agni Ogru(Ouled Kheniche)	0.97	804,5	804,53	40,83	DN160 PN10
Réservoir Ighil Ouli- réservoir Bouizra	8,24	805,2	796,96	25,76	DN200 PN10

**VI.8.2 Variante 2 :****Tronçon : SR2-SR03 (Ait-Aissout)**

$$\blacktriangleright D = \sqrt{Q} \rightarrow D = \sqrt{0,067} = 0,258m = 258mm$$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont rassemblés dans les tableaux suivant

**Tableau IV. 21: Calcul de la HMT**

Dext	epaisseur	Dint	V m/s	Re	$\lambda$	L m	Hg m	$\Delta H$ m	HMT mce
125	14	111	6,41	6,16E+05	0,03	613	103	380,847508	483,85
160	17,9	142,1	3,91	4,81E+05	0,03	613	103	95,5357035	198,54
200	22,4	177,6	2,50	3,85E+05	0,03	613	103	27,4357529	130,44
250	27,9	222,1	1,60	3,08E+05	0,03	613	103	7,89378259	110,89
315	35,2	279,8	1,01	2,44E+05	0,02	613	103	2,17716302	105,18
400	44,7	355,3	0,63	1,93E+05	0,02	613	103	0,57614067	103,58
500	55,8	444,2	0,40	1,54E+05	0,02	613	103	0,16671364	103,17

**Tableau IV. 22: Calcul de frais d'exploitation**

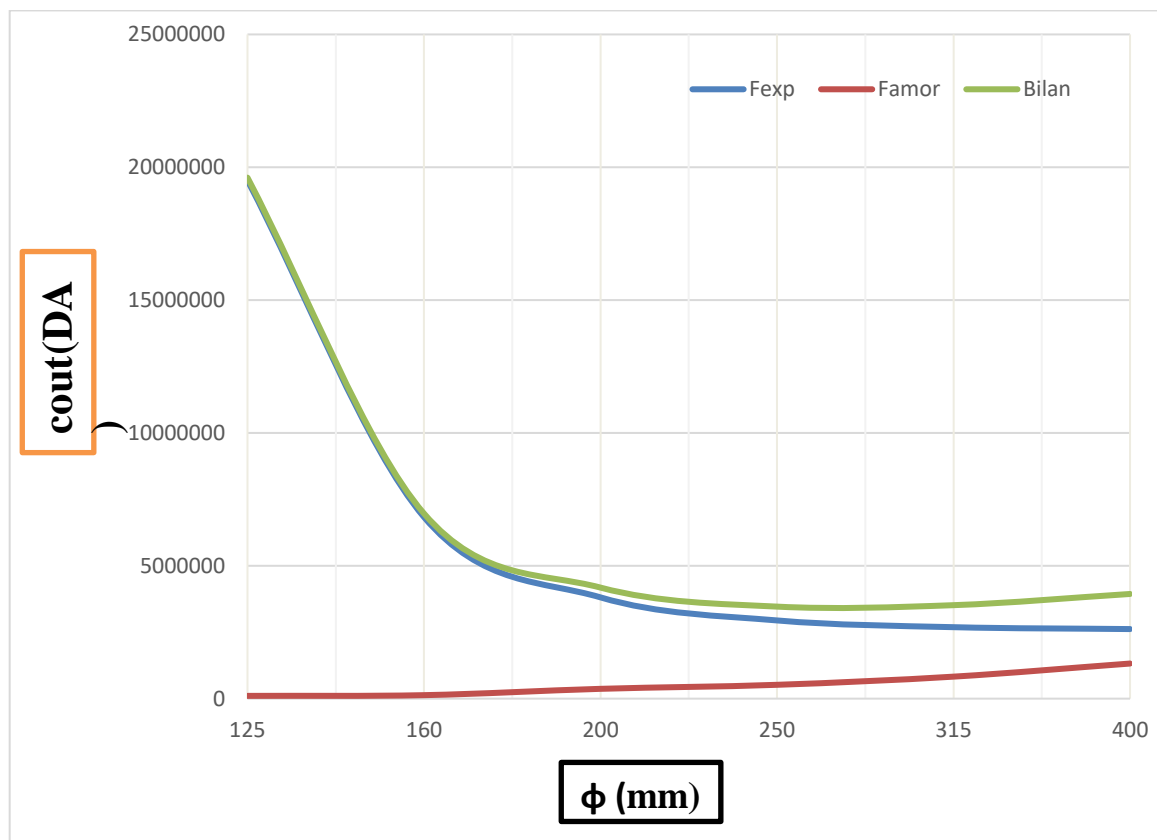
$\varphi$ mm	P Kwh	E=P*t*365	Fexp=E*e DA
125	420,408188	3068979,77	14255411
160	172,504837	1259285,31	5849380,25
200	113,333762	827336,465	3842977,88
250	96,3540235	703384,372	3267220,41
315	91,3869344	667124,621	3098793,87
400	89,995829	656969,551	3051623,57
500	89,7849388	655430,053	3044472,6

**Tableau IV. 23: Calcul des frais d'Amortissement**

$\varphi$ mm	Prix(DA)	L(m)	prix tot(DA)	Annuité	Famort (DA)
125	1110,17	613	680534,21	0,101	68733,9552
160	1407,22	613	862625,86	0,101	87125,2119
200	3952,3	613	2422759,9	0,101	244698,75
250	5579,21	613	3420055,73	0,101	345425,629
315	8875,48	613	5440669,24	0,101	549507,593
400	14158,74	613	8679307,62	0,101	876610,07
500	22304,68	613	13672768,8	0,101	1380949,65

**Tableau IV. 24: bilan des frais d'exploitation et d'Amortissement**

$\phi$ mm	$F_{exp}=E*e$ DA	$F_{amort}$ (DA)	Bilan(DA)
125	14255411	68733,9552	14324144,99
160	5849380,25	87125,2119	5936505,461
200	3842977,88	244698,75	4087676,629
250	3267220,41	345425,629	3612646,034
315	3098793,87	549507,593	3648301,459
400	3051623,57	876610,07	3928233,636

**Figure IV. 7: Bilan total du tronçon SR3 (Ait-Aissout)-SR4 Tizoual**

D'après le graphe le diamètre économique est  $\phi$  250 avec une vitesse de 1,6m/s

► **Tronçon : SR3-SR4(Tizouel) :**

$$D = \sqrt{Q} \rightarrow D = \sqrt{0,067} = 0,258m = 258mm$$

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

**Tableau IV. 25: Calcul de la HMT**

Dext	epaisseur	Dint	V m/s	Re	$\lambda$	L m	Hg m	$\Delta H$ m	HMT mce
125	14	111	6,41	6,16E+05	0,03	924	88	574,067043	662,07
160	17,9	142,1	3,91	4,81E+05	0,03	924	88	144,004878	232,00
200	22,4	177,6	2,50	3,85E+05	0,03	924	88	41,3550337	129,36
250	27,9	222,1	1,60	3,08E+05	0,03	924	88	11,8986217	99,90
315	35,2	279,8	1,01	2,44E+05	0,02	924	88	3,28172697	91,28
400	44,7	355,3	0,63	1,93E+05	0,02	924	88	0,86844042	88,87
500	55,8	444,2	0,40	1,54E+05	0,02	924	88	0,2512943	88,25

**Tableau IV. 26: Calcul de frais d'exploitation**

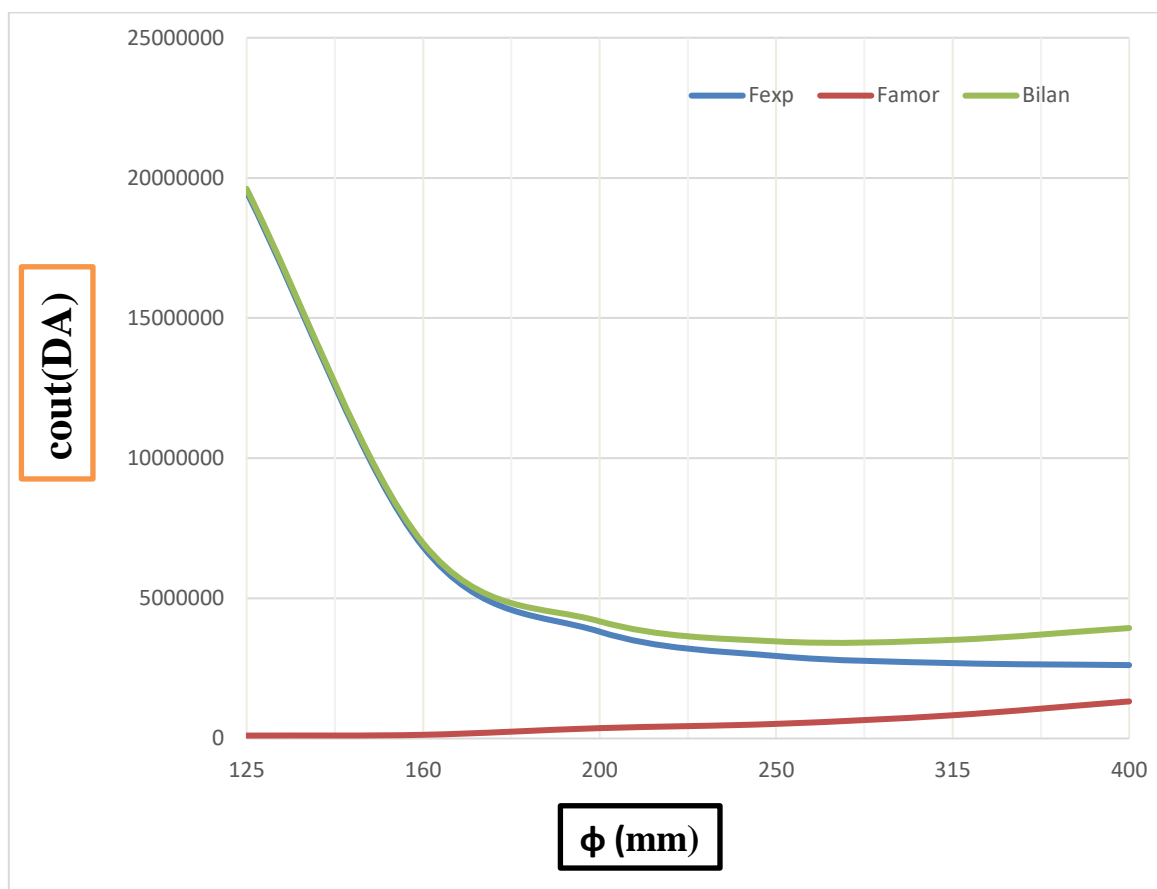
$\varphi$ mm	P Kwh	E=P*t*365	Fexp=E*e DA
125	575,260596	4199402,35	19506223,9
160	201,585724	1471575,78	6835469,52
200	112,394741	820481,608	3811137,07
250	86,8004853	633643,543	2943274,26
315	79,3133885	578987,736	2689398,04
400	77,2165183	563680,584	2618296,31
500	76,8986349	561360,035	2607517,36

**Tableau IV.27 : Calcul des frais d'Amortissement**

$\varphi$ mm	Prix(DA)	L(m)	prix tot(DA)	Annuité	Famort (DA)
125	1110,17	924	1025797,08	0,101	103605,505
160	1407,22	924	1300271,28	0,101	131327,399
200	3952,3	924	3651925,2	0,101	368844,445
250	5579,21	924	5155190,04	0,101	520674,194
315	8875,48	924	8200943,52	0,101	828295,296
400	14158,74	924	13082675,8	0,101	1321350,25
500	22304,68	924	20609524,3	0,101	2081561,96

**Tableau IV. 28: bilan des frais d'exploitation et d'Amortissement**

$\phi$ mm	$F_{exp}=E*e$ DA	Famort (DA)	Bilan(DA)
125	19506223,9	103605,505	19609829,41
160	6835469,52	131327,399	6966796,916
200	3811137,07	368844,445	4179981,516
250	2943274,26	520674,194	3463948,449
315	2689398,04	828295,296	3517693,331
400	2618296,31	1321350,25	3939646,564
500	2607517,36	2081561,96	4689079,318

**Figure IV. 8: Bilan total du tronçon SR3—SR4**

D'après le graphe le diamètre économique est  $\phi$  250 avec une vitesse de 1,6m/s

#### **IV.9 La comparaison entre les deux variantes :**

Première variante :

- Problème de trouver une pompe convenable
- Coup de bélier élevé
- Pression trop élevée

La deuxième variante :

- HMT faible par rapport à la Première variante
- Coup de bélier faible
- La pression est faible par rapport à la Première variante

D'après cette comparaison on va choisir La deuxième variante dans étude.

#### **IV.10 Conclusion :**

Le travail dans ce chapitre nécessite avant tout le choix de la meilleure variante du projet, Ainsi qu'une étude technico-économique insiste sur le dimensionnement de tous les tronçons (détermination de diamètres intérieurs) en vérifiant les paramètres hydrauliques de pressions et de vitesses dont on trouve une partie refoulement et l'autre gravitaire. On a utilisé comme type de matériau le PEHD de diamètres différents (normalisés),

**Chapitre V :**

**Etude Et Choix Des Pompe**

---



## **V.1 Introduction :**

Ce présent chapitre a pour but, la détermination du type de pompe, adapté à l'usage de notre projet et qui va nous permettre d'assurer la charge et le débit demandés, tout en tenant compte des conditions de bon fonctionnement hydraulique du réseau.

## **V.2 Définition :**

Les pompes sont des machines hydrauliques dont le rôle consiste à relever le débit d'un point bas à un point haut.

Les pompes sont classées en deux grandes familles :

- Les pompes volumétriques ;
- Les pompes dynamiques (turbopompes).

## **V.3 Différents types de pompes et leurs caractéristiques :**

### **V.3.1 Pompes volumétriques :**

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

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

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

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

### **V.3.2 Les turbopompes :**

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

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

Cette classification est basée sur la forme de la trajectoire à l'intérieur du rotor de la pompe (roues radiales, semi radiales, axiales). Les pompes centrifuges sont les plus utilisées

pour des hauteurs d'élévations importantes (plusieurs dizaines de mètres). Les pompes à hélices élèvent des débits importants à des hauteurs faibles.

Les pompes centrifuges qui font partie de la famille des pompes dynamiques sont plus universellement utilisées. Le développement de ces dernières a été très rapide grâce au progrès réalisé dans l'emploi de la force motrice électrique, accouplées aux moteurs électriques, elles constituent des groupes légers, peu encombrants, peu couteux et d'un très bon rendement.

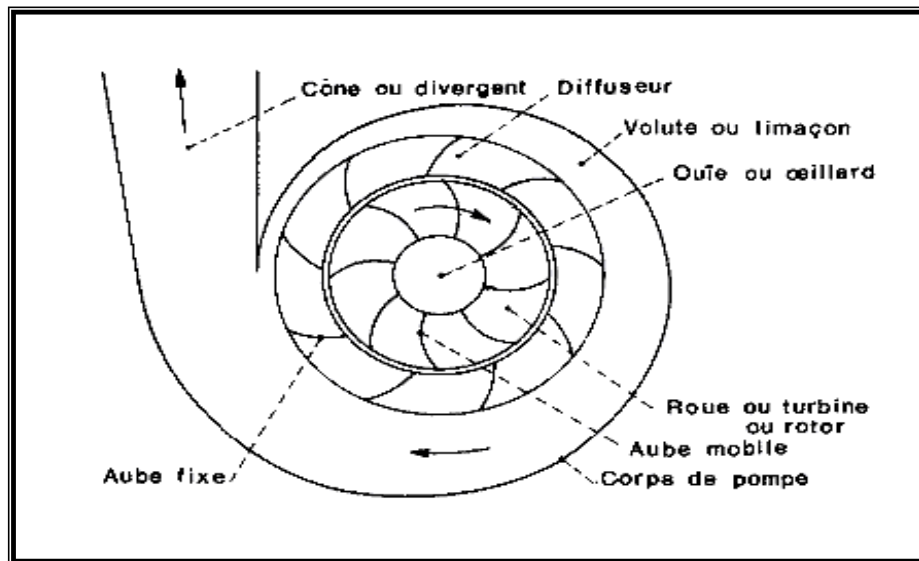


Figure V. 1: Constitution d'une pompe centrifuge

#### V.4 Choix du type de pompe :

Le choix des pompes est conditionné par les paramètres suivants :

- Assurer le débit appelé  $Q_{app}$  et la hauteur HMT avec le 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.
- Doit répondre à la construction du bâtiment la plus économique.

#### V.5 Couplage des pompes :

Le couplage des pompes se fait dans le cas où une pompe placée ne permet pas de fournir la charge ou le débit nécessaire pour l'élévation d'eau au point voulu.

Le couplage des pompes se fait comme suit :

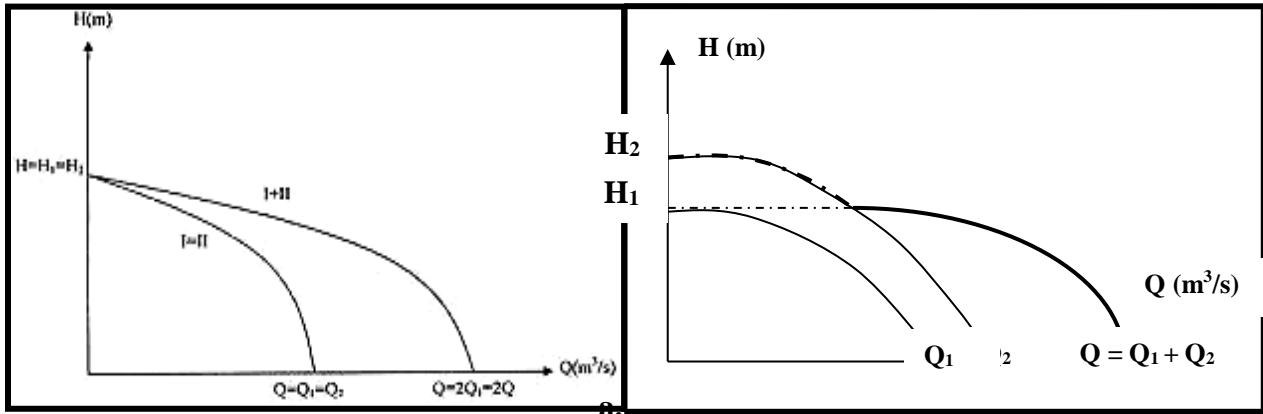
- Débit fourni par une seule pompe insuffisant → couplage en parallèle.

- Charge fournie par une seule pompe insuffisante → couplage en série.

**V.5.1 Couplage en parallèle :**

Chaque conduite de refoulement aboutit à une conduite générale commune.

- Cette dernière sera composée de la somme des débits de chaque pompe.
- La caractéristique de l'ensemble des groupes sera obtenue en sommant pour une même ordonnée H les débits abscisses de chaque groupe.



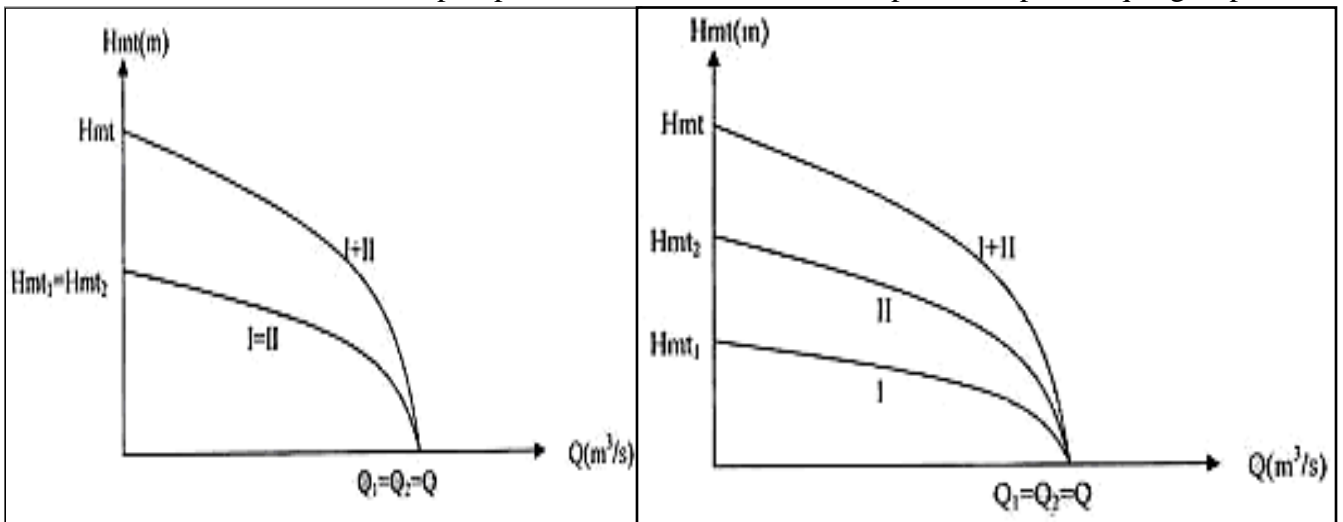
a. Couplage de deux pompes identiques en parallèle

b. Graphe de deux pompes différentes en parallèle.

**Figure V. 2: couplage en parallèle**

**V.5.2 Couplage en série :**

Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde. Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe



s'ajoutent.

a. Couplage de deux pompes identiques en série

b. Couplage de deux pompes différentes en série

**Figure V. 3: Couplage en série**

## V.6 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.
  - Vitesse de rotation  $N$  élevée ( $t_r/mn$ ).
  - Puissance absorbée minimale.
- **Recherche du point de fonctionnement**

Le point de fonctionnement du système pompe-conduite, est déterminé par comparaison des deux courbes caractéristiques précédentes, la courbe caractéristique de la pompe et de la conduite. Le point d'intersection entre ces deux courbes représente le point de fonctionnement d'une pompe.

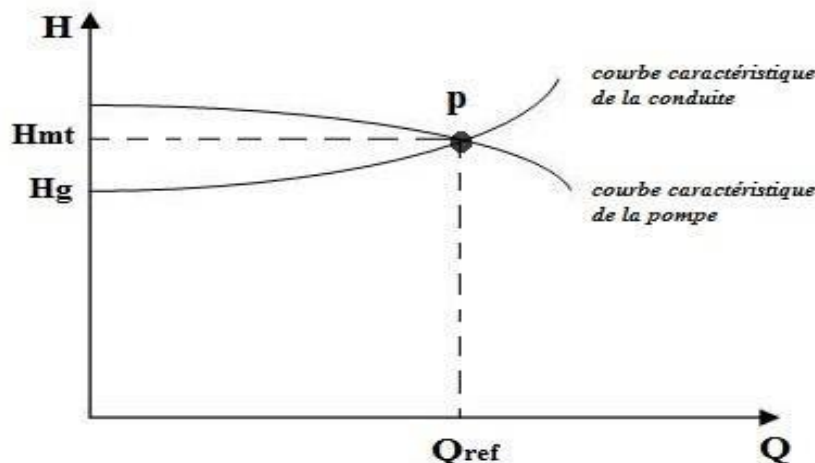


Figure V. 4: Point de fonctionnement d'une pompe.

## V.7 Réalisations du point de fonctionnement désiré

Dans le cas où le point de fonctionnement désiré coïncide avec celui de la pompe, la pompe fonctionne dans les conditions optimales d'utilisation (rendement maximal de la pompe), sinon on sera dans l'obligation de porter les modifications sur les caractéristiques de la pompe ou de la conduite de refoulement.

Les différentes techniques pour la recherche du point de fonctionnement désiré sont :

### V.7.1 1<sup>er</sup> Variante : « Réduction ou augmentation du temps de pompage »

On garde le point de fonctionnement obtenu, et on cherche un temps de pompage de telle façon que le volume d'eau entrant dans les réservoirs soit le même

$$t' = \frac{Q_d}{Q_A} * t \dots \dots \dots (V.1)$$

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

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

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

### V.7.2 2<sup>eme</sup> Variante : « Régulation par refoulement (le vannage) »

Elle consiste à placer une vanne sur la conduite de refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q<sub>2</sub>. La puissance absorbée sera :

Les inconvénients de la méthode sont :

Augmentation de l'énergie consommée par pompe    Risque de détérioration rapide de la pompe ; Diminution du rendement de la pompe.

### V.7.3 3<sup>eme</sup> Variante : « variation de la vitesse »

Cette solution est adoptée dans le cas où on aurait la possibilité de faire varier la vitesse de rotation. Cela consiste à chercher la vitesse souhaitée, pour que la caractéristique de la pompe H= f(Q) passe par le point désiré ; à cet effet, nous traçons la parabole H= aQ<sup>2</sup> qui passe par l'origine du graphe. La valeur du facteur est donnée par la formule suivante :

$$a = \frac{H_1}{Q_1^2} \dots \dots \dots (V.2)$$

La parabole tracée passe par le point désiré P1 (H<sub>1</sub>, Q<sub>1</sub>) et coupe la caractéristique de la pompe au point homologue V (Q<sub>v</sub>, H<sub>v</sub>) de P1 (Figure (IV.07)), nous aurons alors d'après les lois de similitude :

$$\frac{N}{N_1} = \frac{Q_v}{Q_1} \dots \dots \dots (V.3)$$

D'où, la nouvelle vitesse de rotation (N<sub>1</sub>) est :

$$N_1 = N * \frac{Q_1}{Q_v} \dots \dots \dots (V.4)$$

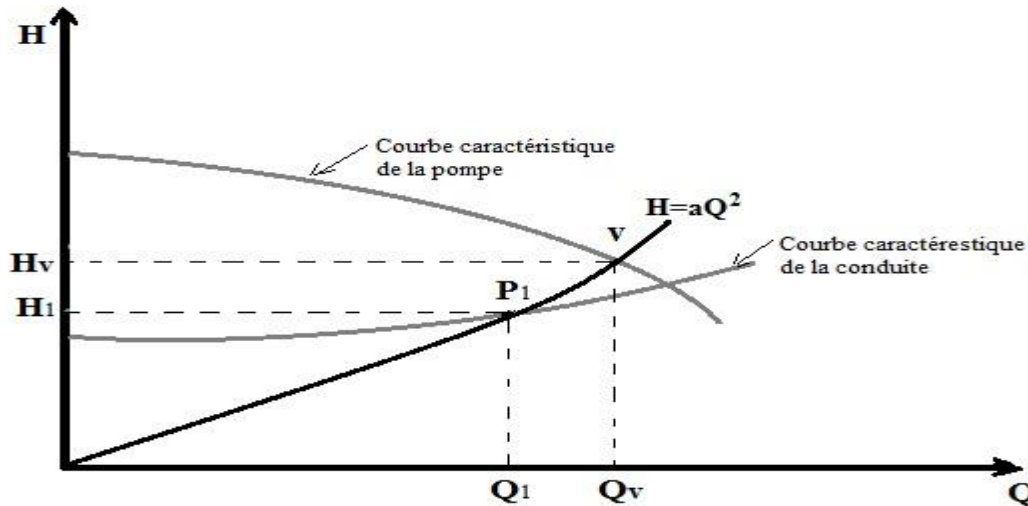


Figure V. 5: Point de fonctionnement par modification de la vitesse de rotation.

#### V.7.4 4<sup>ème</sup> Variante : « rognage de la roue de la pompe »

Cette variante consiste à modifier le diamètre de la roue, ce qui est difficile à réaliser car elle nécessite une grande précision, et cela dans le but de ramener le point de fonctionnement au point désiré. Dans une limite ne dépasse pas 10% de réduction du diamètre.

Le rognage de la roue est obtenu en gardant la même vitesse de rotation ( $N$ ), et cela en traçant une droite à partir de l'origine qui passe par le point désiré qui se trouve sur la courbe caractéristique de la conduite (point  $P_1$ ). Cette droite coupe ainsi la courbe caractéristique de la pompe au point  $D$  ( $Q_D, H_D$ ), ce qui est illustré par la **figure V.6** ci-après :

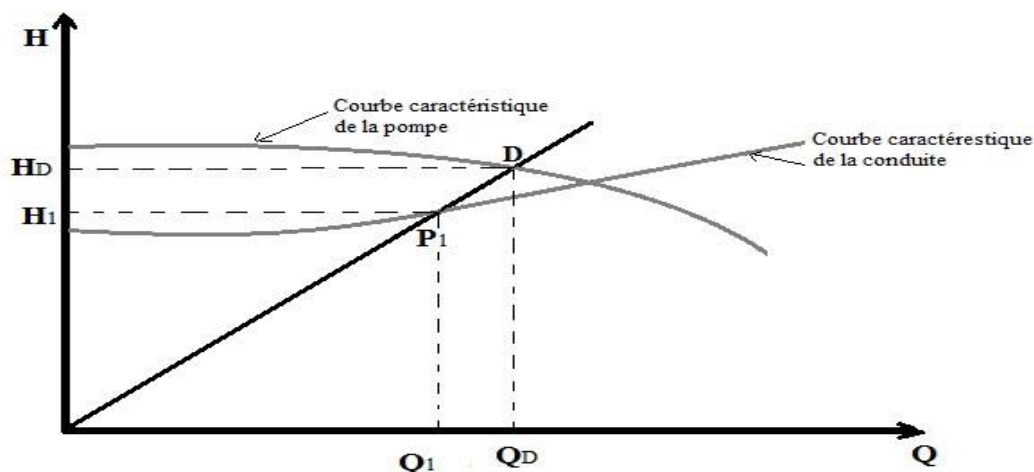


Figure V. 6: Réalisation du point de fonctionnement de la pompe par rognage.

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

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q \dots\dots\dots (V.5)$$

$Q_{app}$  : débit demandé ou débit appelé ;

$H_{app}$  : hauteur manométrique totale appelé (m).

Après le rognage, le diamètre extérieur de la roue répond à l'équation suivante :

$$d = D * \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{M1}}} \dots\dots\dots (V.6)$$

$Q_{M1}$  : débit correspondant au point d'intersection entre la courbe de la pompe et la droite de rognage ;

$D$  : diamètre extérieur de la roue avant le rognage (mm).

$d$  : diamètre extérieur de la roue après le rognage (mm).

## V.8 Etude de la cavitation :

La cavitation est un phénomène physique très complexe qui se produit lorsque la pression absolue à l'entrée de la pompe est inférieure à la tension de vapeur du liquide.

La formation des poches d'air dans la zone de faibles pressions à l'entrée de la roue d'une pompe, provoque d'importantes perturbations, bruits dans l'écoulement et des vibrations, ce qui entraîne la modification des caractéristiques hydraulique (rendement, hauteur d'élévation,...) et provoque l'érosion des matériaux au niveau de la pompe.

Pour que la pompe fonctionne normalement (sans perturbation), il faut que la pression absolue  $P_a$  à son entrée soit supérieure à la tension de vapeur de l'eau d'une quantité minimale représentée par la charge nette à l'aspiration requise NPSHr.

La condition de non cavitation se traduit par variation de la condition suivante

$$NPSH_d > NPSH_r$$

$(NPSH)_r$  : Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur ;

$(NPSH)_d$  : Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \dots\dots\dots (V.7)$$

$r$  : marge de sécurité,  $r = (0,3 - 0,5)$  m.

On prend :  $r = 0,3$  m.

Dans notre cas, on a à faire à des installations en charge au niveau de chaque station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - P_{at} + T_v + \frac{V_a^2}{2 * g} + \Delta h_{asp} \dots \dots \dots (V.8)$$

$V_a$  : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s) ;

$P_{at}$  : pression atmosphérique (m.c.e) ;

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H \dots \dots \dots (V.9)$$

Avec : H : altitude de la station.

$T_v$  : tension de vapeur d'eau (m.c.e) ;

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 20°C

$\Delta h_{asp}$  : Perte de charge totale du coté aspiration.

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin} \dots \dots \dots (V.10)$$

$\Delta h_{asp}^{lin}$  : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour le collecteur et la conduite d'aspiration moyennant la formule

## V.9 La station de pompage de Bordj-Mira SP :

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau V.1.a :

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

n	Type de pompe	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	$\eta$ (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N <sup>bre</sup> d'étage	P <sub>abs</sub> (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)
1	A	67.5	166,03	75,7	169	2950	6	152	2,57
2	B	33.75	166.03	77,5	166	2950	3	147,2	3,72
3	C	22.5	166.03	75,4	177	2950	4	192,9	3,12
4	D	16.87	166.03	70,8	168	2950	5	166,4	4,3

A partir du tableau V.1.a, on déduit que la variante de une (01) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle et (NPSH)<sub>r</sub>.



**Conclusion :**

On opte pour un nombre de pompe de une (01) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces deux (02) pompes sont identiques de type A.

**V.9.1 Description de la pompe :****Type A Pompe**

- PM 125/ 2 C
- Pompe
- - Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- - Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte
- - Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte (PMS: en fonte sphéroïdale)
- - Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de
- refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable
- - Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une
- douille en acier inoxydable. Double palier
- - Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les
- charges radiales et axiales dans les deux sens
- - Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement
- - Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946)
- Données techniques / Caractéristiques
- Q: 72,9l/s
- H: 169 m
- Nombre de pôles: 4
- Fréquence: 50 Hz
- Monophasé / Triphasé: 3~
- Puissance moteur P2 : 200 kW
- Tension: 400 V
- Diamètre refoulement : DN 150 (UNI PN40)
- Raccord d'aspiration : DN200 (UNI PN25))

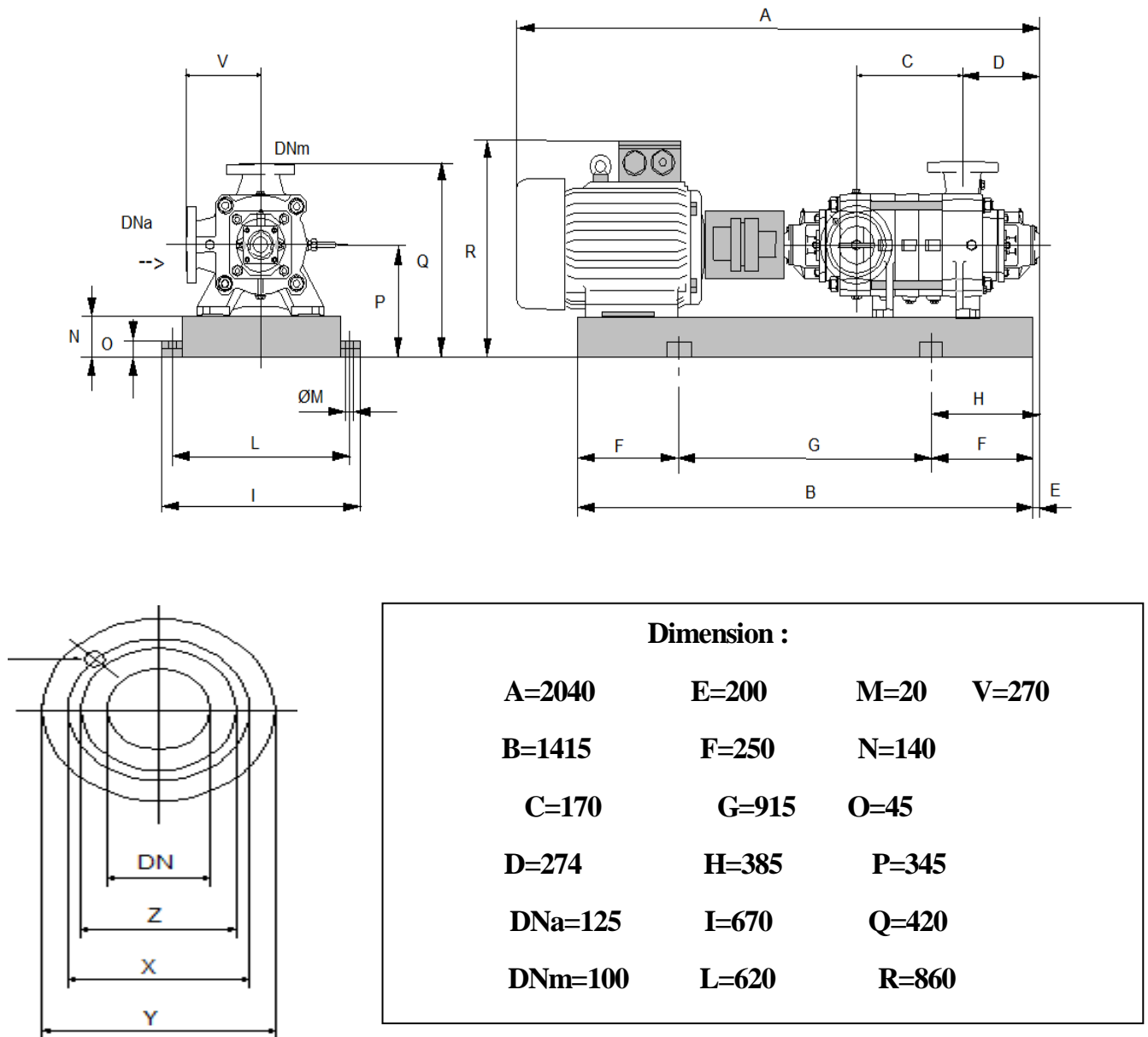
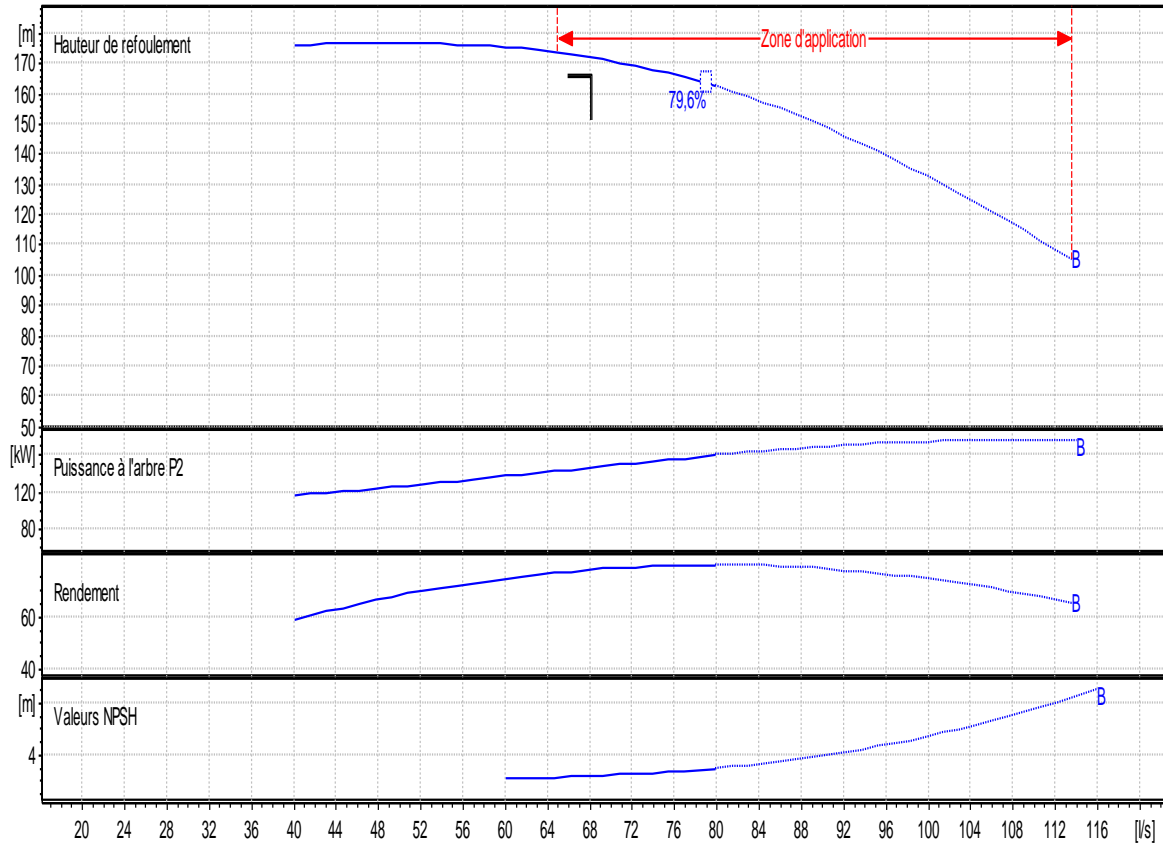


Figure V. 7: Schéma et dimensions de la pompe A

Dimensions en mm :

A=3067	B=2467	C= 860	D=351	Dna=200
Dnm=150	E=241	F=400	G=1667	H= 641
I= 870	L=820	M=20	N=160	O= 42
P=475	Q=845	R=941	V= 370	



**Figure V. 8: Courbes caractéristiques de la pompe(SP1) de type A.**

➤ **Courbe caractéristique de la conduite :**

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole dont l'équation est la suivante :

$$H_c = H_g + \Delta h_t \dots\dots\dots (V.11)$$

Avec :

$H_g$  : hauteur géométrique (m) ;

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

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \dots\dots\dots (V.12)$$

Avec :

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^{5,3}} \dots\dots\dots (V.13)$$

$\lambda$  : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement,  $\lambda = 0,016$  pour  $D = 250\text{mm}$ , (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 (m) ;

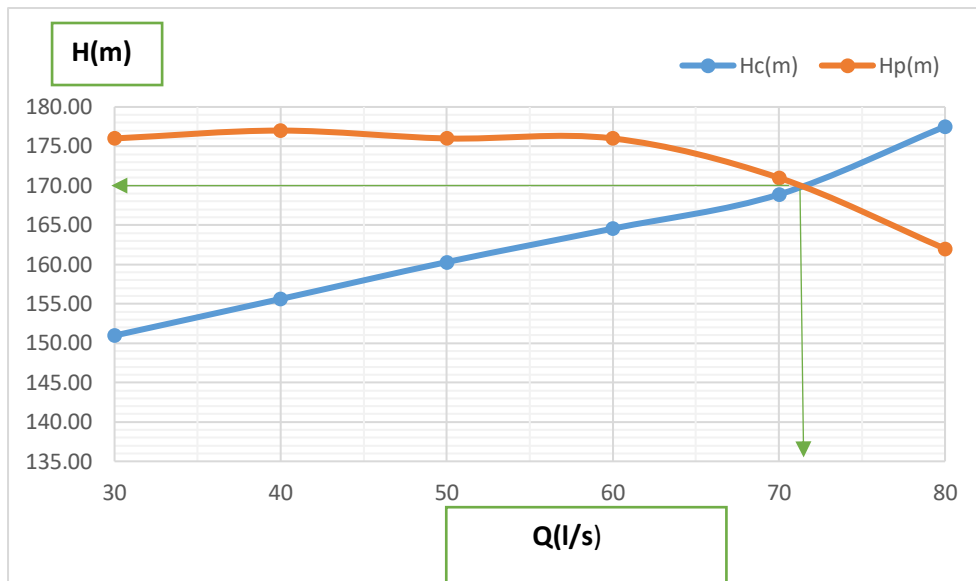
$g$  : accélération de la pesanteur ( $\text{m}/\text{s}^2$ )

### V.9.2 Courbe caractéristique de la conduite :

Tableau V. 2: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP- SR1)

N°	Q (l/s)	H <sub>g</sub> (m)	L <sub>ref</sub> (m)	D <sub>ec</sub> (mm)	$\lambda$	$\Delta h_p^{lin}$ (m)	$\Delta h_t$ (m)	H <sub>c</sub> (m)
1	0	145	2247	250	0,02	0,00	0,00	145,00
2	10	145	2247	250	0,02	0,58	0,66	145,66
3	20	145	2247	250	0,02	2,31	2,65	147,65
4	30	145	2247	250	0,02	5,19	5,97	150,97
5	40	145	2247	250	0,02	9,23	10,62	155,62
6	50	145	2247	250	0,02	9,23	10,62	155,62
7	60	145	2247	250	0,02	17,00	19,55	164,55
8	70	145	2247	250	0,02	20,77	23,88	168,88
9	80	145	2247	250	0,02	28,27	32,51	177,51

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



**Figure V. 9: Point de fonctionnement de la pompe de SP1**

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

- $H_p=170\text{m}$      $HMT =166,03 \text{ m}$
- $Q_p=71 \text{ l/s}$      $Q_{app}=67,5 \text{ l/s}$

La hauteur manométrique correspondante au point de fonctionnement est supérieure la hauteur appelé de 4,97m, et le débit correspond au point de fonctionnement est supérieure au débit appelé d'un pourcentage de 3,94%.dès que cette valeur ne dépasse pas la 10% réglage n'est nécessaire

**V.9.3 Dimensionnement des équipements de la pompe :**

**V.9.3.1 Dimensionnement Conduite d'aspiration :**

$D_a > (1,2-1,5) d_a$

$d_a$  : diamètre de la tubulure d'aspiration ; d'après logiciel (CAPRARI) égale à 150 mm.

$D_a=1,3*150= 195 \text{ mm}$

Le diamètre normalisé sera égal à 200mm.

$$V_a = \frac{4Q}{\pi x D^2} = \frac{4x0.068}{\pi x 0.25^2} = 1,3 \text{ m/s} \dots \dots \dots \text{(V.14)}$$

- Vérification de la condition de non cavitation :

$$h_{adm}^{asp} = Pat - (NPSH)r - r - T_v - \Delta H_{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g}$$

Nous avons une charge nette d'aspiration (NPSH)r de 2,57 m. La station de pompage implanté à la cote 140 m ce qui donne une pression atmosphérique de :

$$Patm = 10,33 - 0,00139 \times H = 10,33 - 0.00139*2=10,13 \text{ mce}$$

$$\Delta H_{asp}^L = \frac{8xLxLxQ^2}{g \times \pi \times D^5} = \frac{8 \times 0.023 \times 0.5 \times 0.0682^2}{9.81 \times \pi \times 0.2^5} = 0.086 \text{ m} \dots \dots \dots \text{(V.15)}$$

$$\Delta H_{asp}^T = 1.1 \times 0.08 = 0.011 \text{ m}$$

Avec :

$$(\text{NPSH})_r = 2,57 \text{ m} \quad T^\circ = 25 \text{ }^\circ\text{C} \Rightarrow T_v = 0,216 \text{ mce. } r = 0.5$$

$$h_{adm}^{asp} = 10,13 - 2,57 - 0,5 - 0,216 - 0,08 - \frac{1,3^2}{2 \times 9.81} = 6,67 \text{ m}$$

$$(\text{NPSH})_{disponible} = 10,13 - 0,216 - 0,011 - 6,67 = 3,22 > 2,57$$

$(\text{NPSH})_{disponible} > (\text{NPSH})_{requis} \Rightarrow$  Notre pompe est loin du risque de cavitation..

### V.9.3.2. Calage de la pompe :

Le calage de la pompe est de déterminer la cote exacte de l'axe de la pompe par rapport à niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

$$\text{Pour les installations en charge : } \nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \dots \dots \dots \text{(V.16)}$$

$\nabla_{axe}$  : Niveau de l'axe de la pompe ;

$\nabla_{min}$  : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration ;

$$\nabla_{min} = C_p - h \text{ (V.20) } \dots \dots \dots \text{(V.17)}$$

$$\nabla_{min} = 143 - 3 + 0.3 \Rightarrow \nabla_{min} = 137,3 \text{ m}$$

$C_p$  : cote du plan d'eau dans le réservoir ;

$h$  : hauteur d'eau dans le réservoir (m) ;

$r$  : marge de sécurité,  $r = (0,1 - 0,3) \text{ m}$ .

La cote de l'axe de la pompe

$$\nabla_{max} = 137,3 + 6.67 - 0.3 = 143.67 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \nabla_{axe} = 143,67 \text{ m}$$

### V.9.3.3. Equipements en amont :

#### a) hauteur de butée :

$Y$  étant la distance entre la génératrice inférieure de la conduite d'aspiration et la surface du sol tel que:  $y = 0,3 \text{ m}$  pour  $Da \leq 500 \text{ mm}$   $Y = 1 \text{ m}$  pour  $Da \geq 500 \text{ mm}$

Comme  $Da = 200 \text{ mm} \leq 500 \text{ mm}$ , nous aurons  $y = 0.3 \text{ m}$

#### b) Longueur du convergent

$$l_{con} = (3,5 - 4) (Da - da) \dots \dots \dots \text{(V.18)}$$

$$\text{Prenons: } l_c = 3.5 (Da - da) = 3.5 * (200 - 150) = \mathbf{175 \text{ mm}}$$

**c) Dimension du tronçon :**

$$l_r = 2 \cdot D_a \dots \dots \dots \text{ (V.19)}$$

Nous aurons :

$$l_{r \text{ asp.}} = 2 \cdot 200 = 400 \text{ mm}$$

**V.10 Station SR 1 d'ankouche**

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le **tableau V.3** :

**Tableau V. 3: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre**

n	Type de pompe	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	$\eta$ (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N <sup>bre</sup> d'étage	P <sub>abs</sub> (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)
1	A	67.5	167,6	79,2	169	1450	6	153	3,15
2	B	33.75	167,6	77,5	170	2950	3	171.2	3,37
3	C	22.5	167,6	75,8	173	2950	4	192,9	3,12
4	D	16.87	167,6	70,8	169	1450	11	158,4	1,96

A partir du **tableau V.3**, on déduit que la variante de une (01) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes et NPSH)<sub>r</sub>.

➤ **Conclusion :**

On opte pour un nombre de pompe de une (01) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces deux (02) pompes sont identiques de type A.

**V.10.1 Description de la pompe :****Type A Pompe**

PM 150/ 6 B

Pompe

- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte (PMS: en fonte sphéroïdale)
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de Refoulement tourné vers le haut
- Corps d'aspiration à bouche orientable
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une Douille en acier inoxydable. Double palier
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les
- Charges radiales et axiales dans les deux sens

- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement
- Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946)

Données techniques / Caractéristiques

Q: 73,14 l/s

H: 169 m

n. poles: 4

Fréquence: 50 Hz

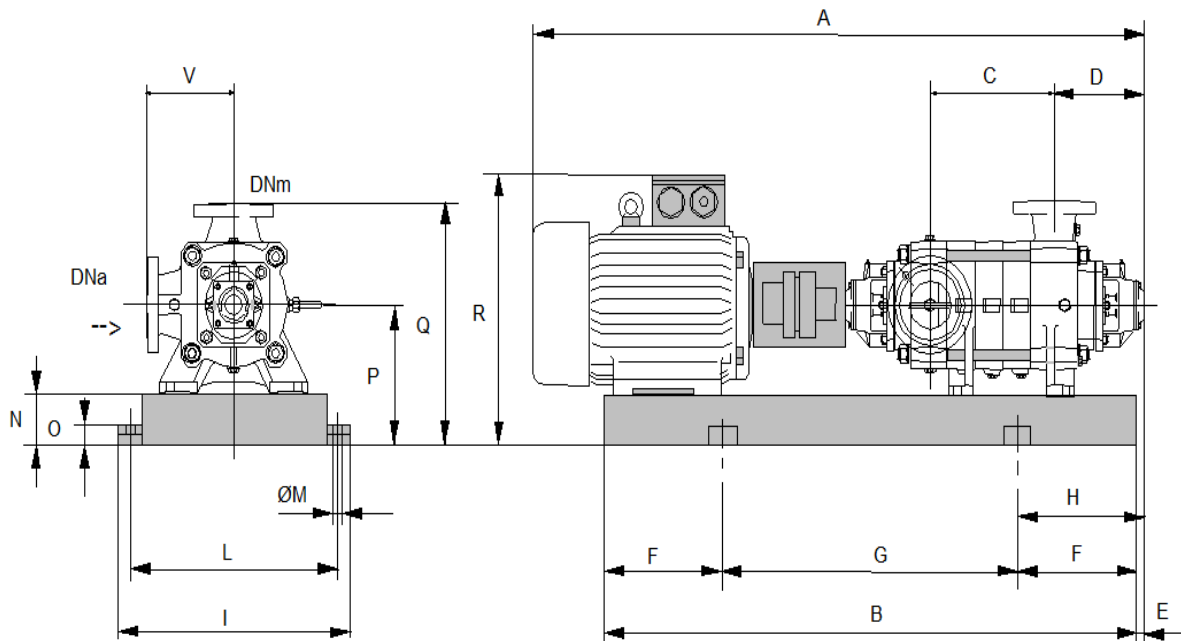
Monophasé / Triphasé: 3~

Puissance moteurP2 : 200 kW

Tension: 400 V

Diamètre refoulement: DN 150 (UNI PN40)

Raccord d'aspiration : DN200 (UNI PN25)



**Dimension :**

<b>A=2380</b>	<b>E=181</b>	<b>M=22</b>	<b>V=220</b>
<b>B=1780</b>	<b>F=300</b>	<b>N=160</b>	
<b>C=245</b>	<b>G=1180</b>	<b>O=50</b>	
<b>D=337</b>	<b>H=481</b>	<b>P=475</b>	
<b>DNa=150</b>	<b>I=760</b>	<b>Q=795</b>	
<b>DNm=125</b>	<b>L=710</b>	<b>R=982</b>	



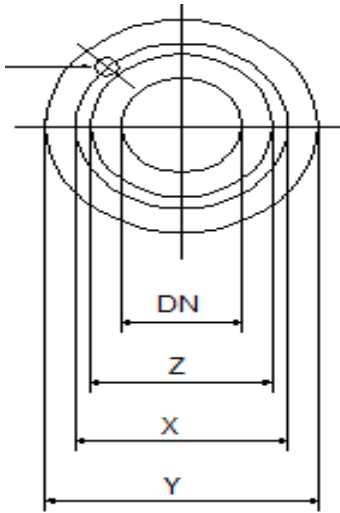


Figure V. 10: Schéma et dimensions de la pompe A

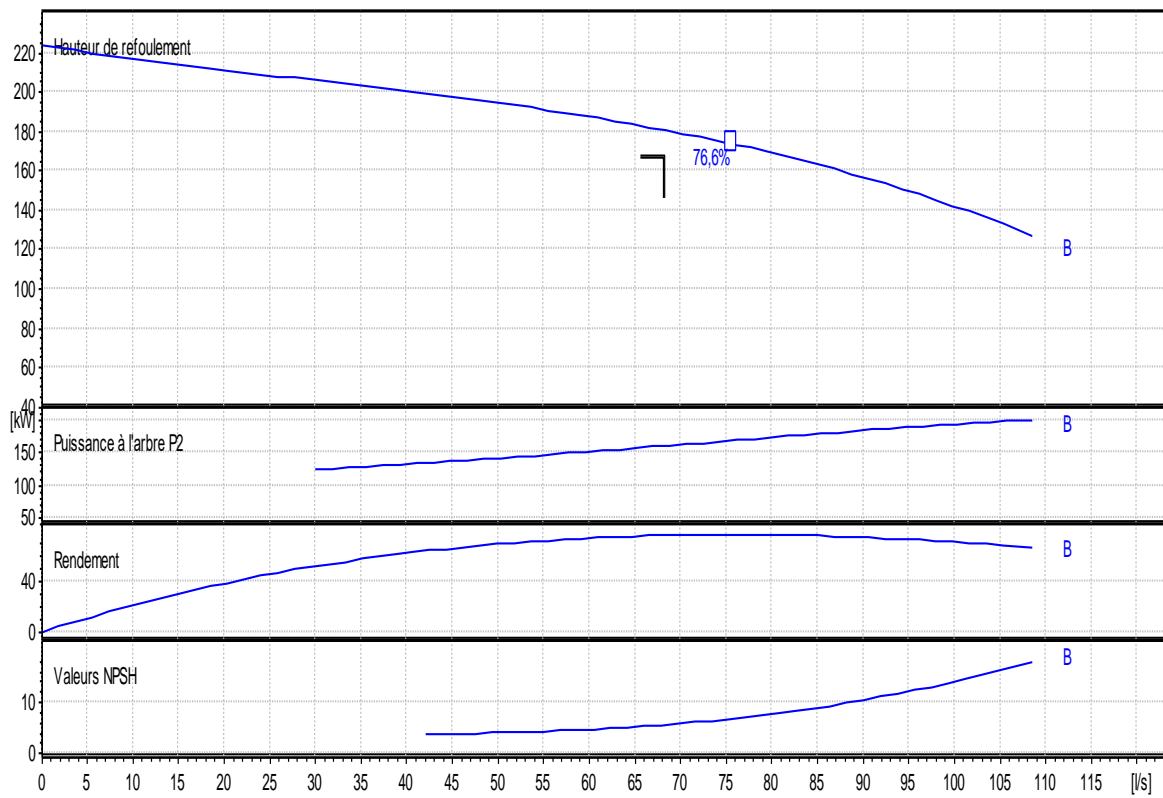


Figure V. 11: Courbes caractéristiques de la pompe(SP1) de type A.

### V.10.2 Courbe caractéristique de la conduite :

Tableau V. 4: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR1- SR2)

N°	Q (l/s)	H <sub>g</sub> (m)	L <sub>ref</sub> (m)	D <sub>ec</sub> (mm)	$\lambda$	$\Delta h_p^{lin}$ (m)	$\Delta h_t$ (m)	H <sub>c</sub> (m)
1	0	167,6	816	250	0,0167	0,00	0,00	167,60
2	10	167,6	816	250	0,0167	0,17	0,20	167,80
3	20	167,6	816	250	0,0167	0,70	0,80	168,40
4	30	167,6	816	250	0,0167	1,57	1,81	169,41
5	40	167,6	816	250	0,0167	2,80	3,22	170,82
6	50	167,6	816	250	0,0167	4,37	5,03	172,63
7	60	167,6	816	250	0,0167	6,30	7,24	174,84
8	70	167,6	816	250	0,0167	8,57	9,86	177,46
9	80	167,6	816	250	0,0167	8,57	9,86	177,46

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la **figure V.12**

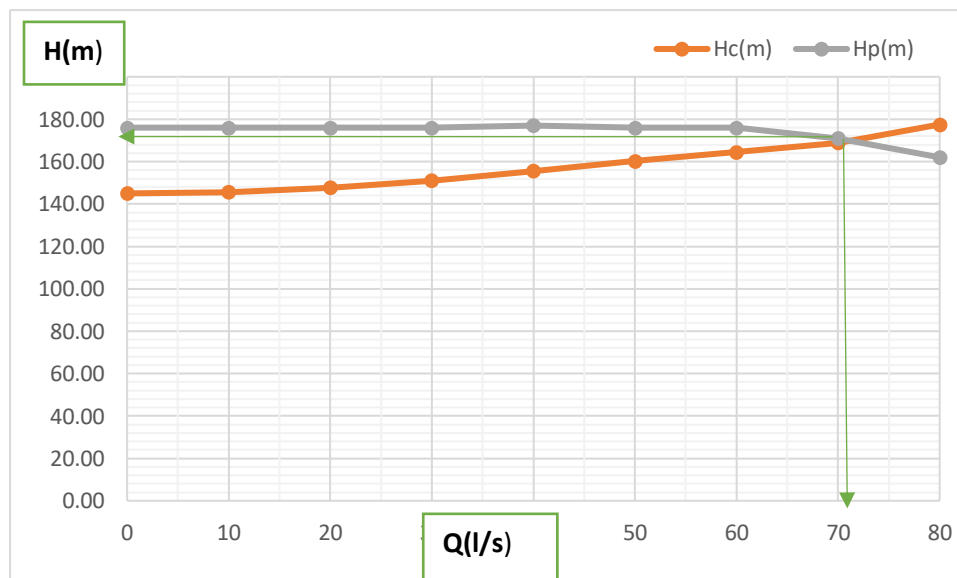


Figure V. 12: Point de fonctionnement de la pompe de SR1

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

- H<sub>p</sub>=175m HMT =166,6 m

$$\text{➤ } Q_p=70,5\text{ l/s} \quad Q_{app}=67,5 \text{ l/s}$$

La hauteur manométrique correspondante au point de fonctionnement est supérieure la hauteur appelé de 4,97m, et le débit correspond au point de fonctionnement est supérieure au débit appelé d'un pourcentage de 3,26%.

dès que cette valeur ne dépasse pas la 10% réglage n'est nécessaire

### V.10.3 Dimensionnement des équipements de la pompe :

#### V.10.3.1. Dimensionnement Conduite d'aspiration :

Da > (1,2-1,5) da

da : diamètre de la tubulure d'aspiration ; d'après logiciel (CAPRARI) égale à 150 mm.

$$Da=1,3*150= 195 \text{ mm}$$

Le diamètre normalisé sera égal à 200mm.

$$Va=\frac{4Q}{\pi x D^2}=\frac{4x0.068}{\pi x 0.25^2}=1,3 \text{ m/s}$$

#### Vérification de la condition de non cavitation :

$$h_{adm}^{asp} = Pat - (NPSH)_r - r - Tv - \Delta H_{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} \dots\dots\dots (V.20)$$

Nous avons une charge nette d'aspiration (NPSH)<sub>r</sub> de 3,15 m. La station de pompage implanté à la cote 285m ce qui donne une pression atmosphérique de :

$$Patm = 10,33 - 0,00139 \times H = 10,33 - 0,00139*285=9,93 \text{ mce}$$

$$\Delta H_{asp}^L = \frac{8xLxLxQ^2}{g \times \pi \times D^5} = \frac{8 \times 0,023 \times 0,5 \times 0,0682^2}{g \times \pi \times 0,2^5} = 0,086\text{m}$$

$$\Delta H_{asp}^T = 1,1 \times 0,08 = 0,011\text{m}$$

Avec :

$$(NPSH)_r = 3,15\text{m} \quad T^\circ=25 \text{ }^\circ\text{C} \Rightarrow Tv = 0,216 \text{ mce. } r=0,5$$

$$h_{adm}^{asp} = 9,93 - 3,15 - 0,5 - 0,216 - 0,08 - \frac{1,3^2}{2*9,81} = 5,91\text{m}$$

$$(NPSH)_{disponible} = 9,93 - 0,216 - 0,011 - 5,91 = 3,78 > 2,57$$

(NPSH)<sub>disponible</sub> > (NPSH)<sub>requis</sub> ⇒ Notre pompe est loin du risque de cavitation..

#### V.10.3.2. Calage de la pompe :

Le calage de la pompe est de déterminer la côte exacte de l'axe de la pompe par rapport à niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

$$\text{Pour les installations en charge : } \nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \dots\dots\dots (V.21)$$

$\nabla_{axe}$  : Niveau de l'axe de la pompe ;

$\nabla_{min}$  : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration ;

$$\nabla_{min} = C_p - h \dots\dots\dots (\text{V.22})$$

$$\nabla_{min} = 288 - 3 + 0.3 \Rightarrow \nabla_{min} = 285,3 \text{ m}$$

$C_p$ : côte du plan d'eau dans le réservoir ;

$h$  : hauteur d'eau dans le réservoir (m) ;

$r$  : marge de sécurité,  $r = (0,1 - 0,3) \text{ m}$ .

La cote de l'axe de la pompe

$$\nabla_{max} = 285,3 + 5,91 - 0.3 = 290,91 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \nabla_{axe} = 290,91 \text{ m}$$

### V.10.3.3. Equipements en amont :

#### a) hauteur de butée :

$Y$  étant la distance entre la génératrice inférieure de la conduite d'aspiration et la surface du sol tel que:  $y = 0,3 \text{ m}$  pour  $Da \leq 500 \text{ mm}$   $Y = 1 \text{ m}$  pour  $Da \geq 500 \text{ mm}$

Comme  $Da = 200 \text{ mm} \leq 500 \text{ mm}$ , nous aurons  $y = 0.3 \text{ m}$

#### b) Longueur du convergent

$$l_{con} = (3,5 - 4) (Da - da) \dots\dots\dots (\text{V.23})$$

$$\text{Prenons: } l_c = 3.5 (Da - da) = 3.5 * (200 - 150) = \mathbf{175 \text{ mm}}$$

#### c) Dimension du tronçon :

$$l_r = 2.Da \dots\dots\dots (\text{V.24})$$

Nous aurons :

$$l_{tr \text{ asp.}} = 2 * 200 = 400 \text{ mm}$$

## V.11 La station SR 2 d'ankouche

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau V.2 :

**Tableau V. 5: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre**

n	Type de pompe	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	$\eta$ (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N <sup>bre</sup> d'étage	P <sub>abs</sub> (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)
1	A	67.5	108,74	79,6	110	1450	4	105	2,34
2	B	33.75	108,74	77,4	109	2950	2	99,4	2,95
3	C	22.5	108,74	74,8	109	2950	3	192,9	3,35
4	D	16.87	108,74	75,8	109	1450	6	98,1	1,91

A partir du tableau V.3, on déduit que la variante d'une (01) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes et HMT.

➤ **Conclusion :**

On opte pour un nombre de pompe de une (01) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces deux (02) pompes sont identiques de type A.

### V.11.1 Description de la pompe :

#### Type A Pompe

PM 150/ 4 B

Pompe

- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte (PMS: en fonte sphéroïdale)
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable.

Double palier

- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement
- Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946)

**Données techniques / Caractéristiques**

Q : 76,88 l/s

H : 110 m

n. poles : 4

Fréquence : 50 Hz

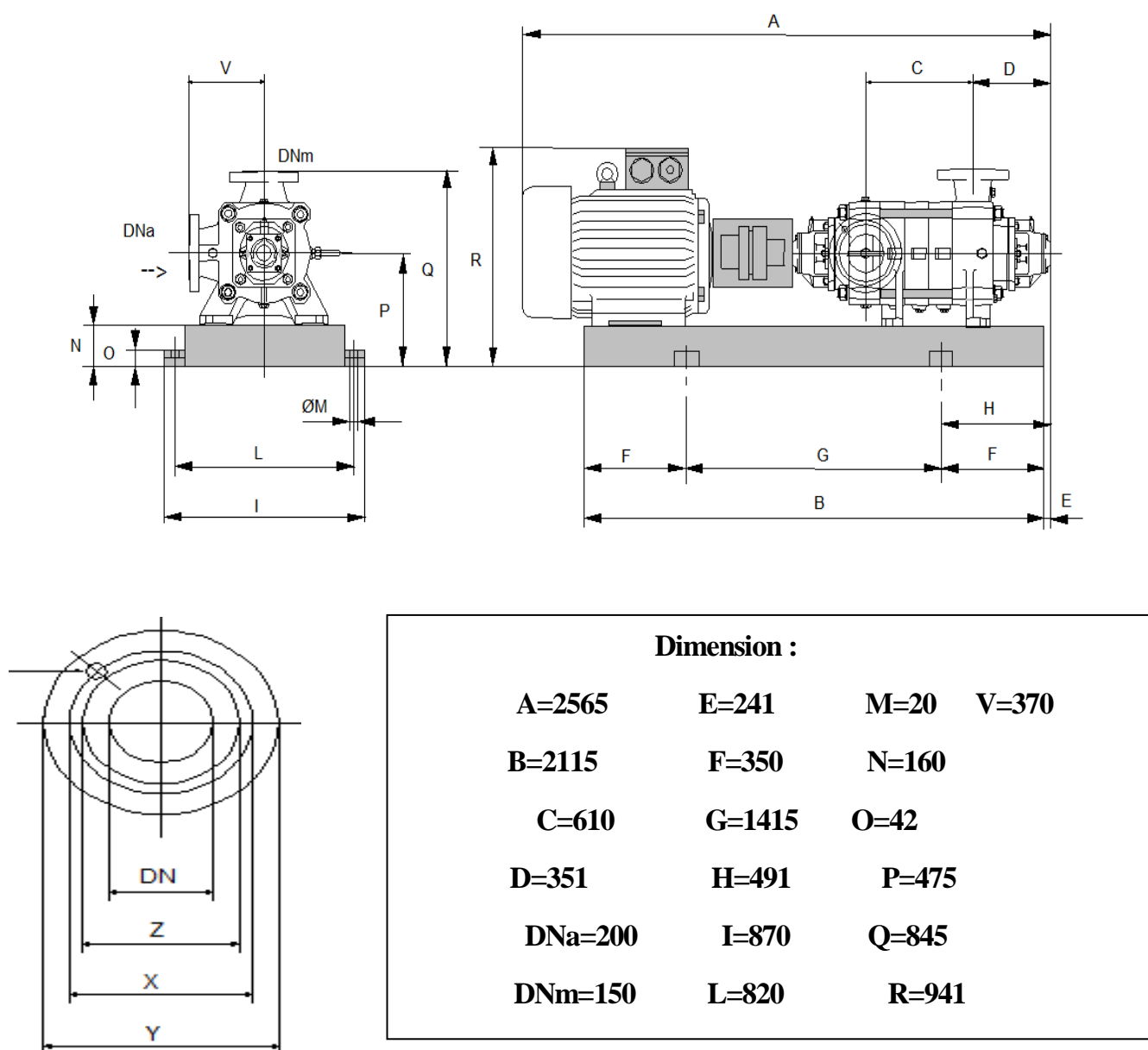
Monophasé / Triphasé : 3~

Puissance moteur P2 : 110 kW

Tension : 400 V

Diamètre refoulement : DN 150 (UNI PN40)

Raccord d'aspiration : DN200 (UNI PN25)



**Figure V. 13: Schéma et dimensions de la pompe A**

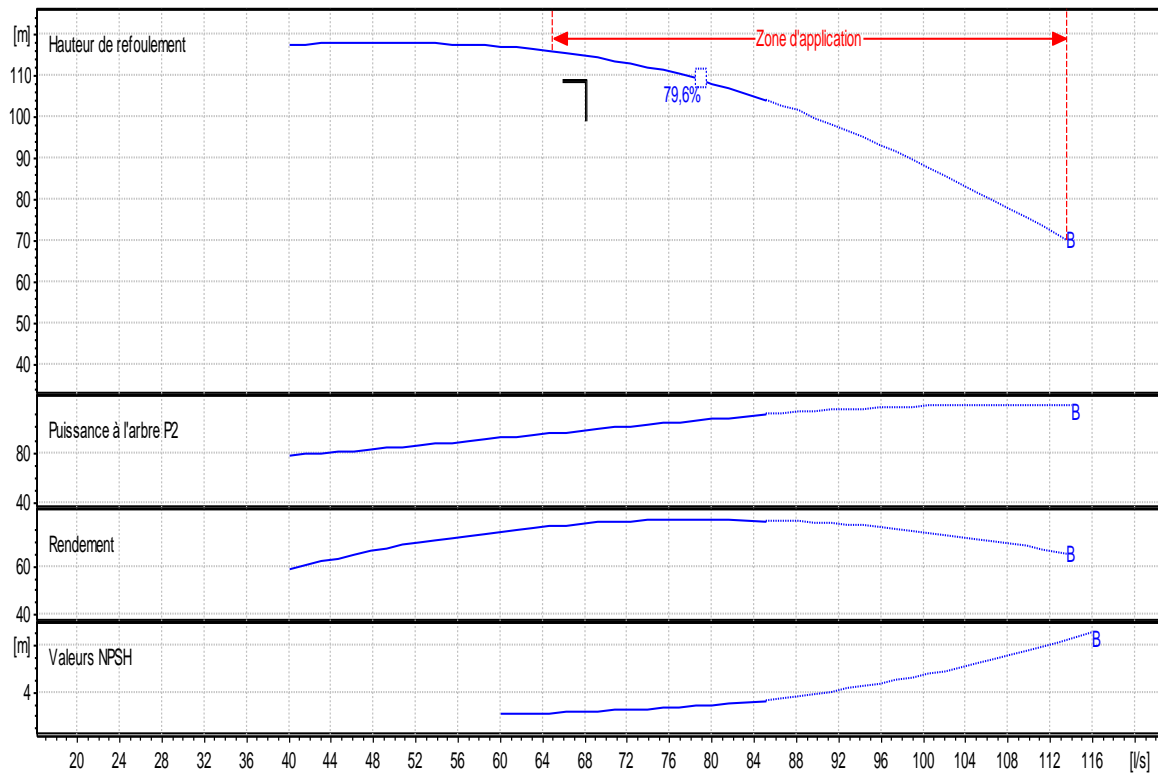


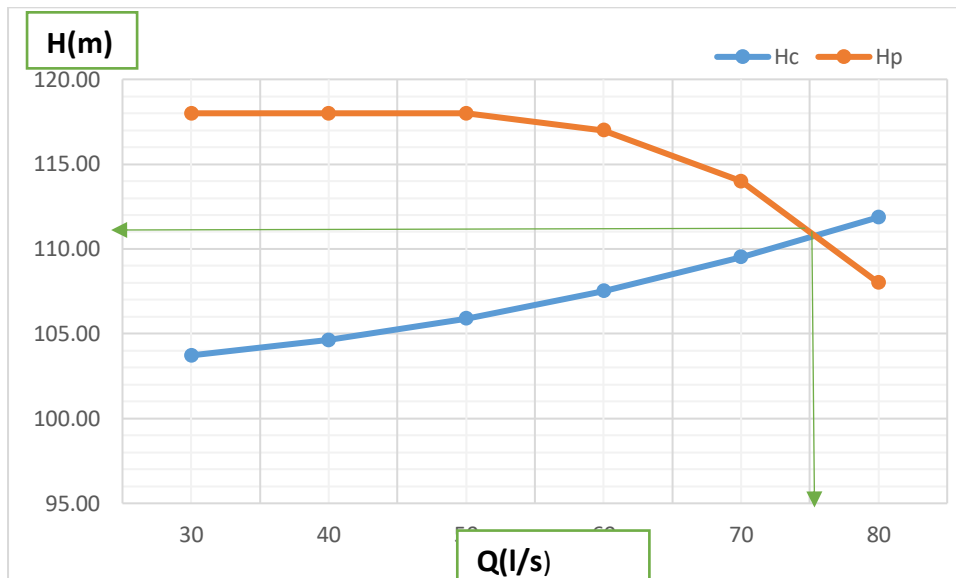
Figure V. 14: Courbes caractéristiques de la pompe(SP1) de type A.

V.11.2 Courbe caractéristique de la conduite :

Tableau V. 6: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR2- SR3)

N°	Q (l/s)	H <sub>g</sub> (m)	L <sub>ref</sub> (m)	D <sub>ec</sub> (mm)	$\lambda$	$\Delta h_p^{lin}$ (m)	$\Delta h_t$ (m)	H <sub>c</sub> (m)
1	0	103	613	250	0,02	0,00	0,00	103,00
2	10	103	613	250	0,02	0,16	0,18	103,18
3	20	103	613	250	0,02	0,63	0,72	103,72
4	30	103	613	250	0,02	1,42	1,63	104,63
5	40	103	613	250	0,02	2,52	2,90	105,90
6	50	103	613	250	0,02	3,93	4,52	107,52
7	60	103	613	250	0,02	5,67	6,52	109,52
8	70	103	613	250	0,02	7,71	8,87	111,87
9	80	103	613	250	0,02	7,71	8,87	111,87

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la **figure V.15**.



**Figure V. 15: Point de fonctionnement de la pompe de SP1**

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

- Hp=111m HMT =108,74 m
- Qp=72l/s Qapp=67,5 l/s

La hauteur manométrique correspondante au point de fonctionnement est supérieure la hauteur appelé de 2,22m, et le débit correspond au point de fonctionnement est supérieure au débit appelé d'un pourcentage de 5,27%.

dès que cette valeur ne dépasse pas la 10% réglage n'est nécessaire

### V.11.3 Dimensionnement des équipements de la pompe :

#### V.11.3.1. Dimensionnement Conduite d'aspiration :

Da > (1,2-1,5) da

**da** : diamètre de la tubulure d'aspiration ; est égale à 150 mm

Da = 1,3 \* 150 = 195 mm

Le diamètre normalisé sera égal à 200mm.

$$Va = \frac{4Q}{\pi \times D^2} = \frac{4 \times 0.068}{\pi \times 0.25^2} = 1,3 \text{ m/s}$$

- Vérification de la condition de non cavitation :

$$h_{adm}^{asp} = Pat - (NPSH)r - r - Tv - \Delta H_{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} \dots \dots \dots \text{(V.25)}$$



Nous avons une charge nette d'aspiration (NPSH)<sub>r</sub> de 2,34 m. La station de pompage implanté à la cote 445m ce qui donne une pression atmosphérique de :

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H = 10,33 - 0,00139 \times 445 = 9,71 \text{ mce}$$

$$\Delta H_{asp}^L = \frac{8 \times \pi \times L \times Q^2}{g \times \pi \times D^5} = \frac{8 \times 0,023 \times 0,5 \times 0,0682^2}{g \times \pi \times 0,2^5} = 0,086 \text{ m}$$

$$\Delta H_{asp}^T = 1,1 \times 0,08 = 0,011 \text{ m}$$

Avec:

$$(NPSH)_r = 2,34 \text{ m} \quad T^\circ = 25 \text{ }^\circ\text{C} \Rightarrow T_v = 0,216 \text{ mce. } r = 0,5$$

$$h_{adm}^{asp} = 9,71 - 2,34 - 0,5 - 0,216 - 0,08 - \frac{1,3^2}{2 \times 9,81} = 6,48 \text{ m}$$

$$(NPSH)_{disponible} = 9,71 - 0,216 - 0,011 - 6,48 = 2,99 > 2,34$$

$(NPSH)_{disponible} > (NPSH)_{requis} \Rightarrow$  Notre pompe est loin du risque de cavitation..

### V.11.3.2. Calage de la pompe :

Le calage de la pompe est de déterminer la cote exacte de l'axe de la pompe par rapport à niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

$$\text{Pour les installations en charge : } \nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \dots \dots \dots \text{ (V.26)}$$

$\nabla_{axe}$  : Niveau de l'axe de la pompe ;

$\nabla_{min}$  : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration ;

$$\nabla_{min} = C_p - h \dots \dots \dots \text{ (V.27)}$$

$$\nabla_{min} = 448 - 3 + 0,3 \Rightarrow \nabla_{min} = 444,7 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ (V.28)}$$

$C_p$  : cote du plan d'eau dans le réservoir.

$h$  : hauteur d'eau dans le réservoir (m).

$r$  : marge de sécurité,  $r = (0,1 - 0,3) \text{ m}$ .

La cote de l'axe de la pompe

$$\nabla_{max} = 444,7 + 6,48 - 0,3 = 450,58 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \nabla_{axe} = 450,58 \text{ m}$$

### V.11.3.3 Equipements en amont :

#### a) hauteur de butée :

$Y$  étant la distance entre la génératrice inférieure de la conduite d'aspiration et la surface du sol tel que:  $y = 0,3 \text{ m}$  pour  $Da \leq 500 \text{ mm}$   $Y = 1 \text{ m}$  pour  $Da \geq 500 \text{ mm}$

Comme  $Da = 200 \text{ mm} \leq 500 \text{ mm}$ , nous aurons  $y = 0,3 \text{ m}$

**b) Longueur du convergent**

$$l_{con} = (3,5 - 4) (D_a - d_a) \dots\dots\dots (V.29)$$

$$\text{Prenons: } l_c = 3.5 (D_a - d_a) = 3.5 * (200 - 150) = \mathbf{175\text{mm}}$$

**c) Dimension du tronçon :**

$$l_{tr} = 2.D_a \dots\dots\dots (V.30)$$

Nous aurons :

$$l_{tr\ asp.} = 2 * 200 = 400\ \text{mm}$$

**V.12 Refoulement : SR 3 d'Ait-Aissout**

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau V.4 :

**Tableau V. 7: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre**

n	Type de pompe	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	$\eta$ (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	$P_{abs}$ (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)
1	A	67.5	96,65	77	96,7	1450	91,1	2,58
2	B	33.75	96,65	76,5	96,2	2950	83,3	3,63
3	C	22.5	96,65	75,3	97,5	2950	90,7	3,56
4	D	16.87	96,65	75,5	96,2	1450	82,5	1,91

A partir du tableau V.4, on déduit que la variante de une (01) pompe est la meilleure du point de vue rendement, nombre de pompes et HMT.

Conclusion :

On opte pour un nombre de pompe de une (01) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces deux (02) pompes sont identiques de type A.

**V.12.1 Description de la pompe :****Type A Pompe**

PM 125/ 2 F

Pompe

- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte (PMS: en fonte sphéroïdale)
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable

- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable. Double palier
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement
- Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946)

## Données techniques / Caractéristiques

Q : 70,92 l/s

H : 97,4 m

n. poles : 2

Fréquence : 50 Hz

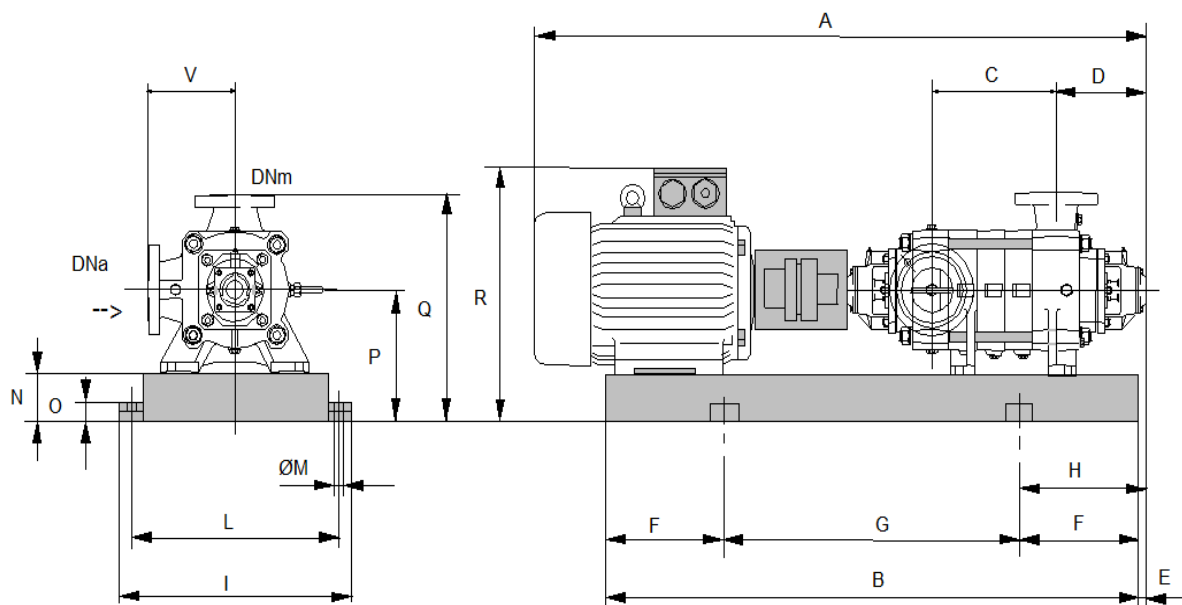
Monophasé / Triphasé : 3~

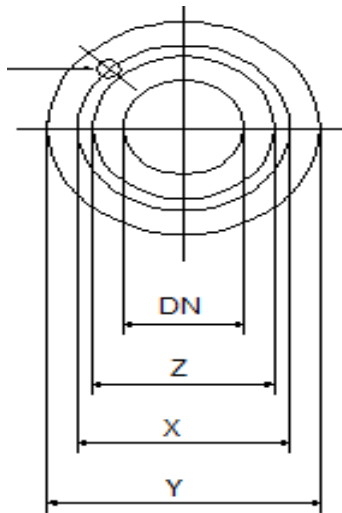
Puissance moteur P2 : 132 kW

Tension : 400 V

Diamètre refoulement : DN 125 (UNI PN40)

Raccord d'aspiration : DN150 (UNI PN25)





Dimension :			
A=2128	E=181	M=22	V=320
B=1730	F=300	N=160	
C=245	G=1130	O=50	
D=337	H=481	P=475	
DNa=150	I=760	Q=795	
DNm=125	L=710	R=941	

Figure V. 16: Schéma et dimensions de la pompe A

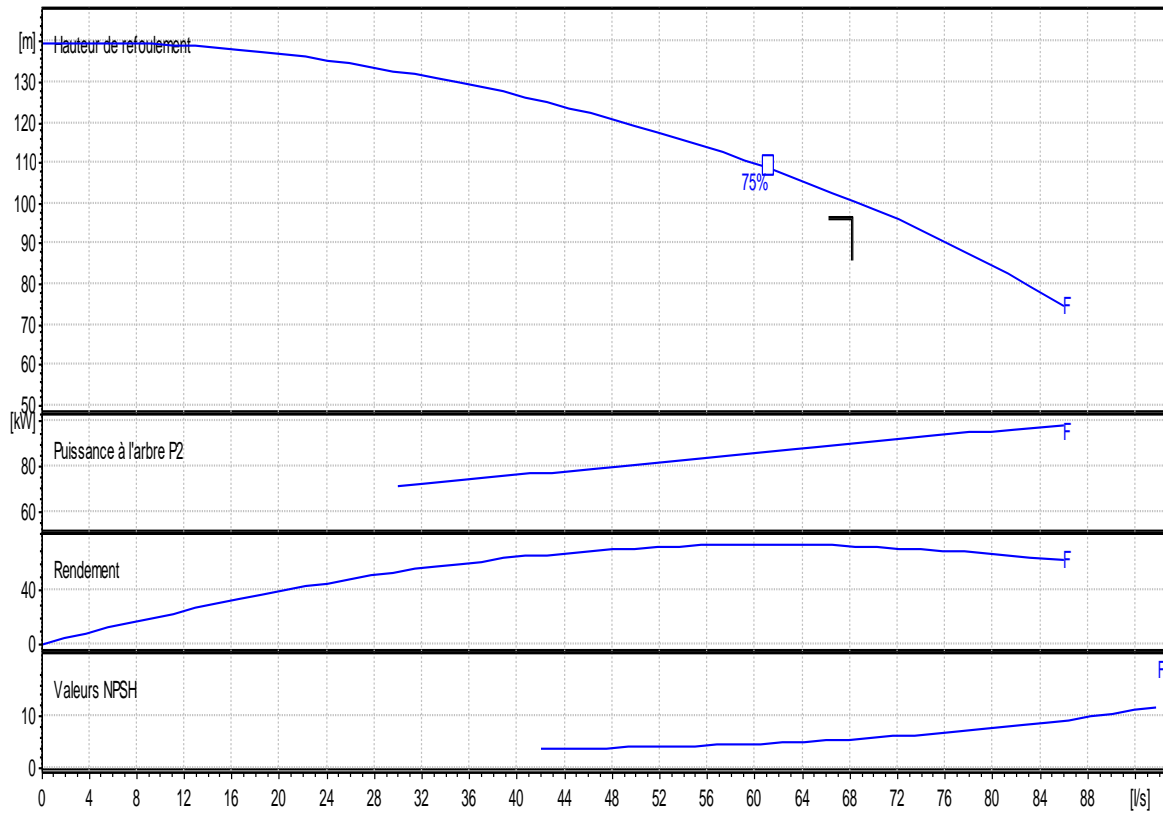


Figure V. 17: Courbes caractéristiques de la pompe(SR3) de type A.

### V.12.2 Courbe caractéristique de la conduite :

Tableau V. 8: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR2- SR3)

N°	Q (l/s)	H <sub>g</sub> (m)	L <sub>ref</sub> (m)	D <sub>ec</sub> (mm)	$\lambda$	$\Delta h_p^{lin}$ (m)	$\Delta h_t$ (m)	H <sub>c</sub> (m)
1	0	88	924	250	0,02	0,00	0,00	88,00
2	10	88	924	250	0,02	0,24	0,27	88,27
3	20	88	924	250	0,02	0,95	1,09	89,09
4	30	88	924	250	0,02	2,14	2,46	90,46
5	40	88	924	250	0,02	3,80	4,37	92,37
6	50	88	924	250	0,02	5,93	6,82	94,82
7	60	88	924	250	0,02	8,54	9,82	97,82
8	70	88	924	250	0,02	11,62	13,37	101,37
9	80	88	924	250	0,02	15,18	17,46	105,46

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la **figure V.18**.

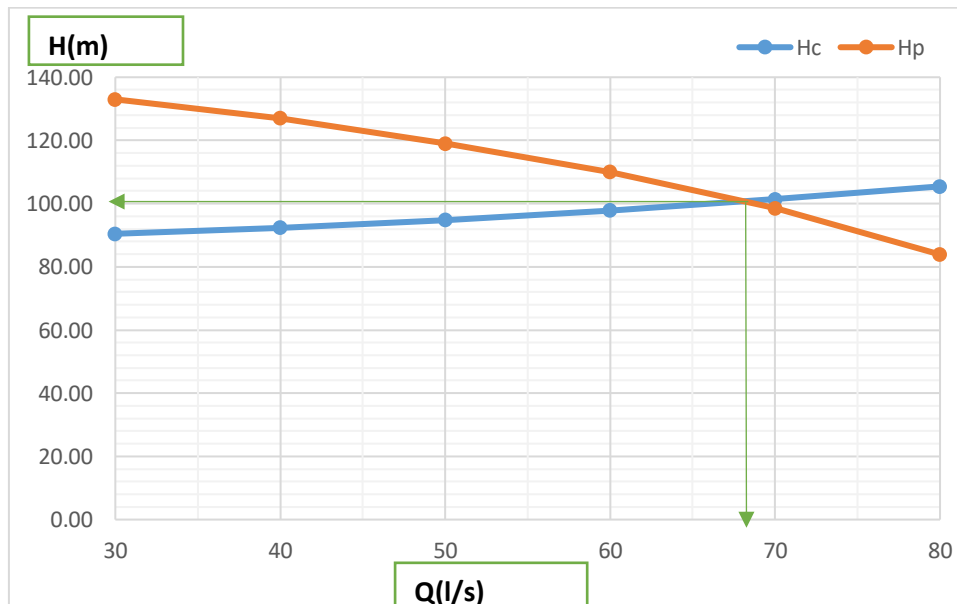


Figure V. 18: Point de fonctionnement de la pompe de SP1

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

- $H_p=100\text{m}$     $HMT =96,65 \text{ m}$
- $Q_p=69\text{l/s}$     $Q_{app}=67,5 \text{ l/s}$

La hauteur manométrique correspondante au point de fonctionnement est supérieure la hauteur appelé de 3,35m, et le débit correspond au point de fonctionnement est supérieure au débit appelé d'un pourcentage de 1,15%. dès que cette valeur ne dépasse pas la 10% réglage n'est nécessaire

### V.12.3 Dimensionnement des équipements de la pompe :

#### V.12.3.1 Dimensionnement Conduite d'aspiration :

$D_a > (1,2-1,5) d_a$

**$d_a$**  : diamètre de la tubulure d'aspiration ; d'après logiciel (CAPRARI) égale à 150 mm

$D_a = 1,3 * 150 = 195 \text{ mm}$

Le diamètre normalisé sera égal à 200mm.

$$V_a = \frac{4Q}{\pi \times D^2} = \frac{4 \times 0,068}{\pi \times 0,25^2} = 1,3 \text{ m/s}$$

#### Vérification de la condition de non cavitation :

$$h_{adm}^{asp} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \Delta H_{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} \dots\dots\dots \text{(V.31)}$$

Nous avons une charge nette d'aspiration (NPSH)<sub>r</sub> de 2,58 m. La station de pompage implanté à la cote 548m ce qui donne une pression atmosphérique de :

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H = 10,33 - 0,00139 * 548 = 9,56 \text{ mce}$$

$$\Delta H_{asp}^L = \frac{8 \times l \times L \times Q^2}{g \times \pi \times D^5} = \frac{8 \times 0,023 \times 0,5 \times 0,0682^2}{g \times \pi \times 0,2^5} = 0,086 \text{ m}$$

$$\Delta H_{asp}^T = 1,1 \times 0,08 = 0,011 \text{ m}$$

Avec:

$$(NPSH)_r = 2,58 \text{ m} \quad T^\circ = 25 \text{ }^\circ\text{C} \Rightarrow T_v = 0,216 \text{ mce. } r = 0,5$$

$$h_{adm}^{asp} = 9,56 - 2,58 - 0,5 - 0,216 - 0,08 - \frac{1,3^2}{2 * 9,81} = 6,10 \text{ m}$$

$$(NPSH)_{disponible} = 9,56 - 0,216 - 0,011 - 6,1 = 3,23 > 2,34$$

$(NPSH)_{disponible} > (NPSH)_{requis} \Rightarrow$  Notre pompe est loin du risque de cavitation..

#### V.12.3.2. Calage de la pompe :

Le calage de la pompe est de déterminer la côte exacte de l'axe de la pompe par rapport à niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

Pour les installations en charge :  $\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \dots \dots \dots (V.32)$

$\nabla_{axe}$  : Niveau de l'axe de la pompe ;

$\nabla_{min}$  : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration ;

$$\nabla_{min} = C_p - h \quad (V.20) \dots \dots \dots (V.33)$$

$$\nabla_{min} = 553,5 - 5,5 + 0,3 \Rightarrow \nabla_{min} = 548,3 \text{ m}$$

$C_p$  : côte du plan d'eau dans le réservoir ;

$h$  : hauteur d'eau dans le réservoir (m) ;

$r$  : marge de sécurité,  $r = (0,1 - 0,3) \text{ m}$ .

La cote de l'axe de la pompe

$$\nabla_{max} = 548,3 + 6,1 - 0,3 = 554,1 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \nabla_{axe} = 554,1 \text{ m}$$

### V.12.3.3 Equipements en amont :

#### a) hauteur de butée :

$Y$  étant la distance entre la génératrice inférieure de la conduite d'aspiration et la surface du sol tel que:  $y = 0,3 \text{ m}$  pour  $Da \leq 500 \text{ mm}$   $Y = 1 \text{ m}$  pour  $Da \geq 500 \text{ mm}$

Comme  $Da = 200 \text{ mm} \leq 500 \text{ mm}$ , nous aurons  $y = 0,3 \text{ m}$

#### b) Longueur du convergent

$$l_{con} = (3,5 - 4) (Da - da) \dots \dots \dots (V.34)$$

$$\text{Prenons: } l_c = 3,5 (Da - da) = 3,5 * (200 - 150) = \mathbf{175 \text{ mm}}$$

#### c) Dimension du tronçon :

$$l_r = 2 \cdot Da \dots \dots \dots (V.35)$$

Nous aurons :

$$l_{tr \text{ asp.}} = 2 * 200 = 400 \text{ mm}$$

## V.13 Refoulement : SR 4 de Tizouel

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau V.9 :

**Tableau V. 9: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre**

n	Type de pompe	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	$\eta$ (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	$P_{abs}$ (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)
1	A	52.4	173,71	77	174	1450	125	4,11
2	B	26.2	96,65	77,1	175	2950	139	3,44
3	C	17.5	96,65	75,9	174	1450	127	1,89
4	D	13.1	96,65	75,5	177	1450	151	1,91

A partir du tableau V.4, on déduit que la variante d'une (01) pompe est la meilleure du point de vue rendement, nombre de pompes et HMT.

Conclusion :

On opte pour un nombre de pompe de une (01) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces deux (02) pompes sont identiques de type A.

### V.13.1 Description de la pompe :

#### Type A Pompe

PM 125/3 F

Pompe

- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte (PMS: en fonte sphéroïdale)
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable. Double palier
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement
- Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946)

Données techniques / Caractéristiques

Q : 53,96 l/s

H : 174 m



n. poles : 2  
 Fréquence : 50 Hz  
 Monophasé / Triphasé : 3~  
 Puissance moteur P2 : 200 kW  
 Tension : 400 V

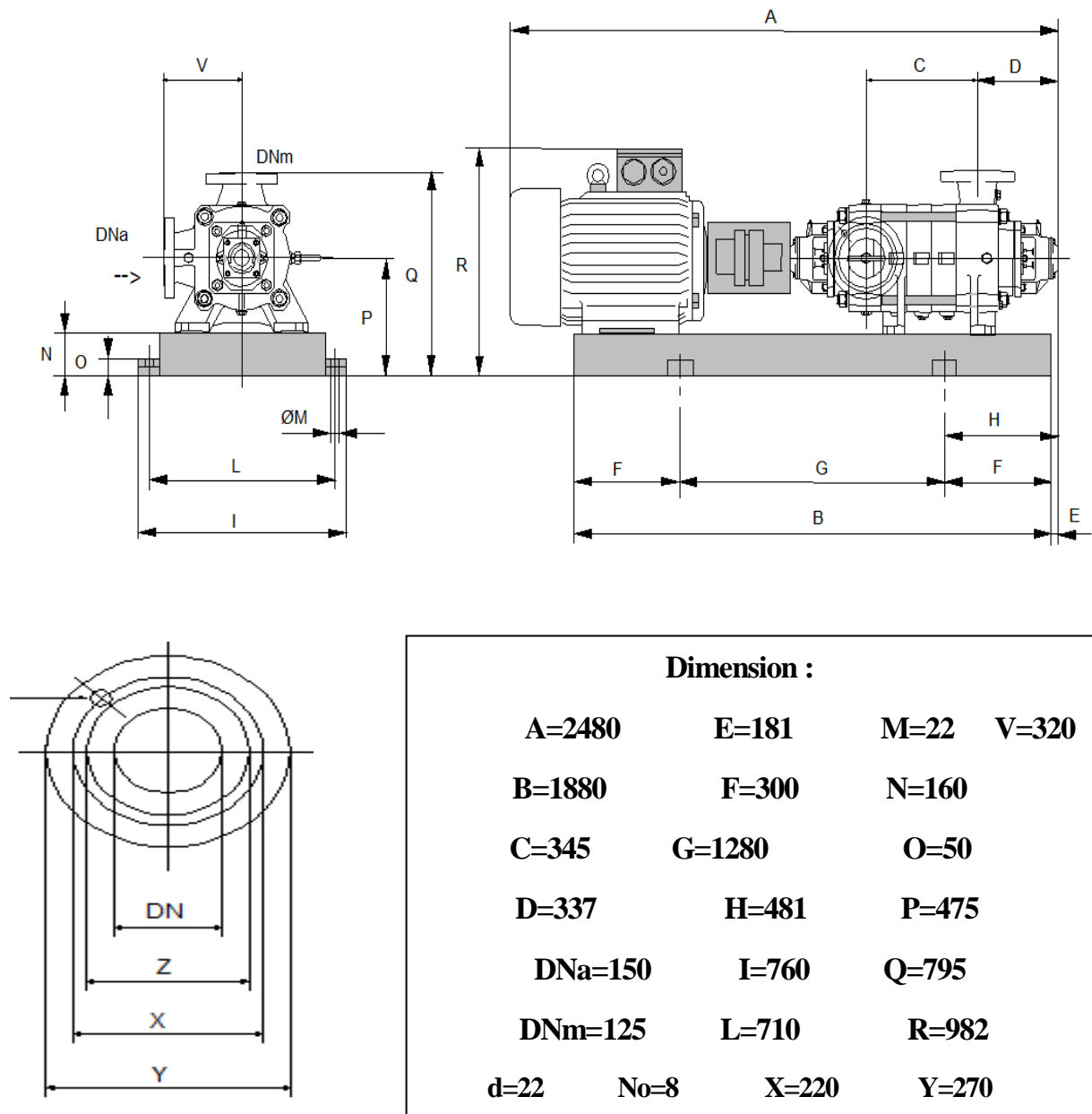


Figure V. 19: Schéma et dimensions de la pompe

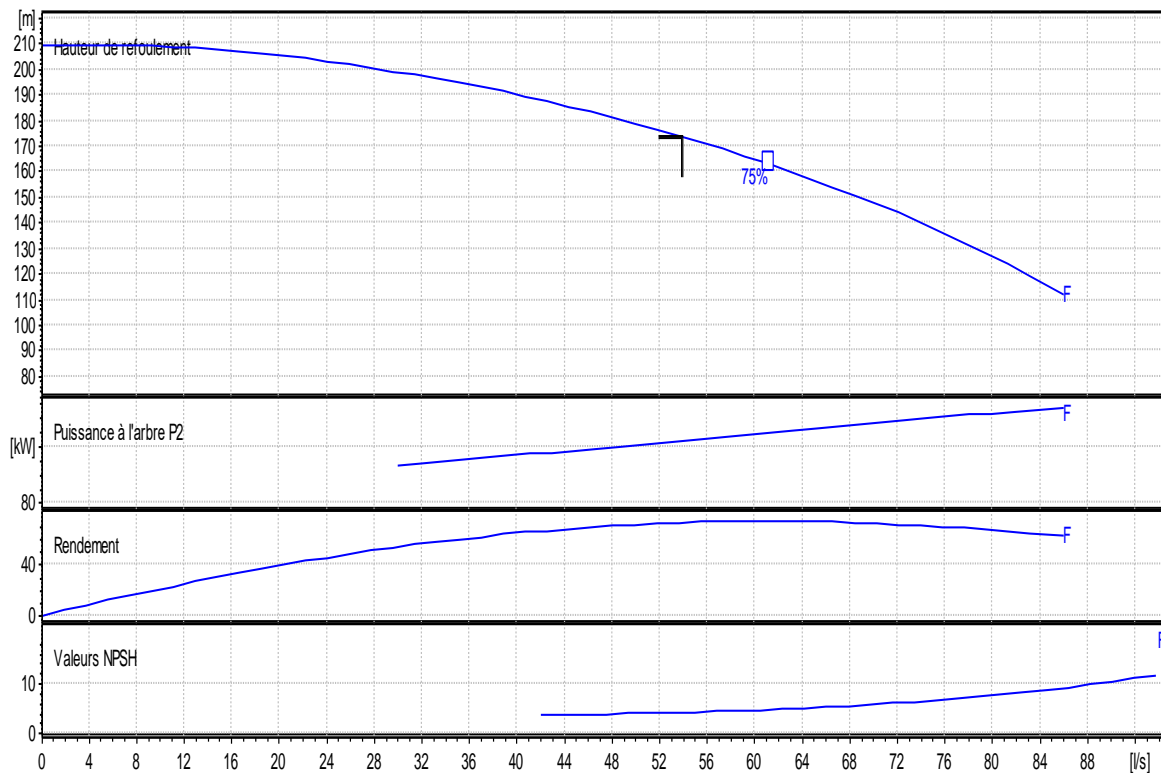


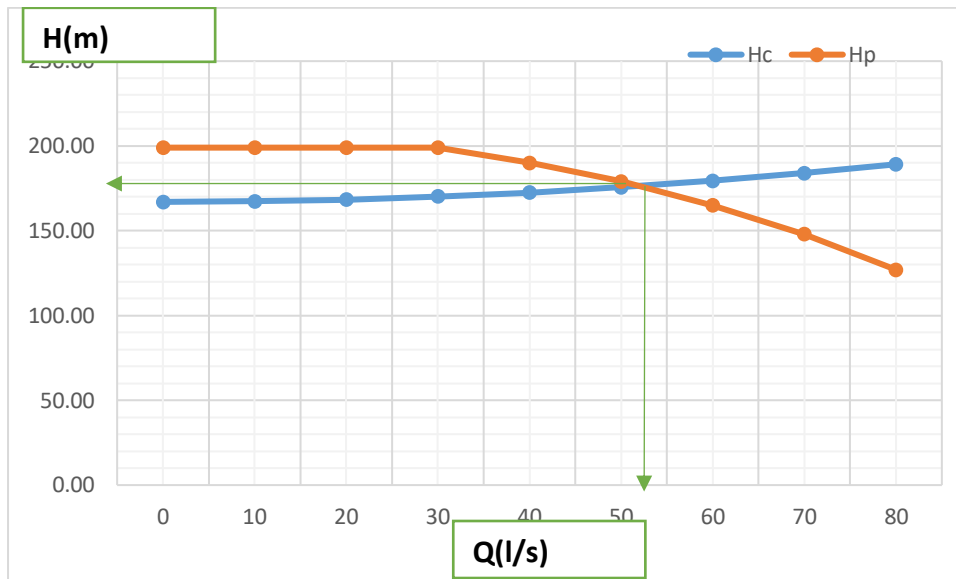
Figure V. 20: Courbes caractéristiques de la pompe(SR3) de type A.

Courbe caractéristique de la conduite :

Tableau V. 10 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR2- SR3)

	Q (l/s)	H <sub>g</sub> (m)	L <sub>ref</sub> (m)	D <sub>ec</sub> (mm)	$\lambda$	$\Delta h_p^{lin}$ (m)	$\Delta h_i$ (m)	H <sub>c</sub> (m)
1	0	167	1173	250	0,02	0,00	0,00	167,00
2	10	167	1173	250	0,02	0,30	0,35	167,35
3	20	167	1173	250	0,02	1,20	1,39	168,39
4	30	167	1173	250	0,02	2,71	3,12	170,12
5	40	167	1173	250	0,02	4,82	5,54	172,54
6	50	167	1173	250	0,02	7,53	8,66	175,66
7	60	167	1173	250	0,02	10,84	12,47	179,47
8	70	167	1173	250	0,02	14,76	16,97	183,97
9	80	167	1173	250	0,02	19,27	22,17	189,17

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la **figure V.21**.



**Figure V. 21: Point de fonctionnement de la pompe de SP1**

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

- H<sub>p</sub>=178m HMT =173,71 m
- Q<sub>p</sub>=54l/s Q<sub>app</sub>=52,4 l/s

La hauteur manométrique correspondante au point de fonctionnement est supérieure la hauteur appelé de 4,29m, et le débit correspond au point de fonctionnement est supérieure au débit appelé d'un pourcentage de 1,15%.dès que cette valeur ne dépasse pas la 0,07% réglage n'est nécessaire.

### V.13.2 Dimensionnement des équipements de la pompe :

#### V.13.3.1 Dimensionnement Conduite d'aspiration :

Da > (1,2-1,5) da

**da** : diamètre de la tubulure d'aspiration est égale à 150 mm

Da=1,3\*150= 195 mm

Le diamètre normalisé sera égal à 200mm.

$$V_a = \frac{4Q}{\pi x D^2} = \frac{4x0.068}{\pi x 0.25^2} = 1,3 \text{ m/s}$$

**Vérification de la condition de non cavitation :**

$$h_{adm}^{asp} = Pat - (NPSH)r - r - Tv - \Delta H_{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} \dots\dots\dots (V.34)$$

Nous avons une charge nette d'aspiration (NPSH)<sub>r</sub> de 4,11m. La station de pompage implanté à la cote 636m ce qui donne une pression atmosphérique de :

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H = 10,33 - 0,00139 \times 636 = 9,44 \text{ mce}$$

$$\Delta H_{asp}^L = \frac{8 \times L \times L \times Q^2}{g \times \pi \times D^5} = \frac{8 \times 0,023 \times 0,5 \times 0,0682^2}{9,81 \times \pi \times 0,2^5} = 0,086 \text{ m}$$

$$\Delta H_{asp}^T = 1,1 \times 0,08 = 0,011 \text{ m}$$

Avec:

$$(NPSH)_r = 4,11 \text{ m} \quad T^\circ = 25^\circ \text{ C} \Rightarrow T_v = 0,216 \text{ mce. } r = 0,5$$

$$h_{adm}^{asp} = 9,44 - 4,11 - 0,5 - 0,216 - 0,08 - \frac{1,3^2}{2 \times 9,81} = 4,44 \text{ m}$$

$$(NPSH)_{disponible} = 9,44 - 0,216 - 0,011 - 4,44 = 4,77 > 4,11$$

(NPSH)<sub>disponible</sub> > (NPSH)<sub>requis</sub> ⇒ Notre pompe est loin du risque de cavitation..

### V.13.3.2. Calage de la pompe :

Le calage de la pompe est de déterminer la cote exacte de l'axe de la pompe par rapport à niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

$$\text{Pour les installations en charge : } \nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \dots \dots \dots \text{ (V.35)}$$

$\nabla_{axe}$  : Niveau de l'axe de la pompe ;

$\nabla_{min}$  : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration ;

$$\nabla_{min} = C_p - h \dots \dots \dots \text{ (V.36)}$$

$$\nabla_{min} = 642 - 6 + 0,3 \Rightarrow \nabla_{min} = 636,3 \text{ m}$$

$C_p$ : cote du plan d'eau dans le réservoir ;

$h$  : hauteur d'eau dans le réservoir (m) ;

$r$  : marge de sécurité,  $r = (0,1 - 0,3) \text{ m}$ .

La cote de l'axe de la pompe

$$\nabla_{max} = 636,3 + 4,44 - 0,3 = 640,44 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \nabla_{axe} = 554,1 \text{ m}$$

### V.13.3.3. Equipements en amont :

#### a) hauteur de butée :

$Y$  étant la distance entre la génératrice inférieure de la conduite d'aspiration et la surface du sol tel que:  $y = 0,3 \text{ m}$  pour  $Da \leq 500 \text{ mm}$   $Y = 1 \text{ m}$  pour  $Da \geq 500 \text{ mm}$

Comme  $Da = 200 \text{ mm} \leq 500 \text{ mm}$ , nous aurons  $y = 0,3 \text{ m}$

**b) Longueur du convergent**

$$l_{con} = (3,5 - 4) (D_a - d_a) \dots \dots \dots (V.19)$$

$$\text{Prenons: } l_c = 3.5 (D_a - d_a) = 3.5 * (200 - 150) = \mathbf{175mm}$$

**c) Dimension du tronçon :**

$$l_{tr} = 2.D_a \dots \dots \dots (V.37)$$

Nous aurons :

$$l_{tr \text{ asp.}} = 2 * 200 = 400 \text{ mm}$$

**V.14 Dimensionnement des bâtiments des stations**

Vu l'égalité du nombre de groupes électropompes au niveau de toutes les stations de pompage et du moment que leurs longueurs et leurs largeurs sont presque les mêmes, les dimensions des bâtiments des stations de pompage seront elles aussi égales.

**V.14.1 Hauteur du bâtiment :**

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \dots \dots \dots (V.38)$$

Où :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r \dots \dots (V.22)$$

$H_p$  : hauteur de la pompe  $H_p = 941 \text{ mm}$

$H_s$  : hauteur du socle de 0,3 à 0,5 m,  $H_s = 0,3 \text{ m}$

$H_r$  : hauteur de réserve  $H_r = 0,5 \text{ m}$  ;

$$\mathbf{A.N : } H_5 = 0,94 + 0,3 + 0,5 \Rightarrow \mathbf{H_5 = 1,74 \text{ m}}$$

$H_6$  : hauteur du chariot,  $H_7 = 0,3 \text{ m}$  ;

$H_7$  : hauteur profilée,  $H_8 = 0,8 \text{ m}$  ;

$H_8$  : hauteur de sécurité,  $H_9 = 0,5 \text{ m}$  ;

$$\mathbf{A.N : } H_b = 1,74 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow \mathbf{H_b = 3,34 \text{ m}}$$

$H_{\text{Homme}}$  : hauteur réservée à l'homme, ( $H_6 = 2,2 \text{ m}$  au minimum à partir de niveau du socle )

Vérification :  $H_b - 0,2 - 0,941 = 2,2$  c'est vérifié mais on va rajouter 5 cm pour la sécurité ->

$$H_b = 3,39 \text{ m}$$

**V.14.2 Longueur du bâtiment :**

$$L_b = n * L + L_1 + L_2 + 2 * L_{\text{mure}} \dots \dots \dots (V.39)$$

n: nombre de pompes,  $n = 2$ .

L : largeur du socle  $L = 0,8 \text{ m}$  ;

$$L_{\text{mure}} = 0,3$$

$L_1$  : distance entre la première pompe installée en parallèle et la porte principale

$L_1 = 2 \text{ m.}$

$L_2$  : distance entre la dernière pompe installée en parallèle et le mur (1-1.5)m

On prend :  $L_1 = 1.3 \text{ m.}$

$$\text{A.N: } L_b = (0.8 \times 2) + 2 + 1.3 + (2 \times 0.3)$$

$$\text{A.N: } L_b = 6.5 \Rightarrow L_b = \mathbf{6.5 \text{ m.}}$$

### V.14.3 Largeur du bâtiment

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2 \cdot s \dots\dots(\text{V.24})$$

$s$  : épaisseur du mur,  $s = 0,3 \text{ m}$  ;

$l_1$  : distance entre mur et premier organe de la pompe,  $l_1 = 0,3 \text{ m}$  ;

$l_2$  : distance entre les tubulures,  $l_2 = 1.2 \text{ m}$  ;

$l_3$  : longueur des accessoires d'aspiration,

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{tr} + l_{tasp} + l_c \dots\dots(\text{V.25})$$

Où :

$l_p$  : longueur de la pompe,  $l_p = 2,11 \text{ m}$  ;

$l_{tr}$  : longueur de la tubulure de refoulement,  $l_{tr} = 2 \cdot D_a$

$$\text{A.N: } l_{tr} = 2 \cdot 0.2 \quad l_{tr} = 0,4 \text{ m} ;$$

$l_{tasp}$  : longueur de tubulure d'aspiration,  $l_{tasp} = 0,30 \text{ m}$  ;

$l_c$  : longueur du convergent,  $l_c = 0.17 \text{ m}$  ;

$$\text{A.N: } l_3 + l_4 = 2.11 + 0,4 + 0,3 + 0.17 \Rightarrow l_3 + l_4 = 2,98 \text{ m}$$

$$\text{A.N: } l_b = 0,3 + 1.2 + 2,98 + 2 \cdot 0,3 \Rightarrow l_b = \mathbf{5,08 \text{ m}}$$

## V.15 Dimensions des portes

- porte principale : **3,2\*3**
- porte secondaire : **2,2\*1,2**

**Tableau V 1** : Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station

**Tableau V. 11: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station**

Dimensions du bâtiment de la station (m)						
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	fenêtres	portes	
					secondaire	principale
6,5	5,08	3,39	0,3	2.2*1.4	2.2*1.2	3*3.2

### V.15.1 Dimensions des portes

- porte principale : **3,2\*3**
- porte secondaire : **2,5\*1,6**

### V.16 Dimensionnement des fenêtres

Il faut avoir un éclairage de surface de (10-15) % de la surface de la station en plus de l'éclairage électrique.

$$\sum S_f = 0,1 * 6,5 * 5,08 \Rightarrow \sum S_f = 3,302 \text{m}^2$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\sum S_f}{S_f} \dots\dots\dots (\text{V.40})$$

n : nombre de fenetres ;

S<sub>f</sub> : surface d'une seule fenêtre, S<sub>f</sub> = (1,5 \* 3) ;

$$\text{A.N : } n = \frac{3,302}{1,4 * 2,2} \Rightarrow \mathbf{n = 1 \text{ fenêtre}}$$

### V.17 Conclusion :

Vu la variation de la hauteur manométrique appelée et du débit demandé, les groupes électropompes des cinq stations de pompage sont de caractéristiques hydro-électriques différentes.

Les pompes toutes de marque Caprari, type PM et sont des pompes multicellulaires à axe horizontal.

Ces pompes seront entraînées par des moteurs asynchrones triphasés à vitesses variables avec un rotor en court-circuit.

Chapitre II :

**POSE ET PROTECTION DE**  
**CANALISATION**

---



## **VI.1 : Introduction :**

Après l'étude technique et de conception de notre réseau, on doit planifier des techniques pour la pose de la canalisation ainsi sa protection.

Cette planification est indispensable pour des raisons économiques, la moyenne de cout de cette canalisation environ 80% du cout du projet. Bonne planification, bonne protection et par conséquent une longue durée de vie du projet.

## **VI.2 : Pose de canalisation**

### **VI.2.1 : Différents types de pose de conduites**

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du notre terrain et les 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.
- ✓ **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.

✓ **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.

✓ **Pose en galerie**

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

Les 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.

✓ **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.

✓ **Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées**

Pour qu'il n'y 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.
- 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.

✓ **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.

✓ **Passage de ponts**

Franchir un pont avec une canalisation constituée d'éléments emboîtés consiste à résoudre :

- Le supportage.
- 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.

**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 décente en

lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente. Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

### **VI.3 : Différentes étapes de mise en place des canalisations**

#### **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 la conduite.

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 la région.

##### **❖ Lit de pose**

Recouvert d'un lit de pose de 0,10 m à 1,20 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, 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. 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, mâchefer, 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 dans la précédente opération.

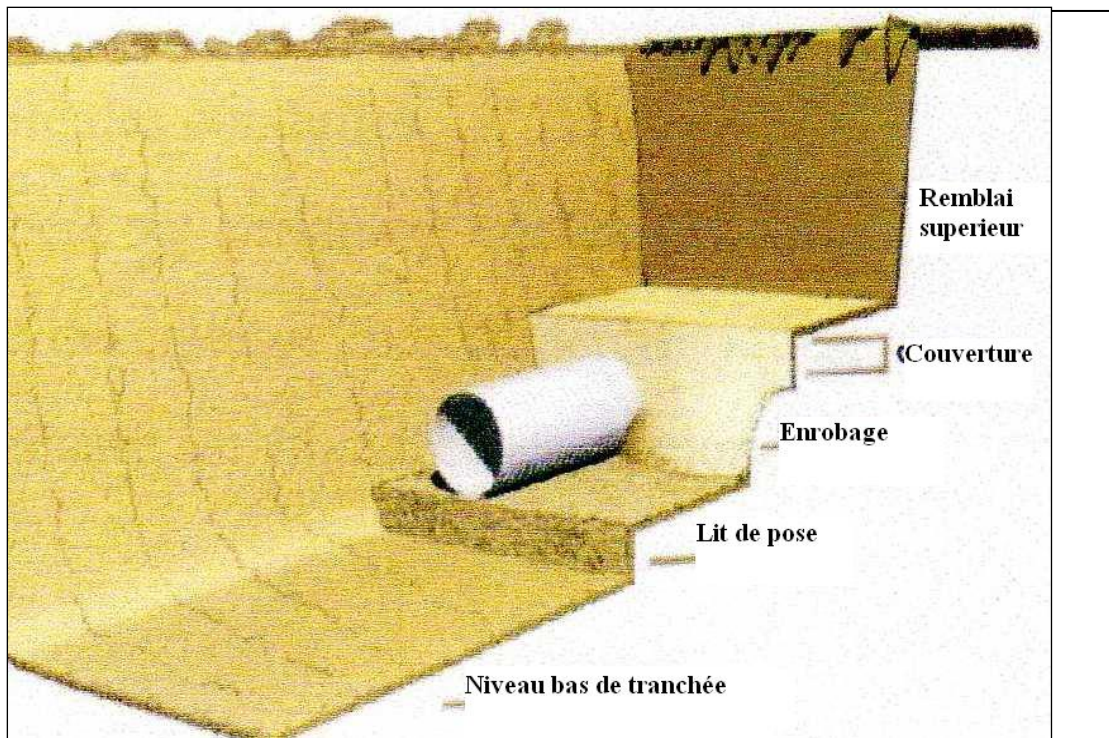


Figure VI. 1: Remblayage de fouille (Guide DIRPA)

#### VI.4 : Accessoires

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.

##### VI.4.1 : 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. 2: Remblayage de fouille (Guide DIRPA)

- Des robinets vanne papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.

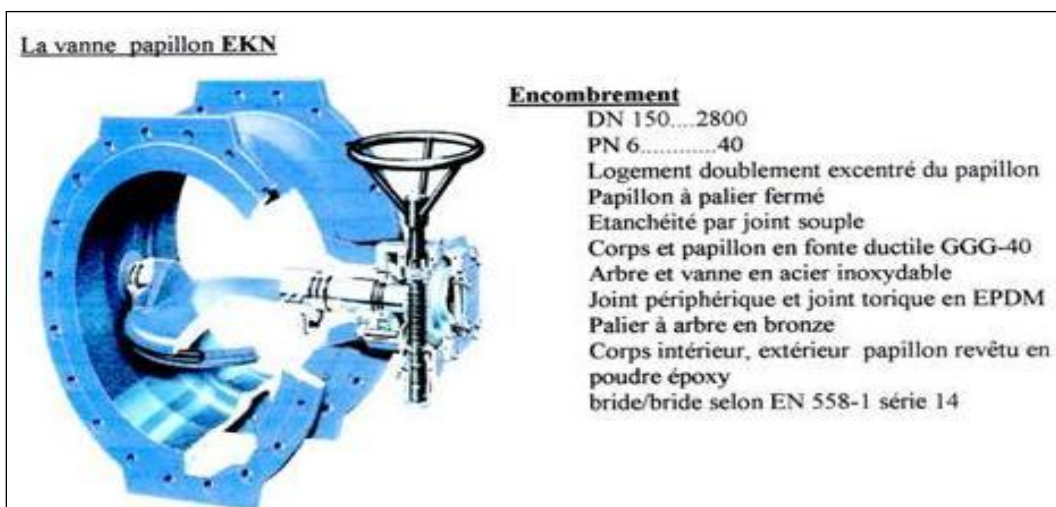


Figure VI. 3: Robinets vanne papillon

### VI.4.2 : 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.

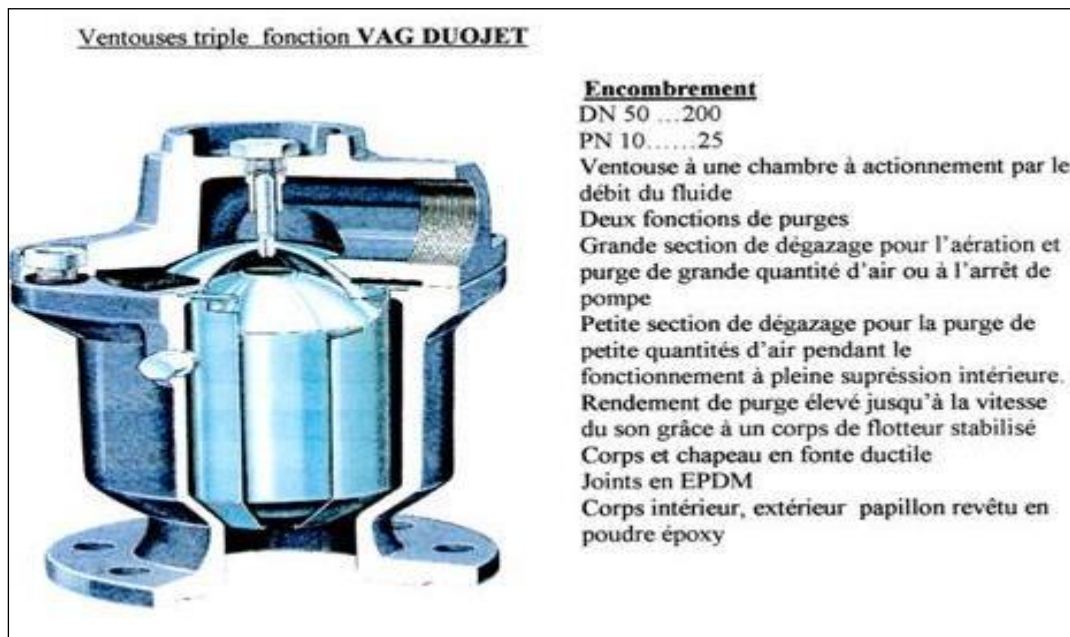


Figure VI. 4: Clapet anti retour top stop

### VI.4.3 : 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.



**Figure VI. 5 Ventouse triple fonction VAG DUOJET**

**Remarque :** les ventouses sont généralement placées au point haut de la conduite et après la vanne de sectionnement.

#### **VI.4.4 : 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.4.5 : 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.4.6 : 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.5 : Protection des conduites de refoulement contre les coups de bélier :**

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné de variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement [2].

Dans notre étude, on est appelé à protéger les conduites de refoulement contre ce phénomène.

#### **VI.5.1 : 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.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.

#### **VI.5.2 : Risques dûs 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.

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

**- Cas de la surpression :**

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

**- Cas de dépression :**

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à  $10mce$ , il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

**- Fatigue de la canalisation :**

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

**VI.6 : Description des phénomènes physiques :****VI.6.1 : État d'équilibre d'un système hydraulique :**

Les phénomènes transitoires hydrauliques apparaissent lorsque l'équilibre des forces agissant sur un système est modifié. Quand un liquide est en mouvement dans une conduite et que ce mouvement ne varie pas dans le temps, il y a un état d'équilibre permanent. En fait, il y a équilibre entre l'énergie disponible (ou potentielle) et les énergies dues au mouvement (cinétique) et perdues par le frottement, ce qui définit un mouvement permanent. Cette vision est macroscopique car, à une échelle plus petite, on observe que les vitesses fluctuent constamment autour d'une valeur moyenne, c'est une manifestation de la turbulence.

**VI.6.2 : Onde élastique et oscillation en masse**

Les variations de régime dans un système sous pression peuvent adopter deux comportements différents. Si le système est fermé, c'est-à-dire qu'il ne contient pas d'endroit où il est possible d'accumuler de l'eau en grande quantité, on observe une variation locale

importante de la pression ; c'est le coup de bélier par onde élastique. Dans le cas où l'eau peut être accumulée dans un réservoir ou une cheminée d'équilibre on parle plutôt d'oscillation en masse.

Dans notre projet on est dans le premier cas c'est-à-dire un système fermé, donc on est obligé de projeter un réservoir d'air pour la protection de la conduite de refoulement.

### **VI.6.3 : Perturbation de l'équilibre, effet sur les pressions**

Si on considère la conduite dans laquelle coule un liquide en régime permanent, le niveau de la pression est fort raisonnable, soit inférieur à celui de la pression hydrostatique dans des conditions d'écoulement nulles. Qu'advient-il lorsque, pour une raison ou une autre, il y a une modification temporelle de l'écoulement par accélération ou décélération ? La réponse du physicien se base sur les principes de la mécanique newtonienne. Il y aura un transfert d'énergie entre les énergies potentielle et cinétique pour chercher à atteindre un nouvel équilibre en tenant compte des pertes et transgresser le principe de conservation de l'énergie.

Cette réponse, toute rigoureuse qu'elle soit, peut nous paraître bien aride et nous pouvons nous demander comment cela peut s'appliquer au simple cas de la masse d'eau qui circule en régime permanent dans une conduite et qui voit son mouvement modifié. Partant des principes que, dans un fluide, l'énergie potentielle se traduit par une énergie de pression et que, d'autre part, l'eau n'est pas absolument incompressible et que la conduite admet des déformations élastiques.

### **VI.7 : Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier**

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier[1] :

**1. Réservoirs d'air :** L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

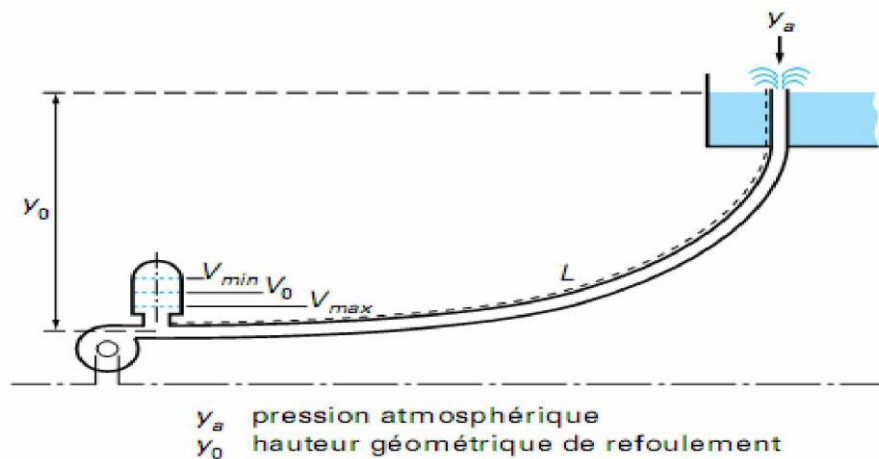


Figure VI. 6: Réservoir d'Air

**2. Cheminée d'équilibre :** A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

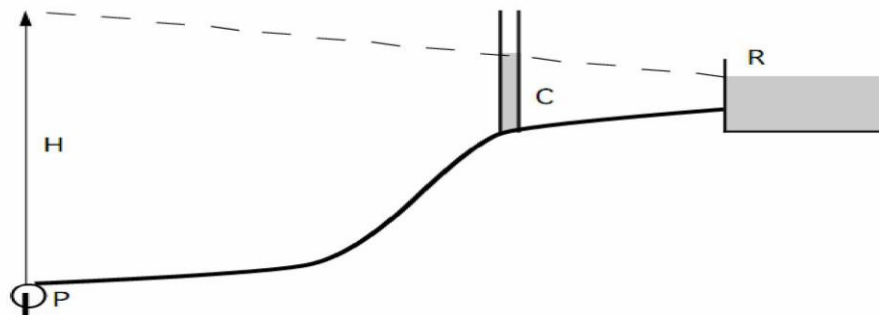


Figure VI. 7: Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement

**3. Soupape de décharge :** Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libre, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

**4. Volant d'inertie :** calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup

de béliet. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

On propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

### VI.8 : Méthodes de 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 installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.

#### ❖ Méthode de BERGERON :

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

### VI.9 : Dimensionnement des réservoirs d'air :

- La charge tenant compte du coup de béliet :

$$Z = Hg + \frac{CV_0}{g}$$

$V_0$  : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

$g$  : l'accélération de pesanteur (9,81 m/s<sup>2</sup>).

- La charge statique absolue :

$$Z_0 = Hg + 10$$

- La charge maximale absolue :

$$Z = Z_{max} = Hg + 10 + \frac{CV_0}{g}$$

On calculera la célérité d'onde à l'aide de la formule suivante (SALAH. B) :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}$$

$K$  : Coefficient d'élasticité de l'eau ;  $K = 2,07 * 10^9$  Pascal.

$\rho$  : Masse volumique de l'eau ;  $\rho = 1000$  kg / m<sup>3</sup>.

$E_m$  : module de Young du matériau de la conduite, pour le PEHD  $E_m = 0,8-1,0 * 10^{11}$  pascal ;

$E_s$  : module de Young du sol ;  $E_m = 2 * 10^8$  Pascal.

$\nu_m$  : coefficient de poisson du matériau.  $\nu_m = 0,21$  à  $0,26$  (PEHD).

$\nu_s$  : coefficient de poisson du sol entourant la conduite.  $\nu_s=0.35$ .

$e_m$  : Epaisseur de la conduite (m) ( $e_m = 27,9\text{mm}$ ).

$a$  : rayon intérieur de la conduite (m).

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe III})$$

$$U_0 = \frac{U_0}{L * S} * L * S \text{ et } U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}}$$

$U_{\max}$  est le volume du réservoir d'air.

Application :

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau

suivant :

**Tableau.VI 1:Les caractéristiques de tronçon de l'adduction de refoulement :**

N° de la station	Type de matériau	D (mm)	S (m <sup>2</sup> )	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP Bordj Mira-SR1 Ankouche	PEHD	250	0.049	1,35	2247	145
SR1 Ankouche-SR2 Ankouche	PEHD	250	0.049	1,35	816	191
SR2 Ankouche-SR3 Ait Aissout	PEHD	250	0.049	1,35	613	103
SR3 Ait Aissout-SR4 Tizoual	PEHD	250	0.049	1,35	924	88
SR4 Tizoual-Reservoir Ighil-ouli	PEHD	250	0,049	1,05	1173	167

- Calcul de la célérité d'onde C :

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde C sont regroupés dans le **tableau VI.2 :**

**Tableau.VI 2: Calcul de la célérité d'onde de tronçon de l'adduction de refoulement.**

N° de station	K (10 <sup>9</sup> P a)	$\rho$ (Kg/m <sup>3</sup> )	a (m)	$v_m$	$v_s$	$E_s$ (10 <sup>8</sup> P a)	$E_m$ (10 <sup>11</sup> P a)	$e_m$ (m)	C (m/s)
SP Bordj Mira-SR1Ankouche	2,07	1000	0,125	0,24	0,33	2	1	0.0279	1106,05
SR1Ankouche-SR2Ankouche	2,07	1000	0,125	0,24	0,33	2	1	0.0279	1106,05
SR2Ankouche-SR3 Ait Aissout	2,07	1000	0,125	0,24	0,33	2	1	0.0279	1106,05
SR3 Ait Aissout-SR4 Tizoual	2,07	1000	0,125	0,24	0,33	2	1	0.0279	1106,05
SR4 Tizoual-Reservoir Ighil-ouli	2,07	1000	0,125	0,24	0,33	2	1	0.0279	1106,05

-Calcul des capacités des réservoirs :

**Tableau.VI 3: Calcul des paramètres.**

N° de station	Z0	Zmax	Zmax/Z0	h0	h0/Z0	U0/L*S
SP Bordj Mira-SR1Ankouche	155	307,21	1,98	0,093	0,00059	0,0032
SR1Ankouche-SR2Ankouche	202	354,21	1,75	0,093	0,00045	0,004
SR2Ankouche-SR3 Ait Aissout	113	265,21	2,35	0,093	0,00082	0,0045
SR3 Ait Aissout-SR4 Tizoual	88	240,21	2,73	0,093	0,00105	0,005
SR4 Tizoual-Reservoir Ighil-ouli	177	329,21	1,86	0,056	0,00032	0,0039

**Tableau.VI 4: Volumes maximums des réservoirs.**

N° de station	U0/L*S	Zmin/Z0	S (m)	L (m)	U0	Umax (m <sup>3</sup> )	Umax (litres)
SP Bordj Mira-SR1Ankouche	0,0032	0,56	0.049	2247	0,35	0,63	630
SR1Ankouche-SR2Ankouche	0,004	0,63	0.049	816	0,16	0,25	250
SR2Ankouche-SR3 Ait Aissout	0,0045	0,54	0.049	613	0,14	0,26	260
SR3 Ait Aissout-SR4 Tizoual	0,005	0,50	0.049	924	0,23	0,46	460
SR4 Tizoual-Reservoir Ighil-ouli	0,0039	0,60	0.049	1173	0,22	0,37	370

-CHARLATTE a normalisé les volumes des réservoirs d'air en considérant les charges maximales  $Z_{max}$ . Le tableau VI.5 résume les volumes normalisés des réservoirs d'après les abaques CHARLATTE.

**Tableau.VI 5: Volumes normalisés des réservoirs.**

N° de station	Zmax (m)	Umax litre	Unor (litres)
SP Bordj Mira-SR1Ankouche	307,21	630	750
SR1Ankouche-SR2Ankouche	354,21	250	300
SR2Ankouche-SR3 Ait Aissout	265,21	260	300
SR3 Ait Aissout-SR4 Tizoual	240,21	460	500
SR4 Tizoual-Reservoir Ighil-ouli	329,21	370	500



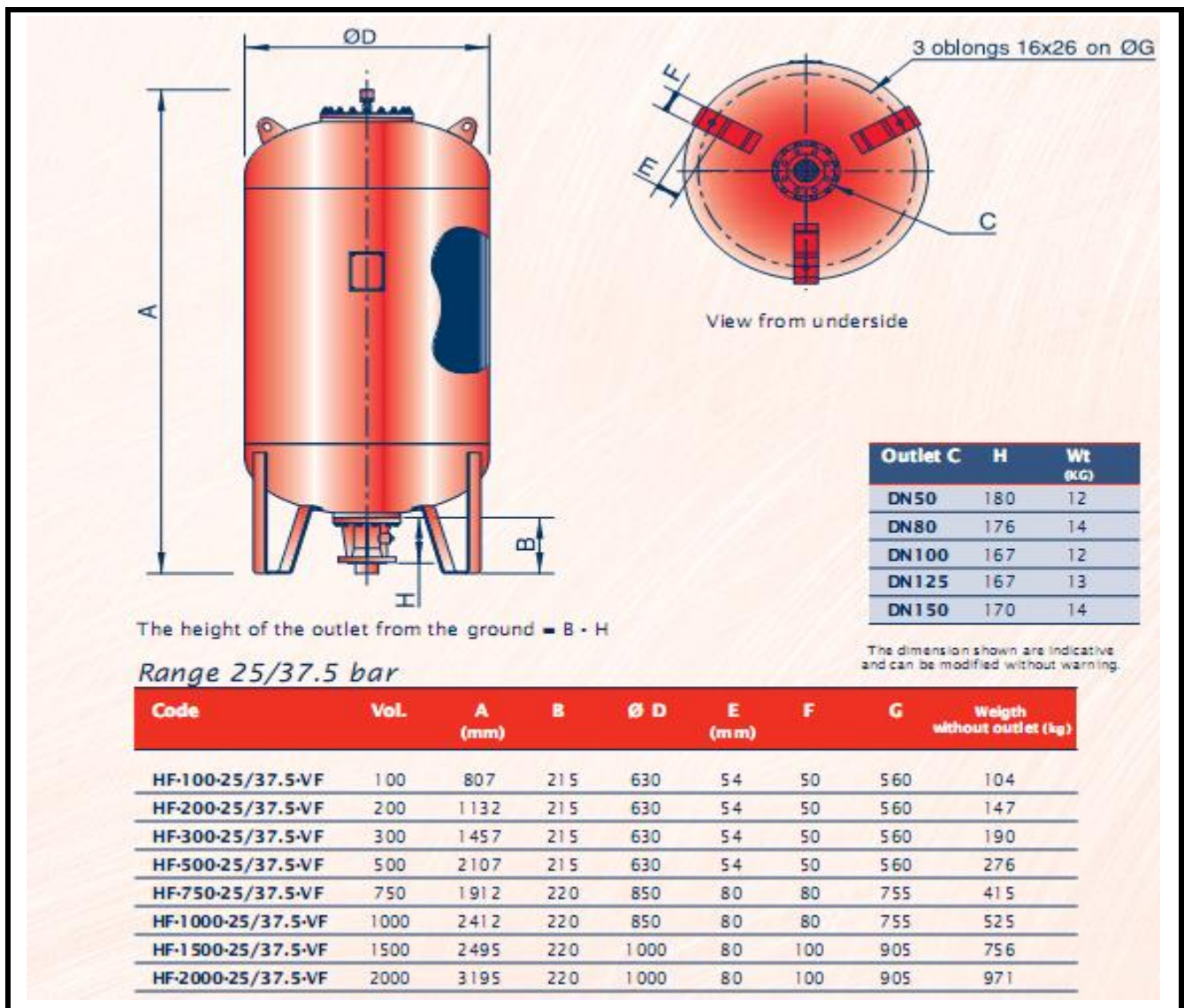
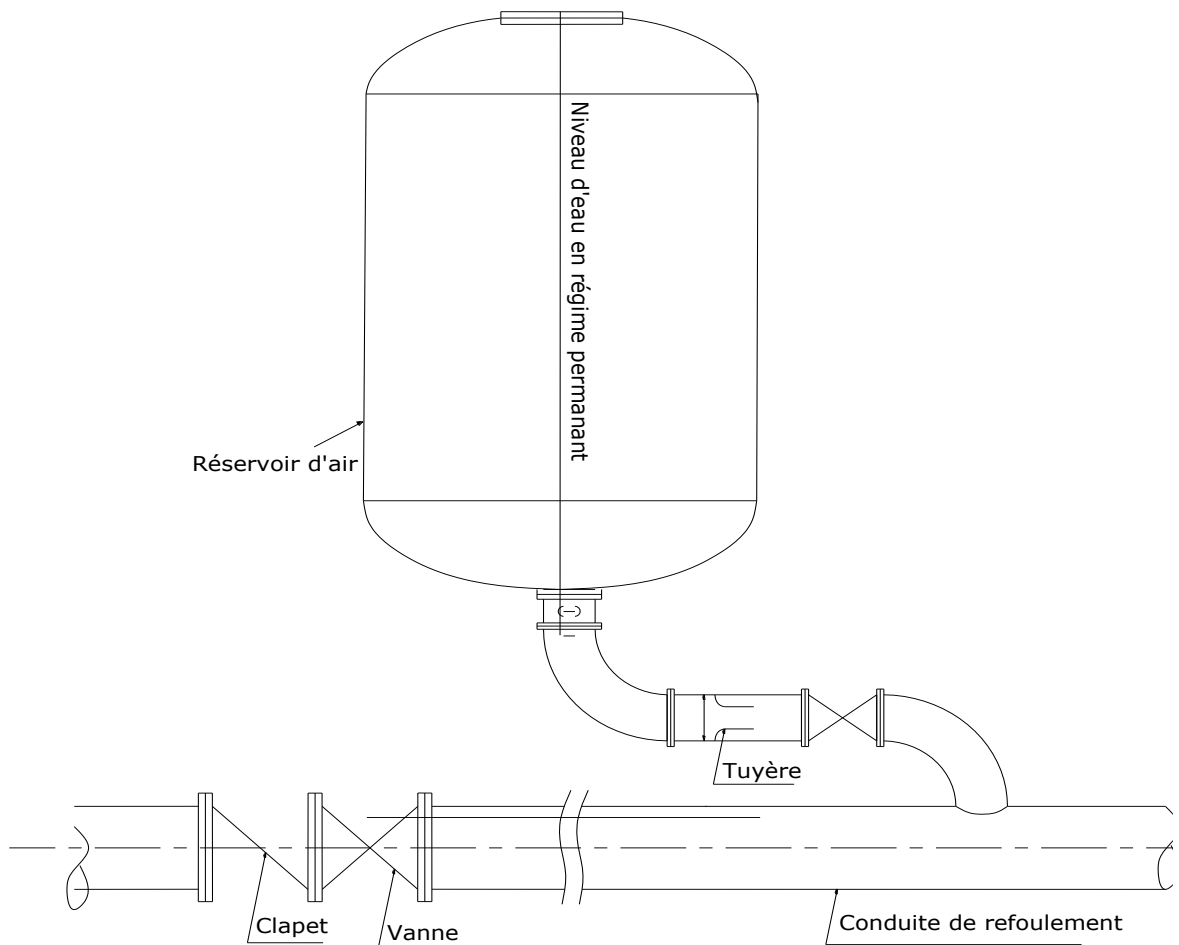


Figure VI. 8: Les volumes normalisés des réservoirs.



**Figure VI. 9: Schéma d'installation et encombrement du réservoir d'air**

### **VI.10 : Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons vu deux moyens de protection contre le régime transitoire. Pour le régime transitoire on prévoit l'installation, juste à la sortie des stations de pompage (SP1, (SP2),(SP3) et (SP4) quatre réservoirs d'air d'une capacité respectives.750 litres d'air , 500 litres d'air, 300 litres d'air et 100 litres d'ai

Chapitre VII :

## **Organisation Du Chantier**

---

## VII.1 Introduction :

L'importance économique de l'ensemble des ouvrages hydrauliques sera pour une part, fonction d'une organisation qui consiste à la détermination, la coordination et à la mise en œuvre des moyens nécessaires à la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

## VII.2 Différents travaux connus sur notre chantier :

### VII.2.1 : Travaux concernant les stations de pompage :

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- **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.

Pour la réalisation de cette opération, On opte un bulldozer ou un angledozer



**Figure VII. 1: un angledozer**

- **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 :  $1,5 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \text{m}^3$

- **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.

- **Coulage du béton :**

Cette opération consiste à couler le béton des différentes pièces, ce béton est dosé à 350 kg/m<sup>3</sup>. Le béton est confectionné par une petite centrale à béton. Pour le coulage des poteaux, Les demi-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.

- **Remblayage :**

Le remblayage des fouilles et des casiers, consiste à combler les vides par un remblai constitué des terres de déblai compacté.

- **Maçonnerie :**

Elle consiste pour le bâtiment au cloisonnement des différentes pièces, et pour les fondations à la mise en place de cloison sous les longrines.

### **VII.2.2 : Travaux concernant l'adduction :**

Les taches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

- **Exécution des tranchées**

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations. 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.

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour une pelle mécanique figure VIII.2



**Figure VII. 2 : une pelle mécanique**

- **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.

- **Pose des conduites**

Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des canalisations.

- **Remblayage des tranchées**

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

- **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.

Pour cette opération on utilise un compacteur à rouleau lisse. **Figure N° VIII.3**



**Figure VII. 3: Rouleau lisse**

### **VII.3 Calcul des volumes des travaux :**

#### **VII.3.1 Calcul des volumes des travaux de la station de pompage (SPI) :**

Les dimensions de la station de pompage sont :

- Le bâtiment est de longueur L et de largeur l soit :  $6,5*5,1$  [ $m^2$ ].
- La profondeur des fouilles h :  $h=1,5m$ .
- Les semelles sont de forme carré de côté  $L=1,5m$  et de hauteur  $h = 0,40m$ .
- Les avants poteaux sont de forme carrée de coté  $0,3$  m et de hauteur  $h = 1,7m$ .
- Les poteaux sont de forme carré de côté  $L = 0,3$  m et de hauteur totale  $h = 3,4$  m.
- La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure ont une épaisseur de  $7cm$ .

- La chape inférieure est posée sur un remblai compacté de 0,10 m.
- Les longrines ont une hauteur de  $h = 0,3$  m et une épaisseur de 0,3 m.

- **Calcul du volume de décapage :**

L'épaisseur de la couche superficielle à décaper est de 10 cm et ce décapage s'étend jusqu'aux extrémités extérieures des fouilles  $[(6,5+2*0,5) * (5,1+2*0,5)]*0,10 = 4,58 \text{ m}^3$

Donc le volume de décapage est estimé à **4,58 m<sup>3</sup>**

- **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 pour atteindre la côte du radier du bâtiment plus celui excavé 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 4, le volume résultant de l'excavation de toutes les fouilles est de **13,5 m<sup>3</sup>**.

- **Calcul du volume du béton de propreté :**

Le volume du béton de propreté dans une fouille est de  $1,5*1,5*0,10$  soit  $0,225 \text{ m}^3$ . Le nombre de fouilles étant de 4, le volume total du béton de propreté est de **0,9 m<sup>3</sup>**.

- **Calcul du volume de béton armé :**

Les éléments des stations 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

Eléments	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	4	<b>3,6</b>
avants poteaux	0,3	0,3	1,7	4	<b>0,61</b>
poteaux	0,3	0,3	3,4	4	<b>1,22</b>
ceintures inf.sup long.	6,5	0,3	0,3	4	<b>2,34</b>
ceintures inf.sup. larg.	5,1	0,3	0,3	4	<b>1,84</b>
chape supérieure	6,5	5,1	0,1	1	<b>3,32</b>
chape inférieure	6,5	5,1	0,1	1	<b>3,32</b>
Total					<b>16,25</b>

- **Calcul du volume du remblai compacté :**

Le volume du remblai compacté des fouilles est  $1,5 * 1,5 * 1,1$  (1,5m profondeur initiale de la fouille moins l'épaisseur de la semelle et du béton de propreté donne une profondeur de 1,1m), le volume est de  $2,475 \text{ m}^3$ . Le nombre de fouilles étant de 4 le volume total de remblais compacté des fouilles est de :  **$9,9 \text{ m}^3$** .

- **Calcul du volume de la maçonnerie :**

Pour la station de pompage seul les murs extérieurs seront construits avec des briques de dimensions  $30 * 20$  (cm<sup>2</sup>). La surface de la maçonnerie totale est la surface des murs extérieurs multipliant par 2 (murs en double cloisons). La surface unitaire (surface d'une brique) étant de  $0,06 \text{ m}^2$  ( $0,30 * 0,20$ ), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 2210 briques,

Les résultats du volume des travaux sont récapitulés dans le tableau VII.2.

Tableau VII. 2: Volumes des travaux de les SP.

Désignation	Unité	Quantité	Nbr de ST	Quantité totale
Décapage	m <sup>3</sup>	<b>4,58</b>	<b>5</b>	<b>22,9</b>
Excavation	m <sup>3</sup>	<b>13,5</b>	<b>5</b>	<b>67,5</b>
Remblais compacté	m <sup>3</sup>	<b>9,9</b>	<b>5</b>	<b>49,5</b>
Béton de propreté	m <sup>3</sup>	<b>0,9</b>	<b>5</b>	<b>4,5</b>
Béton armé semelle	m <sup>3</sup>	<b>3,6</b>	<b>5</b>	<b>18</b>
Béton armé demi poteaux	m <sup>3</sup>	<b>0,61</b>	<b>5</b>	<b>3,05</b>
Béton armé des ceintures	m <sup>3</sup>	<b>4,18</b>	<b>5</b>	<b>20,9</b>
Béton armé des poteaux	m <sup>3</sup>	<b>1,22</b>	<b>5</b>	<b>6,1</b>
Béton armé des chapes	m <sup>3</sup>	<b>6,64</b>	<b>5</b>	<b>33,2</b>
Maçonnerie (briquetage)	u	<b>2210</b>	<b>5</b>	<b>11050</b>



## VII.4 : Calcul des volumes des travaux de l'adduction :

- Déblais d'excavation :

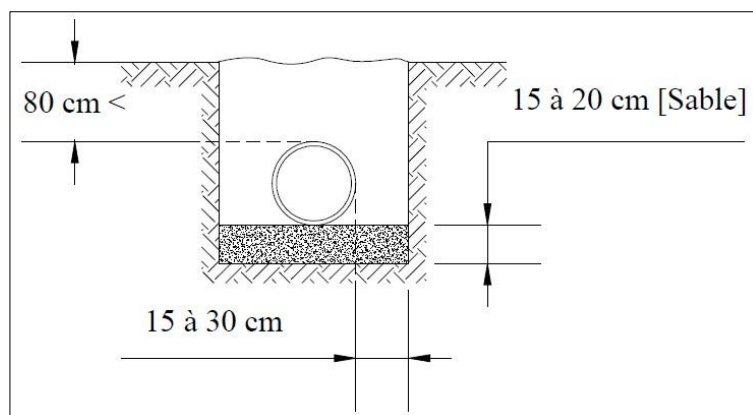


Figure VII. 4: pose d'une canalisation.

Sachant que :

$$S_{exc} = b * h$$

$S_{exc}$  : surface des déblais.

$b$  : largeur de la tranchée ;

$h$  : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S_{exc} * L$$

$V_{exc}$  : volume des déblais ;

$L$  : distance entre deux coupes consécutives

Tableau VII. 3: Calcul du volume des déblais.

Tronçon	D (mm)	b (m)	h (m)	$S_{exc}$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	$V_{exc}$ (m <sup>3</sup> )
SP-SR1	250	0,85	1,4	1,19	2247	2673,93
SR1-SR2	250	0,85	1,4	1,19	816	971,04
SR2-SR3	250	0,85	1,4	1,19	613	729,47
SR3-SR4	250	0,85	1,4	1,19	924	1099,56
SR3-Pt A	160	0,85	1,4	1,19	146	173,74
SR4-R (Ighilouli)	250	0,85	1,4	1,19	1173	1395,87
Pt A-R (Tizouel)	110	0,85	1,4	1,19	25	29,75
Pt A-R (Ighilizouen)	110	0,85	1,4	1,19	393	467,67
R(Ighilouli)-Pt C	160	0,85	1,4	1,19	410	487,9
Pt C-R (Boulehfa)	75	0,85	1,4	1,19	15	17,85
Pt C-R (OuledKhenniche)	160	0,85	1,4	1,19	862	1025,78
R(Ighilouli)-R(Buizra)	200	0,85	1,4	1,19	1545	1838,55
Volume total de déblai (m <sup>3</sup> )						10911,11

**Tableau VII. 4: Calcul du volume des remblais.**

Tronçon	D (mm)	b (m)	h (m)	Sexc (m <sup>2</sup> )	S lit de sable (m <sup>2</sup> )	L (m)	V <sub>exca.</sub> (m <sup>3</sup> )	V lit de sable (m <sup>3</sup> )	Vcom (m <sup>3</sup> )
SP-SR1	250	0,85	1,2	1,19	0,04	2247	2673,93	89,88	2473,81
SR1-SR2	250	0,85	1,2	1,19	0,04	816	971,04	32,64	898,37
SR2-SR3	250	0,85	1,2	1,19	0,04	613	729,47	24,52	674,87
SR3-SR4	250	0,85	1,2	1,19	0,04	924	1099,56	36,96	1017,27
SR3-Pt A	160	0,85	1,2	1,19	0,04	146	173,74	5,84	164,97
SR4-R (Ighilouli)	250	0,85	1,2	1,19	0,04	1173	1395,87	46,92	1291,40
Pt A-R (Tizouel)	110	0,85	1,2	1,19	0,04	25	29,75	1	28,51
Pt A-R (Ighilizouen)	110	0,85	1,2	1,19	0,04	393	467,67	15,72	448,22
R(Ighilouli)-Pt C	160	0,85	1,2	1,19	0,04	410	487,9	16,4	463,26
Pt C-R (Boulehfa)	75	0,85	1,2	1,19	0,04	15	17,85	0,6	17,18
Pt C-R (OuledKhenniche)	160	0,85	1,2	1,19	0,04	862	1025,78	34,48	973,98
R(Ighilouli)-R(Buizra)	200	0,85	1,2	1,19	0,04	1545	1838,55	61,8	1728,24
Volume total (m <sup>3</sup> )							10911,1	366,6	10180,7

**Tableau VII. 5: Calcul de la longueur des diamètres utilisés.**

Conduite (mm)	PEHD (m)	Fonte ductile (m)
75	15	----
110	418	----
160	1418	----
200	1545	----
250	----	5809

**VII.5 : Calcul de cout de tous les travaux :**

- La SP

**Tableau VII. 6: Estimation de cout des travaux de SP.**

Désignation	Unité	Quantité	PRIX (DA)	Montant (DA)
Décapage	m3	22,9	200	4580
Excavation	m3	67,5	300	20250
Remblais compacté	m3	49,5	473	23413,5
Béton de propreté	m3	4,5	12000	54000
Béton armé semelle	m3	18	20000	360000
Béton armé demi poteaux	m3	3,05	20000	61000
Béton armé des ceintures	m3	20,9	20000	418000
Béton armé des poteaux	m3	6,1	20000	122000
Béton armé des chapes	m3	33,2	20000	664000
Maçonnerie (briquetage)	u	11050	40	442000
			Total	9138675,99

(Source : subdivision d'hydraulique de Darguina)

- La pose de la canalisation :

**Tableau VII. 7: Estimation de cout des conduites.**

DN (mm)	Cout (DA)		L(m)	Montant (DA)
	PEHD	F. D		
75	300,5		15	4507,5
110	540,5		418	225929
160	1142,25		1418	1619710,5
200	1650,84		1545	2550547,8
250		11359	5809	65984431
total				70385125,8

**Tableau VII. 8: Estimation de cout de la pose de la canalisation.**

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblais	m3	10911,1	300	3273330
Lit de sable	m3	366,6	800	293280
Remblais compacté	m3	10180,7	400	4072280
La conduite	m			70385125,8
			Montant	78024015,8

Le cout total des stations de pompages et des canalisations est :

Total HT=78024015,8+9138675,99=87162691,8 DA

TVA 19%=16560911.44 DA

Total en TTC =10372360324 DA

## VII.6 : Planification des travaux

### VII.6.1 : Définitions des tâches et leurs durées

On admet que la réalisation des stations de reprise et de leurs réservoirs va se faire en parallèle une entreprise sera chargée de la réalisation de l'adduction.

Puisque les quatre bâtiments des stations de pompage sont identiques et approximativement les mêmes volumes de travaux, on impose les mêmes durées de réalisation des différentes taches des stations de pompage.

#### A- Station de pompage

Les tâches de construction du bâtiment de la station de pompage et leurs durées sont mentionnées sur le tableau VII.9.

**Tableau VII. 9: Temps de réalisation des opérations de la station de pompage**

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Décapage	5
B	Excavation	5
C	Coulage du béton de propreté.	2
D	Coulage du béton pour les semelles.	3
E	Coulage du béton pour les demi-poteaux.	2
F	Remblayage et compactage des fouilles.	3
G	Construction des murés	5
H	Coulage béton longrines inférieures.	10
I	Remblayage et compactage des casiers.	5
J	Coulage de la chape inférieure.	2
K	Coulage béton poteaux et des voiles de la salle de machines.	20
L	Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.	60
M	Maçonnerie et finition générale.	30
N	Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation	7

	des débris et nettoyage	
--	-------------------------	--

(SOURCE : Subdivision d'hydraulique de Darguina)

### B- Adduction

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau VII.10.

**Tableau VII. 10: temps de réalisation des opérations de l'adduction**

Notation	Opération	Durée (jour)
<b>O</b>	<b>Exécution des tranchées « tranche 1 »</b>	<b>50</b>
<b>P</b>	<b>Exécution des tranchées « tranche 2 »</b>	<b>50</b>
<b>Q</b>	<b>Exécution des tranchées « tranche 3 »</b>	<b>50</b>
<b>R</b>	<b>Exécution des tranchées « tranche 4 »</b>	<b>50</b>
<b>S</b>	<b>Pose du lit de sable« tranche 1 »</b>	<b>15</b>
<b>T</b>	<b>Pose du lit de sable« tranche 2 »</b>	<b>15</b>
<b>U</b>	<b>Pose du lit de sable« tranche3 »</b>	<b>15</b>
<b>V</b>	<b>Pose du lit de sable« tranche4 »</b>	<b>15</b>
<b>W</b>	<b>Pose de la canalisation « tranche 1 »</b>	<b>20</b>
<b>X</b>	<b>Pose de la canalisation « tranche 2 »</b>	<b>20</b>
<b>Y</b>	<b>Pose de la canalisation « tranche 3 »</b>	<b>20</b>
<b>Z</b>	<b>Pose de la canalisation « tranche 4 »</b>	<b>50</b>
<b>AB</b>	<b>Remblayage des tranchées « tranche 1 »</b>	<b>5</b>
<b>AC</b>	<b>Remblayage des tranchées « tranche 2 »</b>	<b>5</b>
<b>AD</b>	<b>Remblayage des tranchées « tranche 3 »</b>	<b>5</b>
<b>AE</b>	<b>Remblayage des tranchées « tranche 4 »</b>	<b>5</b>

(SOURCE : Subdivision d'hydraulique de Darguina)

## VII.6.2 : Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)

### A- Stations de pompage

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de la station de reprise dans le tableau VII.11

**Tableau VII. 11: tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de la station de pompage**

opérations	précède	succède
A	B	BC
B	C	A
C	D	B
D	E	C
E	F	D
F	G	E
G	H	F
H	I	G
I	J	H
J	K	I
K	L	J
L	M	K
M	N	L
N	---	M

### **B- Adduction**

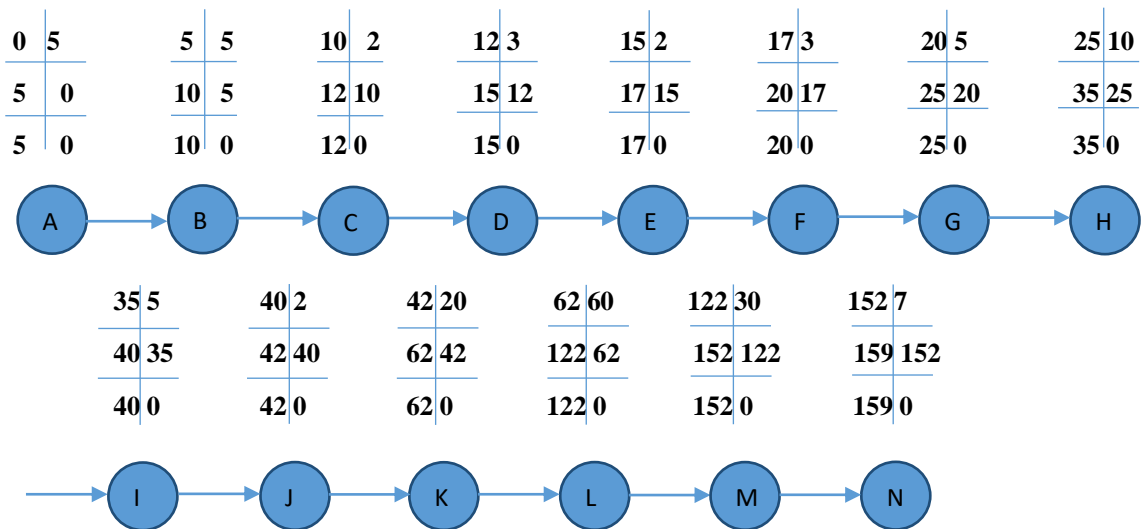
On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de l'adduction dans le tableau VII.12.

Tableau VII. 12: tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction

opérations	précède	succède	opérations	précède	succède
O	P,S	---	W	AB,X	W
P	T,Q	O	X	AC,Y	W,T
Q	U,R	P	Y	AD,Z	X,U
R	V	Q	Z	AE	Y,V
S	W,T	O	AB	AC	W
T	X,U	S,P	AC	AD	AB,X
U	Y,V	T,Q	AD	AE	AC,Y
V	Z	Y,V	AE	---	AD,Z

Les réseaux à nœuds sont représentés sur la figure VII.2 où les dates de commencement et de finitions au plutôt et les dates de commencement et de finissions au plus tard et bien sur les marges totales et les temps de réalisation sont mentionnés.

Les flèches vertes portées sur la figure VII.5 représentent le chemin critique du réseau.



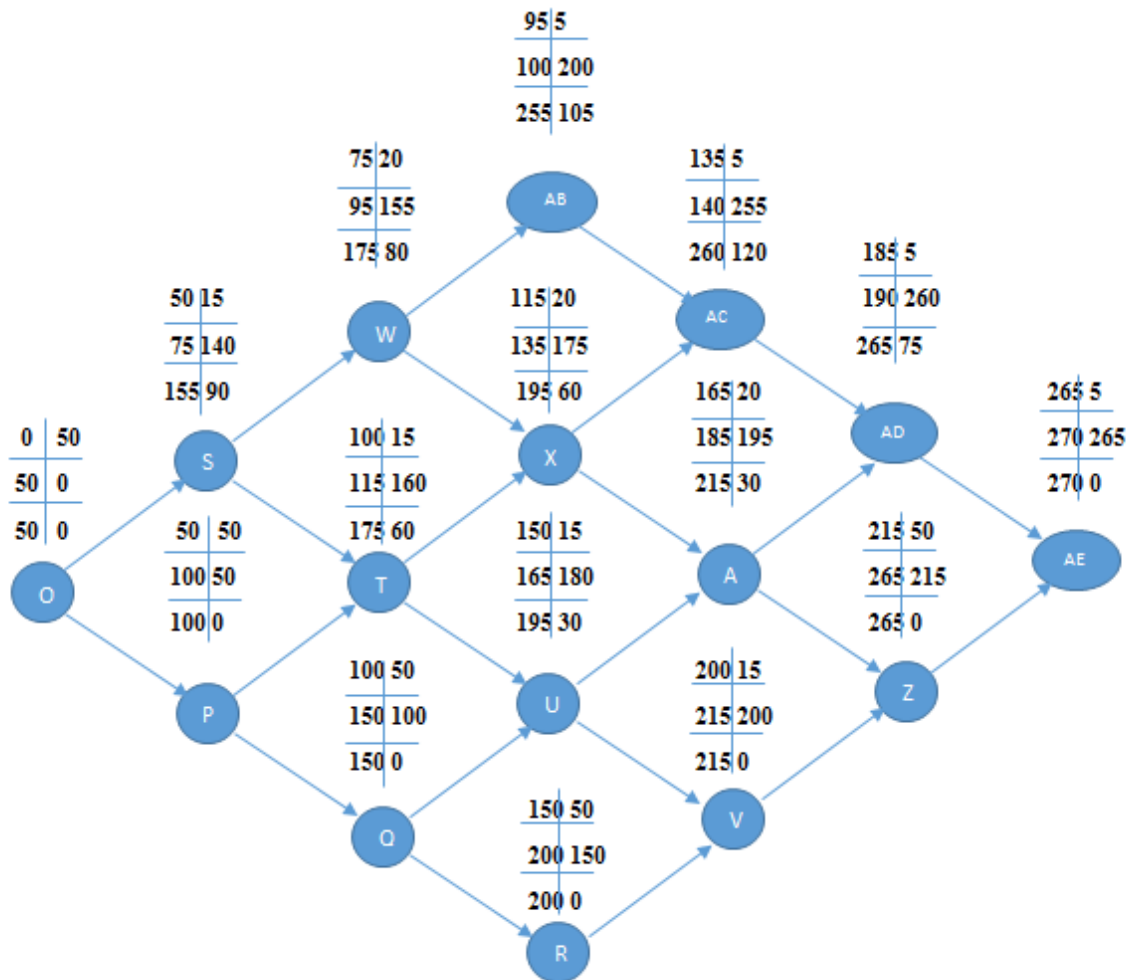


Figure VII. 5 : Réseaux à nœuds (méthode CPM) des stations de pompage et d'adduction

Remarque :

Le temps de réalisation de l'ensemble du projet est de **270 jours**, soit **environ 9 mois**



**VII.7 Conclusion**

Dans notre travail, on a déterminé les volumes de travaux des stations de pompage et de l'adduction, puis nous avons établi une estimation du coût approximatif global de l'ensemble des travaux envisagés.

Comme deuxième étape, nous avons entrepris une planification des travaux qui est nécessaire pour le bon déroulement des travaux et le suivi de la réalisation du projet.

Enfin le choix des engins les plus appropriés pour le bon déroulement des différentes étapes du projet.

## CONCLUSION GENERALE

Au cours de ce travail, nous avons établi les différentes étapes nécessaires pour la réalisation d'un projet d'AEP, ceci dans le but de satisfaire les besoins de la commune d'Ait-Smail et le village Riff dans la commune de Taskerioute. Pour cela, nous avons essayé d'englober tous les points qui touchent les objectifs apportés à la réalisation du projet d'AEP de la zone d'étude.

L'évaluation des différents besoins en eau à de la zone d'étude à l'horizon 2038 a donné un total de 6163.68m<sup>3</sup>/j, alors que le débit journalier fourni par les forages existants est de 1252.8m<sup>3</sup>/j. On constate que ces besoins journaliers seront satisfaits par le débit fourni à partir de la source bleue de Bordj-Mira.

Afin d'assurer l'alimentation en eau potable dans la zone d'étude, et son acheminement Gravitaire et par refoulement, nous avons projeté une autre station de pompage et quatre station de reprises et quatre réservoirs de stockage d'une capacité de 100m<sup>3</sup>, un réservoir de 150m<sup>3</sup>, un réservoir de 250 m<sup>3</sup> et un réservoir de 500 m<sup>3</sup>.

Pour le dimensionnement de la conduite d'adduction par refoulement, nous avons choisi les diamètres les plus économiques qui sont de 250 mm en fonte ductile. Nous avons choisi le PEHD PN 10 pour la partie d'adduction gravitaire.

Le calcul hydraulique effectué sur la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier, a justifié la nécessité d'une protection contre ce phénomène au niveau des tronçons de refoulement, l'installation d'un réservoir d'air a été le moyen adopté contre ce phénomène.

Nous avons réservé une partie de notre étude pour expliquer les différentes étapes de la pose des canalisations à cause de sa grande importance pour une réussite totale du projet. Ce projet nous a permis de rencontrer plusieurs problèmes hydrauliques et de trouver leurs solutions tout en utilisant les connaissances acquises durant notre cycle de formation .

## ANNEXE I : prix et épaisseurs des conduites.

## UNITE TUBE

## GAMME DE PRIX

## TUBES PEHD EAU (PE80 &amp; PE100)

Prix du ml des conduites en PEHD selon GROUPE CHIALI (2018)

TUBES PEHD : PN 06					
CODE	Diam Ext	EP (mm)	Prix HT (DA/ML)	Prix TTC (DA/ML)	
11 002 0201	Ø20	-			PE80
11 002 0251	Ø25	-	38,22	42,48	PE80
11 002 0321	Ø32	-	48,28	68,87	PE80
11 002 0401	Ø40	2	94,6	78,88	PE80
11 002 0501	Ø50	2,4	98,25	114,95	PE80
11 002 0631	Ø63	3	100,25	137,49	PE80
11 002 0751	Ø75	3,6	225,21	263,49	PE80
11 006 0901	Ø90	4,3	296,03	346,36	PE100
11 006 1101	Ø110	4,9	357,86	418,7	PE100
11 006 1251	Ø125	-	473,08	553,5	PE100
11 006 1601	Ø160	5,8	770,35	901,89	PE100
11 006 2001	Ø200	7,2	1163,39	1361,17	PE100
11 006 2501	Ø250	9,1	1950	2231,5	PE100
11 006 3151	Ø315	11,4	3080	3603,6	PE100
11 006 4001	Ø400	14,5	5134,24	6007,06	PE100
11 006 5001	Ø500	19,1	6938,13	8117,61	PE100
11 002 6301	Ø630	24,1	12682,5	14038,83	PE100

TUBES PEHD : PN 10					
CODE	Diam Ext	EP (mm)	Prix HT (DA/ML)	Prix TTC (DA/ML)	
11 003 0201	Ø20		28,07	34,01	PE80
11 003 0251	Ø25	2,5	38,28	44,79	PE80
11 003 0321	Ø32	2,5	55,48	64,91	PE80
11 003 0401	Ø40	3	94,1	98,48	PE80
11 003 0501	Ø50	3,7	138,26	158,28	PE80
11 003 0631	Ø63	4,7	209,68	245,34	PE80
11 003 0751	Ø75	5,6	300,5	351,59	PE80
11 007 0901	Ø90	5,4	359,09	420,14	PE100
11 007 1101	Ø110	6,6	540,5	632,39	PE100
11 007 1251	Ø125	7,4	680,13	772,36	PE100
11 007 1601	Ø160	9,5	1142,25	1336,43	PE100
11 007 2001	Ø200	11,9	1650,84	1931,48	PE100
11 007 2501	Ø250	14,8	2590	3036,15	PE100
11 007 3151	Ø315	18,7	4093,57	4789,47	PE100
11 007 4001	Ø400	23,7	6098,74	7837,53	PE100
11 007 5001	Ø500	29,7	10152,51	11878,44	PE100
11 007 6301	Ø630	37,7	15733,76	18411,38	PE100

TUBES PEHD : PN 16					
CODE	Diam Ext	EP(m m)	Prix HT (DA/ML)	Prix TTC (DA/ML)	
11 004 0201	Ø20	2,3	32,12	37,65	PE80
11 004 0251	Ø25	2,8	50,65	58,49	PE80
11 004 0321	Ø32	3,6	78,51	91,88	PE80
11 004 0401	Ø40	4,5	120,95	141,51	PE80
11 004 0501	Ø50	5,6	188,28	220,29	PE80
11 004 0631	Ø63	7,1	297,95	348,5	PE80
11 004 0751	Ø75	8,4	407,8	477,13	PE80
11 008 0901	Ø90	8,2	610,71	597,53	PE100
11 008 1101	Ø110	10	767,19	888,91	PE100
11 008 1251	Ø125	11,4	967	1132,44	PE100
11 008 1601	Ø160	14,6	1550	1828,3	PE100
11 008 2001	Ø200	18,2	2472	2892,94	PE100
11 008 2501	Ø250	22,7	3915	4463,55	PE100
11 008 3151	Ø315	28,6	5850	6844,5	PE100
11 008 4001	Ø400	36,3	9320	10904,4	PE100
11 008 5001	Ø500	45,4	14911	17445,87	PE100
11 008 6301	Ø630	57,2	23123,5	27054,5	PE100

TUBES PEHD : PN 20					
CODE	Diam Ext	EP(mm)	Prix HT (DA/ML)	Prix TTC (DA/ML)	
11 009 0901	Ø90	10,1	637,09	733,7	PE100
11 009 1101	Ø110	12,3	948	1110,17	PE100
11 009 1251	Ø125	14	1202,75	1407,22	PE100
11 009 1601	Ø160	17,9	1947,58	2278,88	PE100
11 009 2001	Ø200	22,4	3121,79	3952,3	PE100
11 009 2501	Ø250	27,9	4846,33	5579,21	PE100
11 009 3151	Ø315	35,2	7588,88	8875,48	PE100
11 009 4001	Ø400	44,7	12110,03	14158,74	PE100
11 009 5001	Ø500	55,8	19053,81	22304,68	PE100

Annexe II : calcul du volume des réservoirs d'air méthode de (VIBERT)

O. M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ  
DES RÉSERVOIRS D'AIR

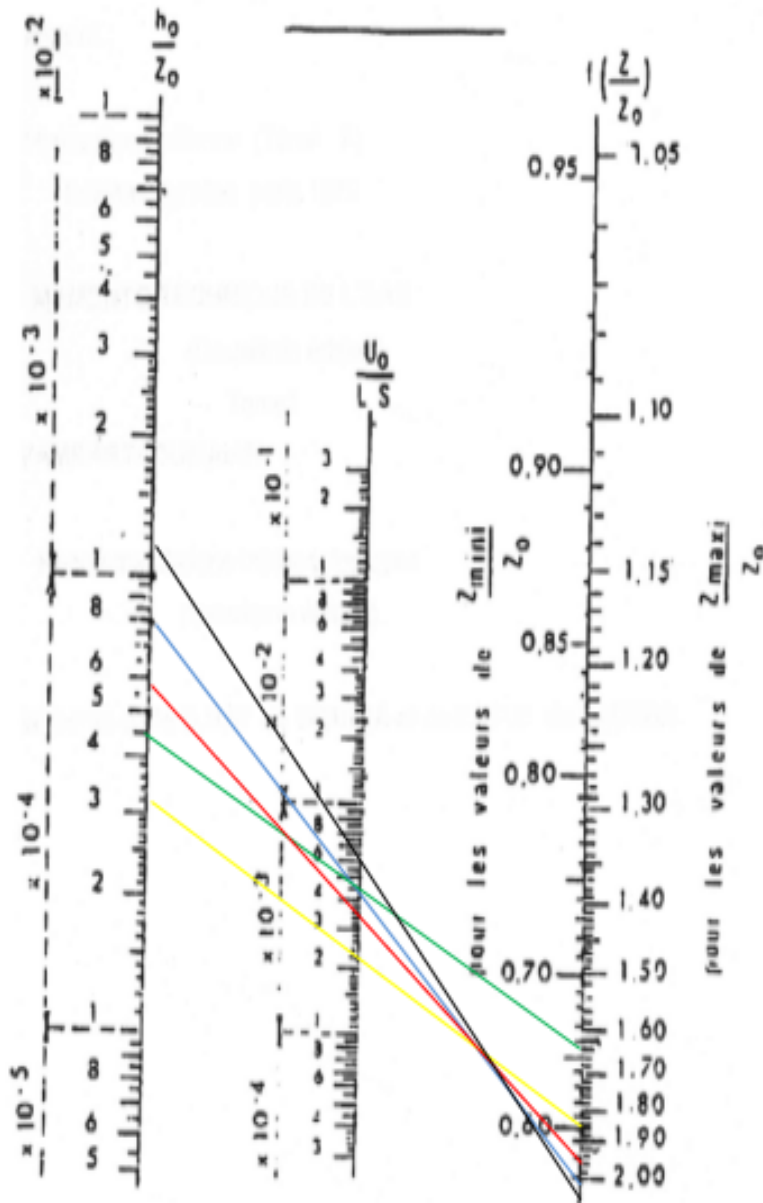


PLANCHE XXVII

Légende

- Pour SP Bordj Mira-SR1 Ankouche —
- Pour SR1 Ankouche-SR2 Ankouche —
- Pour SR2 Ankouche-SR3 Ait Aissout —
- Pour SR3 Ait Aissout-SR4 Tizoul —
- Pour SR4 Tizoul-Réservoir Ighil-ouli —

## **BIBLIOGRAPHIE**

- [1] M. CARLIER « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris
- [2] B.SALAH « Cours d'Alimentation en Eau Potable», cinquième année.
- [3] [www.techniques-ingenieur.fr/base-documentaire](http://www.techniques-ingenieur.fr/base-documentaire).
- [4] Mémoire de fin d'étude MERZOUK HILLAL promotion juillet 2011.