

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR
HYDRAULICS

"The Mujahid Abdellah ARBAOUI"



المدرسة الوطنية العليا للري

"المجاهد عبد الله عرباوي"

ⴰⵎⵓⵔ ⴰⵎⵓⵔ ⴰⵎⵓⵔ ⴰⵎⵓⵔ ⴰⵎⵓⵔ ⴰⵎⵓⵔ ⴰⵎⵓⵔ ⴰⵎⵓⵔ ⴰⵎⵓⵔ ⴰⵎⵓⵔ ⴰⵎⵓⵔ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : ALIMENTAION EN EAU POTABLE

THEME :

**Dimensionnement Du Système De Transfert Des Eaux Traitées
De La Station D'épuration De Baraki (Alger) Vers Les Bassins
D'infiltration De Tabainet (Blida)**

Présenté par :

DJAGHLOUL Abd errahmane

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Pr, Saleh Boualem	Professeur	Président
Dr, KAHLERRAS Malika	M.C.B	Examineur
Dr, BENCHIHEB Nedjoua	M.C.B	Examineur
Dr, DJOUDAR HALLAL.Dahbia	M.C.A	Promotrice
Dr, GHACHI Mourad	M.C.B	Co.Promoteur

Session juillet 2024

Remerciements

Je remercie avant tout Dieu, qui m'a donné la patience et la santé nécessaires pour mener à bien ce travail.

Je tiens également à exprimer ma profonde gratitude à ma promotrice Mme DJOUDAR. Dahbia, pour sa relecture minutieuse de mon travail et ses remarques constructives. Je souhaite aussi remercier M. GHACHI Mourad pour avoir répondu à toutes mes questions tout au long de la préparation de ce mémoire.

Je tiens également à exprimer mes remerciements à toute l'équipe de la Société des Eaux et de l'Assainissement d'Alger « SEAAL », en particulier à Mme AOUAR Ferouz et Mme SAOUADI Ounissa, dont la collaboration et l'expertise ont enrichi ce travail de manière significative

Je remercie vivement les membres du jury :

Mr, SALEH Boualem.

Mme, KAHLERRAS Malika

Mme, BENCHIHEB Nedjoua

Pour l'honneur qu'ils m'ont accordé en évaluant ce travail.

Également, je souhaite exprimer ma gratitude envers mes enseignants de l'ENSH pour leur contribution à ma formation en ingénierie d'état en hydraulique.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

À mes parents, DJAGHLOUL Abd elhakim et HADDAD Farida, qui m'ont toujours soutenu avec amour et encouragement tout au long de ce parcours académique.

À toute ma famille, pour leur soutien précieux et leur fierté dans mes réalisations.

À tous mes amis de l'ENSH, avec qui j'ai partagé des moments inoubliables et qui ont enrichi mon expérience universitaire.

À toutes les personnes chères et proches qui ont été à mes côtés, je vous dédie ce modeste travail. Votre soutien indéfectible a été la clé de cette réussite.

ملخص:

أدى ارتفاع درجات الحرارة وانخفاض معدلات الأمطار في السنوات الأخيرة إلى الاستغلال المفرط للمياه الجوفية في حوض متيجة، مما تسبب في انخفاض مستوى المياه الجوفية وظهور تسرب مياه البحر. يهدف مشروعنا إلى إعادة شحن هذه المياه الجوفية بشكل صناعي من خلال أحواض الترشيح في مدينة تاباينت (البلدية)، باستخدام المياه المعالجة من محطة معالجة المياه لمدينة براق (الجزائر) عبر نظام توصيل مخصص. يأتي هذا المشروع في إطار برنامج بحث وطني بهدف إعادة تغذية منسوب المياه الجوفية بشكل مصطنع عبر التراب الوطني. تتضمن الدراسة تصميم نظام التوصيل بما في ذلك الخزانات ومحطات الضخ، ووضع آليات حماية للأنابيب من ظاهرة المطرقة المائية وأخيراً، تم وضع منهجية لتنفيذ المشروع، والوسائل المتاحة لتحقيقه، بالإضافة إلى تقدير التكاليف.

Résumé :

La hausse des températures et la diminution des précipitations observées ces dernières années ont entraîné la surexploitation de la nappe phréatique de Mitidja, provoquant une baisse de son niveau piézométrique et une intrusion marine. Notre projet vise à recharger artificiellement cette nappe via un bassin d'infiltration de la ville de Tabainet (blida), en utilisant les eaux traitées de la station d'épuration de Baraki, transférées par un système d'adduction.

Ce projet s'inscrit dans le cadre d'un programme de recherche national visant à recharger artificiellement les niveaux des eaux souterraines à l'échelle nationale.

L'étude comprend le dimensionnement du système d'adduction, incluant les réservoirs et les stations de pompage, ainsi que la mise en place de dispositifs de protection des conduites contre le phénomène de coup de bélier. Enfin, une méthodologie de mise en œuvre du projet, les moyens déployés pour son exécution, ainsi qu'une estimation des coûts sont établis.

Summary:

The increase in temperatures and the decrease in precipitation observed in recent years have led to the overexploitation of the Mitidja aquifer, causing a drop in its piezometric level and seawater intrusion. This project aims to artificially recharge this aquifer through an infiltration basin in the city of Tabainet (Blida), using treated water from the Baraki wastewater treatment plant, transferred via a dedicated conveyance system. The study includes the sizing of the conveyance system, including reservoirs and pumping stations, as well as the implementation of protective measures for pipelines against the phenomenon of water hammer. Finally, a methodology for the project's implementation, the means deployed for its execution, and a cost estimation is established.

TABLE DES MATIERES :

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des planches

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1 Introduction.....	3
I.2 Situation géographique.....	3
I.3	
Géologie.....	4
I.4 Hydrogéologie.....	5
I.5 Pédologie.....	7
I.6 Topographie.....	7
I.7 Le climat	7
I.7.1 La pluviométrie.....	7
I.7.2 La Température	8
I.7.3 L'évaporation	9
I.7.3 le vent	9
I.8 Sismicité.....	9
I.9 Présentation de projet de transfert des eaux traitées vers les bassins d'infiltration.....	10
I.9.1 les bassins d'infiltration	11
I.9.2 La station d'épuration Baraki (Alger)	12
I.10 Conclusion	13

Chapitre II : Estimation des besoins en eau.

II.1 Introduction.....	15
II.2 Estimation de débit d'infiltration	15
II.2.1 définitions.....	15
II.2.2 lois de darcy.....	15
II.2.3 Estimation de débit d'infiltration	18
II.2.4 l'effet de climat sur l'infiltration.....	18
II.3 Estimation des besoins de l'irrigation	19
II.4 Conclusion.....	20

Chapitre III : Dimensionnement de l'adduction.

III.1 Introduction.....	22
III.2 Généralités.....	22
III.3 Les types d'adduction	22
III.4 Critères du choix du tracé de l'adduction.....	22
III.5 Choix des matériaux de canalisation.....	23
III.6 Etude de l'adduction principale	24
III.6.1 propositions de variante.	24
III.6.1.1 Variante N1.....	24
III.6.1.2 Variante N2.....	25

III.6.2 calcul hydraulique	27
III.6.2.1 Cas de refoulement.....	27
III.6.2.2 Cas de gravitaire	29
III.6.3 dimensionnements de l'adduction	30
III.6.3.1 Calcul des paramètres hydrauliques :	30
III.6.3.2 Variante 1.....	31
III.6.3.3 Variante 2	44
III.6.3.4 Comparaison entre les variantes retenues :	52
III.7 Conclusion :	52

Chapitre IV : Etude de stockage

IV.1 Introduction.....	54
IV.2 Définition d'un réservoir.....	54
IV.3 Utilité des réservoirs.....	54
IV.4 Classification des réservoirs	54
IV.5 Emplacement des réservoirs.....	55
IV.6 Choix du réservoir.....	55
IV.7 Equipements des réservoirs d'alimentation.....	55
IV.8 Construction des réservoirs	56
IV.9 Détermination du volume de réservoir.....	56
IV.10 Quelques recommandations sur les réservoirs.....	57
IV.11 Conclusion.....	57

Chapitre V : Etude de pompage

V.1 Introduction.....	59
V.2 Définition.....	59
V.3 Type de pompes.....	59
V.4 Disposition et installation d'une pompe centrifuge.....	59
V.4.1 Pompe installée en charge.....	59
V.4.2 Pompe installée en aspiration.....	60
V.4.3 Installation en siphon.....	60
V.5 Choix de l'emplacement de la station de pompage	61
V.6 Choix du type de la pompe.....	61
V.7 Choix du nombre de pompe.....	61
V.8 Couplage des pompes.....	62
V.9 Point de fonctionnement des pompes.....	62
V.10 Modes de réglage.....	63
V.11 Moteur d'entraînement.....	64
V.12 Etude de pompage	65
V.12.1 pour la station SP1	65
V.12.2 pour la station SP2.....	73
V.13 Conclusion	80

Chapitre VI : Pose et protection de la canalisation

VI.1 Introduction.....	82
VI.2 Pose de canalisation.....	82

VI.3 Accessoires	87
VI.4 Protection des conduites contre le coup de bélier	90
VI.4.1 Définition	90
VI.4.2 Causes du coup de bélier	90
VI.4.3 Risques dus aux coups de bélier	91
VI.4.4 Description du phénomène transitoire	92
VI.4.5 Moyens de protection contre le coup de bélier.....	93
VI.4.6 calculs les réservoirs d'air	96
VI.4.6.1 les méthodes de calcul	96
VI.4.6.2 Application de la méthode de PUECH et MEUNIER.....	97
VI.4.7 Installation du réservoir d'air.....	98
VI.5 Conclusion	99

Chapitre VII : organisation de chantier

VII.1 Introduction.....	101
VII.2 Divers travaux à réaliser.....	101
VII.2.1 Travaux concernant l'adduction :	101
VII.2.2 Travaux concernant les stations de pompage	102
VII.2.3 Travaux concernant les réservoirs	102
VII.3 Calcul des volumes des travaux.....	102
VII.3.1 Calcul des volumes de la station de pompage.....	102
VII.3.2 Calcul des volumes de l'adduction.....	111
VII.3.3 Calcul des volumes de réservoir	113
VII.4 Calcul des coûts des travaux	116
VII.5 Les Engins	118
VII.6 Protection et sécurité du travail	120
VII.7 Conclusion	121

Conclusion générale

Références bibliographiques

Annexes

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I. 1 : Caractéristiques de la station pluviométrique	8
Tableau I- 2 : Pluies moyennes mensuelles (28 ans)	8
Tableau I-3 : Températures moyenne mensuelles (28Ans)	9
Tableau I.4 : Moyenne mensuelle de l'évaporation (1990-2018)	9
Tableau I.5 : Vitesse moyenne mensuelle des vents (1990-2018)	10
Tableau I.6 : les Caractéristiques géographiques.....	11

Chapitre II : Estimation des besoins en eau.

Tableau II. 1 : Caractéristiques des parcelles d'irrigation.....	19
Tableau II. 2 : les besoins en eau de chaque culture.....	19
Tableau II. 3 : les besoins en eau de chaque ferme.....	20

Chapitre III : Dimensionnement de l'adduction

Tableau III.1: Présentation des variantes de l'adduction	26
Tableau III.2: Les coefficients K' , m et β pour différent types du tuyau.....	30
Tableau III.3 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP1-SP2.V1.SV1. En PEHD	31
Tableau III.4 : Frais d'exploitation pour le tronçon SP1-SP2.V1.SV1. En PEHD.....	31
Tableau III.5 : Frais d'amortissement pour le tronçon SP1-SP2.V1.SV1. En PEHD.....	32
Tableau III.6: Bilan pour le tronçon SP1-SP2.V1.SV1. En PEHD.....	32
Tableau III.7 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP1-SP2.V1.SV1. En PRV.....	33
Tableau III.8: Frais d'exploitation pour le tronçon SP1-SP2.V1.SV1. En PRV.....	33
Tableau III.9 : Frais d'amortissement pour le tronçon SP1-SP2.V1.SV1. En PRV	33
Tableau III.10: Bilan pour le tronçon SP1-SP2.V1.SV1. En PRV.....	33
Tableau III.11 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP2-R.V1.SV1. En PEHD.....	34
Tableau III.12: Frais d'exploitation pour le tronçon SP2-R.V1.SV1. En PEHD.....	34
Tableau III.13: Frais d'Amortissement pour le tronçon SP2-R.V1.SV1. En PEHD.....	35
Tableau III.14 : Bilan pour le tronçon SP2-R.V1.SV1. En PEHD.....	35
Tableau III.15: Calcul de la HMT pour le tronçon SP2-R.V1.SV1. En PRV.....	36
Tableau III.16: Frais d'exploitation pour le tronçon SP2-R.V1.SV1. En PRV	36
Tableau III.17: Frais d'Amortissement pour le tronçon SP2-R.V1.SV1. En PRV.....	36
Tableau III.18 : Bilan pour le tronçon SP2-R.V1.SV1. En PRV.....	37
Tableau III.19 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP1-SP2.V1.SV2. En PEHD.....	38
Tableau III.20: Frais d'exploitation pour le tronçon SP1-SP2.V1.SV2. En PEHD.....	38
Tableau III.21: Frais d'amortissement pour le tronçon SP1-SP2.V1.SV2. En PEHD.....	38
Tableau III.22: Bilan pour le tronçon SP1-SP2.V1.SV2. En PEHD.....	39
Tableau III.23: Calcul de la HMT pour le tronçon SP1-SP2.V1.SV2. En PRV.....	39
Tableau III.24: Frais d'exploitation pour le tronçon SP1-SP2.V1.SV2. En PRV.....	39
Tableau III.25: Frais d'Amortissement pour le tronçon SP1-SP2.V1.SV2. En PRV.....	40
Tableau III.26: Bilan pour le tronçon SP1-SP2.V1.SV2. En PRV.....	40
Tableau III.27: Calcul de la HMT pour le tronçon SP2-R.V1.SV2. En PEHD.....	41
Tableau III.28: Frais d'exploitation pour le tronçon SP2-R.V1.SV2. En PEHD.....	41
Tableau III.29: Frais d'Amortissement pour le tronçon SP2-R.V1.SV2. En PEHD.....	41
Tableau III.30 : Bilan pour le tronçon SP2-R.V1.SV2. En PEHD.....	42

Tableau III.31 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP2-R.V1.SV2. En PRV.....	42
Tableau III.32: Frais d'exploitation pour le tronçon SP2-R.V1.SV2. En PRV.....	43
Tableau III.33 : Frais d'Amortissement pour le tronçon SP2-R.V1.SV2. En PRV.....	43
Tableau III.34 : Bilan pour le tronçon SP2-R.V1.SV2. En PRV.....	43
Tableau III.35: Les caractéristiques de la conduite gravitaire variante 1.....	44
Tableau III.36: les résultats de calcul.....	44
Tableau III.37: Calcul de la HMT pour le tronçon SP2-R.V2.SV1. En PEHD.....	45
Tableau III.38: Frais d'exploitation pour le tronçon SP2-R.V2.SV1. En PEHD.....	45
Tableau III.39: Frais d'Amortissement pour le tronçon SP2-R.V2.SV1. En PEHD.....	45
Tableau III.40: Bilan pour le tronçon SP2-R.V2.SV1. En PEHD.....	46
Tableau III.41: Calcul de la HMT pour le tronçon SP2-R.V2.SV1. En PRV.....	46
Tableau III.42: Frais d'exploitation pour le tronçon SP2-R.V2.SV1. En PRV.....	47
Tableau III.43: Frais d'Amortissement pour le tronçon SP2-R.V2.SV1. En PRV.....	47
Tableau III.44 : Bilan pour le tronçon SP2-R.V2.SV1. En PRV.....	47
Tableau III.45 : Calcul de la HMT pour le SP2-R.V2.SV2. En PEHD.....	48
Tableau III.46 : Frais d'exploitation pour le tronçon SP2-R.V2.SV2. En PEHD.....	48
Tableau III.47 : Frais d'Amortissement pour le tronçon SP2-R.V2.SV2. En PEHD.....	48
Tableau III.48 : Bilan pour le tronçon SP2-R.V2.SV2. En PEHD.....	49
Tableau III.49 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP2-R.V2.SV2. En PRV.....	49
Tableau III.50: Frais d'exploitation pour le tronçon SP2-R.V2.SV2. En PRV.....	50
Tableau III.51 : Frais d'Amortissement pour le tronçon SP2-R.V2.SV2. En PRV.....	50
Tableau III.52: Bilan pour le tronçon SP2-R.V2.SV2. En PRV.....	50
Tableau III.53 : Les caractéristiques de la conduite gravitaire variante 2.....	51
Tableau III.54: Les résultats de calcul.....	51
Tableau III.55: Comparaison entre les variantes retenues.....	52

Chapitre IV : Etude de stockage

Tableau IV.2 : les dimensions de réservoir.....	57
---	----

Chapitre V : Etude de pompage

Tableau V.1 : Caractéristiques de la première station de pompage SP1.....	66
Tableau V.2 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre pour SP1.....	66
Tableau V-3 : Les caractéristique technique de la pompe du SP1.....	67
Tableau V-4 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement du SP1.....	69
Tableau V.5 : Caractéristiques de la deuxième station de pompage SP2.....	77
Tableau V.6 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre pour SP2.....	74
Tableau V-7 : Les caractéristique technique de la pompe du SP2.....	74
Tableau V-8 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement du SP2.....	77

Chapitre VI : Pose et protection de la canalisation

Tableau VI.1 : calcul la célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction par refoulement.....	98
Tableau VI.2 : calcul de surpression et dépression pour chaque tronçon	99
Tableau VI.3 : Calcul le A et K Pour le tronçon SP1-SP2.....	99
Tableau VI.4 : profil en long absolu de la conduite SP1-SP2.....	99
Tableau VI.5 : Calcul des volumes d'air pour le tronçon SP1-SP2.....	99
Tableau VI.6 : Calcul le A et K Pour le tronçon SP2-R.....	100
Tableau VI.7 : profil en long absolu de la conduite SP1-SP2.....	100
Tableau VI.8 : Calcul des volumes d'air pour le tronçon SP2-R.....	100
Tableau VI.9 : le volume normalise des réservoirs d'air.....	100

Chapitre VII : organisation de chantier

<i>Tableau VII-1 : Volumes des travaux de la SP1.....</i>	<i>108</i>
<i>Tableau VII-2 : Volumes des travaux de la SP2.....</i>	<i>113</i>
<i>Tableau VII-3 : Calcul du volume des déblais.....</i>	<i>114</i>
<i>Tableau VII-4 : Calcul du volume du lit de sable</i>	<i>114</i>
<i>Tableau VII-5 : Calcul du volume de L'enrobage.....</i>	<i>115</i>
<i>Tableau VII-6 : Calcul du volume de couverture.....</i>	<i>115</i>
<i>Tableau VII-7 : Volumes des travaux de l'adduction</i>	<i>115</i>
<i>Tableau VII-8 : Volumes des travaux de réservoir.....</i>	<i>118</i>
<i>Tableau VII-9 : Coût des travaux pour les deux stations de pompage.....</i>	<i>118</i>
<i>Tableau VII-10 : Coût des travaux de l'adduction.....</i>	<i>119</i>
<i>Tableau VII-11 : Coût des travaux du réservoir.....</i>	<i>119</i>
<i>Tableau VII-12 : Bilan des coûts.....</i>	<i>120</i>

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : Limites de Mitidja.....	3
Figure I.2 : Formation Géologique de la région d'Alger.....	4
Figure I.3 : Carte piézométrique de l'aquifère alluviale dans la Mitidja orientale	5
Figure I.4 : Carte piézométrique de l'aquifère alluvial dans la Mitidja orientale.....	6
Figure I.5 : Graphique des pluies moyennes mensuelles en (mm)	8
Figure I.6 : carte de zonage sismique de l'Algérie.....	10
Figure I.7 : Localisation géographique de la zone d'étude.....	11
Figure I.8 les bassins d'infiltrations	12
Figure I.9 : La STEP de Baraki.....	13

Chapitre II : Estimation des besoins en eau.

Figure II. 1 : tranchée d'infiltration	15
Figure II. 2 : calcul du gradient hydraulique avec 2 piézomètres.....	16
Figure II. 3 : calcul du gradient hydraulique partir d'une carte piézométrique.....	16
Figure II. 4 : distribution spatiale de la perméabilité en régime turbulent	17

Chapitre III : Dimensionnement de l'adduction

Figure III.1: Schéma synoptique de la première variante	28
Figure III.2: Schéma synoptique de la deuxième variante.....	29
Figure III.3: Schéma d'une adduction par refoulement	30
Figure III.4: Schéma d'une adduction gravitaire.....	31
Figure III.5: Bilan total du tronçon SP1-SP2.VI.SV1. En PEHD.....	32
Figure III.6: Bilan total du tronçon SP1-SP2.VI.SV1. En PRV.....	34
Figure III.7: Bilan total du tronçon SP2-R.VI.SV1. En PEHD.....	36
Figure III.8: Bilan total du tronçon SP2-R.VI.SV1. En PRV.....	37
Figure III.9: Bilan total du tronçon SP1-SP2.VI.SV2. En PEHD.....	39
Figure III.10: Bilan total du tronçon SP1-SP2.VI.SV2. En PRV	40
Figure III.11: Bilan total du tronçon SP2-R.VI.SV2. En PEHD	42
Figure III.12: Bilan total du tronçon SP2-R.VI.SV2. En PRV.....	43
Figure III.13: Bilan total du tronçon SP2-R.V2.SV1. En PEHD.....	46
Figure III.14: Bilan total du tronçon SP2-R.V2.SV1. En PRV.....	47
Figure III.15: Bilan total du tronçon SP2-R.V2.SV2. En PEHD.....	49
Figure III.16: Bilan total du tronçon SP2-R.V2.SV2. En PRV.....	50

Chapitre V : Etude de pompage

Figure V.1 : installation en charge.....	60
Figure V.2 : installation en aspiration.....	60
Figure V.3 : installation en siphon.....	61
Figure V.4 : Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement.....	62
Figure V.5 : Les courbes caractéristiques de la pompe du SP1.....	66
Figure V.6 : les Matériaux des principaux organes de la pompe du SP1.....	67
Figure V.7 : les dimensions de La pompe du SP1.....	67
Figure V.8 : le point de fonctionnement de La pompe du SP1.....	68
Figure V.9 : Schéma de la butée.....	70
Figure V.10 : les équipements en aval de la pompe.....	71
Figure V.11 : Les courbes caractéristiques de la pompe du SP2.....	74
Figure V.12 : les Matériaux des principaux organes de la pompe du SP2.....	75
Figure V.13 : les dimensions de La pompe du SP2.....	75
Figure V.14 : le point de fonctionnement de La pompe du SP2.....	76

Chapitre VI : Pose et protection de la canalisation

<i>Figure VI.1 : pose de conduite en tranchée dans un terrain ordinaire.....</i>	<i>83</i>
<i>Figure VI.2 : pose de conduite dans un terrain peu consistant.....</i>	<i>83</i>
<i>Figure VI.3 : pose de conduite dans un terrain mouille.....</i>	<i>84</i>
<i>Figure VI.4 : pose de canalisations en galerie.....</i>	<i>84</i>
<i>Figure VI.5: Traversée d'une rivière.....</i>	<i>85</i>
<i>Figure VI.6 : Pose par forage dirigé.....</i>	<i>86</i>
<i>Figure VI.7 : technique de butées béton de canalisation.....</i>	<i>87</i>
<i>Figure VI.8 : Robinet vanne à opercule.....</i>	<i>88</i>
<i>Figure VI.9 : les types de clapet.....</i>	<i>89</i>
<i>Figure VI.10 : un débitmètre a ultrason.....</i>	<i>91</i>
<i>Figure VI.11 : Schéma des quatre phases du coup de bélier.....</i>	<i>94</i>
<i>Figure VI.12 : Schéma de réservoir anti bélier.....</i>	<i>95</i>
<i>Figure VI.13: Schéma de Soupape de décharge.....</i>	<i>96</i>
<i>Figure VI.14: Schéma d'installation du réservoir d'air.....</i>	<i>101</i>

Liste des Planches :

Planche N° (1-1) : Plan de réseau d'adduction projeté + le profil en long (1-1)

Planche N° (1-2) : Plan de réseau d'adduction projeté + le profil en long (1-2)

Planche N° (1-3) : Plan de réseau d'adduction projeté + le profil en long (1-3)

Planche N° (1-4) : Plan de réseau d'adduction projeté + le profil en long (1-4)

Planche N°2 : Plan des ouvrages de stockage profil type de réservoir 1500 m³

Planche N°3 : Plan d'équipements de station de pompage SP2

Introduction generale :

L'eau, ressource vitale et indispensable à toute forme de vie, revêt une importance capitale dans le contexte global actuel. Parmi ses différentes formes, les eaux souterraines jouent un rôle crucial en assurant la stabilité des écosystèmes et en soutenant les activités humaines, notamment l'approvisionnement en eau potable et l'irrigation agricole. Cependant, cette ressource précieuse est de plus en plus menacée par l'effet du réchauffement climatique,

Le réchauffement climatique mondial, largement alimenté par les émissions anthropiques de gaz à effet de serre, exerce une pression croissante sur les ressources en eau souterraine. En Algérie, cette tendance se manifeste par une augmentation des températures et une modification des régimes de précipitations, contribuant à une réduction de la recharge naturelle des nappes phréatiques. Parallèlement, la surexploitation continue des aquifères pour répondre aux besoins croissants en eau potable et en irrigation aggrave la situation, entraînant un abaissement du niveau piézométrique et une intrusion marine accrue.

La recharge artificielle des nappes phréatiques par les eaux traitées est une méthode innovante pour atténuer la surexploitation des ressources hydriques, aggravée par le réchauffement climatique. En réintroduisant des eaux usées traitées dans les aquifères, cette technique, utilisant des forages pressurisés ou des bassins d'infiltration, restaure les niveaux piézométriques et maintient la qualité de l'eau. Elle renforce également la résilience des aquifères contre les intrusions marines et la dégradation de l'eau, tout en répondant aux besoins en eau potable et en irrigation agricole, contribuant ainsi à une gestion durable des ressources en eau.

Ce projet s'inscrit dans le cadre d'un programme de recherche national visant à recharger la nappe phréatique de la Mitidja à travers des bassins d'infiltration. Divisé en deux phases, la première phase consiste en une étude de la qualité de l'eau et de la réutilisation des eaux traitées de la station d'épuration de Baraki pour la recharge artificielle de la nappe de la Mitidja. Cette étude a été réalisée par M. Anis Mahizi en décembre 2023.

Cette étude est la deuxième phase de projet, nous allons présenter l'étude du système de transfert des eaux traitées de la station d'épuration de Baraki (Alger) vers les bassins d'infiltration de Tabainet (Blida)

Cette étude comportera quatre phases définies comme suit :

- **Présentation de la zone d'étude :** Collecte des données nécessaires pour obtenir une compréhension approfondie de l'aire d'étude.
- **Estimation des besoins en eau :** Évaluation des besoins en eau pour les bassins d'infiltration et dimensionnement du système d'adduction.
- **Étude de conception du système de transfert :** Conception détaillée du système de transfert de l'eau.
- **Étude de conception des systèmes annexes :** Conception des systèmes supplémentaires tels que le réservoir, la station de pompage et les dispositifs anti bélier, incluant le calcul des coûts, et un inventaire des moyens à utiliser.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

I.1 Introduction

Avant toute étude d'un projet en hydraulique, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs influents sur la conception du projet. Parmi ces Caractéristiques, nous citons : la connaissance détaillée des lieux comme la situation géographique, géologique, topographique, climatique, sismicité et la nature de sol, qui nous permettent de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux.

I.2 Situation géographique [1]

La Plaine de la Mitidja s'étend sur une superficie de 1450 km², avec une longueur d'environ 100 km sur une largeur de 10 à 18 km. Elle est située entre les longitudes 2°32'00E et 3°19'00E et latitudes 36°25'17''N et 36°47'40''N. La plaine est répartie sur quatre (04) Wilayas : Blida, Tipaza, Boumerdes et Alger. Elle est délimitée au nord par les collines du Sahel algérien (260m) et l'Atlas Blidéen (1200m) au Sud, à une altitude moyenne d'environ 50 mètres.

On distingue au niveau de la Mitidja quatre sous bassins versants :

- Sous bassin occidental (Oued Nador).
- Sous bassin du Mazafran (Oued Mazafran).
- Sous bassin d'El Harrach (Oued Harrach).
- Sous bassin oriental (O. Hamiz et O. Réghaia).

La plaine de Mitidja se divise en trois zones :

1. La Mitidja Ouest à l'Ouest d'Oued Chiffa.
2. La Mitidja centre entre les oueds Chiffa et Harrach.
3. La Mitidja Est entre les oueds Harrach et Boudouaou

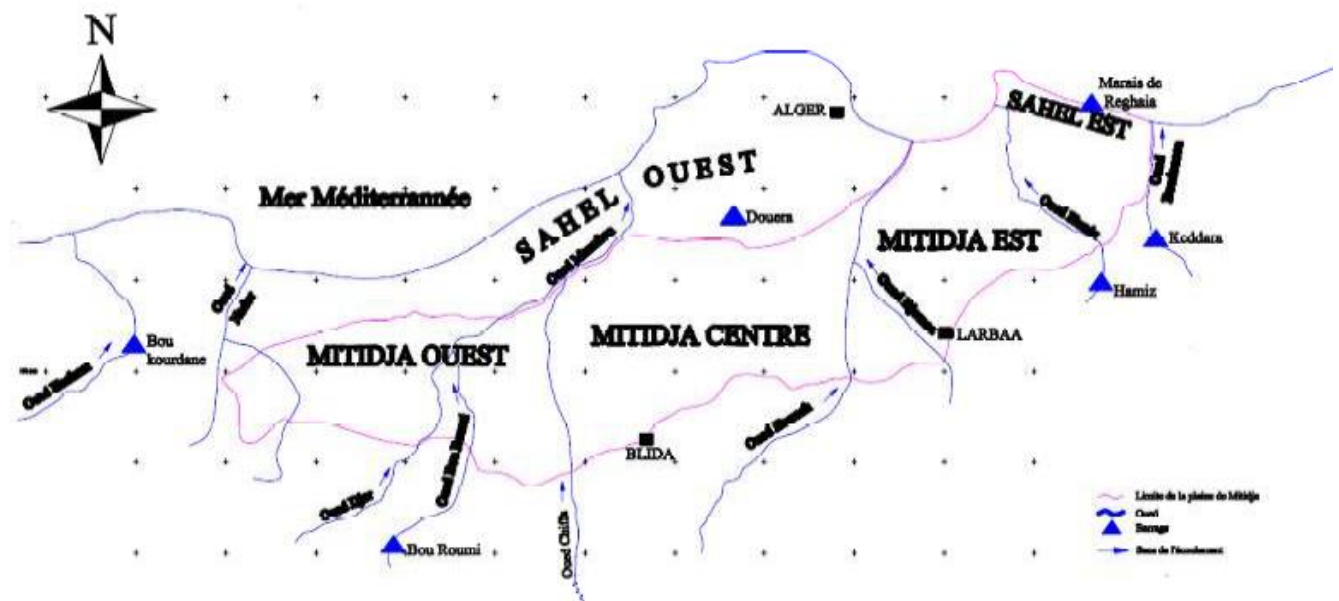


Figure I.1 : Limites de Mitidja (source : Aménagement Hydro agricole de la plaine de Mitidja « Mac Donald »).

I.3 Géologie

La plaine de la Mitidja, présente une géologie complexe marquée par une grande hétérogénéité verticale et latérale des dépôts sédimentaires. Depuis le Miocène, son remplissage a été influencé par des facteurs tectoniques, tels que le jeu des failles et la subsidence, ainsi que par les variations climatiques. Les principales formations géologiques de la région incluent le Pliocène marin, caractérisé par des marnes grises et des grès perméables, le Pliocène continental, dominé par des argiles et des marnes jaunes collantes, et le Quaternaire, composé d'alluvions fluviales et de limons.

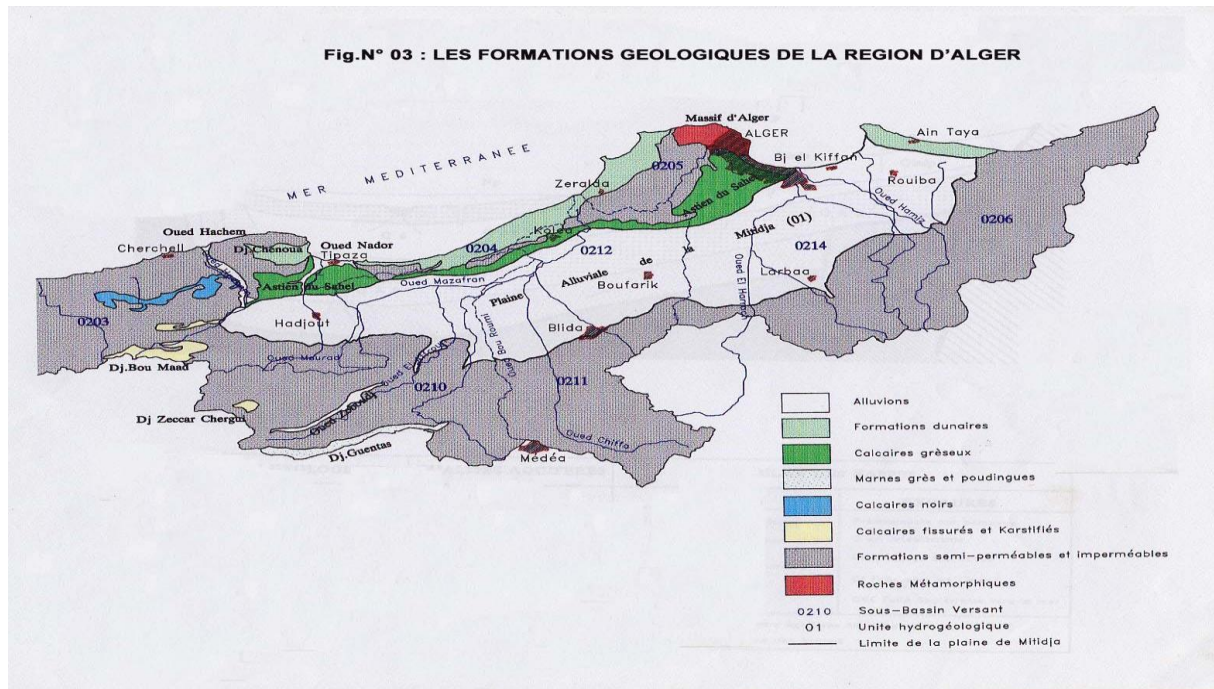


Figure I.2 : Formation Géologique de la région d'Alger (Benni et Partners 1983)

I.4 Hydro géologie [2]

Afin de suivre les variations de l'aquifère alluvial oriental dans différentes périodes et emplacements, des mesures piézométriques et des prélèvements d'eau ont été réalisées pendant les phases de débit réduit et accru. Surveiller les changements dans les niveaux piézométriques est essentiel pour comprendre la direction des flux souterrains et pour repérer les zones où l'eau est rechargée et celles où elle est déprimée.

Dans cette optique, deux cartes piézométriques ont été élaborées pour la période de hautes eaux et de basses eaux de l'année 2018 (figure 06 et figure 07). Ces cartes fournissent une représentation visuelle de la distribution des niveaux piézométriques dans l'aquifère à ces moments spécifiques.

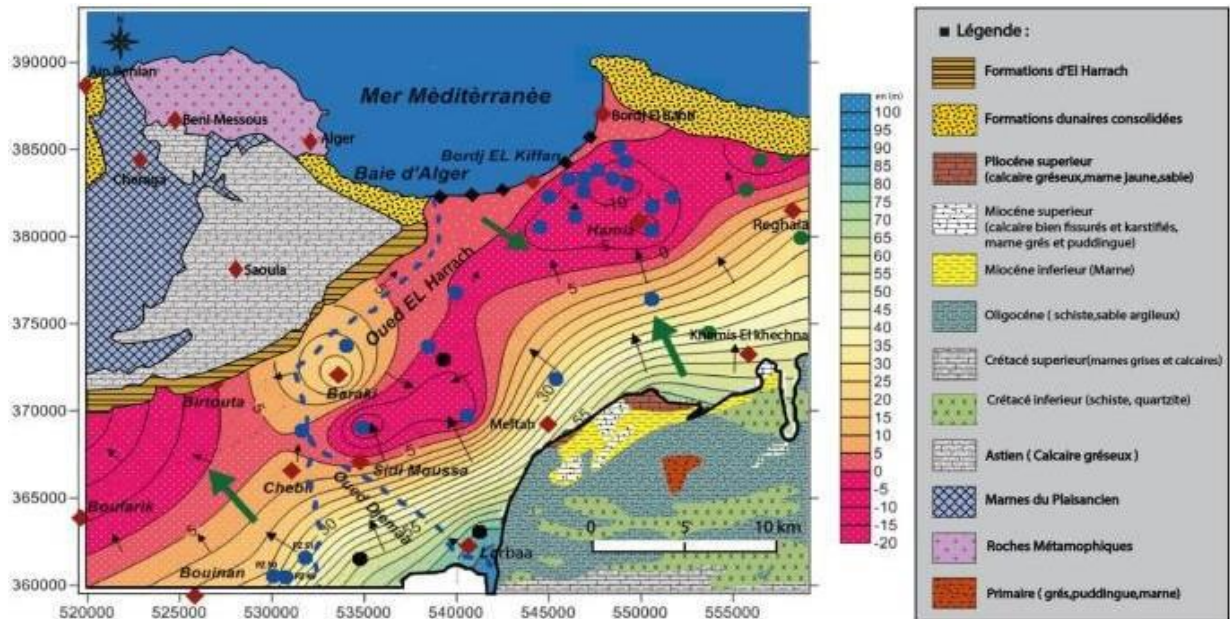


Figure I. 3 : Carte piézométrique de l'aquifère alluviale dans la Mitidja orientale (Campagne basse eaux octobre 2018, ANRH)

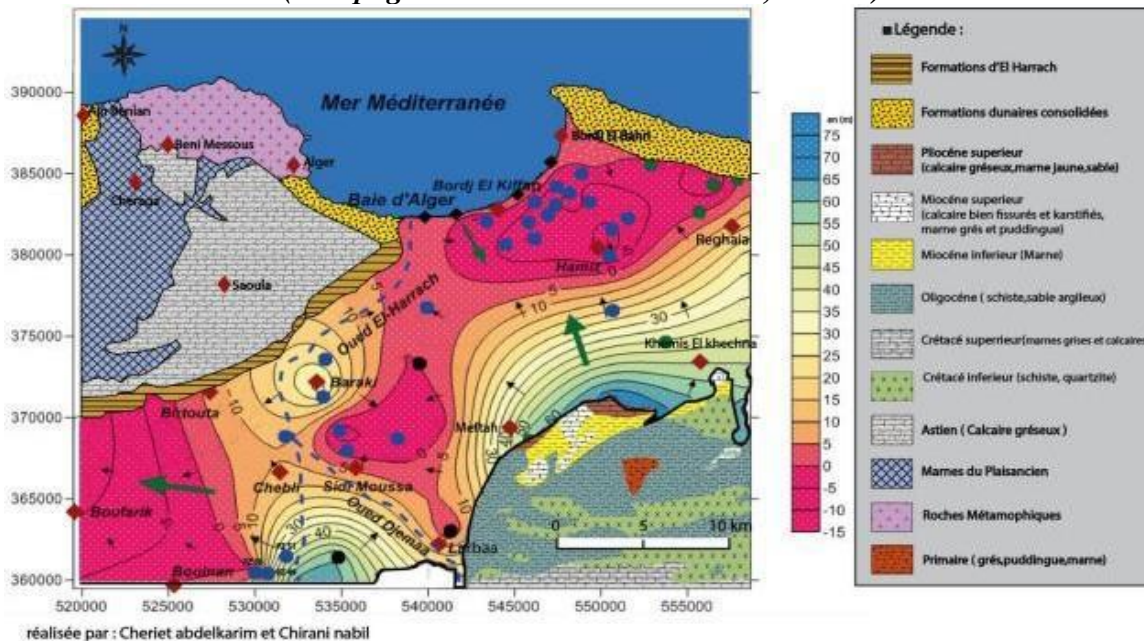


Figure I.4 : Carte piézométrique de l'aquifère alluviale dans la Mitidja orientale. (Campagne hautes eaux Mai 2018, ANRH).

- **L'analyse des cartes piézométriques de l'aquifère alluvial dans la Mitidja orientale :**

Les cartes piézométriques des périodes de hautes et basses eaux de l'aquifère alluvial de la Mitidja orientale montrent un écoulement des eaux souterraines du sud vers le nord en amont, suivant approximativement le parcours de l'oued El-Harrach. Cependant, au niveau de la baie d'Alger, cet écoulement s'inverse, allant du nord vers le sud.

Des rabattements significatifs de la nappe alluviale sont observés dans les champs de captage de Baraki-Sidi Moussa et Hamiz en raison d'une exploitation intensive. Cela entraîne une baisse du niveau d'eau, atteignant des valeurs de -20 mètres en période de basses eaux et -15 mètres en période de hautes eaux.

Il est constaté que les écoulements des eaux souterraines de l'aquifère alluvial sont plus rapides en amont qu'en aval, en raison des caractéristiques hydrogéologiques telles que l'épaisseur, la pente et la perméabilité de l'aquifère.

L'analyse des cartes piézométriques indique que le front salin progresse dans une direction préférentielle vers le champ de captage de Hamiz, provoqué par le cône de dépression.

Actuellement, ce front se trouve à environ 5 kilomètres de la côte et à moins de 500 mètres de la limite nord-ouest de ce champ de captage.

Selon le docteur Cheriet, le diagnostic actuel dans la région de la baie d'Alger conclut que l'intrusion marine est principalement due à une surexploitation locale de la nappe, entraînant une augmentation de la salinité.

- **Potentialités en eau des nappes de la Mitidja : [3]**

Les potentialités hydriques de la nappe de la Mitidja, en prenant en considération la réserve et la recharge, sont estimées à 410 Hm³, selon le Ministère de l'Aménagement du territoire et de l'Environnement : MATE, avril 2005.

Cependant il a été constaté une baisse continue du volume d'eau stockée dans l'aquifère due à une pluviométrie irrégulière (recharge irrégulière) et une exploitation en constante augmentation.

La plupart des prélèvements d'eau pratiqués au niveau de la plaine ne sont pas contrôlés, mis à part ceux de la SEAAL qui sont plus ou moins connus et seraient de l'ordre de 120 Hm³ par ans (hadjoudj, 2008). Pour les autres wilayates de la région, les prélèvements de la nappe seraient selon la direction de l'hydraulique de wilaya de 75 Hm³ répartis comme suit :

- 40 Hm³ pour Blida,
- 15 Hm³ pour Tipaza,
- 20 Hm³ pour Boumerdes.

A cela, il faut ajouter les volumes prélevés pour l'irrigation et l'industrie. Avec une recharge de 234 Hm³ et des prélèvements de 330 Hm³, la surexploitation de la nappe continue et le Déstockage de l'aquifère s'accroît. (MATE, 2005).

I.5 Pédologie [3]

L'étude agro-pédologique de la Mitidja faite par Ecrément en 1971, et la cartographie pédologique à l'échelle du 1/20.000 de la Mitidja réalisée par Raissi, O en 2004, ont permis de mettre en évidence, cinq (5) classes de sols : sols peu évolués, sols Calc magnésiques, vertisols, sols à sesquioxyde de fer et les sols hydromorphes.

Selon Dridi et Zemmouri (2012), les sols de la plaine de la Mitidja se caractérisent par des teneurs élevées en argile (49,3 % en moyenne), alors que les limons fins sont présents avec des taux appréciables (29,4 % en moyenne). À l'inverse, les taux des limons grossiers et des sables sont bas.

Selon le PAC 2004, ce sont les critères, liés à la pédologie (profondeur des sols, texture, etc.) et à la capacité de drainage des sols (risques d'hydromorphie), qui permettent de distinguer les classes d'aptitude des terres. La Mitidja est constituée d'alluvions quaternaires récentes avec quelques poches de grés, sables, marnes, pliocènes et quelques formations éruptives. Les sols peu évolués d'apport alluvial, présentant une fertilité minérale élevée, sont les plus fréquents.

I.6 Topographie

La plaine de la Mitidja est généralement plane et de pente faible. La plupart de la Mitidja centre se trouve à une élévation comprise entre 20 et 100 m, mais des terres plus élevées se trouvent sur le cône de déjection de Blida qui atteint une élévation de 200 m. La pente Générale du terrain diminue progressivement du Sud au Nord. Elle dépasse 1% sur le cône de Blida et près de la limite Sud autour de Bouinan. Elle diminue à moins de 0.5% dans la partie Nord de la zone et devient pratiquement nulle dans les bas-fonds des zones dépressionnaires, qui comprennent notamment de bassin du Mazafran dans le Nord-Ouest de la zone.

I.7 Le climat

Le climat est défini comme l'ensemble des conditions météorologiques qui déterminent l'état de l'atmosphère et son évolution dans une région donnée. Il est principalement influencé par deux facteurs fondamentaux : la température et les précipitations.

Le climat de Mitidja est un climat méditerranéen subhumide avec une influence continentale (le sirocco en été), des hivers pluvieux et doux, et des étés chauds et secs.

I.7.1 La pluviométrie :

Les pluviométries moyennes mensuelles sur une période d'observation de 28 ans (1990 à 2018) à la station de Soumaa,

Les caractéristiques relatives de cette station sont dans ce tableau :

Tableau I. 1 : Caractéristiques de la station pluviométrique

Station	Code ANRH	Cordonnées Lambert		Altitude (m)
		X	Y	
Soumaa	21234	517450	355900	35

Précipitations moyennes mensuelles :

Tableau I- 2 : Pluies moyennes mensuelles (28 ans) –(ANRH-2018)

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout
Pm (mm)	25.18	55.86	99.49	95.76	102.47	75.91	69.45	64.92	45.08	5.37	4.07	7.52

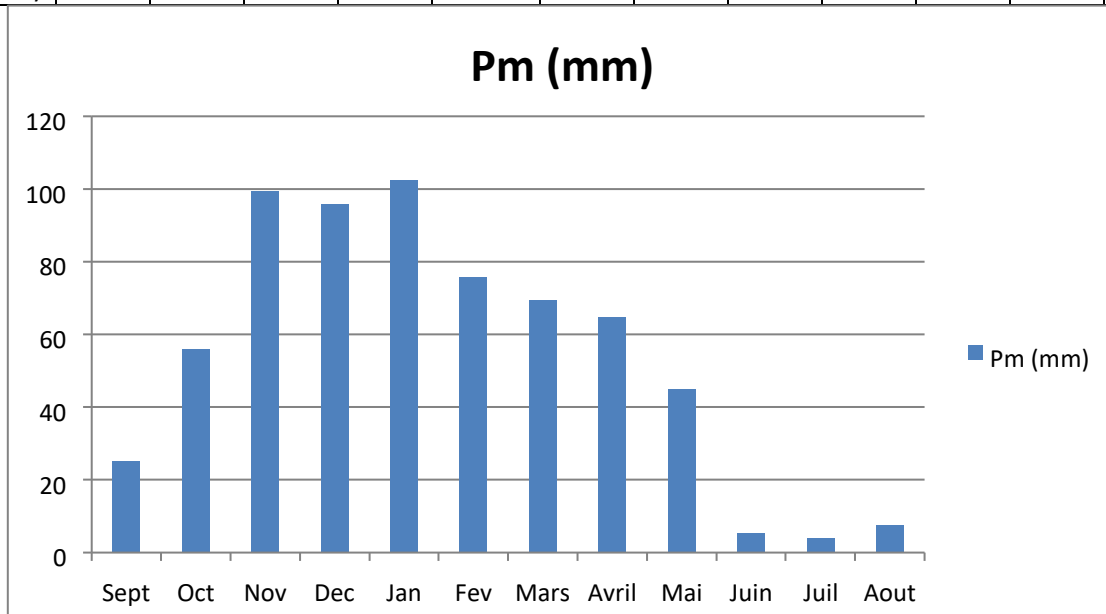


Figure I-5 : Graphique des pluies moyennes mensuelles en (mm).

L'analyse de la pluviométrie moyenne mensuelle calculée sur une période de 30 ans (1987-2017) dans la station climatique Soumaa :

- Les précipitations présentent une grande irrégularité d'une année à l'autre. Leur répartition tout au long de l'année n'est pas uniforme.
- Une saison pluvieuse s'étendant d'octobre à avril, avec un pic maximal atteignant environ 102,47 mm enregistré en janvier.
- Une saison sèche s'étendant de mai à septembre, avec une valeur minimale d'environ 4,0mm enregistrée en juillet.

I.7.2 La Température :

Les températures extrêmes et moyennes mesurées dans la station de Soumaa sur une période d'observation de 28 ans (1990 à 2018) sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau I-3 : Températures moyenne mensuelles (28Ans) – (ANRH-2018)

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Dec
Tmin (°C)	7.1	9,8	6,6	11,4	15,7	17,1	23,1	19.1	21,5	18,4	15,4	3
Tmax (°C)	13.6	15,2	21,8	20,3	26,7	31	32,6	40.9	31,3	28,6	21	19,3
Tmoy (°C)	10.35	12,9	14.2	15,85	21	25,7	28,8	30	26	22,2	17,8	11,15

L'analyse des valeurs moyennes mensuelles enregistrées à la station de Soumaa sur une période de 28 ans (1990-2018) (voir figure 04) révèle ce qui suit :

- La température maximale correspond au mois d'Août avec 40,9°C, c'est le mois le plus chaud.
- La température minimale correspond au mois de décembre avec 3°C, c'est le mois le plus froid.
- la température moyenne annuelle est de 19,66°C

I.7.3 L'évaporation

L'évaporation est le processus de transformation d'un liquide en gaz, généralement à partir de sa surface. Elle dépend généralement de la température, la surface exposée et l'humidité de l'air. L'évaporation moyenne mensuelle présentée dans le tableau suivant :

Tableau I.4: Moyenne mensuelle de l'évaporation (1990-2018) (ANRH-2018)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept	Oct	Nov	Déc	moy
Evap(mm)	59	54,1	70,5	86,6	100,7	134,1	154,8	153,7	117,1	98	73,1	61,9	96,9

En juillet, l'évaporation culmine à son niveau maximal, enregistrant 154,8 mm, tandis qu'en février, elle atteint son minimum, avec seulement 54,1 mm, Sa valeur moyenne interannuelle est de 96,9 mm.

I.7.4 Le vent

La répartition moyenne mensuelle de la vitesse des vents est donnée dans le tableau I.4 :

Tableau I.5 : Vitesse moyenne mensuelle des vents (1990-2018) (A.G.I.D-2018)

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc
V(m/s)	3,0	3,1	2,9	3,1	2,8	3,0	3,2	3,1	2,5	2,3	2,5	3,7

Il en résulte du tableau I.4 que la vitesse moyenne annuelle des vents varie de 2,5 à 3 m/s, le maximum est de l'ordre de 4 m/s.

I.8 Sismicité

D'après le nouveau découpage des zones sismiques en Algérie, Le territoire algérien est divisé en quatre zones sismiques :

- Zone O : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone II : sismicité moyenne. (a et b)
- Zone III : sismicité forte.

La Mitidja se trouve entre la zone territoriale (II, b) et la zone III., où l'intensité sismique est non négligeable, c'est-à-dire une zone de sismicité moyenne à forte. Car elle se situe au-dessus de la faille tectonique qui sépare le continent Africain du continent Européen.

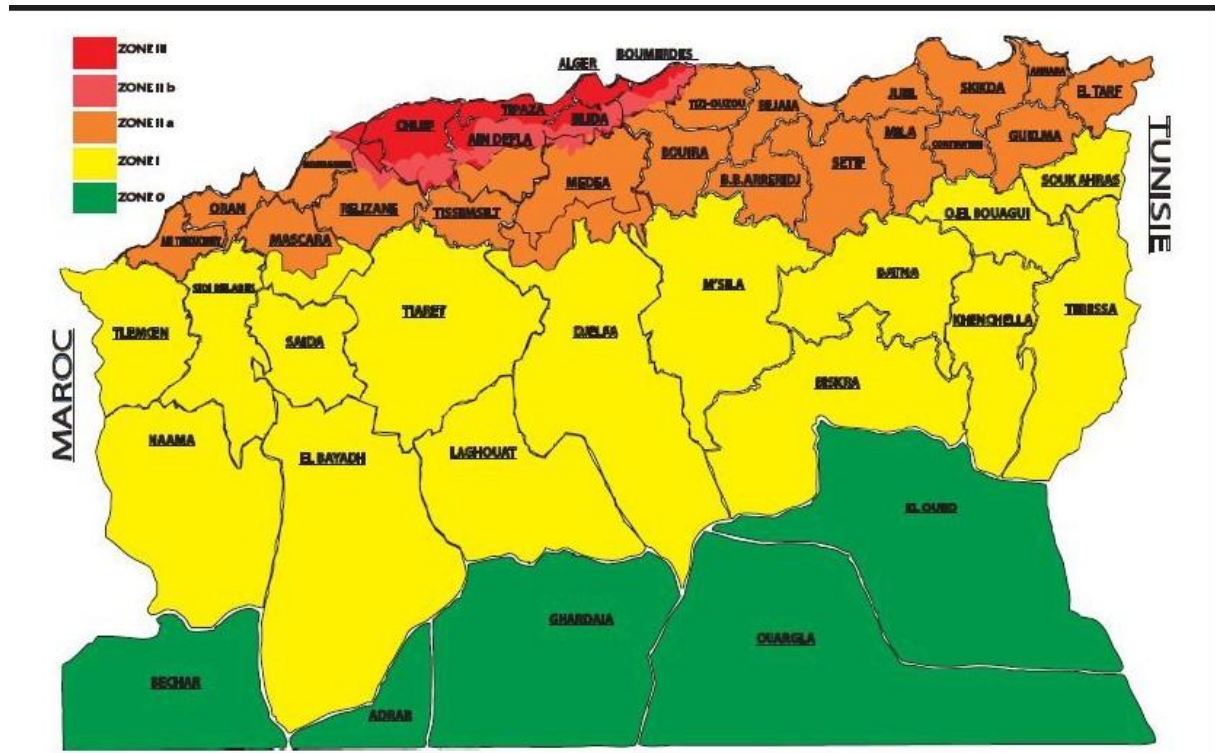


Figure I- 6 : carte de zonage sismique de l'Algérie

I.9 Présentation de projet de transfert des eaux traitées vers les bassins d'infiltration

Cette étude se déroulera entre La Mitidja centre et La Mitidja Est. Les eaux traitées seront transportées de la STEP de Baraki (Alger) pour la Réalimentation des bassins d'infiltration. Les caractéristiques géographiques sont dans ce tableau :

Tableau I. 6 : les Caractéristiques géographiques

Le lieux	Coordonnée géographique		Altitude (m)
	Latitude	Longitude	
La STEP baraki (Alger)	36.690535°	3.102798°	10
Les bassins d'infiltration Tabainet (blida)	36.520024°	3.065598°	108

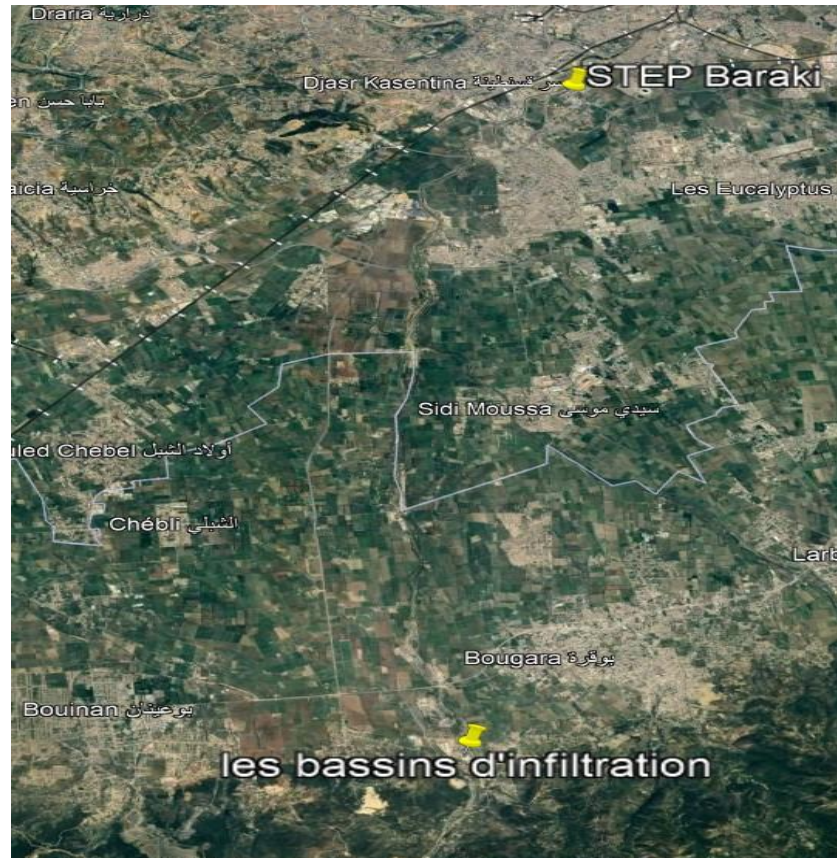


Figure I.7 : Localisation géographique de la zone d'étude. (Google Earth).

I.9.1 les bassins d'infiltration

L'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH) a initié un projet pilote de recharge de la nappe au bord de l'oued Hammam Melouane (2004), qui est un affluent de l'oued El Harrach. Ce projet consiste en 4 bassins d'infiltration Ses dimension est (50m*46m*5m). (33m*20m*3m). (31m*15m*3m). (32m*16m*3m). Les bassins étaient alimentés par un canal d'amenée d'eau à partir de l'oued. Actuellement, ces bassins sont à l'arrêt en raison de la déviation des eaux de l'oued vers le nouveau barrage de Douera.

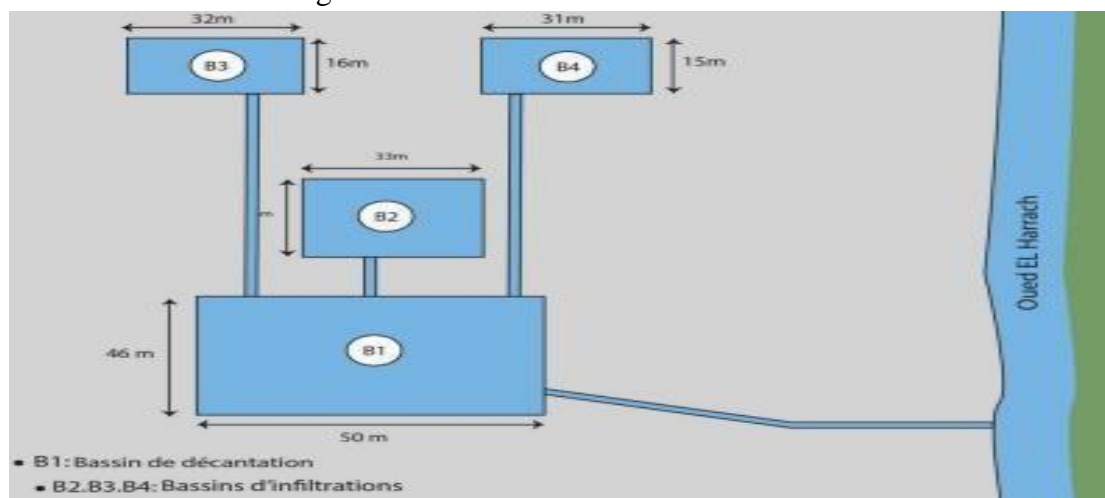


Figure I.8 : les bassins d'infiltrations (ANRH Blida)

I.9.2 La station d'épuration Baraki (Alger) [4]

La station de traitement de Baraki est située dans la wilaya d'Alger, au nord de la commune de Baraki. À moins d'un kilomètre au nord, se trouve la prise d'eau potable d'El-Harrach, et à 2,5 km au nord-est, la zone industrielle d'El Harrach. La ligne ferroviaire Alger-Blida passe au nord-ouest de la station. À l'ouest, l'Oued El Harrach coule vers le nord. L'exploitation agricole d'Ali Talha est à environ 300 mètres au nord de la station d'épuration. Au sud-est, il y a une ferme expérimentale, et au sud, le faubourg de Ben Rhazi à Baraki. À l'entrée du site, les bureaux de l'Office National d'Assainissement (ONA) sont installés. L'accès à la station se fait par une impasse reliée au C.W. 115, une route reliant la zone industrielle d'El Harrach et Baraki. La station d'épuration de Baraki utilise un système de boues activées à charge moyenne. Elle dispose d'une filière de traitement des boues incluant épaissement, digestion anaérobie, déshydratation et séchage.

Les caractéristiques techniques de la STEP

- La STEP a une capacité de traitement d'un débit moyen journalier d'eaux usées Equivalent /habitant : 300 000 m³/j.
 - Débit moyen horaire : 12 450 m³/h.
 - Débit de pointe de temps sec : 19 200 m³/h.
 - Débit de pointe de temps de pluie : 38 400 m³/h.
 - Procédé de traitement : boues activées à moyenne charge.
 - Traitement tertiaire par filtres à sables et UV : 243 000 m³/j.
- Pour la qualité de l'eau, une étude a déjà été réalisée. Celle-ci a proposé un traitement tertiaire utilisant une technologie d'ultrafiltration, avec un choix de la membrane UF-1010EAT.
- D'après les résultats de cette étude, La technique membranaire permet de réduire tous les paramètres problématiques, notamment les matières en suspension à une valeur inférieure à 2 mg/l et les bactéries à des valeurs quasi nulles, tout en répondant parfaitement aux normes de réutilisation des eaux usées traitées en agriculture. Cela permet ainsi la mise en œuvre du projet de recharge artificielle de la nappe de la Mitidja.



Figure I.9 : La STEP de Baraki (Google Earth)

I.10 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter notre zone d'étude et connaître les données nécessaires comme la topographie, le climat, la géologie, la pédologie.

Nous avons conclu que notre zone d'étude est de pente faible, soumise à un climat Méditerranéen subhumide, sismicité moyenne à élevée, constituée essentiellement par les alluvions (argile, limon, sable).

Cette collecte de données nous permettra par la suite de réaliser une bonne étude de transfert des eaux traitées.

Chapitre II :

Estimation des besoins en eau.

II.1 Introduction

L'estimation des besoins en eau est une étape importante dans la conception de projets hydrauliques, Dans ce chapitre, nous aborderons en détail le processus d'estimation des besoins en eau à l'aide aux données hydrogéologique et hydraulique du chapitre précède.

II.2 Estimation de débit d'infiltration :

II.2.1 définition : [5]

Le débit d'infiltration est la quantité maximum d'eau qui s'infiltré dans le sol ou substrat dans un temps t. Elle dépend des constituants et de l'arrangement de la porosité du substrat

En hydrologie et en gestion de l'eau, on parle de capacité d'infiltration à la vitesse maximale à laquelle l'eau pénètre dans le sol. La capacité d'infiltration dépend de nombreux facteurs ; un sol désagrégé et perméable aura une plus grande capacité d'infiltration qu'un sol argileux et compact.

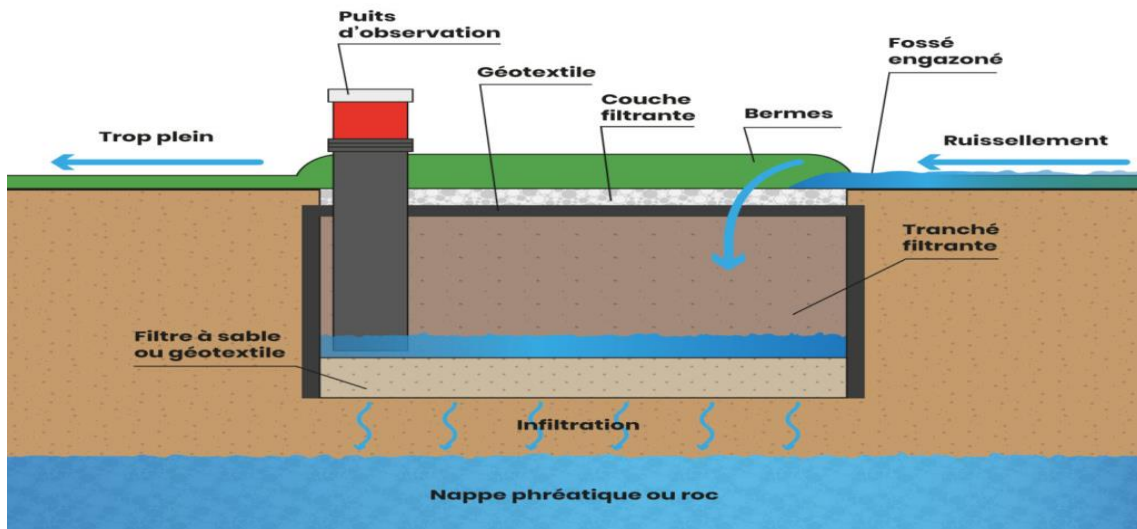


Figure II. 1 : tranchée d'infiltration (<https://www.avizo.ca/2021/09/30/les-tranchees-dinfiltration-des-ouvrages-de-gestion-des-eaux-pluviales-ideals-pour-les-faibles-debits>)

II.2.2 lois de darcy : [6]

Les écoulements des eaux souterraines obéissent aux deux conditions physiques suivants :

-les écoulements d'eau souterraine s'effectuent de l'élévation la plus élevée a la plus basse et de la haute pression a la base pression.

-l'écoulement d'eau souterraine est entraîné par les gradients d'énergie potentielle.

Le chevalier Henri Darcy, se basant sur les hypothèses précédentes, a développé expérimentalement une relation entre le débit d'eau passant à travers un massif composé de sable peut se calculer par la relation suivante :

$$Q=KA \frac{\Delta h}{L} \dots\dots\dots (II-1)$$

$$V=\frac{Q}{A} \dots\dots\dots (II-2)$$

Avec :

Q : Le débit à travers la section A

V : vitesse d'écoulement en m/s

K : coefficient de perméabilité en m/s

$I = \frac{\Delta h}{L}$ = gradient hydraulique

II.2.2.1 le gradient hydraulique : [6]

Le gradient hydraulique est égal au rapport de la différence entre les charges à l'amont et à l'aval à la longueur de la matrice sol .il traduit le taux de diminution de la charge hydraulique Dans le sens de l'écoulement de l'eau .il peut être considéré comme étant la pente de la surface de la nappe perpendiculaire aux courbes de niveau pour les eaux souterraines.

$$I = \frac{h_2 - h_1}{L} = \frac{\Delta h}{L} \dots\dots\dots (II-3)$$

Il Ya deux méthodes pour calculer le gradient hydraulique :

- Calcul du gradient hydraulique avec 2 piézomètres
- Calcul du gradient hydraulique à partir d'une carte piézométrique

Les méthodes sont présentées dans les figures suivantes :

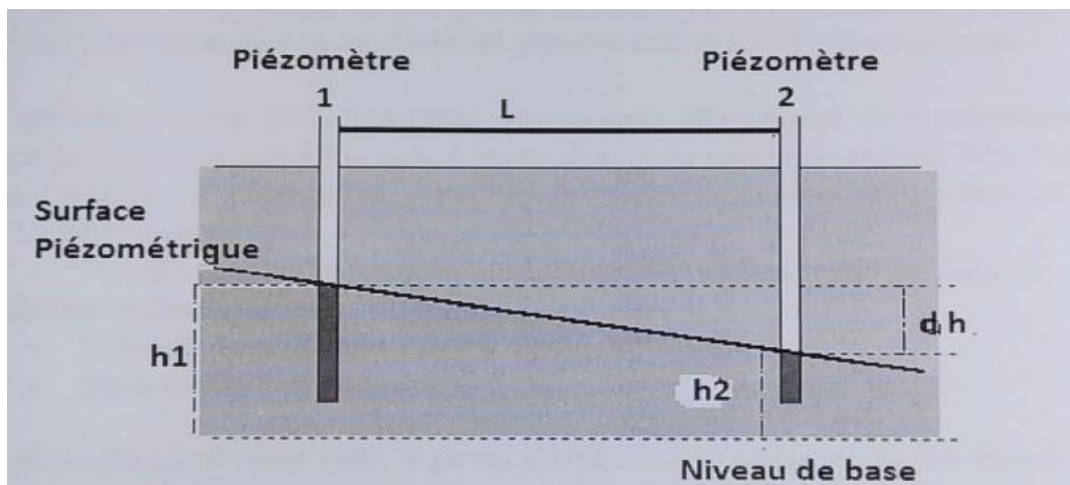


Figure II. 2 : calcul du gradient hydraulique avec 2 piézomètres (M.meddi)

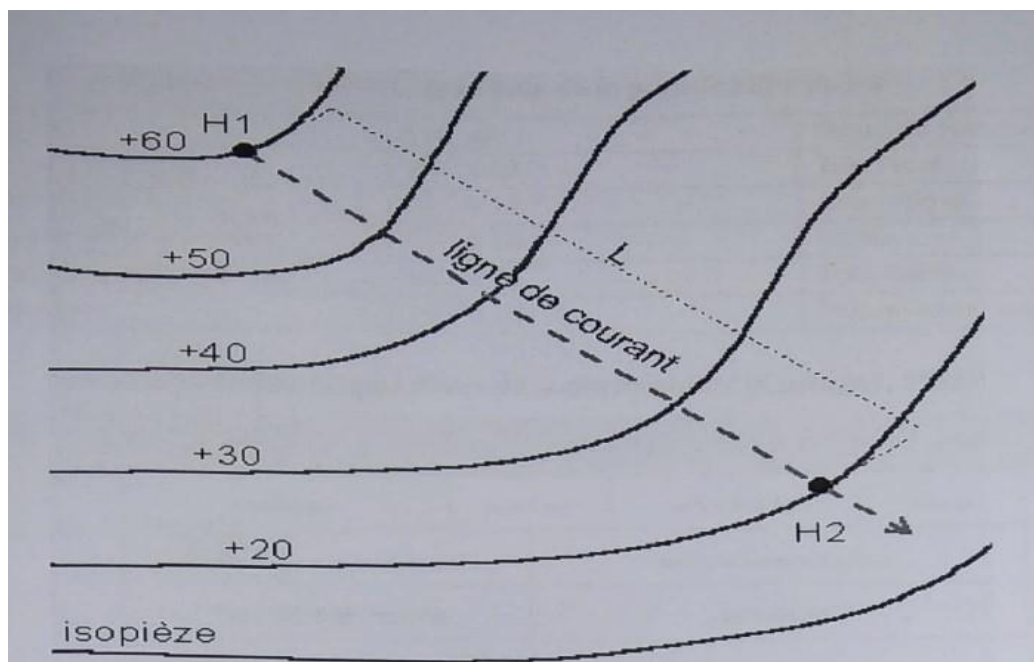


Figure II. 3 : calcul du gradient hydraulique partir d'une carte piézométrique (M.meddi)

- L'ANRH de Blida a calculé le gradient hydraulique moyenne dans la zone des bassins d'infiltrations par la méthode (Calcul du gradient hydraulique avec 2 piézomètres),Le résultat obtenu est un gradient hydraulique de 0.02 m/m

II.2.2.2 le coefficient de perméabilité (la conductivité hydraulique) [6]

La conductivité hydraulique (k) mesure de la capacité du sol à se laisser traverser par l'eau elle est constante pour un milieu poreux donne. Elle est considérée comme étant la propriété physique fondamentale du sol dans les écoulements dans un milieu poreux.

La perméabilité ou la conductivité (k) permet de comprendre comment l'eau circule à travers le sol. Elle varie beaucoup avec la nature de terrain. Elle l'unité de la vitesse (m/s).il existe de nombreuses méthodes de mesure de la perméabilité dans in milieu sature :

A) Au laboratoire

-perméamétrie a charge constante (dispositif expérimentale Darcy)

B) in situ (milieu naturel)

- méthode de pompage

-méthode de trou a la tarière

- La distribution spatiale de la perméabilité de la Mitidja fournée par ANRH est représentée dans la figure Suivante :

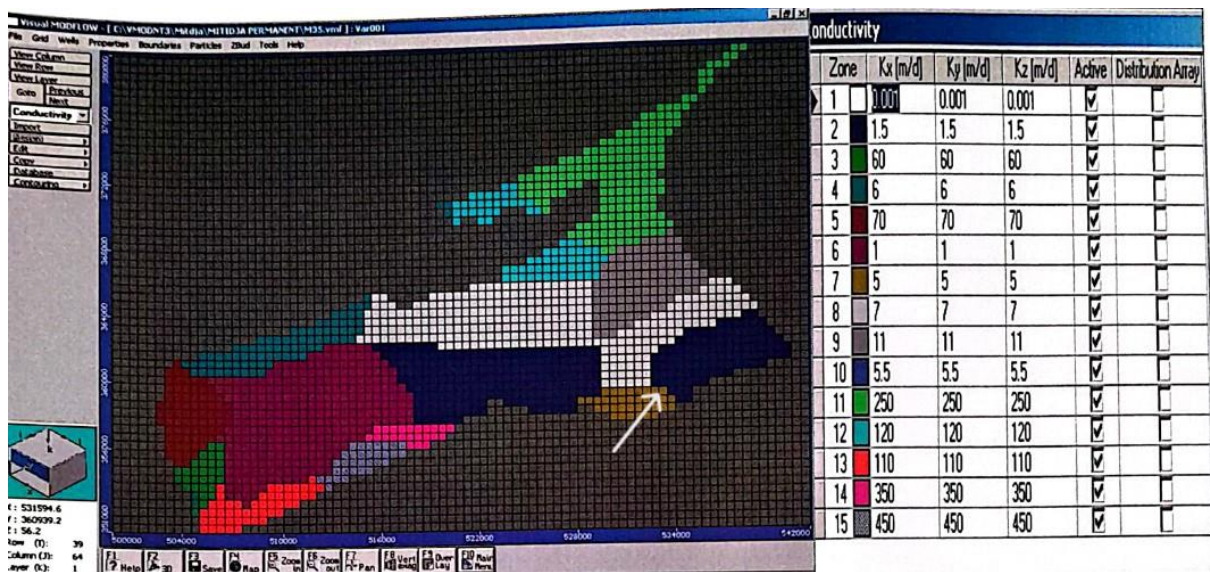


Figure II. 4 : distribution spatiale de la perméabilité en régime turbulent (ENRH)

On remarque que la distribution de perméabilité n'est pas homogène. Les zones plus perméables se trouvent dans le nord est à proximité de l'oued El-Harrach ou on note 250m/j Et aussi a certains endroits et au niveau da la limite sud a l'est de l'oued chiffa ou on enregistre un intervalle de 110 à 450 m/jet un intervalle de 60a 70 m/j. dans le reste de la zone entre oued djemaa et oued el Harrach et au centre on a des zones assez homogènes avec des valeurs de 6 à 11 m/j et des zones de perméabilité faible 1 à 6m/j ,La perméabilité dans la zone des bassins d'infiltrations est entre 5 et 5.5 m/j .

II.2.3 Estimation de débit d'infiltration :

Pour calculer le débit d'infiltration, En utilise la loi de darcy :

$$Q=KA\frac{\Delta h}{L} \dots\dots\dots (II-1)$$

Avec :

K= entre (5,5 et 5). on prend 5,25 m/j

I= 0.02m/m

A= la surface des bassins d'infiltration =3937 m²

Donc :

$$Q= 413,38 \text{ m}^3/\text{j}$$

Alors le débit d'infiltration dans les bassins est égal : **413,38 m³/j** c'est-à-dire :**4,78 l/s**

II.2.4 l'effet de climat sur l'infiltration

Le climat exerce une influence profonde et omniprésente sur notre planète, dictant les conditions météorologiques, les schémas de précipitations, les températures régionales et une multitude d'autres paramètres environnementaux. Dans cette étude, nous explorons l'impact fondamental du climat sur le remplissage des bassins d'infiltration par les eaux traitées, parmi les paramètres qui influent sur l'infiltration : l'évaporation et les précipitations

II.2.4.1 l'évaporation :

L'effet de l'évaporation se manifeste par la diminution des eaux traitées dans les bassins d'infiltration. Pour évaluer l'ampleur de cet effet, nous examinons la valeur maximale de l'évaporation dans le tableau (*I.4 Moyenne mensuelle de l'évaporation (1990-2018)*) et la comparons à la vitesse d'écoulement de l'infiltration.

D'après le tableau L'évaporation atteint son maximum au mois de juillet

La valeur maximale de l'évaporation : 154.8 mm/mois =5.16mm/j

$$\text{La vitesse d'écoulement : } V = \frac{Q}{A} = \frac{393.7 \text{ m}^3/\text{j}}{3937 \text{ m}^2} = 0.1 \text{ m/j} = 100 \text{ mm/j}$$

Il est observé que la vitesse d'écoulement est nettement supérieure à celle de l'évaporation.

Résultat à tenir :

Pendant les mois les plus chauds, l'évaporation diminue la quantité d'eau de 5,16 mm/j, ce qui correspond à environ 5.16 % de l'infiltration. Cette réduction n'a pas un impact significatif sur le processus global.

II.2.4.2 les précipitations :

Les précipitations contribuent à l'augmentation du volume d'eau dans les bassins d'infiltration, en plus du remplissage par les eaux traitées, ce qui peut entraîner des problèmes de débordement. Par conséquent, il est essentiel de connaître les précipitations maximales afin de prendre des mesures préventives adéquates et ainsi éviter le risque de débordement.

Selon le tableau (*I-5 Pluies moyennes mensuelles (28 ans)*), le mois le plus humide est janvier.

La précipitation maximale : 102.47 mm/mois =3.41mm/j

Il est noté que l'augmentation des eaux dans les bassins causés par les précipitations, qui varie entre 3 à 4 mm par jour pendant le mois le plus humide, n'est pas significative et ne présente pas de danger.

Résultat à tenir :

Bien que la valeur des précipitations soit inférieure, et que les précipitations ne soient pas quotidiennes, afin de prévenir les débordements potentiels des bassins, il est proposé d'installer une conduite de trop-plein dans chaque bassin, dirigée vers l'Oued de Hammam Melouane.

II.3 Estimation des besoins de l'irrigation

Effectivement, le débit d'infiltration est significativement inférieur au débit sortant des eaux traitées de la STEP de Baraki. Compte tenu du manque d'eau et Pour maximiser l'utilisation des eaux traitées, on propose à irriguer les parcelles non encore irriguées situées à proximité des bassins d'infiltration.

La Direction des Services Agricoles de Blida (DSA) a annoncé que les terres agricoles de la ville de Tabainet sont irriguées par le barrage de Douira mais il y a une pénurie d'eau dans certaines parcelles. Donc on propose d'irriguer ces fermes par les eaux traitées.

Les caractéristiques des parcelles présentés dans le tableau suivant :

Tableau II. 1 : Caractéristiques des parcelles d'irrigation (DSA Blida 2024)

Les parcelles d'irrigation	Culture	Superficie(ha)	Superficie irrigue (ha)	Coordonnées géographiques		L'altitude (m)
				Latitude	Longitude	
Ferme appartienne au groupe GIPLAIT	Avoine fourragère	263	20	36.528908	3.054031	103
	Agrume	20	0			
Boudjebar Mohamed	Céréales	40	0	36.526520	3.022630	90
Berdaoui Mahfoud	Céréales	189	0	36.532644	3.030917	87

Pour estimer les besoins en eau de chaque ferme, la DSA a réalisé une étude approximative en tenant compte de divers facteurs tels que les conditions climatiques locales et les caractéristiques du sol, afin d'estimer les besoins annuels pour chaque culture dans la Wilaya de Blida.

Les résultats sont présents dans le tableau suivant :

Tableau II. 2 : les besoins en eau de chaque culture (DSA Blida 2024)

Culture	Besoins (m ³ /ans/ha)	Besoins (m ³ /j/ha)
Arboriculture	5000	13,69863014
Agrumiculture	6200	16,98630137
Tomate indus	6800	18,63013699
Maraichage	6900	18,90410959
Céréales	1500	4,109589041
Fourrage	7000	19,17808219

Les besoins en eau de chaque ferme sont présents dans le tableau suivant :

Tableau II. 3 : les besoins en eau de chaque ferme

Les parcelles d'irrigation	Culture	Surface non irrigue (ha)	Le Débit spécifique (m ³ /j/ha)	Le débit (m ³ /j)
Ferme appartenant au groupe GIPLAIT	Avoine fourragère	243	19,17808219	4660,273973
	Agrume	20	16,98630137	339,7260274
Bou Djebar Mohamed	Céréales	40	4,109589041	164,3835616
Berdaoui Mahfoud	Céréales	189	4,109589041	776,7123288
			Total	5941,09589

Le débit total pour les trois fermes est égal : **5941,09 m³/j** c'est-à-dire : **68.76 l/s**

II.4 Conclusion

Dans ce présent chapitre, nous avons pu évaluer la quantité d'eau à mobiliser pour satisfaire les besoins en eau pour les bassins d'infiltration et examiné l'effet de climat sur cette opération, ensuite nous avons proposé d'irriguer les fermes pilote Pour maximiser l'utilisation des eaux traitées, Les débits estimés sont de : **413,38 m³/j** pour l'infiltration et de : **5941,09 m³/j** pour l'irrigation, donnant un débit total de : **6353.47 m³/j**.

Chapitre III : Dimensionnement de l'adduction.

III.1 Introduction :

L'adduction des eaux implique l'étude des méthodes et des moyens, à la fois sur le plan technique et économique, pour transporter les eaux prélevées de leur source, soit vers des réservoirs de stockage, soit directement vers les zones de consommation.

L'objectif de ce chapitre est de mener une étude technico-économique afin de dimensionner le réseau d'adduction des eaux traitées vers les bassins d'infiltration.

III.2 Généralités :

Le terme "adduction" désigne l'ensemble des installations reliant la prise d'eau au réservoir de stockage ou au point d'utilisation. Les conduites d'adduction ont pour rôle d'assurer le transfert de l'eau entre différents points :

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

Les ouvrages d'adduction peuvent prendre la forme d'un canal découvert, bien que cela soit rare dans le contexte de l'approvisionnement en eau potable, ou d'une conduite forcée, caractérisée par un écoulement sous pression

III.3 Les types d'adduction : [7]

D'après leur fonctionnement, les canalisations d'amener ou adductions peuvent être classées en trois catégories :

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

1. Adduction gravitaire :

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement dont le point de départ se trouve à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée, elle peut être en charge ou non en charge.

2. Adduction par refoulement :

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression et en charge à l'aide des machines Hydro-électriques dont le point de départ se trouve à une côte inférieure à la côte Piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

3. Adduction mixte :

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

III.4 Critères du choix du tracé de l'adduction [7]

Le tracé d'une adduction ne se fait pas de façon Aléatoire, mais plutôt, repose sur des critères. Pour avoir un tracé optimum contribuant à l'étude technique de dimensionnement et qui sont :

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de sur Profondeurs.

- Eviter la multiplication d'ouvrages coûteux ou fragiles tel que la traversés des rivières et des routes, chemin de fer etc....).
- Eviter dans la mesure du possible la traversée de massifs boisés.
- Entraîner des dépenses aussi faibles que possible lors de la construction en évitant les points hauts.
- Avoir un tracé en bordure de routes et chemins permettant :
 - Des travaux de terrassement et d'approvisionnement en conduites souvent Moins onéreux.
 - Un accès facile aux regards contenant les appareils de robinetterie
- A un terrain accidenté ou à une suite de points hauts, entraînant une accumulation d'air, en éviter les contre-pentes qui donnent des cantonnements d'air, de plus, en période d'arrêt de pompe, il peut y avoir une cavitation entraînant une rupture la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation.
- Si le tracé se trouve confronté à ces points, des dispositifs anti-béliers peuvent être installés.

Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser le profil en long idéal avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes.

III.5 Choix des matériaux de canalisation [8]

Il existe de nombreux types de tuyaux disponibles pour constituer une conduite, chacun étant fabriqué à partir de matériaux variés tels que la fonte, l'acier et le PEHD. Le choix du tuyau dépend de plusieurs facteurs, notamment la pression, la nature du terrain, la qualité de l'eau, les coûts d'approvisionnement et de mise en œuvre, ainsi que la facilité de réalisation des raccordements et des réparations en cas de fuite.

- **Fonte**

La fonte, adaptée aux hautes pressions et il n'est pas sensible à la corrosion, se pose sans grandes contraintes mais nécessite de nombreuses pièces spéciales, ce qui peut augmenter les coûts. Toutefois, son prix reste acceptable compte tenu de sa durabilité,

- **Acier**

L'acier est un matériau apte à prendre en charge les grandes pressions, 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, l'acier n'est pas recommandé pour éviter la perturbation de l'alimentation en cas de fuite.

- **PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre)**

Le PRV, utilisé principalement dans l'industrie pour les conduites de petit diamètre transportant des fluides corrosifs, est plus couramment employé dans l'assainissement et l'adduction.

Bien que léger et résistant aux agressions chimiques, il présente des défis en termes de rigidité et de tenue à la pression, notamment au niveau des jonctions. Sa pose et son remblaiement sont cruciaux pour la durabilité, car un support insuffisant peut entraîner de mauvais résultats à moyen terme,

- **PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène)**

Les tuyaux en plastique, légers et faciles à couper, à poser et à assembler, offrent de bonnes propriétés hydrauliques et ne sont pas sujets à la corrosion. Cependant, ils ont une résistance mécanique inférieure aux autres matériaux, avec le PVC susceptible de se casser et le PEHD de s'écraser. Le PVC, avec une densité de 1.4, est particulièrement léger comparé aux autres matériaux.

Remarque :

En examinant attentivement les caractéristiques techniques de chaque type de matériau de canalisation et en pesant leurs avantages et leurs inconvénients, tout en tenant compte du fait que le terrain est non agressif et pour des considérations économiques, nous avons choisi deux variantes de matériaux de conduite : le PEHD et le PRV. Ces choix sont motivés par leur résistance aux eaux agressives, leurs performances, leur durabilité, ainsi que leur disponibilité sur le marché local.

III.6 Etude de l'adduction principale

L'étude des variantes a pour but le choix du tracé le plus économique possible de la conduite ainsi que du choix de l'emplacement adéquat des stations de pompage, ainsi que l'emplacement des réservoirs.

III.6.1 propositions de variante

Après avoir analysé la topographie et le type de terrain (agglomération, parcelles d'irrigation ...) entre la station d'épuration de Baraki et les bassins d'infiltration, on constate qu'une seule trace présente des meilleures caractéristiques (une distance réduite et un terrain relativement plat., les traversées des routes, des voies ferrées et des rivières sont réduites au minimum, éviter les villes et les grandes agglomération). Ainsi la différence entre les variantes réside dans l'emplacement des stations de pompage et le réservoir.

Chaque variante comprend deux choix relatifs au type de matériau de la conduite.

1 : pour le PEHD

2 : pour le PRV.

III.6.1.1 Variante N1 :

Dans cette variante le tracé commence par la première station de pompage qui sera placée à proximité de la STEP, et la conduite suit la rive gauche de la partie aménagée de l'oued El Harrach jusqu'à la fin de la zone aménagée de l'oued (la frontière entre Blida et Alger).

Ensuite, la conduite poursuit son trajet entre les terrains agricoles de la commune de Chebli et l'oued. Ensuite, la conduite suit un chemin rural et traverse la RN 29 jusqu'à atteindre la cote de 117 m, où sera implanté le réservoir tampon pour assurer une distribution gravitaire vers les bassins d'infiltration et les parcelles d'irrigation. La longueur totale de la conduite est de 22725 m, avec une hauteur géométrique de 107 m.

Dans cette variante, nous allons proposer deux sous-variantes concernant l'emplacement de la deuxième station de pompage, nous aurons donc :

- Sous-variante 1 : la deuxième station placée à la cote 62 m
- Sous variante 2 : la deuxième station placée à la cote 49 m

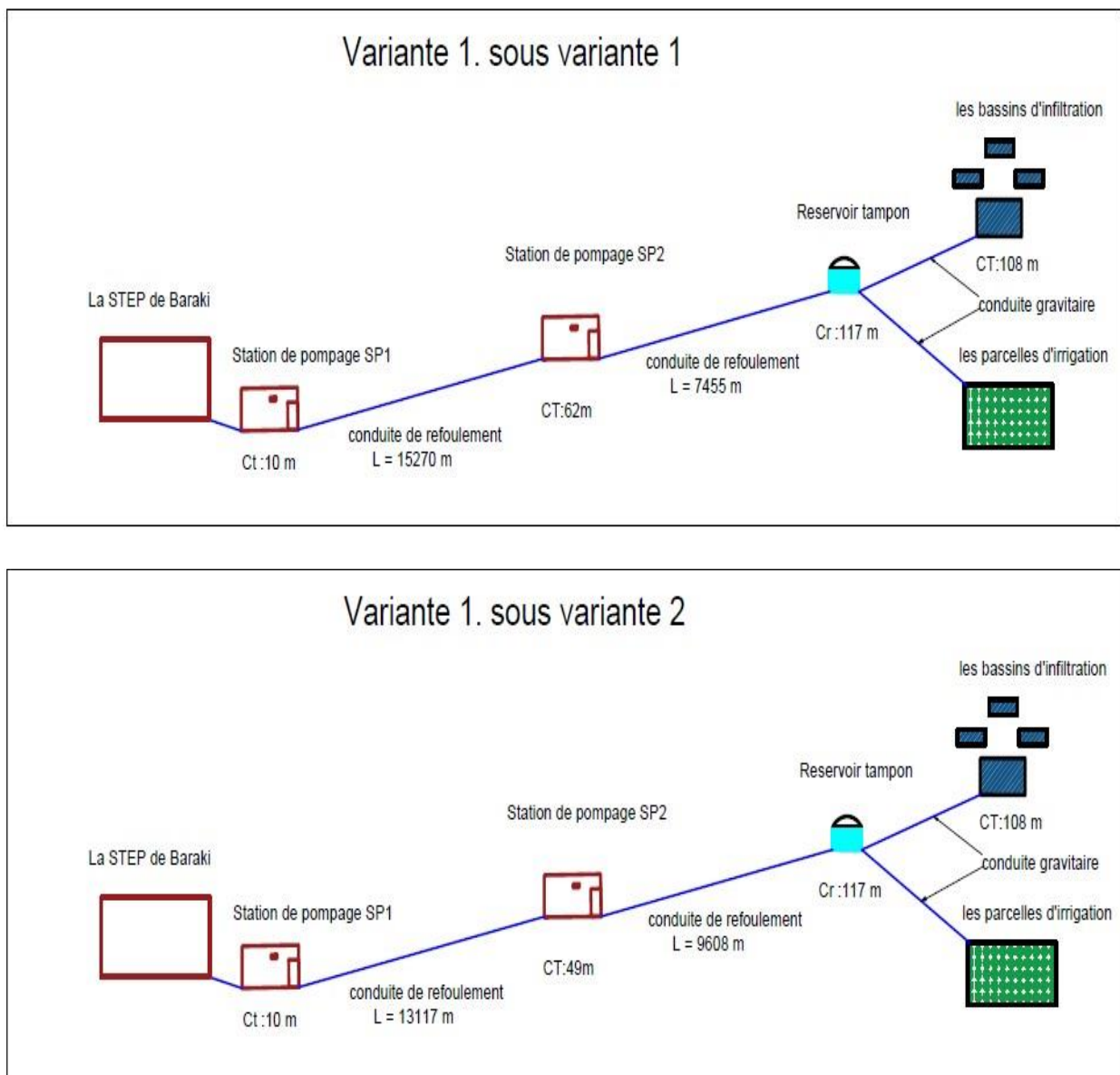


Figure III.1: schéma synoptique de la première variante

III.6.1.2 Variante N2 :

La trace de cette variante suit le même parcours que la première variante. Elle débute à la première station de pompage et suit la rive gauche de la partie aménagée de l'oued El Harrach jusqu'à la limite entre Blida et Alger, Ensuite, la conduite poursuit son trajet entre les terrains agricoles de la commune de Chebli et l'oued. Par la suite, elle suit un chemin rural et traverse la RN 29 jusqu'à atteindre une altitude de 114 m près de Cosider p 30, où le réservoir tampon sera installé. La longueur totale de la conduite est de 22542 m, avec une altitude géométrique de 104 m.

Dans cette variante, nous allons proposer deux sous-variantes concernant l'emplacement de la deuxième station de pompage, nous aurons donc :

- Sous-variante 1 : la deuxième station placée à la cote 62 m
- Sous variante 2 : la deuxième station placée à la cote 49 m

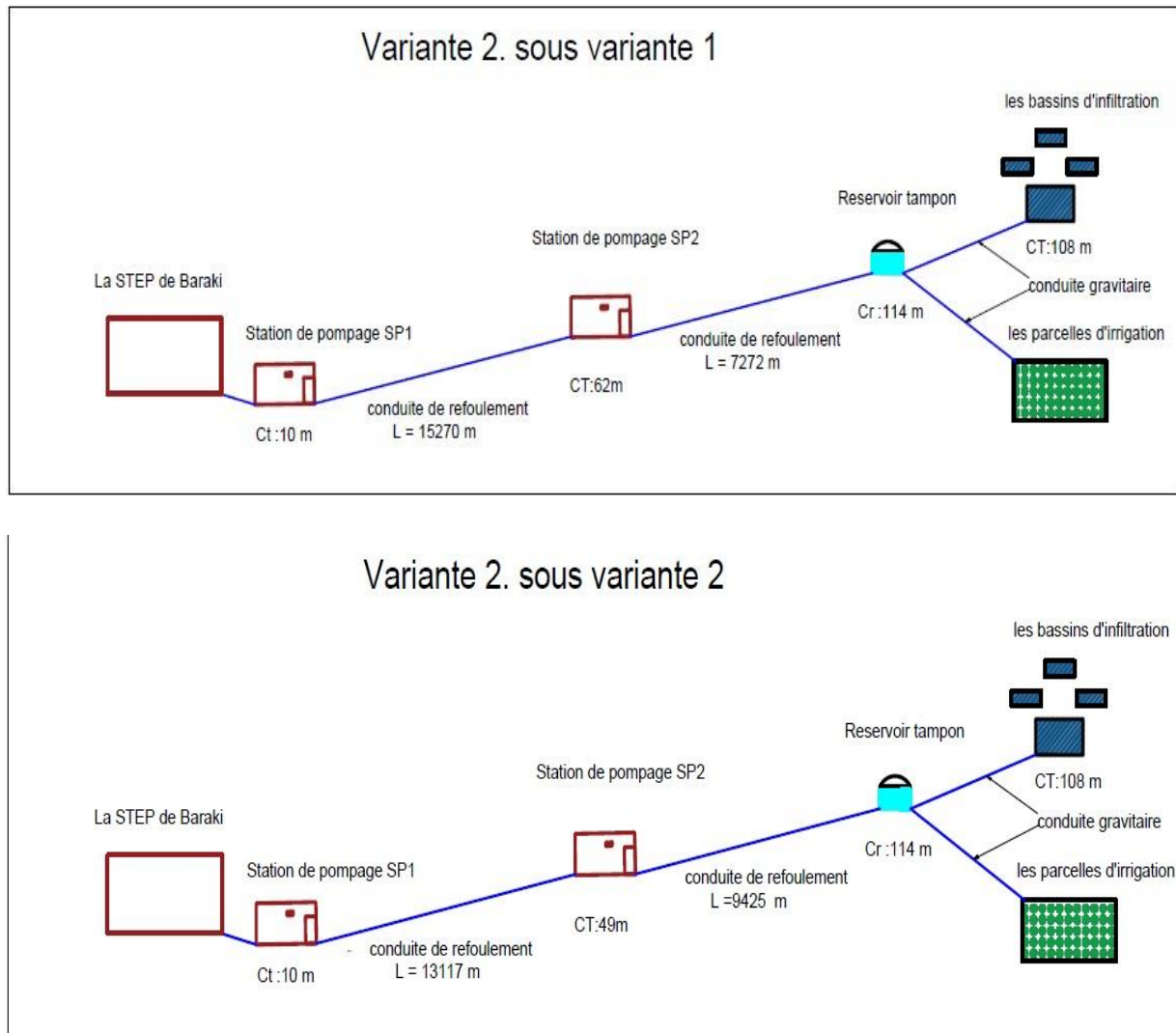


Figure III.2: schéma synoptique de la deuxième variante

Les deux variantes sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III.1: Présentation des variantes de l'adduction

Les variantes	Les sous variante	La cote de la 1 ère station de pompage	La longueur de la conduite (SP1-SP2)	La cote de la 2eme station de pompage	La longueur de la conduite (SP2-RT)	La cote de Réservoir tampon
Variante 1	Sous Variante 1	10m NGA	15270 m	62 m NGA	7455 m	117 m NGA
	Sous Variante 2	10m NGA	13117 m	49 m NGA	9608 m	117 m NGA
Variante 2	Sous Variante 1	10m NGA	15270 m	62 m NGA	7272 m	114 m NGA
	Sous Variante 2	10m NGA	13117 m	49 m NGA	9425m	114 m NGA

III.6.2 calcul hydraulique

III.6.2.1 Cas de refoulement. [9]

Économiquement parlant, la station de pompage et la conduite de refoulement sont conçues pour élever un débit à une hauteur géométrique donnée. Il existe une multitude de solutions résultant de l'ajustement de la puissance de la pompe au diamètre et à la nature de la conduite de refoulement, ainsi qu'aux pertes de charge générées qui amplifient la puissance d'élévation théorique.

En tenant compte, d'une part, de l'investissement croissant des conduites avec l'augmentation du diamètre et, d'autre part, du coût proportionnel de l'énergie qui comprend une partie fixe représentant l'énergie théorique d'élévation ainsi qu'une partie variable liée à la perte de charge, laquelle diminue avec le diamètre, il est possible de déterminer un diamètre optimal du point de vue économique.

Ce diamètre optimal est déterminé en minimisant les dépenses totales d'investissement et d'exploitation. BONIN et BRESSE ont proposé les approches suivantes pour calculer ce diamètre économique, non normalisé en mètres, pour une conduite unique refoulant un débit Q en (m³/s).

$$- D_{ec} = \sqrt{Q} \text{ (Relation de BONIN)(III.1)}$$

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

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

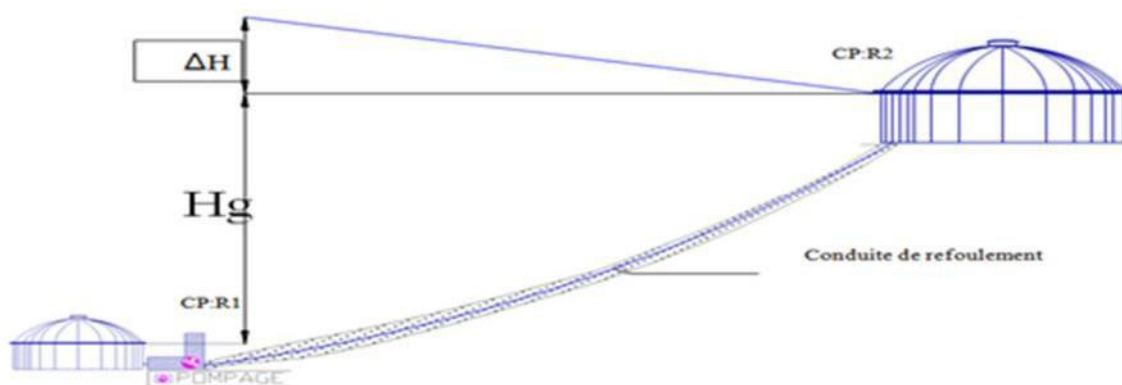


Figure III.3: Schéma d'une adduction par refoulement

III.6.3.1.1 Hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \text{(III.2)}$$

Avec :

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

$\sum \Delta h$: la 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 :

$$\Sigma \Delta H = 1,10 * \Sigma \Delta h_l \dots\dots\dots(III.3)$$

$\Sigma \Delta h_l$: Etant les pertes de charge linéaires (m).

Les pertes de charge linéaire sont données par la formule universelle de Darcy-Weisbach :

$$\Delta h^{\text{lin}} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5} \dots\dots\dots(III.4)$$

Avec :

g : Accélération de la pesanteur (m/s²) = 9.81 m/s² ;

Q : Débit à refouler (m³/s) ;

L : longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

Avec :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \text{ (Formule de Nikuradze) } \dots\dots\dots(III.5)$$

ε : la rugosité de la paroi de la conduite

- pour le PEHD et le PRV $\varepsilon = 0.01$ mm

Re : nombre de Reynolds

$$\text{Re} = \frac{V * D}{\nu} \dots\dots\dots(III.6)$$

ν : viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOCKS

$$\nu = \frac{0,0178}{(1 + 0.037 * t + 0,000221 * t^2)} \dots\dots\dots(III.7)$$

t : température de l'eau en degré ;

A t = 20°C : $\nu = 0.01$ Stocks = 10⁻⁶ m²/s

III.6.3.1.2 Puissance de pompage

$$P = \frac{\rho * g * H_{mt} * Q}{\eta} \dots\dots\dots(III.8)$$

P : puissance absorbée par la pompe (Kw) ;

g : Accélération de la pesanteur (m/s²) ;

H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m) ;

Q : Débit à refouler (m³/s) ;

η : rendement de la station de pompage (65 et 90 %), on prend 75%

III.6.3.1.3 Energie consommée par le pompage

$$E = P * t * 365 \dots\dots\dots(III.9)$$

E : énergie consommée pendant une année (Kwh) ;

P : puissance de pompage (Kw) ;

t : temps de pompage par jour (h)

III.6.3.1.4 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.

$$K = \delta * E \dots\dots\dots(III.10)$$

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;

E : Energie consommée par année (Kw) ;

δ : Prix du Kwh, Le prix moyen du KWh pendant les 20 heures de pompage est tel que : $\delta = 4.68\text{DA}$ (Sonelgaz 2023)

III.6.3.1.5 Frais d'amortissement

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 :

$$F_{am} = P_{rc} * A \dots \dots \dots (III.11)$$

Avec :

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

A : Frais d'amortissement (DA) ;

i : Taux d'annuité ; $i = 8\%$;

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

$$AN : A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{25} - 1} + 0,08 = 0,0937$$

III.6.2.2 Cas de gravitaire

Dans le cas d'un système gravitaire en charge, le diamètre le plus avantageux de la conduite doit être déterminé en fonction de la charge disponible et du débit d'eau demandé. Donc il est nécessaire d'adopter une hypothèse selon laquelle la charge disponible est équivalente à la perte de charge : $\Delta H_t = \Delta H_d$

Avec : $\Delta H_d = C_{p1} - C_{p2} \dots \dots \dots (III.13)$

C_{p1} : la cote piézométrique de départ

C_{p2} : la cote piézométrique d'arrivée

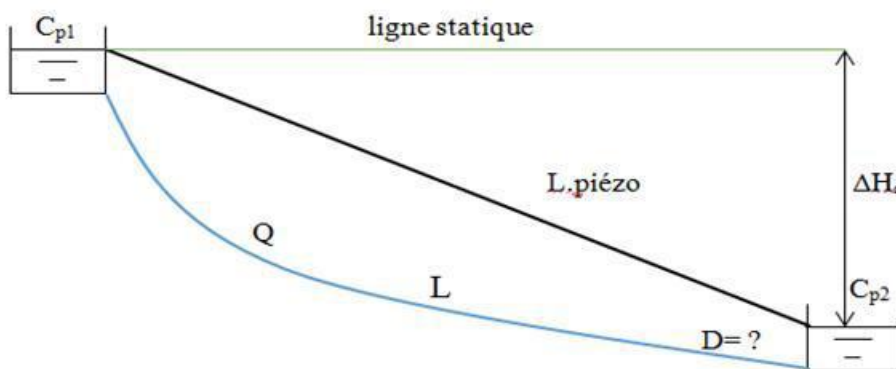


Figure III.4: Schéma d'une adduction gravitaire

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

$$\Delta H_t = \frac{K * L_e * Q^\beta}{D_{uv}^m} \dots \dots \dots (III.14)$$

Avec :

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

Les pertes de charge singulières sont estimées à **10%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,10 \Delta H_p^{lin} \leftrightarrow L_e = 1,10 L_g$$

K' : Coefficient de perte de charge

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{es} \dots\dots\dots(III.15)$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_{es} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m)

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

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau

Tableau III.2: Les coefficients K' , m et 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	1,77

Source : Livre d'AEP de Mr B. Salah

Nous pouvons déduire donc le diamètre calculé avantageux de la conduite gravitaire qui est :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \dots\dots\dots(III.16)$$

- Il est très rare d'avoir un diamètre normalisé après calcul d'une conduite gravitaire, nous serons donc obligés de remplacer cette conduite unique par deux conduites en série de diamètres D_1 et D_2 avec $D_1 < D < D_2$
- Il faut vérifier que la vitesse moyenne de l'eau dans la conduite est dans la norme

III.6.3 dimensionnements de l'adduction

III.6.3.1 Calcul des paramètres hydrauliques :

Dans toutes les variantes on a un seul débit qui est le besoin en eau pour les bassins d'infiltration et les fermes pilote.

Donc :
$$Q_{exp} = \frac{Q_{total}}{t * 3600} \dots\dots\dots(III.17)$$

Avec :

$Q_{max,j}$ = le débit total des bassins d'infiltration et les parcelles d'irrigation : **6353.47 m³/j**

t = le temps de pompage : 20h

AN:
$$Q_{exp} = \frac{6353.47}{20 * 3600} = \mathbf{0.08824 \text{ m}^3/\text{s}}$$

III.6.3.2 Variante 1:

Dans la première variante, on propose d'installer un réservoir tampon dans la cote de 117 m

Il y a deux sous variante :

1^{er} sous variante : la deuxième station de pompage placée a la cote de 62 m

2^{eme} sous variante : la deuxième station de pompage placée a la cote de 39 m

Le diamètre calculé donné par les formules de BONIN :

$$D_{ec} = \sqrt{0.08824} = 0.297 \text{ m}$$

III.6.3.2.1 Sous variante 1**III.6.3.2.1.1 Tronçon (SP1-SP2), conduite en PEHD**

La longueur de cette conduite est 15270 m, le coefficient de frottement interne a été calculé par approximations successives pour chaque Diamètre. Les résultats obtenus sont consignés dans les tableaux ci-après :

Tableau III.3 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP1-SP2.VI.SVI. En PEHD

D(mm)	Dint(mm)	Q(m ³ /s)	V(m/s)	λ	Lg (m)	$\Delta HL(m)$	$\Delta HT(m)$	Hg (m)	Hmt (m)
200	163,6	0,08824	4,19980614	0,011117208	15270	932,8481249	1026,13294	52	1078,13294
250	204,6	0,08824	2,68524913	0,010679685	15270	292,9287584	322,221634	52	374,221634
280	229,2	0,08824	2,13976764	0,010467374	15270	162,7407765	179,014854	52	231,014854
315	257,8	0,08824	1,69133648	0,010254093	15270	88,55526521	97,4107917	52	149,410792
355	290,6	0,08824	1,33108142	0,010043499	15270	47,65831578	52,4241474	52	104,424147
400	327,4	0,08824	1,04866915	0,009840214	15270	25,72425937	28,2966853	52	80,2966853
450	368,2	0,08824	0,82914078	0,009645957	15270	14,01709878	15,4188087	52	67,4188087
500	409,2	0,08824	0,67131228	0,009476196	15270	8,122460555	8,93470661	52	60,9347066
560	453,4	0,08824	0,54680542	0,009315525	15270	4,781140107	5,25925412	52	57,2592541

Tableau III.4 : Frais d'exploitation pour le tronçon SP1-SP2.VI.SVI. En PEHD

D ext (mm)	Q(m ³ /s)	Hmt(m)	Puissance (KW)	Près unitaire moyenne (DA)	Consommation annuelle E KWh	Fexploitation (DA)
200	0,08824	1078,13294	1244,35861	4,68	9083817,861	42512267,59
250	0,08824	374,221634	431,918826	4,68	3153007,433	14756074,79
280	0,08824	231,014854	266,63254	4,68	1946417,539	9109234,081
315	0,08824	149,410792	172,446828	4,68	1258861,845	5891473,434
355	0,08824	104,424147	120,524179	4,68	879826,5057	4117588,047
400	0,08824	80,2966853	92,676764	4,68	676540,3772	3166208,965
450	0,08824	67,4188087	77,8133866	4,68	568037,7224	2658416,541
500	0,08824	60,9347066	70,3295709	4,68	513405,8678	2402739,461
560	0,08824	57,2592541	66,0874401	4,68	482438,3128	2257811,304

Tableau III.5 : Frais d'amortissement pour le tronçon SP1-SP2.VI.SVI. En PEHD

Dext (mm)	Prix de ml (DA)	Longueur(m)	Annuité	Famortissement (DA)
200	7914,22	15270	0,0937	11323658,06
250	12155,27	15270	0,0937	17391748,16
280	15159,06	15270	0,0937	21689567,89
315	19102,09	15270	0,0937	27331251,27
355	24220,74	15270	0,0937	34655010,57
400	30653,32	15270	0,0937	43858739,6
450	38645,01	15270	0,0937	55293241,66
500	47411,22	15270	0,0937	67835926,16
560	59655,24	15270	0,0937	85354657,74

Tableau III.6: Bilan pour le tronçon SP1-SP2.VI.SVI. En PEHD

D ext	Fexploitation (DA)	Famortissement (DA)	Le Bilan (DA)
200	42512267,59	11323658,06	53835925,65
250	14756074,79	17391748,16	32147822,95
280	9109234,081	21689567,89	30798801,97
315	5891473,434	27331251,27	33222724,7
355	4117588,047	34655010,57	38772598,62
400	3166208,965	43858739,6	47024948,57
450	2658416,541	55293241,66	57951658,2
500	2402739,461	67835926,16	70238665,63
560	2257811,304	85354657,74	87612469,04

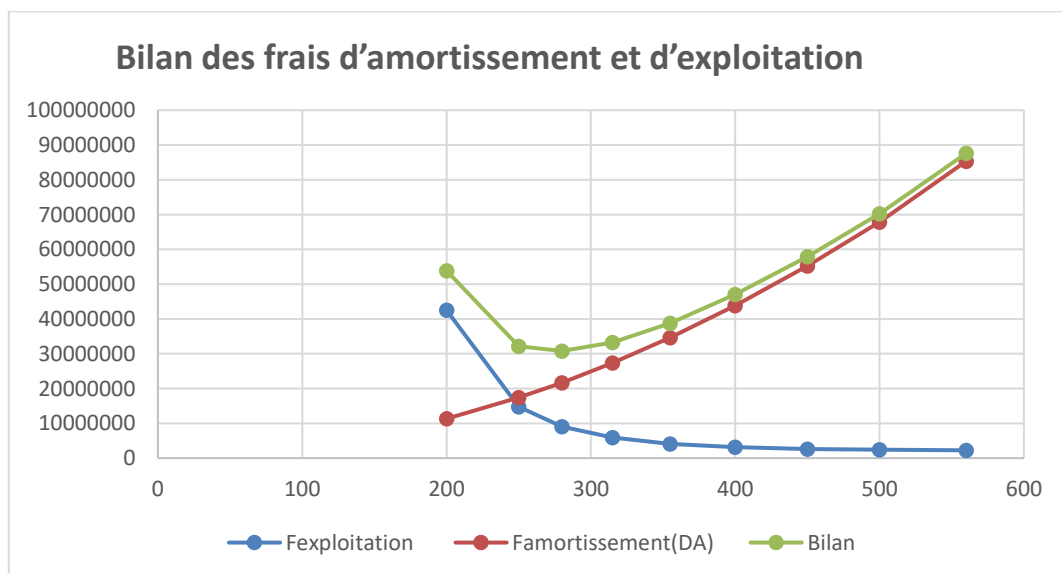


Figure III.5: Bilan total du tronçon SP1-SP2.VI.SVI. En PEHD

On va prendre un diamètre de 315 mm, offrant une vitesse de 1,7 m/s et un HMT de :149,41m

III.6.3.2.1.2 Tronçon (SP1-SP2), conduite en PRV

Les résultats sont apparents dans les tableaux qui vont suivre :

Tableau III.7 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP1-SP2.VI.SVI. En PRV

D(mm)	Q(m ³ /s)	V(m/s)	λ	Lg (m)	$\Delta HL(m)$	$\Delta HT(m)$	Hg (m)	Hmt (m)
200	0,08824	2,81019108	0,01072298	15270	329,5318084	362,4849892	52	414,4849892
250	0,08824	1,79852229	0,01030918	15270	103,8140126	114,1954139	52	166,1954139
300	0,08824	1,24897381	0,00998861	15270	40,42318721	44,46550593	52	96,46550593
400	0,08824	0,70254777	0,00951238	15270	9,135259301	10,04878523	52	62,04878523
500	0,08824	0,44963057	0,00916605	15270	2,884456765	3,172902441	52	55,17290244

Tableau III.8: Frais d'exploitation pour le tronçon SP1-SP2.VI.SVI. En PRV

D (mm)	Q(m ³ /s)	Hmt(m)	Puissance (KW)	Près unitaire moyenne (DA)	Consommation annuelle E (KWh)	Fexploitation (DA)
200	0,08824	414,484989	478,389953	4,68	3492246,659	16343714,36
250	0,08824	166,195414	191,81929	4,68	1400280,816	6553314,218
300	0,08824	96,4655059	111,33848	4,68	812770,9074	3803767,846
400	0,08824	62,0487852	71,6154173	4,68	522792,5463	2446669,117
500	0,08824	55,1729024	63,6794164	4,68	464859,7397	2175543,582

Tableau III.9 : Frais d'amortissement pour le tronçon SP1-SP2.VI.SVI. En PRV

Dext (mm)	Prix de ml (DA)	Longueur(m)	Annuité	Famortissement (DA)
200	5590,55	15270	0,0937	7998953,349
250	6050,44	15270	0,0937	8656963,502
300	8400,03	15270	0,0937	12018754,52
400	12800,37	15270	0,0937	18314756,6
500	14980,25	15270	0,0937	21433726,72

Tableau III.10: Bilan pour le tronçon SP1-SP2.VI.SVI. En PRV

D (mm)	Fexploitation (DA)	Famortissement(DA)	Bilan
200	16343714,36	7998953,349	24342667,7
250	6553314,218	8656963,502	15210277,7
300	3803767,846	12018754,52	15822522,4
400	2446669,117	18314756,6	20761425,7
500	2175543,582	21433726,72	23609270,3

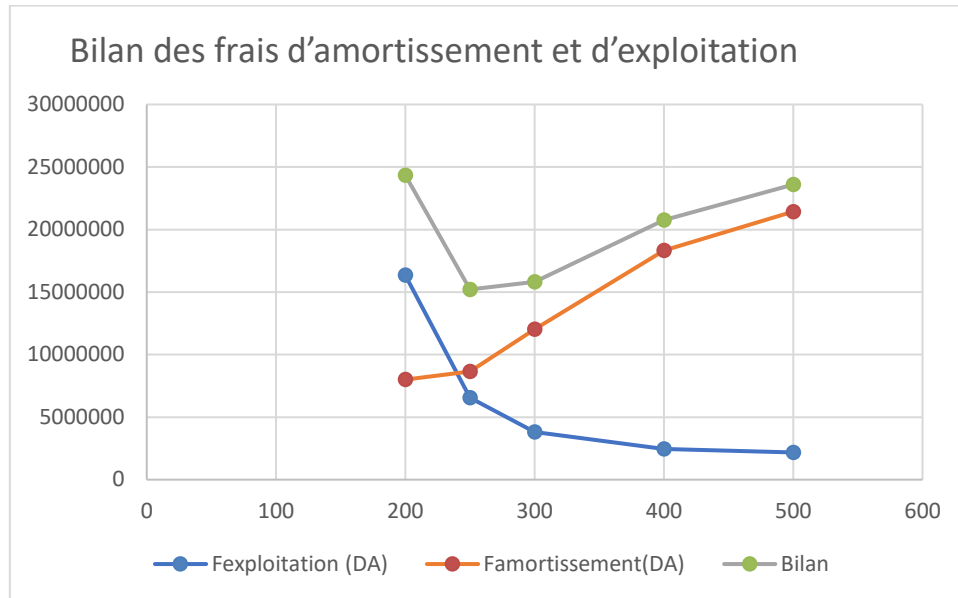


Figure III.6: Bilan total du tronçon SP1-SP2.VI.SVI. En PRV

Nous choisirons un diamètre de 300 mm, offrant une vitesse de 1,24 m/s et une HMT de 96,46 m.

III.6.3.2.1.3 tronçon (SP2 – Réservoir) en PEHD :

C'est la conduite reliant la SP2 au réservoir tampon a une longueur de 7455m

Les résultats sont présente dans les tableaux suivants :

Tableau III.11 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP2-R.VI.SVI. En PEHD

D(mm)	Dint(mm)	Q(m ³ /s)	V(m/s)	λ	Lg (m)	ΔH_L (m)	ΔH_T (m)	Hg (m)	Hmt (m)
200	163,6	0,08824	4,19980614	0,011117208	7455	455,4278174	500,970599	55	555,9705991
250	204,6	0,08824	2,68524913	0,010679685	7455	143,011388	157,312527	55	212,3125268
280	229,2	0,08824	2,13976764	0,010467374	7455	79,45202938	87,3972323	55	142,3972323
315	257,8	0,08824	1,69133648	0,010254093	7455	43,23375914	47,5571351	55	102,5571351
355	290,6	0,08824	1,33108142	0,010043499	7455	23,26737028	25,5941073	55	80,59410731
400	327,4	0,08824	1,04866915	0,009840214	7455	12,55889676	13,8147864	55	68,81478644
450	368,2	0,08824	0,82914078	0,009645957	7455	6,843318361	7,5276502	55	62,5276502
500	409,2	0,08824	0,67131228	0,009476196	7455	3,965484181	4,3620326	55	59,3620326
560	453,4	0,08824	0,54680542	0,009315525	7455	2,334210838	2,56763192	55	57,56763192

Tableau III.12: Frais d'exploitation pour le tronçon SP2-R.VI.SVI. En PEHD

D (mm)	Q(m ³ /s)	Hmt(m)	Puissance (KW)	Près unitaire moyenne (DA)	Consommation annuelle E (KWh)	Fexploitation (DA)
200	0,08824	555,970599	641,689701	4,68	4684334,819	21922686,95
250	0,08824	212,312527	245,046702	4,68	1788840,927	8371775,537
280	0,08824	142,397232	164,351924	4,68	1199769,043	5614919,121

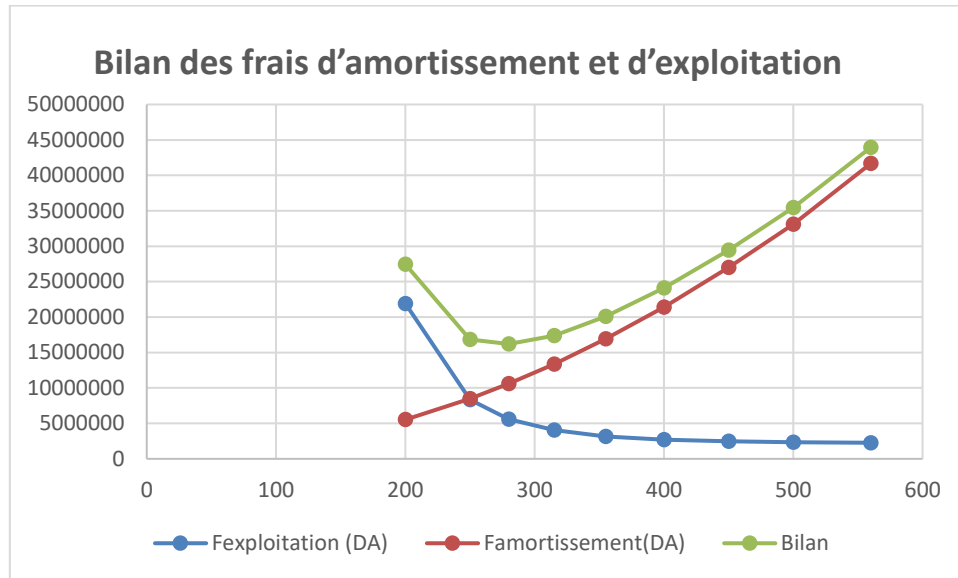
D (mm)	Q(m ³ /s)	Hmt(m)	Puissance (KW)	Près unitaire moyenne (DA)	Consommation annuelle E (KWh)	Fexploitation (DA)
315	0,08824	102,557135	118,369312	4,68	864095,9783	4043969,178
355	0,08824	80,5941073	93,0200423	4,68	679046,3088	3177936,725
400	0,08824	68,8147864	79,4245952	4,68	579799,5447	2713461,869
450	0,08824	62,5276502	72,1681133	4,68	526827,227	2465551,422
500	0,08824	59,3620326	68,5144233	4,68	500155,2901	2340726,757
560	0,08824	57,5676319	66,4433634	4,68	485036,5525	2269971,066

Tableau III.13: Frais d'Amortissement pour le tronçon SP2-R.VI.SVI. En PEHD

Dext (mm)	Prix de ml (DA)	Longueur(m)	Annuité	Famortissement (DA)
200	7914,22	7455	0,0937	5528347,796
250	12155,27	7455	0,0937	8490863,297
280	15159,06	7455	0,0937	10589111,24
315	19102,09	7455	0,0937	13343449,79
355	24220,74	7455	0,0937	16918998,28
400	30653,32	7455	0,0937	21412370,91
450	38645,01	7455	0,0937	26994834,09
500	47411,22	7455	0,0937	33118325,45
560	59655,24	7455	0,0937	41671183,59

Tableau III.14 : Bilan pour le tronçon SP2-R.VI.SVI. En PEHD

D ext	Fexploitation (DA)	Famortissement(DA)	Bilan
200	21922686,95	5528347,796	27451034,75
250	8371775,537	8490863,297	16862638,83
280	5614919,121	10589111,24	16204030,36
315	4043969,178	13343449,79	17387418,96
355	3177936,725	16918998,28	20096935,01
400	2713461,869	21412370,91	24125832,78
450	2465551,422	26994834,09	29460385,52
500	2340726,757	33118325,45	35459052,2
560	2269971,066	41671183,59	43941154,66



III.7: Bilan total du tronçon SP2-R.VI.SVI. En PEHD

Nous allons prendre un diamètre de 280 mm offrant une vitesse de 2,13 m/s

III.6.3.2.1.4 tronçons (SP2 – Réservoir) en PRV :

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau III.15: Calcul de la HMT pour le tronçon SP2-R.VI.SVI. En PRV

D(mm)	Q(m ³ /s)	V(m/s)	λ	Lg (m)	$\Delta HL(m)$	$\Delta HT(m)$	Hg (m)	Hmt (m)
200	0,08824	2,81019108	0,01072298	7455	160,8814428	176,9695871	55	231,9695871
250	0,08824	1,79852229	0,01030918	7455	50,6832655	55,75159205	55	110,751592
300	0,08824	1,24897381	0,00998861	7455	19,73509238	21,70860162	55	76,70860162
400	0,08824	0,70254777	0,00951238	7455	4,459944865	4,905939352	55	59,90593935
500	0,08824	0,44963057	0,00916605	7455	1,408226927	1,54904962	55	56,54904962

Tableau III.16: Frais d'exploitation pour le tronçon SP2-R.VI.SVI. En PRV

D (mm)	Q(m ³ /s)	Hmt(m)	Puissance (KW)	Près unitaire moyenne (DA)	Consommation annuelle E (KWh)	Fexploitation (DA)
200	0,08824	231,969587	267,734472	4,68	1954461,649	9146880,52
250	0,08824	110,751592	127,827184	4,68	933138,4425	4367087,91
300	0,08824	76,7086016	88,5354724	4,68	646308,9489	3024725,88
400	0,08824	59,9059394	69,1421892	4,68	504737,9808	2362173,75
500	0,08824	56,5490496	65,2677369	4,68	476454,479	2229806,96

Tableau III.17: Frais d'Amortissement pour le tronçon SP2-R.VI.SVI. En PRV

Dext (mm)	Prix de ml (DA)	Longueur(m)	Annuité	Famortissement (DA)
200	5590,55	7455	0,0937	3905186,46
250	6050,44	7455	0,0937	4226435,03

300	8400,03	7455	0,0937	5867702,36
400	12800,37	7455	0,0937	8941487,26
500	14980,25	7455	0,0937	10464206,46

Tableau III.18 : Bilan pour le tronçon SP2-R.VI.SVI. En PRV

D (mm)	Fexploitation (DA)	Famortissement(DA)	Bilan
200	9146880,516	3905186,458	13052066,97
250	4367087,911	4226435,03	8593522,941
300	3024725,881	5867702,356	8892428,237
400	2362173,75	8941487,257	11303661,01
500	2229806,962	10464206,46	12694013,43

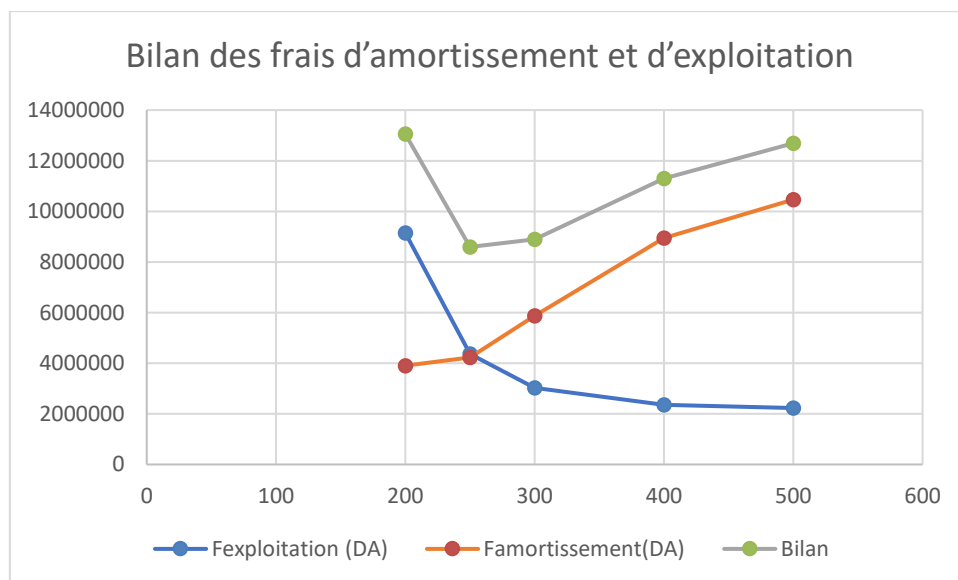


Figure III.8: Bilan total du tronçon SP2-R.VI.SVI. En PRV

Nous allons prendre un diamètre de 300 mm offrant une vitesse de 1,24 m/s

Conclusion :

Pour la première sous variante, le choix retenu est celle en matière PRV, avec des diamètres de 300 mm pour les tronçons SP1-SP2 et SP2-R. avec une vitesse d'écoulement de 1,24 m/s et un bilan total de : **24714950,61 DA.**

III.6.3.2.2 Sous variante 2

III.6.3.2.2.1 Tronçon (SP1-SP2), conduite en PEHD

la longueur de cette conduite est :13117m

Les résultats sont témoignés dans le tableau ci-après :

Tableau III.19 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP1-SP2.VI.SV2. En PEHD

D(mm)	Dint(mm)	Q(m ³ /s)	V(m/s)	λ	Lg (m)	$\Delta HL(m)$	$\Delta HT(m)$	Hg (m)	Hmt (m)
200	163,6	0,08824	4,19980614	0,011117208	13117	801,3208156	881,452897	39	920,452897
250	204,6	0,08824	2,68524913	0,010679685	13117	251,6271463	276,789861	39	315,789861
280	229,2	0,08824	2,13976764	0,010467374	13117	139,795073	153,77458	39	192,77458
315	257,8	0,08824	1,69133648	0,010254093	13117	76,06937877	83,6763166	39	122,676317
355	290,6	0,08824	1,33108142	0,010043499	13117	40,93871173	45,0325829	39	84,0325829
400	327,4	0,08824	1,04866915	0,009840214	13117	22,09725672	24,3069824	39	63,3069824
450	368,2	0,08824	0,82914078	0,009645957	13117	12,0407521	13,2448273	39	52,2448273
500	409,2	0,08824	0,67131228	0,009476196	13117	6,977230852	7,67495394	39	46,6749539
560	453,4	0,08824	0,54680542	0,009315525	13117	4,107021269	4,5177234	39	43,5177234

Tableau III.20: Frais d'exploitation pour le tronçon SP1-SP2.VI.SV2. En PEHD

D ext (mm)	Q(m ³ /s)	Hmt(m)	Puissance (KW)	Près unitaire moyenne (DA)	Consommation annuelle E KWh	Fexploitation (DA)
200	0,08824	920,452897	1062,36759	4,68	7755283,396	36294726,29
250	0,08824	315,789861	364,478089	4,68	2660690,05	12452029,44
280	0,08824	192,77458	222,496411	4,68	1624223,8	7601367,382
315	0,08824	122,676317	141,590453	4,68	1033610,307	4837296,236
355	0,08824	84,0325829	96,9886593	4,68	708017,213	3313520,557
400	0,08824	63,3069824	73,0676023	4,68	533393,4967	2496281,565
450	0,08824	52,2448273	60,299893	4,68	440189,2189	2060085,544
500	0,08824	46,6749539	53,871261	4,68	393260,2053	1840457,761
560	0,08824	43,5177234	50,2272512	4,68	366658,9336	1715963,809

Tableau III.21: Frais d'amortissement pour le tronçon SP1-SP2.VI.SV2. En PEHD

Dext (mm)	Prix de ml (DA)	Longueur(m)	Annuité	Famortissement (DA)
200	7914,22	13117	0,0937	9727074,18
250	12155,27	13117	0,0937	14939591,4
280	15159,06	13117	0,0937	18631438,24
315	19102,09	13117	0,0937	23477670,13
355	24220,74	13117	0,0937	29768812,94
400	30653,32	13117	0,0937	37674858,37
450	38645,01	13117	0,0937	47497148,06
500	47411,22	13117	0,0937	58271371,55

560	59655,24	13117	0,0937	73320042,27
-----	----------	-------	--------	-------------

Tableau III.22: Bilan pour le tronçon SP1-SP2.VI.SV2. En PEHD

D (mm)	Fexploitation (DA)	Famortissement(DA)	Bilan
200	36294726,29	9727074,184	46021800,5
250	12452029,44	14939591,4	27391620,8
280	7601367,382	18631438,24	26232805,6
315	4837296,236	23477670,13	28314966,4
355	3313520,557	29768812,94	33082333,5
400	2496281,565	37674858,37	40171139,9
450	2060085,544	47497148,06	49557233,6
500	1840457,761	58271371,55	60111829,3
560	1715963,809	73320042,27	75036006,1

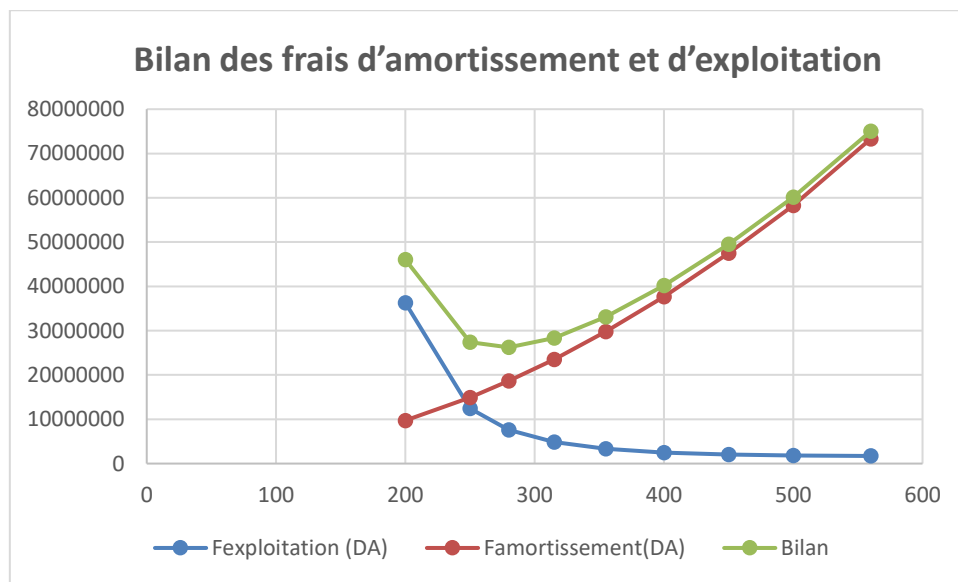


Figure III.9: Bilan total du tronçon SP1-SP2.VI.SV2. En PEHD

On va prendre un diamètre de 315 mm, offrant une vitesse de 1,7 m/s HMT de 122,67m

III.6.3.2.2 Tronçon (SP1-SP2), conduite en PRV

Les résultats sont apparents dans les tableaux qui vont suivre :

Tableau III.23: Calcul de la HMT pour le tronçon SP1-SP2.VI.SV2. En PRV

D(mm)	Q(m3/s)	V(m/s)	λ	Lg (m)	$\Delta HL(m)$	$\Delta HT(m)$	Hg (m)	Hmt (m)
200	0,08824	2,81019108	0,01072298	13117	283,069334	311,3762674	39	350,376267
250	0,08824	1,79852229	0,01030918	13117	89,17671275	98,09438402	39	137,094384
300	0,08824	1,24897381	0,00998861	13117	34,72370312	38,19607343	39	77,1960734
400	0,08824	0,70254777	0,00951238	13117	7,847229617	8,631952579	39	47,6319526
500	0,08824	0,44963057	0,00916605	13117	2,477761584	2,725537742	39	41,7255377

Tableau III.24: Frais d'exploitation pour le tronçon SP1-SP2.VI.SV2. En PRV

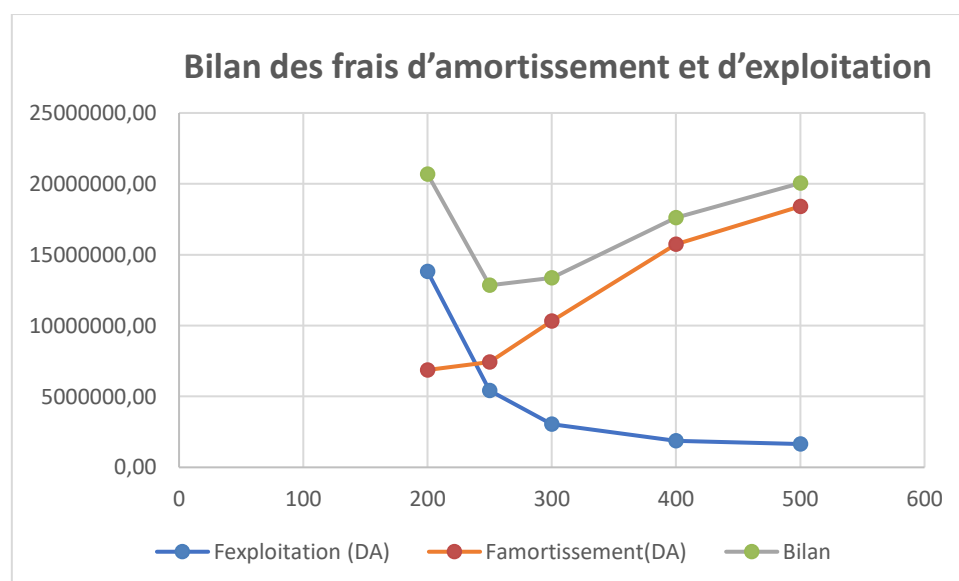
D (mm)	Q(m ³ /s)	Hmt(m)	Puissance (KW)	Près unitaire moyenne (DA)	Consommation annuelle E (KWh)	Fexploitation (DA)
200	0,08824	350,376267	404,397	4,68	2952098,1	13815819,11
250	0,08824	137,094384	158,231486	4,68	1155089,851	5405820,50
300	0,08824	77,1960734	89,0981023	4,68	650416,1466	2513947,57
400	0,08824	47,6319526	54,9758089	4,68	401323,4051	1878193,54
500	0,08824	41,7255377	48,1587478	4,68	351558,8587	1645295,46

Tableau III.25: Frais d'Amortissement pour le tronçon SP1-SP2.VI.SV2. En PRV

Dext (mm)	Prix de ml (DA)	Longueur(m)	Annuité	Famortissement (DA)
200	5590,55	13117	0,0937	6871137,60
250	6050,44	13117	0,0937	7436371,33
300	8400,03	13117	0,0937	10324165,23
400	12800,37	13117	0,0937	15732459,87
500	14980,25	13117	0,0937	18411669,51

Tableau III.26: Bilan pour le tronçon SP1-SP2.VI.SV2. En PRV

D (mm)	Fexploitation (DA)	Famortissement(DA)	Bilan
200	13815819,11	6871137,60	20686956,70
250	5405820,50	7436371,33	12842191,84
300	2513947,57	10324165,23	12838112,80
400	1878193,54	15732459,87	17610653,41
500	1645295,46	18411669,51	20056964,97

**Figure III.10: Bilan total du tronçon SP1-SP2.VI.SV2. En PRV**

Nous allons prendre un diamètre de 300 mm offrant une vitesse de 1,24 m/s

III.6.3.2.2.3 tronçons (SP2 – Réservoir tampon) en PEHD :

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau III.27: Calcul de la HMT pour le tronçon SP2-R.VI.SV2. En PEHD

D(mm)	Dint(mm)	Q(m ³ /s)	V(m/s)	λ	Lg (m)	$\Delta HL(m)$	$\Delta HT(m)$	Hg (m)	Hmt (m)
200	163,6	0,08824	4,19980614	0,011117208	9608	586,9551266	645,650639	68	713,6506393
250	204,6	0,08824	2,68524913	0,010679685	9608	184,3130001	202,7443	68	270,7443001
280	229,2	0,08824	2,13976764	0,010467374	9608	102,3977328	112,637506	68	180,6375061
315	257,8	0,08824	1,69133648	0,010254093	9608	55,71964559	61,2916101	68	129,2916101
355	290,6	0,08824	1,33108142	0,010043499	9608	29,98697433	32,9856718	68	100,9856718
400	327,4	0,08824	1,04866915	0,009840214	9608	16,18589941	17,8044894	68	85,80448935
450	368,2	0,08824	0,82914078	0,009645957	9608	8,819665032	9,70163154	68	77,70163154
500	409,2	0,08824	0,67131228	0,009476196	9608	5,110713885	5,62178527	68	73,62178527
560	453,4	0,08824	0,54680542	0,009315525	9608	3,008329675	3,30916264	68	71,30916264

Tableau III.28: Frais d'exploitation pour le tronçon SP2-R.VI.SV2. En PEHD

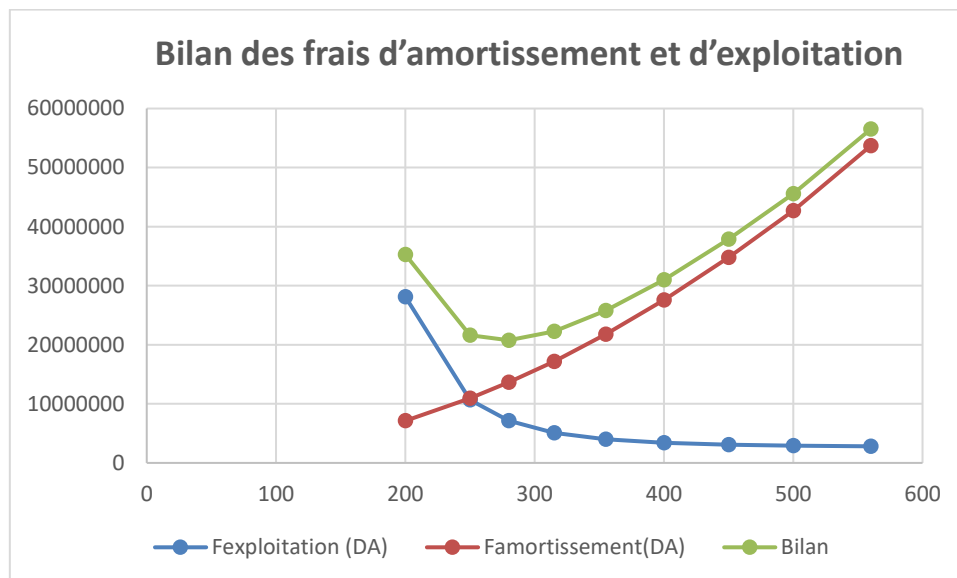
D ext (mm)	Q(m ³ /s)	Hmt(m)	Puissance (KW)	Près unitaire moyenne (DA)	Consommation annuelle E KWh	Fexploitation (DA)
200	0,08824	713,650639	823,680724	4,68	6012869,285	28140228,25
250	0,08824	270,7443	312,48744	4,68	2281158,31	10675820,89
280	0,08824	180,637506	208,488052	4,68	1521962,782	7122785,819
315	0,08824	129,29161	149,225687	4,68	1089347,516	5098146,376
355	0,08824	100,985672	116,555562	4,68	850855,6015	3982004,215
400	0,08824	85,8044894	99,0337569	4,68	722946,4252	3383389,27
450	0,08824	77,7016315	89,6816069	4,68	654675,7305	3063882,419
500	0,08824	73,6217853	84,9727332	4,68	620300,9526	2903008,458
560	0,08824	71,3091626	82,3035523	4,68	600815,9317	2811818,561

Tableau III.29: Frais d'Amortissement pour le tronçon SP2-R.VI.SV2. En PEHD

Dext (mm)	Prix de ml (DA)	Longueur(m)	Annuité	Famortissement (DA)
200	7914,22	9608	0,0937	7124931,674
250	12155,27	9608	0,0937	10943020,06
280	15159,06	9608	0,0937	13647240,88
315	19102,09	9608	0,0937	17197030,92
355	24220,74	9608	0,0937	21805195,91
400	30653,32	9608	0,0937	27596252,14
450	38645,01	9608	0,0937	34790927,69
500	47411,22	9608	0,0937	42682880,06
560	59655,24	9608	0,0937	53705799,05

Tableau III.30 : Bilan pour le tronçon SP2-R.VI.SV2. En PEHD

D (mm)	Fexploitation (DA)	Famortissement(DA)	Bilan
200	28140228,25	7124931,674	35265159,93
250	10675820,89	10943020,06	21618840,95
280	7122785,819	13647240,88	20770026,7
315	5098146,376	17197030,92	22295177,3
355	3982004,215	21805195,91	25787200,13
400	3383389,27	27596252,14	30979641,4
450	3063882,419	34790927,69	37854810,11
500	2903008,458	42682880,06	45585888,52
560	2811818,561	53705799,05	56517617,61

**Figure III.11: Bilan total du tronçon SP2-R.VI.SV2. En PEHD**

Nous allons prendre un diamètre de 315 mm offrant une vitesse de 1,7 m/s

III.6.3.2.2.4 tronçons (SP2 – Réservoir tampon) en PRV :

Les résultats sont présente dans les tableaux suivants :

Tableau III.31 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP2-R.VI.SV2. En PRV

D(mm)	Q(m ³ /s)	V(m/s)	λ	Lg (m)	$\Delta HL(m)$	$\Delta HT(m)$	Hg (m)	Hmt (m)
200	0,08824	2,81019108	0,01072298	9608	207,3439172	228,0783089	68	296,078309
250	0,08824	1,79852229	0,01030918	9608	65,32056538	71,85262192	68	139,852622
300	0,08824	1,24897381	0,00998861	9608	25,43457647	27,97803412	68	95,9780341
400	0,08824	0,70254777	0,00951238	9608	5,747974549	6,322772004	68	74,322772
500	0,08824	0,44963057	0,00916605	9608	1,814922108	1,996414319	68	69,9964143

Tableau III.32: Frais d'exploitation pour le tronçon SP2-R.VI.SV2. En PRV

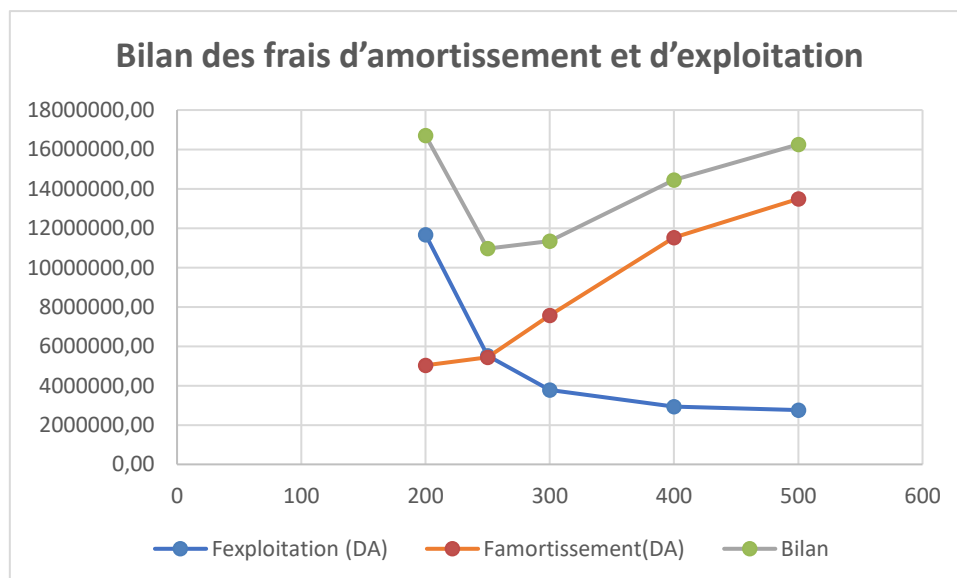
D (mm)	Q(m ³ /s)	Hmt(m)	Puissance (KW)	Près unitaire moyenne (DA)	Consommation annuelle E (KWh)	Fexploitation (DA)
200	0,08824	296,078309	341,727426	4,68	2494610,207	11674775,77
250	0,08824	139,852622	161,414987	4,68	1178329,407	5514581,63
300	0,08824	95,9780341	110,775851	4,68	808663,7096	3784546,16
400	0,08824	74,322772	85,7817975	4,68	626207,122	2930649,33
500	0,08824	69,9964143	80,7884055	4,68	589755,36	2760055,08

Tableau III.33 : Frais d'Amortissement pour le tronçon SP2-R.VI.SV2. En PRV

Dext	Prix de ml	Longueur	Annuité	Famortissement(DA)
200	5590,55	9608	0,0937	5033002,21
250	6050,44	9608	0,0937	5447027,20
300	8400,03	9608	0,0937	7562291,65
400	12800,37	9608	0,0937	11523783,98
500	14980,25	9608	0,0937	13486263,68

Tableau III.34 : Bilan pour le tronçon SP2-R.VI.SV2. En PRV

D (mm)	Fexploitation (DA)	Famortissement(DA)	Bilan
200	11674775,77	5033002,21	16707777,98
250	5514581,63	5447027,20	10961608,82
300	3784546,16	7562291,65	11346837,81
400	2930649,33	11523783,98	14454433,31
500	2760055,08	13486263,68	16246318,76

**Figure III.12: Bilan total du tronçon SP2-R.VI.SV2. En PRV**

Nous allons prendre un diamètre de 300 mm offrant une vitesse de 1,24 m/s

Conclusion :

Pour la deuxième sous variante, le choix retenu est celle en matière PRV, avec des diamètres de 300 mm pour le tronçon SP1-SP2 et SP2-R. avec une vitesse d'écoulement de 1,24 m/s et un bilan total de : **24714950,61DA**

III.6.3.2.3 dimensionnements de la partie gravitaire de 1^{ère} variante (le réservoir vers les bassins d'infiltration)

On déduit le diamètre calculé de la conduite gravitaire par la relation :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \dots\dots\dots (IV.18)$$

Les caractéristiques de la conduite gravitaire sont présentes dans le tableau suivant :

Tableau III.35: Les caractéristiques de la conduite gravitaire variante 1

ΔH Disponible (m)	La longueur de la conduite (m)	La longueur équivalent (m)	Le débit (m ³ /s)	Le type de matériau	K	m	β
9	428	470,8	0,00478	PEHD	0,001052	4.777	1.77

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau III.36: les résultats de calcul

Diamètre calculé (mm)	Diamètre intérieur de PEHD (mm)	Diamètre extérieur de PEHD (mm)	La vitesse (m/s)	Prix de conduite ml (DA)	F investissement (DA)
66,06	66	75	1,4	844,03	361244,84

Donc le diamètre avantageux de la partie gravitaire (variante 1) est : 75 mm offrent une vitesse de 1,4 m/s

III.6.3.3 Variante 2 :

Dans la deuxième variante, le réservoir tampon sera installé à une cote de 114m.

Les sous variantes sont le même que la 1^{ère} variante :

1^{er} sous variante : la deuxième station de pompage placée a la cote de 62 m

2^{ème} sous variante : la deuxième station de pompage placée a la cote de 49 m

On remarque que le premier tronçon (SP1-SP2) dans cette variante est identique au tronçon (SP1-SP2) dans la première variante, ce qui signifie qu'ils ont le même diamètre économique dans les deux sous variantes.

Alors le diamètre économique de tronçon (SP1-SP2) est :300mm en matière PRV avec une vitesse de 1,24 m/s pour les deux sous variante.

III.6.3.3.1 Tronçon (SP2-Reservoir)**III.6.3.3.1.1 sous variante 1 : conduite en PEHD**

Le coefficient de frottement interne a été calculé par approximations successives pour chaque Diamètre. Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau ci-après :

Tableau III.37: Calcul de la HMT pour le tronçon SP2-R.V2.SV1. En PEHD

D(mm)	Dint(mm)	Q(m ³ /s)	V(m/s)	λ	Lg (m)	$\Delta HL(m)$	$\Delta HT(m)$	Hg (m)	Hmt (m)
200	163,6	0,08824	4,19980614	0,011117208	7272	444,2483015	488,673132	52	540,6731317
250	204,6	0,08824	2,68524913	0,010679685	7272	139,5008468	153,450932	52	205,4509315
280	229,2	0,08824	2,13976764	0,010467374	7272	77,50169788	85,2518677	52	137,2518677
315	257,8	0,08824	1,69133648	0,010254093	7272	42,17248779	46,3897366	52	98,38973657
355	290,6	0,08824	1,33108142	0,010043499	7272	22,69621954	24,9658415	52	76,96584149
400	327,4	0,08824	1,04866915	0,009840214	7272	12,25060996	13,475671	52	65,47567096
450	368,2	0,08824	0,82914078	0,009645957	7272	6,675333484	7,34286683	52	59,34286683
500	409,2	0,08824	0,67131228	0,009476196	7272	3,868142316	4,25495655	52	56,25495655

Tableau III.38: Frais d'exploitation pour le tronçon SP2-R.V2.SV1. En PEHD

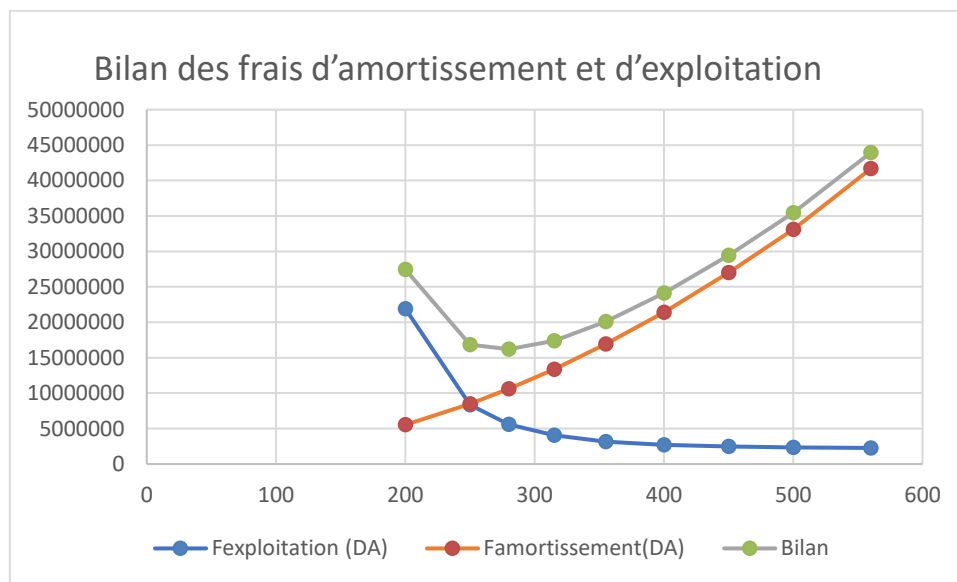
D ext (mm)	Q(m ³ /s)	Hmt(m)	Puissance (KW)	Près unitaire moyenne (DA)	Consommation annuelle E KWh	Fexploitation (DA)
200	0,08824	540,673132	624,033683	4,68	4555445,883	21319486,73
250	0,08824	205,450932	237,127192	4,68	1731028,5	8101213,381
280	0,08824	137,251868	158,413251	4,68	1156416,731	5412030,301
315	0,08824	98,3897366	113,559387	4,68	828983,5284	3879642,913
355	0,08824	76,9658415	88,8323734	4,68	648476,3255	3034869,204
400	0,08824	65,475671	75,5706575	4,68	551665,7999	2581795,944
450	0,08824	59,3428668	68,4923026	4,68	499993,8087	2339971,025
500	0,08824	56,2549565	64,9283007	4,68	473976,5954	2218210,467
560	0,08824	54,5046035	62,9080797	4,68	459228,9818	2149191,635

Tableau III.39: Frais d'Amortissement pour le tronçon SP2-R.V2.SV1. En PEHD

Dext (mm)	Prix de ml (DA)	Longueur(m)	Annuité	Famortissement (DA)
200	7914,22	7272	0,0937	5392641,875
250	12155,27	7272	0,0937	8282435,666
280	15159,06	7272	0,0937	10329177,32
315	19102,09	7272	0,0937	13015904,34
355	24220,74	7272	0,0937	16503682,83
400	30653,32	7272	0,0937	20886755,36
450	38645,01	7272	0,0937	26332184,24
500	47411,22	7272	0,0937	32305360,52
560	59655,24	7272	0,0937	40648269,22

Tableau III.40: Bilan pour le tronçon SP2-R.V2.SV1. En PEHD

D ext (mm)	Fexploitation (DA)	Famortissement(DA)	Bilan
200	21922686,95	5528347,796	27451034,75
250	8371775,537	8490863,297	16862638,83
280	5614919,121	10589111,24	16204030,36
315	4043969,178	13343449,79	17387418,96
355	3177936,725	16918998,28	20096935,01
400	2713461,869	21412370,91	24125832,78
450	2465551,422	26994834,09	29460385,52
500	2340726,757	33118325,45	35459052,2
560	2269971,066	41671183,59	43941154,66

**Figure III.13: Bilan total du tronçon SP2-R.V2.SV1. En PEHD**

Nous allons prendre un diamètre de 280 mm offrant une vitesse de 2,14 m/s

III.6.3.3.1.2 sous variante 1 : conduite en PRV

Les résultats sont présente dans les tableaux suivants :

Tableau III.41: Calcul de la HMT pour le tronçon SP2-R.V2.SV1. En PRV

D(mm)	Q(m ³ /s)	V(m/s)	λ	Lg (m)	$\Delta HL(m)$	$\Delta HT(m)$	Hg (m)	Hmt (m)
200	0,08824	2,81019108	0,01072298	7272	156,9322404	172,6254644	52	224,6254644
250	0,08824	1,79852229	0,01030918	7272	49,439129	54,3830419	52	106,3830419
300	0,08824	1,24897381	0,00998861	7272	19,25064947	21,17571441	52	73,17571441
400	0,08824	0,70254777	0,00951238	7272	4,350465333	4,785511867	52	56,78551187
500	0,08824	0,44963057	0,00916605	7272	1,373658781	1,51102466	52	53,51102466

Tableau III.42: Frais d'exploitation pour le tronçon SP2-R.V2.SV1. En PRV

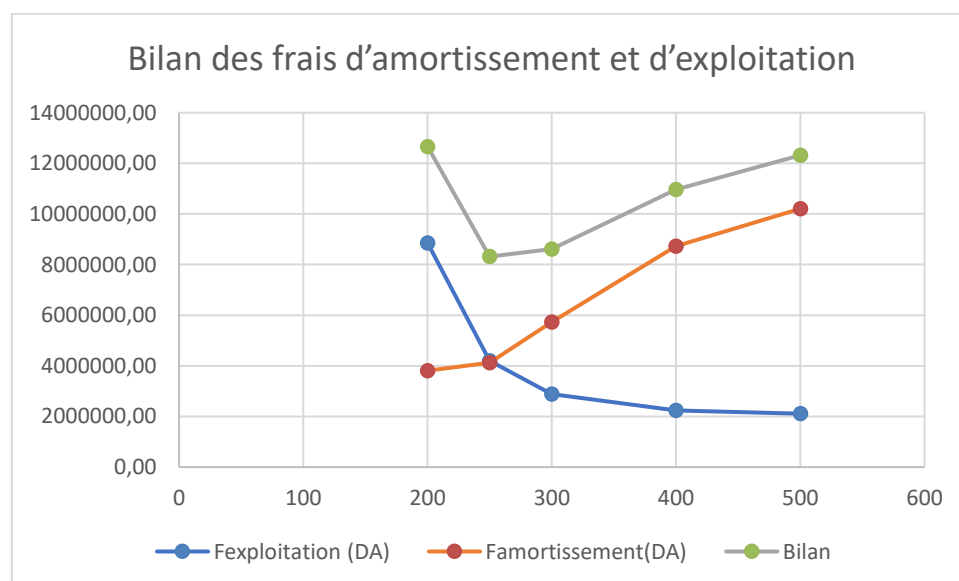
D (mm)	Q(m ³ /s)	Hmt(m)	Puissance (KW)	Près unitaire moyenne (DA)	Consommation annuelle E (KWh)	Fexploitation (DA)
200	0,08824	224,625464	259,258039	4,68	1892583,683	8857291,64
250	0,08824	106,383042	122,785094	4,68	896331,1876	4194829,96
300	0,08824	73,1757144	84,4578875	4,68	616542,5789	2885419,27
400	0,08824	56,7855119	65,5406567	4,68	478446,7936	2239130,99
500	0,08824	53,5110247	61,7613116	4,68	450857,5749	2110013,45

Tableau III.43: Frais d'Amortissement pour le tronçon SP2-R.V2.SV1. En PRV

Dext	prix de ml	longueur	Annuité	Famortissement(DA)
200	5590,55	7272	0,0937	3809324,74
250	6050,44	7272	0,0937	4122687,53
300	8400,03	7272	0,0937	5723666,20
400	12800,37	7272	0,0937	8721998,03
500	14980,25	7272	0,0937	10207338,62

Tableau III.44 : Bilan pour le tronçon SP2-R.V2.SV1. En PRV

D (mm)	Fexploitation (DA)	Famortissement(DA)	Bilan
200	8857291,64	3809324,74	12666616,38
250	4194829,96	4122687,53	8317517,49
300	2885419,27	5723666,20	8609085,47
400	2239130,99	8721998,03	10961129,03
500	2110013,45	10207338,62	12317352,07

**Figure III.14: Bilan total du tronçon SP2-R.V2.SV1. En PRV**

Nous allons prendre un diamètre de 300 mm offrant une vitesse de 1,24 m/s

Conclusion :

Pour la première sous variante, le choix retenu est celle en matière PRV, avec des diamètres de 300 mm pour le tronçon SP1-SP2 et SP2-R. avec une vitesse d'écoulement de 1,24 m/s et un bilan total de : **24431607,84DA**

III.6.3.3.1.3 Sous variante 2 : conduite en PEHD

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau III.45 : Calcul de la HMT pour le SP2-R.V2.SV2. En PEHD

D(mm)	Dint(mm)	Q(m ³ /s)	V(m/s)	λ	Lg (m)	$\Delta HL(m)$	$\Delta HT(m)$	Hg (m)	Hmt (m)
200	163,6	0,08824	4,19980614	0,011117208	9425	575,7756108	633,353172	65	698,3531719
250	204,6	0,08824	2,68524913	0,010679685	9425	180,802459	198,882705	65	263,8827049
280	229,2	0,08824	2,13976764	0,010467374	9425	100,4474013	110,492141	65	175,4921415
315	257,8	0,08824	1,69133648	0,010254093	9425	54,65837424	60,1242117	65	125,1242117
355	290,6	0,08824	1,33108142	0,010043499	9425	29,41582359	32,357406	65	97,35740595
400	327,4	0,08824	1,04866915	0,009840214	9425	15,87761261	17,4653739	65	82,46537387
450	368,2	0,08824	0,82914078	0,009645957	9425	8,651680155	9,51684817	65	74,51684817
500	409,2	0,08824	0,67131228	0,009476196	9425	5,013372019	5,51470922	65	70,51470922
560	453,4	0,08824	0,54680542	0,009315525	9425	2,95103114	3,24613425	65	68,24613425

Tableau III.46 : Frais d'exploitation pour le tronçon SP2-R.V2.SV2. En PEHD

D ext (mm)	Q(m ³ /s)	Hmt(m)	Puissance (KW)	Près unitaire moyenne (DA)	Consommation annuelle E KWh	Fexploitation (DA)
200	0,08824	698,353172	806,024705	4,68	5883980,348	27537028,03
250	0,08824	263,882705	304,567929	4,68	2223345,883	10405258,73
280	0,08824	175,492141	202,549379	4,68	1478610,47	6919897,00
315	0,08824	125,124212	144,415763	4,68	1054235,066	4933820,11
355	0,08824	97,357406	112,367893	4,68	820285,6183	3838936,69
400	0,08824	82,4653739	95,1798192	4,68	694812,6805	3251723,34
450	0,08824	74,5168482	86,0057962	4,68	627842,3123	2938302,02
500	0,08824	70,5147092	81,3866107	4,68	594122,2579	2780492,17
560	0,08824	68,2461343	78,7682686	4,68	575008,361	2691039,13

Tableau III.47 : Frais d'Amortissement pour le tronçon SP2-R.V2.SV2. En PEHD

Dext (mm)	Prix de ml (DA)	Longueur(m)	Annuité	Famortissement (DA)
200	7914,22	9425	0,0937	6989225,75
250	12155,27	9425	0,0937	10734592,43
280	15159,06	9425	0,0937	13387306,96
315	19102,09	9425	0,0937	16869485,48

355	24220,74	9425	0,0937	21389880,46
400	30653,32	9425	0,0937	27070636,59
450	38645,01	9425	0,0937	34128277,84
500	47411,22	9425	0,0937	41869915,13
560	59655,24	9425	0,0937	52682884,69

Tableau III.48 : Bilan pour le tronçon SP2-R.V2.SV2. En PEHD

D ext	Fexploitation (DA)	Famortissement(DA)	Bilan
200	28140228,25	7124931,67	35265159,93
250	10675820,89	10943020,06	21618840,95
280	7122785,82	13647240,88	20770026,70
315	5098146,38	17197030,92	22295177,30
355	3982004,21	21805195,91	25787200,13
400	3383389,27	27596252,14	30979641,40
450	3063882,42	34790927,69	37854810,11
500	2903008,46	42682880,06	45585888,52
560	2811818,56	53705799,05	56517617,61

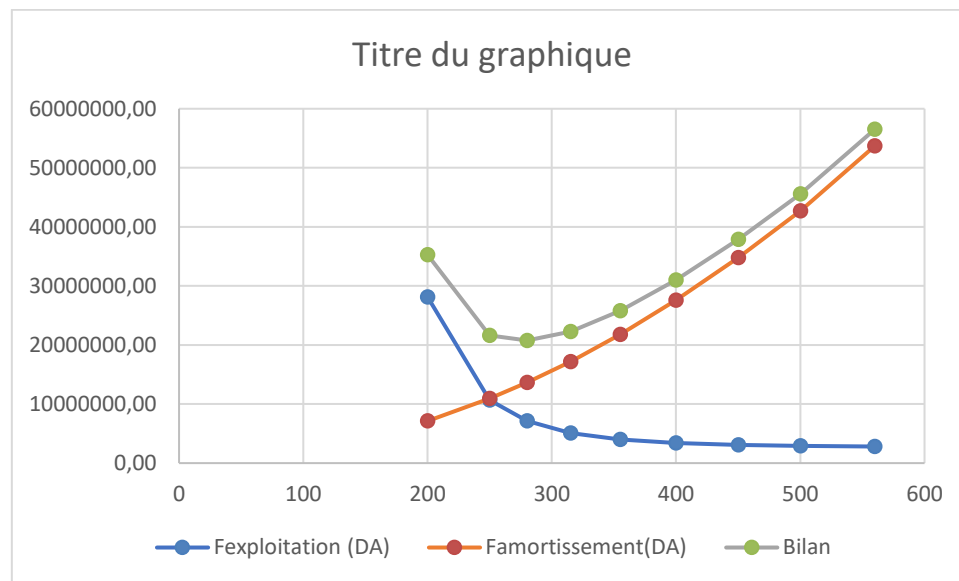


Figure III.15: Bilan total du tronçon SP2-R.V2.SV2. En PEHD

Nous allons prendre un diamètre de 315 mm offrant une vitesse de 1.7 m/s

III.6.3.3.1.4 sous variante 2 : conduite en PRV

Les résultats sont présente dans les tableaux suivants :

Tableau III.49 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP2-R.V2.SV2. En PRV

D(mm)	Q(m ³ /s)	V(m/s)	λ	Lg (m)	$\Delta HL(m)$	$\Delta HT(m)$	Hg (m)	Hmt (m)
200	0,08824	2,81019108	0,01072298	9425	203,3947147	223,7341862	65	288,734186
250	0,08824	1,79852229	0,01030918	9425	64,07642888	70,48407177	65	135,484072

300	0,08824	1,24897381	0,00998861	9425	24,95013356	27,44514691	65	92,4451469
400	0,08824	0,70254777	0,00951238	9425	5,638495017	6,202344519	65	71,2023445
500	0,08824	0,44963057	0,00916605	9425	1,780353962	1,958389359	65	66,9583894

Tableau III.50: Frais d'exploitation pour le tronçon SP2-R.V2.SV2. En PRV

D (mm)	Q(m ³ /s)	Hmt(m)	Puissance (KW)	Près unitaire moyenne (DA)	Consommation annuelle E (KWh)	Fexploitation (DA)
200	0,08824	288,734186	333,250992	4,68	2432732,242	11385186,89
250	0,08824	135,484072	156,372898	4,68	1141522,152	5342323,67
300	0,08824	92,4451469	106,698266	4,68	778897,3397	3645239,55
400	0,08824	71,2023445	82,180265	4,68	599915,9348	2807606,57
500	0,08824	66,9583894	77,2819803	4,68	564158,4559	2640261,57

Tableau III.51 : Frais d'Amortissement pour le tronçon SP2-R.V2.SV2. En PRV

Dext (mm)	Prix de ml (DA)	Longueur(m)	Annuité	Famortissement (DA)
200	5590,55	9425	0,0937	4937140,49
250	6050,44	9425	0,0937	5343279,70
300	8400,03	9425	0,0937	7418255,49
400	12800,37	9425	0,0937	11304294,76
500	14980,25	9425	0,0937	13229395,83

Tableau III.52: Bilan pour le tronçon SP2-R.V2.SV2. En PRV

D ext	Fexploitation (DA)	Famortissement(DA)	Bilan
200	11385186,89	4937140,49	16322327,38
250	5342323,67	5343279,70	10685603,37
300	3645239,55	7418255,49	11063495,04
400	2807606,57	11304294,76	14111901,33
500	2640261,57	13229395,83	15869657,40

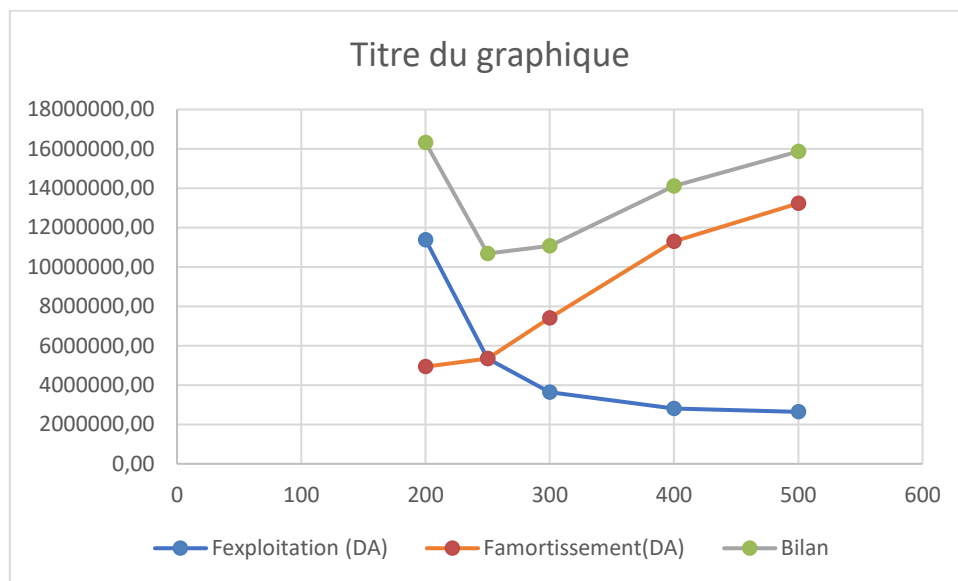


Figure III.16: Bilan total du tronçon SP2-R.V2.SV2. En PRV

Nous allons prendre un diamètre de 300 mm offrant une vitesse de 1,24 m/s.

Conclusion :

Pour la deuxième sous variante, le choix retenu est celle en matière PRV, avec des diamètres de 300 mm pour le tronçon SP1-SP2 et SP2-R. avec une vitesse d'écoulement de 1,24 m/s et un bilan total de : **23585596,70DA**

III.6.3.3.2 dimensionnements de la partie gravitaire de 2^{ème} variante (le réservoir vers les bassins d'infiltration)

On déduit le diamètre calculé de la conduite gravitaire par la relation :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \dots\dots\dots(IV.18)$$

Les caractéristiques de la conduite gravitaire sont présentes dans le tableau suivant :

Tableau III.53 : Les caractéristiques de la conduite gravitaire variante 2

ΔH Disponible (m)	La longueur de la conduite (m)	La longueur équivalent (m)	Le débit (m3/s)	Le type de matériau	K	m	β
6	295	324,5	0,00478	PEHD	0,001052	4.777	1.77

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau III.54: Les résultats de calcul

Diamètre calcule(mm)	Diamètre intérieur de PEHD (mm)	Diamètre extérieur de PEHD (mm)	La vitesse (m/s)	Prix de conduite ml (DA)	F investissement (DA)
66,49469476	66	75	1,4	844,03	248988,85

Donc le diamètre avantageux de la partie gravitaire (variante 2) est : 75 mm offrent une vitesse de 1,4 m/s

III.6.3.4 Comparaison entre les variantes retenues :

On essaie de faire une comparaison pour choisir l'une des quatre sous variantes

Tableau III.55: Comparaison entre les variantes retenues

Les variantes	Les sous variantes	Le cout total (DA)
1	Sous variante 1	25076195,45
	Sous variante 2	25076195,45
2	Sous variante 1	24680596,69
	Sous variante 2	23585596,70

La variante sélectionnée est la deuxième variante, qui inclut l'installation du réservoir tampon à une altitude de 114 mètres.

De plus, parmi les sous variantes, nous avons opté pour la deuxième sous variante, qui positionne la deuxième station de pompage à une altitude de 49 mètres. Ce choix a été fait pour minimiser les coûts et optimiser l'emplacement de la deuxième station de pompage

La deuxième sous variante comportant deux stations de pompage a une cote de (10 et 49) m et un réservoir a une altitude de 114m, avec des conduites en PRV de 300 mm de diamètre a été choisie, avec un coût total de **23585596,70DA**.

III.7 Conclusion :

Dans ce chapitre, une analyse technico-économique a été réalisée pour définir le tracé et les diamètres des conduites d'adduction par refoulement et gravitaires prévues dans le cadre de ce projet de fin d'études. Cette étude a pris en compte à la fois les coûts d'amortissement et les coûts d'exploitation, ce qui a conduit à une estimation plus précise des diamètres nécessaires.

Chapitre IV : Etude de stockage.

IV.1 Introduction

Le transfert d'eau implique des ouvrages de stockage cruciales pour assurer le bon fonctionnement des réseaux, Après avoir étudié les besoins en eau dans le chapitre précédent, nous nous intéressons, dans ce chapitre, à l'étude des réservoirs, Ainsi nous déterminerons leurs capacités de stockage, leurs dimensions...etc.

IV.2 Définition d'un réservoir

Le réservoir est un élément important du système de distribution. Il joue un rôle crucial en régulant la pression et le débit entre la production et la consommation. Il permet d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituer lorsque ce ratio s'inverse. Le temps de séjour de l'eau dans la cuve dépend du volume du réservoir et de son niveau de remplissage

IV.3 Utilité des réservoirs : [10]

- Régularité dans le fonctionnement du pompage, contrairement au cas d'injection directe dans le réseau d'où simplification de l'exploitation.
- Sollicitation régulière des points d'eau, qui ne subiront pas les variations journalières et préservation des ouvrages et des nappes ou des gisements aquifères.
- Emmagasinement d'eau pendant les heures creuses de consommation et restitution pendant les heures où la consommation devient importante.
- Continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Régularité de la pression dans le réseau de distribution.
- Briser la charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Jouer le rôle de relai.

IV.4 Classification des réservoirs :

- D'après la nature des matériaux, on distingue :
 - les réservoirs métalliques
 - les réservoirs en maçonneries.
 - les réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint
- D'après la situation des lieux, ils peuvent être
 - enterrées
 - semi-enterrées
 - surélevées, sur tour (château d'eau)
- D'après des considérations esthétiques, ils peuvent :
 - soit affirmer les fonctions de l'ouvrage
 - soit s'intégrer au paysage.
- D'après leurs formes
 - Circulaires
 - Rectangulaire
 - Ou d'une forme quelconque

IV.5 Emplacement des réservoirs

L'emplacement d'un réservoir est déterminé par la topographie, visant à garantir une pression adéquate pendant les périodes de demande maximale. Ainsi, l'altitude de la cuve (radier) du réservoir doit être positionnée au-dessus du cote piézométrique le plus élevé requis dans le réseau de distribution. Cela assure une pression suffisante pour répondre aux besoins en eau à tout moment.

- Dans ce projet, il est nécessaire de garantir une distribution gravitaire depuis le réservoir vers les bassins d'infiltration et les parcelles d'irrigation.

IV.6 Choix du réservoir

il est préférable d'opter pour un réservoir enterré, semi-enterré ou surélevé au-dessus du sol avec un radier légèrement enterré Le choix du réservoir dépend des :

- Conditions topographiques.
- Conditions géotechniques.
- Conditions hydrauliques.
- Conditions économiques

IV.7 Equipements des réservoirs d'alimentation [10]

IV.7.1 Conduite d'arrivée :

Il est préférable que cette conduite soit en siphon noyé ou positionnée par le bas, toujours à l'opposé de la conduite de départ pour favoriser le brassage et permettre le renouvellement de l'eau

IV.7.2 Conduite de départ :

Placée à l'opposé de la conduite d'arrivée, à 15 ou 20 cm au-dessus du radier, pour empêcher l'entrée des matières en suspension. L'extrémité est équipée d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite) et est munie d'une vanne à survitesse.

IV.7.3 Conduite de trop plein :

Cette conduite évacue l'excès d'eau arrivant au réservoir en cas de défaillance d'une pompe. Chaque compartiment du réservoir doit avoir sa propre conduite de trop-plein.

IV.7.4 Conduite de vidange :

Utilisée pour vider le réservoir lors de nettoyages ou de réparations, cette conduite est équipée d'un robinet vanne et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable.

IV.7.5 Conduite by-pass :

Cette conduite relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ, permettant de maintenir l'alimentation du réseau lorsque le réservoir est isolé pour entretien.

IV.7.6 Matérialisation de la réserve d'incendie :

IV.7.6.1 Système à siphon : le siphon se désamorçe quand le niveau de la réserve est atteint, grâce à l'évent, pour que la réserve ne soit pas entamée. Ainsi la réserve est constamment renouvelée tout en restant disponible tout le temps.

IV.7.6.2 Système à deux prises : rarement utilisé du fait de l'existence d'une tranche d'eau morte : la réserve de sécurité n'est pas convenablement renouvelée

IV.7.7 les équipements de nettoyage :

Pour assurer le nettoyage du réservoir il doit y avoir :

- Des trappes de visite pour le personnel et la mise en place de matériels ;
- Des équipements spéciaux pour le nettoyage ;
- Une pompe d'alimentation en eau

IV.8 Construction des réservoirs :

- Les matériaux sélectionnés pour la construction des réservoirs doivent garantir une étanchéité parfaite tout en tenant compte des conditions de mise en œuvre, et ils ne doivent en aucun cas altérer la qualité de l'eau stockée. Ainsi, seuls des matériaux durables seront retenus pour la construction du réservoir.
- Pour le réservoir d'eau potable, Les matériaux couramment utilisés comprennent le béton l'acier inoxydable. Ces matériaux sont choisis pour leur résistance à la corrosion, leur durabilité et leur capacité à préserver la qualité de l'eau stockée.
- Pour le réservoir d'eau traitée, Les matériaux utilisés peuvent varier en fonction des exigences spécifiques du traitement des eaux et des réglementations environnementales. Ils peuvent inclure le béton, les polymères renforcés de fibres, ou d'autres matériaux résistants aux produits chimiques ou aux conditions environnementales particulières. La sélection des matériaux est importante pour garantir que le réservoir maintienne l'intégrité des eaux traitées sans provoquer de contamination ou de détérioration.
- Une ventilation convenablement choisie sera aménagée, conçus de façon à éviter l'entrée d'une certaine espèce nuisible (insectes, rats...etc.). Toute vanne sera disposée dans une chambre de manœuvre.

IV.9 Détermination du volume de réservoir :

Pour notre projet, nous devons déterminer la capacité du réservoir tampon en fonction du temps de fermeture de la vanne de la conduite gravitaire.

IV.9.3.1 Calcul de la capacité du réservoir :

le volume est calculé par la formule suivante :

$$V = \frac{Q}{2} * t \dots\dots\dots (IV.1)$$

Avec :

V : le volume de réservoir tampon

Q : le débit de la conduite gravitaire (m³/min)

t : Le temps de fermeture de la vanne de la conduite gravitaire (min). on prend 25 min

AN :

$$V = \frac{4.41}{2} * 25 = 55.125 \text{ m}^3$$

On normalise le volume. **V= 56 m³**

IV.9.3.2 la forme et les dimensions de réservoir

En ce qui concerne la forme, généralement, pour des réservoirs d'une capacité inférieure à 10000 m³, nous préférons des réservoirs de forme circulaire. La profondeur de l'eau dans le réservoir varie généralement entre 3 et 6 mètres en moyenne.

Leurs dimensions seront déterminées comme suit :

$$V_n = h * S \dots \dots \dots \text{(IV.2)}$$

$$S = \frac{\pi * D^2}{4} \dots \dots \dots \text{(IV.3)}$$

Avec :

V_n : capacité normalisée du réservoir (m³) ;

S : section du réservoir (m²) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m), on propose une hauteur de 3 m

-La hauteur totale H du réservoir :

La hauteur du réservoir se calcule par la formule :

$$H = h + R \dots \dots \dots \text{(IV.4)}$$

R : revanche (m), qui varie entre 0.25 et 1m

A.N:

$$D = \sqrt{\frac{4 * V}{\pi * h}} = \sqrt{\frac{4 * 56}{\pi * 3}} = 4.87 \text{ m on prend } D = 5 \text{ m}$$

Tableau IV.2 : les dimensions de réservoir tampon

Réservoir	Volume (m ³)	h(m)	S(m ²)	D(m)	R(m)	H(m)
Circulaire	56	5	19.63	5	0,5	3.5

IV.10 Quelques recommandations sur les réservoirs :

- Les réservoirs doivent être protégés contre toute source de pollution extérieure et des hausses importantes de température.
- Ils doivent être facilement accessibles, permettant une vérification continue de leur étanchéité.
- Un dispositif pour la prise d'échantillons d'eau doit être installé immédiatement en amont et en aval du réservoir.
- Les matériaux des réservoirs ne doivent pas se désagréger ni transmettre des saveurs ou des odeurs désagréables à l'eau.
- Après chaque intervention qui pourrait contaminer l'eau des réservoirs, et au moins une fois par an, ces derniers doivent être vidés, nettoyés et désinfectés.

IV.11 Conclusion

Dans ce chapitre, après avoir évalué les besoins en eau des bassins d'infiltration et les parcelles d'irrigation, nous avons défini la capacité du réservoir à **56 m³**.

Ce réservoir sera de forme circulaire et semi-enterré.

Chapitre V : Etude de pompage

V.1 Introduction :

Dans les projets hydrauliques, le défi a toujours été de transporter l'eau d'une altitude inférieure vers une altitude supérieure. Pour surmonter ce problème, on utilise une pompe.

Ce chapitre a pour objectif d'étudier et de choisir le système de pompage idéal pour notre projet. Cela nous permettra d'assurer le débit requis et la hauteur manométrique totale au niveau des stations de pompage prévues le long de l'adduction. Cette étude inclura le dimensionnement des pompes, le choix des moteurs correspondants, ainsi que le dimensionnement des stations de pompage

V.2 Définition :

Une pompe est un dispositif conçu pour aspirer un fluide d'un point bas et le refouler vers un point plus élevé. Son fonctionnement repose sur la transformation de l'énergie électrique en énergie hydraulique, permettant ainsi d'élever l'eau ou tout autre fluide.

Elles sont construites pour assurer un débit Q à élever à une hauteur H . Lorsque le fluide traverse la pompe, il acquiert une puissance, lui permettant de passer d'une zone de basse pression à une zone de haute pression.

V.3 Type de pompes [8]

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

Nous pouvons classer les pompes en trois grandes familles principales :

- Les pompes centrifuges.
 - Les pompes volumétriques.
 - Les turbopompes.
- Notre cas se portera sur les pompes centrifuges parce qu'elles ont :
- Un bon rendement.
 - La simplicité de leur installation et leur fonctionnement.
 - Un Coût réduit.
 - Leur couplage peut se faire en série ou en parallèle.
 - Ne nécessitent qu'une légère maintenance et un entretien très simple.

V.4 Disposition et installation d'une pompe centrifuge :

Le schéma d'installation d'une pompe centrifuge varie en fonction de la ressource et des caractéristiques du site où elle est installée. Cependant, les configurations les plus courantes se rattachent à l'une des trois dispositions suivantes :

ci-après :

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

- Disposition avec pompe en siphon.

V.4.1 Pompe installée en charge :

Dans ce type d'installation, le niveau d'eau d'aspiration est supérieur à l'axe de la pompe. Cette configuration est couramment utilisée dans les stations de pompage situées en aval d'un barrage ou dans les stations de reprise situées en aval d'un réservoir. L'amorçage des pompes ne pose alors aucun problème, l'eau entrant spontanément dans la pompe sans difficulté

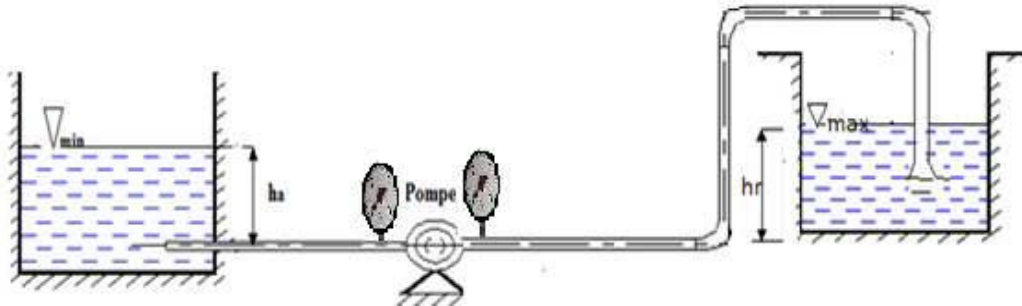


Figure V.1 : installation en charge (W.mokrane 2022 .)

V.4.2 Pompe installée en aspiration :

Dans cette disposition, le plan d'eau d'aspiration est inférieur de l'axe de la pompe, un dispositif d'amorçage est nécessaire (ballon et pompe à vide), les pompes doivent avoir une faible NPSHr. Nous pouvons utiliser ce type de disposition dans les puits, dans les rivières etc.

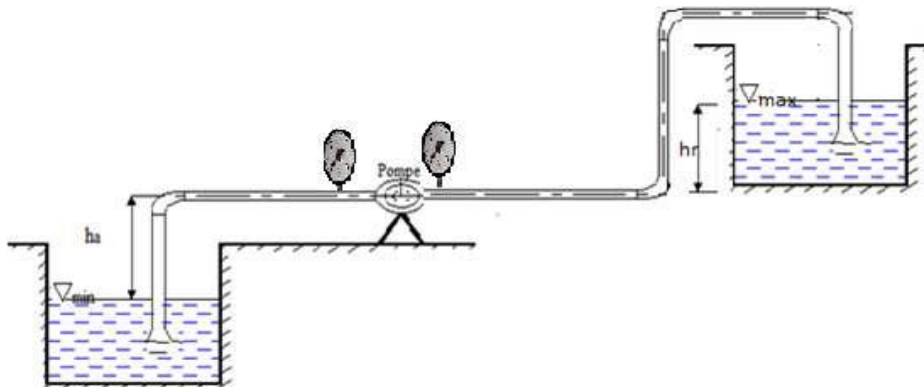


Figure V.2 : installation en aspiration (W.mokrane 2022)

V.4.3 Installation en siphon : [11]

Pour ce type d'installation, la pompe est installée de sorte que la cote de son axe soit au-dessus du plan d'eau d'aspiration, d'une hauteur h_a , et de h_r au-dessus de celui du Refoulement. La figure.4.1 est une représentation simplifiée de ce type d'installation

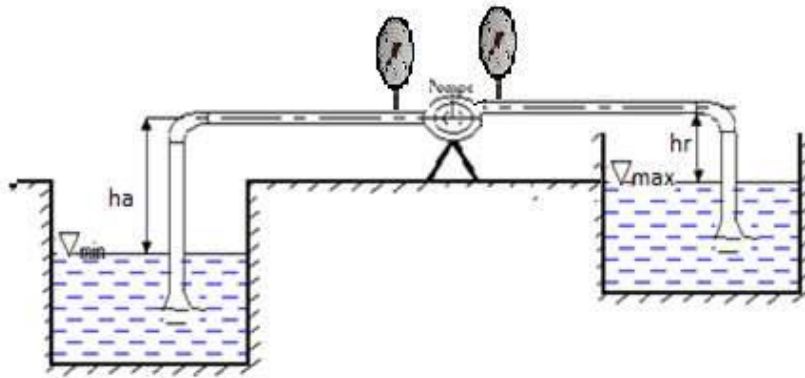


Figure V.3 : installation en siphon (W.mokrane 2022)

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

Pour le choix de la variante d'adduction par pompage et l'emplacement de la station de pompage on doit respecter les critères suivants :

- Il est préférable de placer la prise d'eau aussi proche que possible de la station de pompage et, si possible, à proximité de l'agglomération pour réduire les coûts du projet.
- Éviter les zones instables et respecter les normes, par exemple, la station de pompage doit être située à au moins 30 km d'un aéroport.
- Le site de la prise d'eau doit être approuvé par les services de la santé publique et de l'environnement.
- Les différentes structures des stations de pompage ne doivent pas se trouver dans des zones inondables.
- Pour les terrassements et l'implantation de la station de pompage, il est nécessaire de :
 - ✓ Prévoir un accès à tous les ouvrages.
 - ✓ Prévoir un accès aux réseaux électriques.
 - ✓ Prévoir une plateforme avec un revêtement routier.
 - ✓ Utiliser des moyens de dérivation des eaux pluviales (drainage).
 - ✓ Prévoir une hauteur de plancher pour le rez-de-chaussée de manière à ce qu'elle dépasse celle de la plateforme de 0,15 à 0,5 m.
- Aménager des espaces verts autour de la station de pompage pour améliorer l'environnement.

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

Le type de la pompe est choisi de façon à :

- Assurer le débit et la hauteur manométrique demandée désirée.
- Avoir un meilleur rendement.
- Avoir une puissance absorbée minimale.
- Avoir une vitesse de rotation élevée.
- Vérifier la condition de non cavitation.
- Répondre à la construction économique du bâtiment.

V.7 Choix du nombre de pompe [8]

Pour choisir le nombre convenable de pompes, nous devons aboutir à un :

- Nombre minimal de pompes.
- Meilleur rendement.
- Puissance absorbée minimale.
- Vitesse de rotation élevée.
- $(NPSH)_r$ minimal.

V.8 Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

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

V.9 Point de fonctionnement des pompes

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

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

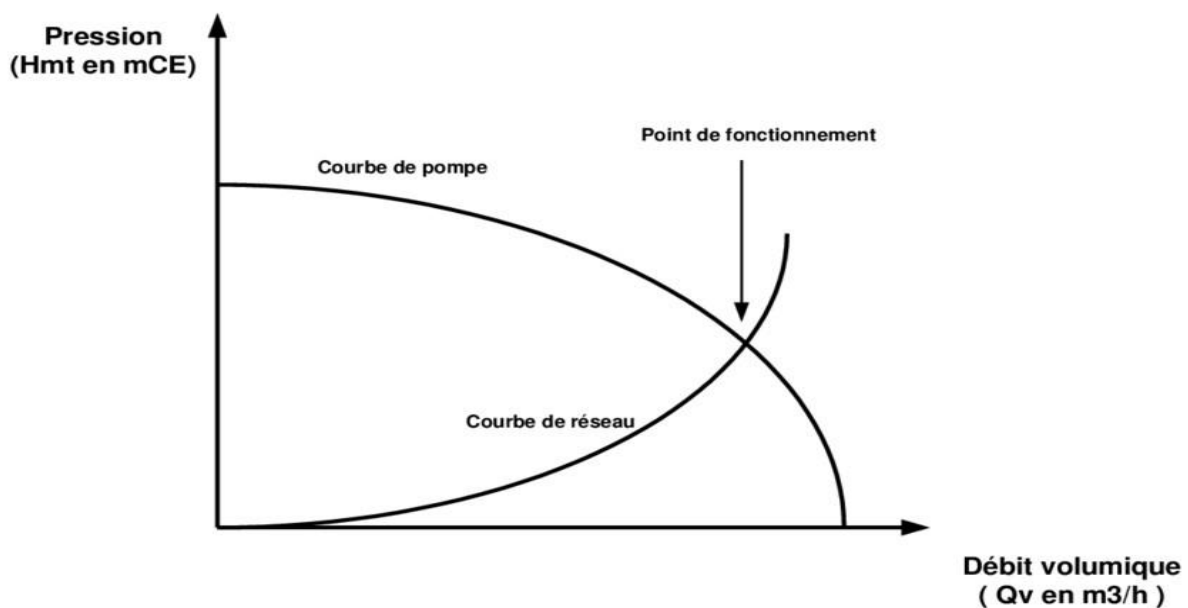


Figure V.4 : Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement (source :https://www.researchgate.net/figure/Point-de-fonctionnement-dune-pompe_fig47_336553030)

- **Courbes caractéristiques des pompes :**

Pour chaque groupe des pompes choisies, nous distinguons les courbes caractéristiques suivantes : [H-Q], [Pabs-Q], [η_p -Q], [(NPSH)_r-Q]

- **Courbe caractéristique de la conduite de refoulement [H_c - Q] :**

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

$$H_c = H_g + RQ^2 \dots\dots\dots (V.1)$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique (m) ;

R : Résistance de la conduite (s².m⁻⁵)

Elle est donnée par :

$$R = \frac{(8 * \lambda * L)}{(g * \pi^2 * D^5)} \dots\dots\dots (V.2)$$

Avec :

λ : Coefficient de frottement.

L:Longueur de la conduite (m).

g: Accélération de la pesanteur (9,81 m².s⁻¹)

D: Diamètre de la conduite (m)

V.10 Modes de réglage [8]

Selon que le débit demandé ou appelé, soit plus petit ou plus grand que celui qui est Disponible, nous distinguons les modes de réglage suivants :

V.10.1 Débit disponible > Débit appelé

Si le débit pompé est supérieur à la demande nous corrigerons cet excès par un des modes de Réglages suivants :

- **Réglage qualitatif** : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe.
- **Réglage quantitatif** : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.
- **Diminution de temps de pompage** : dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un

Réservoir.

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

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t$$

- **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement** : en augmentant les singularités (des diffuseurs, des rétrécissements brusques, des coudes.etc).
- **Changement du type de la pompe** : si cela est possible.
- **Rognage** : C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue, en gardant la même vitesse de rotation, et la même distance entre les deux flasques. Cette méthode est déconseillée pour les pompes multicellulaires

V.10.2 Débit disponible < Débit appelé

Dans le cas où le débit fourni par la pompe est inférieur au débit demandé, les techniques qui nous permettent le réglage du débit sont les suivantes :

- **Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
- **2. Changement de type de pompe.**
- **3. Couplage des pompes.**

En définitif, les différents modes de réglage sont étudiés afin d'opter pour le mode occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible.

V.11 Moteur d'entraînement [8]

V.11.1. Définition

Un moteur est un dispositif permettant d'effectuer un mouvement de rotation, de translation, ou d'ascension, à partir d'une énergie qui peut être chimique, électrique ou thermique.

V.11.2. Choix du moteur

Il existe plusieurs critères liés au choix du moteur :

- Puissance du moteur absorbée.
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale.
- Tension d'alimentation du moteur.

V.11.3. Vitesse de rotation du moteur

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_{\text{moteur}} = N_{\text{pompe}} \pm 200 \text{ tr/mn} \dots \dots \dots (\text{V.3})$$

V.11.4. La puissance du moteur

La puissance que doit développer le moteur d'entraînement doit, en principe, être égale à celle absorbée par la pompe fonctionnant à un régime bien déterminé, puissance qui, à vitesse constante, varie avec le débit et la hauteur d'élévation ainsi qu'avec l'état d'usure de la machine.

La puissance absorbée par le moteur est calculée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\varpi * Q_a * HMT * K}{\eta_p * \eta_m * \eta_{acc}} \dots \dots \dots (\text{V.4})$$

Avec :

ϖ : poids volumique de l'eau, $\varpi = 9810 \text{ N/m}^3$;

Q_a : débit refoulé par une seule pompe ;

HMT : hauteur manométrique totale minimum (mce);

η_p : rendement de la pompe

η_{acc} : rendement d'accouplement, $\eta_{acc} = 100 \%$;

η_m : rendement du moteur, $\eta_m = (92 - 95) \%$, Nous prendrons un rendement de 95 %

K : Coefficient de correction, il est déterminé en fonction de la puissance du moteur.

V.12 Etude de pompage

V.12.1 pour la station SP1

Nous allons utiliser le catalogue numérique des pompes appelé CAPRARI.

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

Tableau V.1 : Caractéristiques de la première station de pompage SP1

La station de pompage	Débit (l/s)	Hmt (m)	Hg (m)	La longueur de la conduite (m)
Station n 1	88,24	77,19	39	13117

V.12.1.1 Choix de la pompe

Les résultats de catalogue CAPRARI sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Caractéristiques des pompes pour SP1

Nombre des pompes	Débit (l/s)	HMT (m)	Type de pompe	Q de la pompe(l/s)	Hmt de la pompe(m)	η (%)	La vitesse (m/s)	P abs (KW)	(NPSH)r (m)	N étages
1	88,24	77,19	MEC-AZRBH2/125	88,9	77,7	79,4	2900	87,4	4,15	/
2	44,12	77,19	MEC-A3/100	44	76,8	79,5	2900	42,3	5,12	/
3	29,4133333	77,19	PM 100	31,6	83,1	75,7	2900	33,8	3,5	2
4	22,06	77,19	PM 80	21,5	75,3	74,8	2900	21,4	3,18	2
5	17,64	77,19	PM 100	17,7	77,7	75,7	1450	17,8	1,91	5

Pour cette station de pompage, nous allons choisir la pompe **MEC-AZRBH2/125** car elle assure le débit et la hauteur manométrique totale (HMT) avec un nombre minimal de pompes (une seule pompe), tout en offrant un rendement élevé et une grande vitesse de rotation.

V.12.1.2 Courbe caractéristique de la pompe

Les courbes caractéristiques de la pompe : $[H - Q]$, $[P_{abs} - Q]$, $[\eta - Q]$, $[(NPSH)_r - Q]$ sont Retirées à partir de logiciel de CAPRARI et sont représentées par la figure suivant :

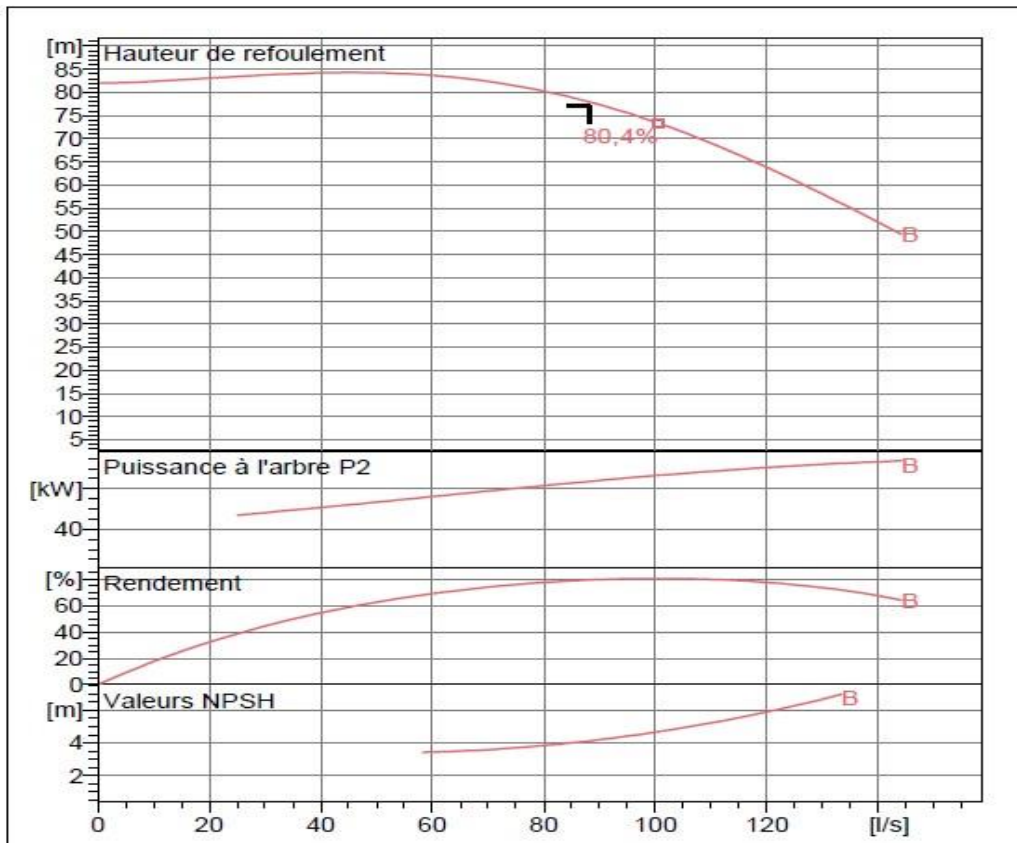


Figure V-5 : Les courbes caractéristiques de la pompe du SP1 (Caprari)

V.12.1.3 Description de la pompe

- pompe centrifuge a axe horizontale monocellulaires
- Cors d'aspiration, refoulement et intermédiaires : en fonte
- Roues : en bronze
- Poids de la pompe : 1000 Kg

Les caractéristique techniques et les Matériaux des principaux organes et les dimensions de La pompe sont témoins dans le tableau et les figures suivantes :

Tableau V-3 : Les caractéristique technique de la pompe du SP1

La pompe	MEC-AZRBH2/125
Débit	88,9 l/s
Hauteur de refoulement	77,7 m
Puissance absorbée	87,4 kw
Rendement	79,4%
Hauteur manométrique H(Q=0)	82 m
Orifice de refoulement	125m

Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Bronze
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier cromé
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

0

Figure V-6 : les Matériaux des principaux organes de la pompe du SP1(Caprari)

Dimensions mm

A = 1783

B = 155

C = 1348

DNa = 150

DNm = 125

E = 250

F = 848

H = 750

I = 700

L = 20

M = 42

N = 160

O = 475

P = 825

Q = 1014

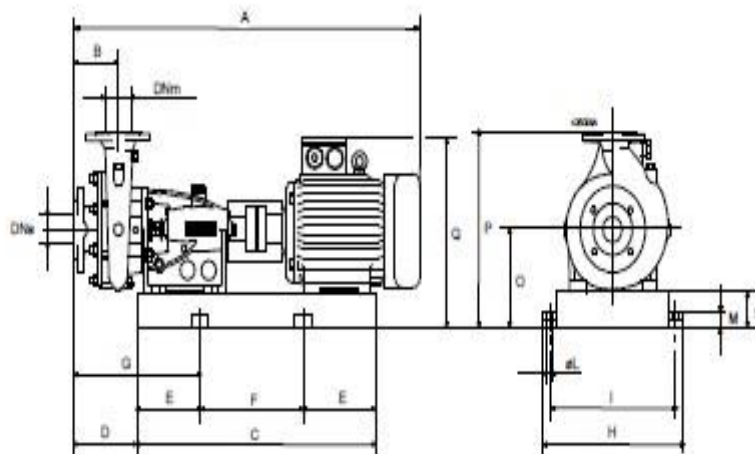


Figure V.7 : les dimensions de La pompe du SP1 (Caprari)

V.12.1.4 Point de fonctionnement de la pompe

- Courbe caractéristique de la conduite : $H_c = H_g + R \cdot Q^2$

Tableau V-4 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement du SPI

Q(m ³ /s)	Q ² (m ³ /s)	Hg (m)	R	R*Q ² (m)	H de la conduite (m)
0	0	39	4905,54959	0	39
0,01	0,0001	39	4905,54959	0,490554959	39,49055496
0,02	0,0004	39	4905,54959	1,962219836	40,96221984
0,03	0,0009	39	4905,54959	4,41499463	43,41499463
0,04	0,0016	39	4905,54959	7,848879342	46,84887934
0,05	0,0025	39	4905,54959	12,26387397	51,26387397
0,06	0,0036	39	4905,54959	17,65997852	56,65997852
0,07	0,0049	39	4905,54959	24,03719299	63,03719299
0,08	0,0064	39	4905,54959	31,39551737	70,39551737
0,09	0,0081	39	4905,54959	39,73495167	78,73495167
0,1	0,01	39	4905,54959	49,05549589	88,05549589

- Le point de fonctionnement de la pompe :
Les courbes de la conduite et la pompe sont présentées dans la figure suivante :

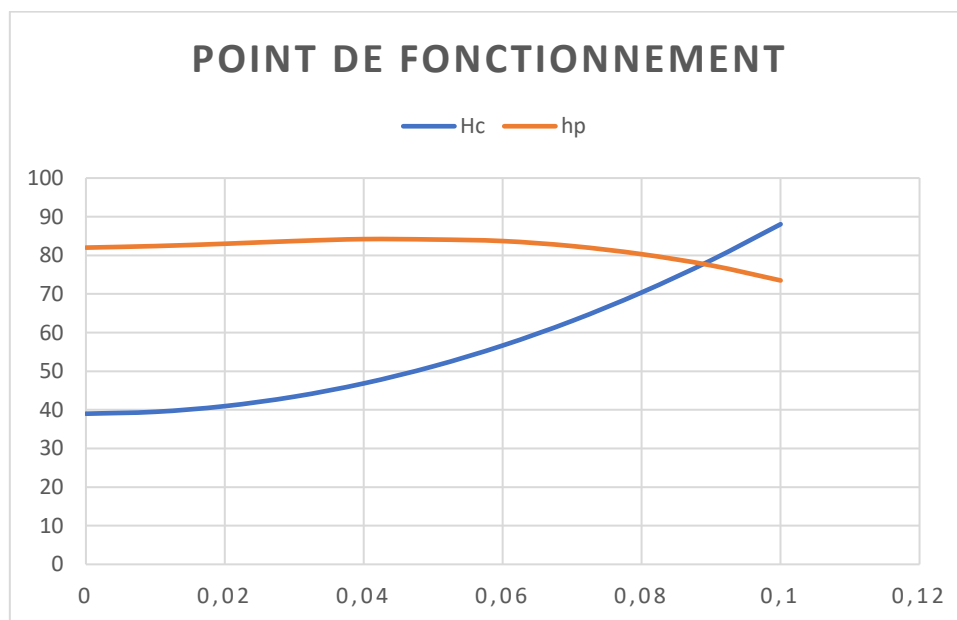


Figure V.8 : le point de fonctionnement de La pompe du SPI

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

Q_{pf} : 88,60 l/s

H_{pf} : 77,50 m

Pour assurer un bon fonctionnement de la pompe il doit vérifier la condition suivante :

$$0,9*Q_{pf} < Q_{app} < 1,1*Q_{pf} \dots\dots(V.5)$$

AN:

$$0,9*Q_{pf} = 79,74 \text{ l/s}$$

$$1,1*Q_{pf} = 97,46 \text{ l/s}$$

$$Q_{app} = 88,24 \text{ l/s}$$

$$\text{Alors: } 79,74 \text{ l/s} < 88,24 \text{ l/s} < 97,46 \text{ l/s}$$

Donc La condition est vérifiée.

Conclusion :

Le débit et la hauteur manométrique au point de fonctionnement étant approximativement égaux au débit et à la hauteur appelée, par conséquent aucun réglage n'est nécessaire.

V.12.1.5 Choix du moteur

Les caractéristiques du moteur sont fournies directement par le catalogue CAPRARI et sont les suivantes :

- Fréquence : 50Hz
- Tension nominale : 400V
- Vitesse nominale : 2950 tr/min
- Nombre de pôles : 2
- Puissance nominale P2 : 110kw
- Courant nominal : -A
- Type de moteur : 3~
- Classe d'isolation : F
- Degré de protection : IP55

V.12.1.6. Dimensionnement des équipements de la pompe

La conduite d'aspiration est dimensionnée de manière à prévenir la cavitation et la formation de vortex, ce qui nécessite d'avoir une vitesse d'aspiration admissible.

$$D_a = (1,2-1,5) d_a \dots\dots(V.6)$$

Avec :

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

- Nous prendrons 1.5 comme facteur de multiplication ce qui donne :

$$D_a = 1,5 * 150 = 225 \text{ mm.}$$

Le diamètre normalisé sera égale à **250mm**

a) Vérification de la vitesse

La vitesse de l'écoulement dans les conduites doit être vérifiée par rapport aux

Fourchettes suivantes :

$$V_a = (0,7 - 1) \text{ m/s pour } D_a \leq 250 \text{ mm}$$

$$V_a = (1 - 1,5) \text{ m/s pour } 250 \leq D_a \leq 800 \text{ mm}$$

$$V_a = (1,5 - 1,8) \text{ m/s pour } D_a > 800 \text{ mm}$$

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4*Q}{\pi*D^2} = \frac{4*0,08824}{\pi*0,25^2} = 1,79 \text{ m/s}$$

La condition de la vitesse d'écoulement n'est pas vérifiée.

Dans notre cas nous avons $250 \leq D_a \leq 800$ mm nous devons donc avoir une vitesse entre

1 et 1.5 m/s.

Donc on prend $V_{asp} = 1.5$ m/s et on cherche le diamètre qui correspond à la vitesse :

$$Da = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V_{asp}}} = 0,273 \text{ m} = 273 \text{ mm}$$

Nous le normaliserons à $Da = 300$ mm

Vérification de la vitesse avec $Da = 300$ mm :

$$V_{asp} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0,08824}{\pi \cdot 0,3^2} = 1,25 \text{ m/s}$$

V.12.1.6.1 Equipements en amont

a) hauteur de butée

-y correspondant à la distance entre la génératrice inférieure de la conduite d'aspiration et la surface du sol.

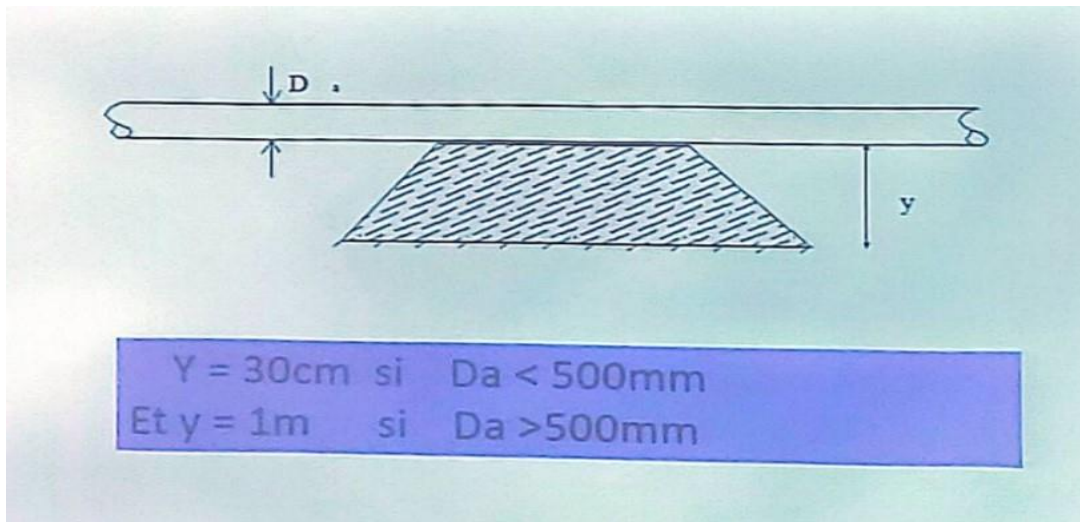


Figure V.9 : Schéma de la butée

Comme $Da = 300 \text{ mm} \leq 500 \text{ mm}$, nous aurons $y = 0.3$ m

b) Longueur du convergent

$$l_{con} = (3,5 - 4)(Da - da) \dots \dots \dots (V.7)$$

$$AN : l_{con} = 3.75 (Da - da) = 3.75 * (300 - 150) = 562.5 \text{ mm}$$

c) Dimension du tronçon

$$l_{tr} > 2 \cdot Da \dots \dots \dots (V.8)$$

Nous aurons :

$$L_{tr} = 2 * 300 \text{ mm} = 600 \text{ mm}$$

V.12.1.6.2 Equipements en aval

Les équipements en total ont l'aval d'une pompe été :

1. Le divergent
2. clapet anti retour

3. Vanne de refoulement
4. Vidange de fond
5. Conduite de refoulement
6. Butée

Elles sont présentées dans la figure suivante :

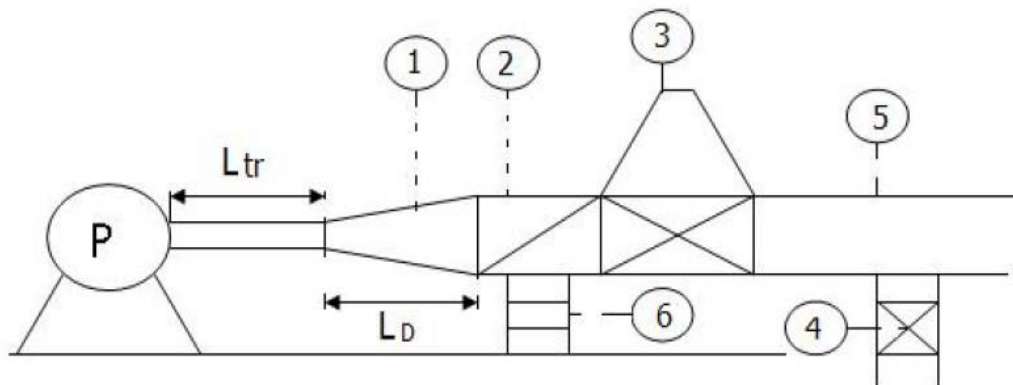


Figure V.10 : les équipements en aval de la pompe

Donc les dimensions des équipements en aval sont :

$$l_{tr} \geq 2Dr$$

$$l_{tr} = 2 * 300 = \mathbf{600mm}$$

$$l_{div} = (3,5 - 4) (Dr - dr)$$

$$l_{div} = 3,75(300 - 125) = \mathbf{656,25 mm}$$

$$D_v = 0,25 * Dr$$

$$D_v = 0,25 * 300 = \mathbf{75mm}$$

$$\text{Clapet: DN=Dr}=\mathbf{300mm}$$

$$\text{Vanne: DN=Dr}=\mathbf{300mm}$$

V.12.1.7 Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage

Le bâtiment de la station est généralement de forme rectangulaire et comprend des salles de machines, une plateforme pour le montage et le démontage, ainsi qu'une salle annexe (pour le bureau d'exploitation, les toilettes, la salle de stockage et la salle des armoires électriques).

Il est recommandé de prendre :

- La hauteur de station de pompage normalisée (**Hb** = 3,5 m ; 4,2 m ; 4,8 m ; 5,4 m ; 6 m) ;
- La longueur du bâtiment normalisée (**Lb** = 3 m ; 6 m ; 18m ; 21 m ; 24 m...) ;
- La distance entre les poteaux (3 m ; 6 m ; 9 m ; 12 m...) ;
- Il faut respecter certaines distances pour faciliter le mouvement des personnels ainsi que pour des raisons de sécurité

a) Hauteur du bâtiment

Elle est calculée par la formule :

$$\mathbf{H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \dots \dots \dots (V.9)}$$

Avec :

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

A.N:

$$H_{\text{pompe}} = 0.825 \text{m. (CAPRARI)}$$

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

$$H_{\text{reserve}} = 0,5 \text{m.}$$

$$\text{A.N: } H_5 = 0.825 + 0.5 + 0,5 = \mathbf{1,825 \text{ m.}}$$

$$H_6 : \text{ hauteur réservée à l'homme, } H_6 = 2,2 \text{ m.}$$

$$H_7 : \text{ hauteur du pont roulant, } H_7 = 0,3 \text{m.}$$

$$H_8 : \text{ hauteur profilée, } H_8 = 0,8 \text{ m.}$$

$$H_9 : \text{ hauteur de sécurité, } H_9 = 0,5 \text{m}$$

Donc

$$H_b = 1,825 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 = \mathbf{5,625 \text{m}}$$

On prend comme hauteur du bâtiment $\mathbf{H_b = 6 \text{ m.}}$

b) Longueur du bâtiment

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants :

$$\mathbf{L_b = L_r + L_{pf} + L_{int} + n_p * L_{GEP} + 2s + d \dots \dots \dots (V.10)}$$

Avec :

$$L_r : \text{ largeur de l'armoire électrique} = \mathbf{0,8 \text{m.}}$$

$$n_p = \text{ nombre de pompes} = 2 \text{ (tenant compte la pompe secours)}$$

$$L_{GEP} = \text{ longueur de moteur + pompe} = \mathbf{0,75 \text{m}}$$

$$L_{pf} : \text{ longueur de la plate-forme de montage, } L_{pf} = \mathbf{2,5 \text{ m.}}$$

$$L_{int} : \text{ distance entre deux pompes voisines, } L_{int} = \mathbf{1 \text{m}}$$

$$s : \text{ épaisseur de mur} = \mathbf{0,3 \text{m}}$$

$$d : \text{ distance entre l'armoire et le premier GEP} = \mathbf{1 \text{m}}$$

$$\text{AN : } L_b = 0,8 + 2,5 + 2 * 0,75 + 2 * 0,2 + 1 = \mathbf{7,4 \text{m}}$$

On prend comme longueur du bâtiment $\mathbf{H_b = 8 \text{ m}}$

c) Largeur du bâtiment

Elle est donnée par la relation :

$$\mathbf{B = L_b + L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + 2s + 1,2 \text{m} \dots \dots \dots (V.11)}$$

Avec :

$$L_b : \text{ longueur du bureau du personnel, On prend : } L_b = \mathbf{3.0 \text{m}}$$

$$L_1 : \text{ distance entre mur et premier organe de la pompe, } L_1 = \mathbf{0,25 \text{m.}}$$

$$L_2 : \text{ distance entre les tubulures, } L_2 = \mathbf{0,3 \text{m}}$$

$$L_3 : \text{ Longueur des accessoires d'aspiration}$$

$$L_4 : \text{ Longueur des accessoires de refoulement}$$

$$L_3 + L_4 = L_{\text{pompe}} + L_r + L_t + L_c + L_d + l_j = 1,783 + 0,6 + 0,6 + 0,562 + 0,656 = \mathbf{4,2 \text{ m}}$$

$$s : \text{ épaisseur de mur} = \mathbf{0,3 \text{m}}$$

$$AN : B=3+0,25+0,3+4,2+2*0,3=8,35m$$

On prend comme largeur du bâtiment **B =9 m**

d) Dimensions des portes et fenêtres

- **Dimensions des portes**

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

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

- **Dimensionnement des fenêtres**

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

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

Le nombre de fenêtres sera :

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

Avec :

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

$$AN : N = \frac{9 \text{ m}^2}{3,08 \text{ m}^2} = 2,92 \Rightarrow 3 \text{ fenêtres}$$

V.12.2 pour la station SP2

Nous allons utiliser le catalogue numérique des pompes appelé CAPRARI.

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

Tableau V.5 : Caractéristiques de la deuxième station de pompage SP2

La station de pompage	Débit (l/s)	Hmt (m)	Hg (m)	La longueur de la conduite (m)
Station n 2	88,24	92,44	39	9425

V.12.2.1 Choix de la pompe

Les résultats de catalogue CAPRARI sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Caractéristiques des pompes pour SP2

Nombre des pompes	Débit (l/s)	HMT (m)	Type de pompe	Q de la pompe(l/s)	Hmt de la pompe(m)	η (%)	La vitesse (m/s)	P abs (KW)	(NPSH) _r (m)	N étages
1	88,24	92,44	PM 150	86,3	90,1	77,7	1450	100	3,46	4
2	44,12	92,44	PM 125	44,3	92,8	75,7	1450	53,3	2,17	4
3	29,41333333	92,44	PM 100	31,3	99,4	76,6	2950	40,6	3,49	2
4	22,06	92,44	PM 80	23,4	98,7	75,1	2950	30	3,46	2
5	17,648	92,44	PM 100	17,4	90,9	75,8	1450	20,4	1,92	5

Pour cette station de pompage, nous allons choisir **deux pompes de type PM 125** car elle assure bien le débit et la hauteur manométrique totale (HMT) avec un nombre minimal de pompes tout en offrant un rendement élevé et (NPSH)_r faible

V.12.2.2 Courbe caractéristique de la pompe

Les courbes caractéristiques de la pompe : $[H - Q]$, $[P_{abs} - Q]$, $[\eta - Q]$, $[(NPSH)_r - Q]$ sont Retirées à partir de logiciel de CAPRARI et sont représentées par la figure suivant :

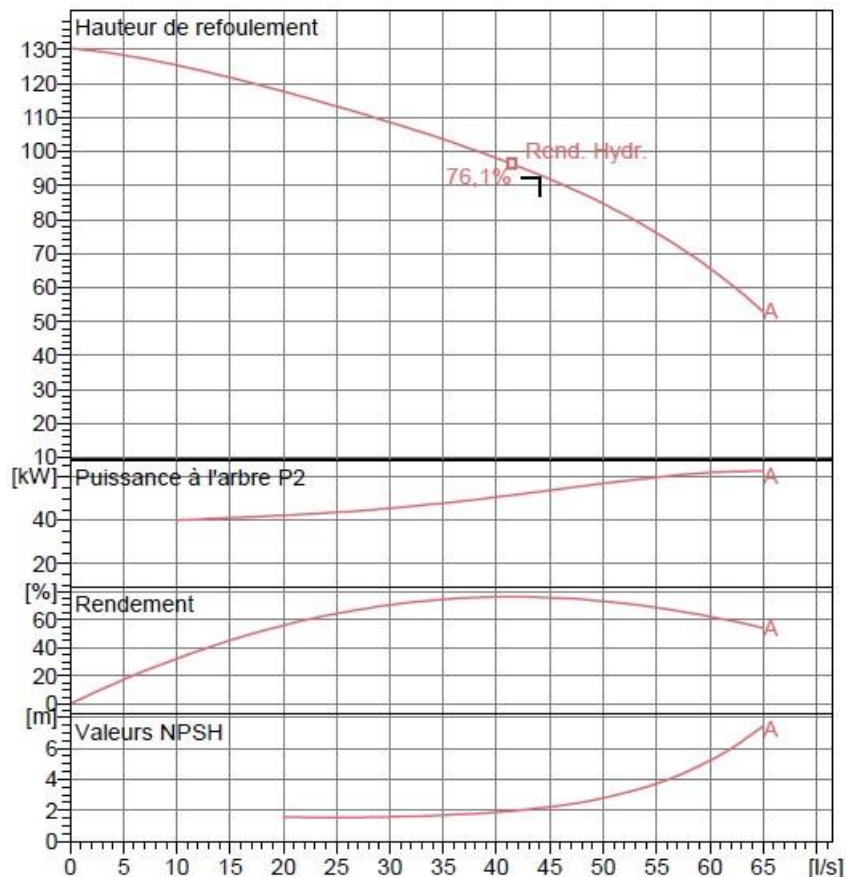


Figure V-11 : Les courbes caractéristiques de la pompe du SP2 (Caprari)

V.12.2.3 Description de la pompe

- pompe centrifuge a axe horizontale multicellulaires
- Cors d'aspiration, refoulement et intermédiaires : en fonte
- Roues : en fonte
- Poids de la pompe : 1080 Kg

Les caractéristique techniques et les Matériaux des principaux organes et les dimensions de La pompe sont témoignes dans le tableau et les figures suivantes :

Tableau V-7 : Les caractéristique technique de la pompe du SP2

La pompe	PM125/4A
Débit	44,3 l/s
Hauteur de refoulement	92,7 m

Puissance absorbée	53,4 kw
Rendement	75,7%
Hauteur manométrique H(Q=0)	130 m
Orifice de refoulement	125m

Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

Figure V-12 : les Matériaux des principaux organes de la pompe du SP2 (Caprari)

Dimensions mm

- A = 2162
- B = 1776
- C = 445
- D = 337
- DNa = 150
- DNm = 125
- E = 244
- F = 300
- G = 1176
- H = 544
- I = 720
- L = 670
- M = 20
- N = 140
- O = 45
- P = 420
- Q = 740
- R = 836
- V = 320

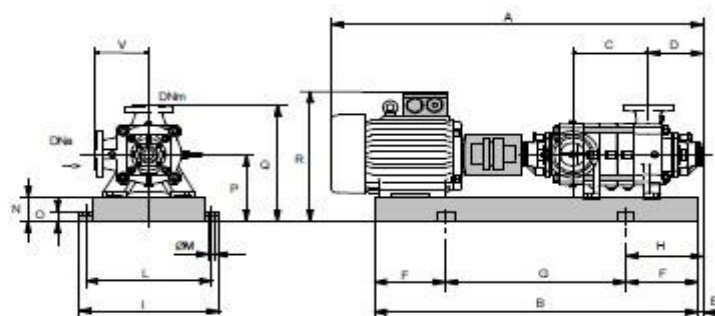


Figure V.13 : les dimensions de La pompe du SP2 (Caprari)

V.12.2.4 Point de fonctionnement de la pompe

- Courbe caractéristique de la conduite : $H_c = H_g + R \cdot Q^2$

Tableau V-8 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement du SP2

Q(m ³ /s)	Q ² (m ³ /s)	Hg (m)	R	R*Q ² (m)	H de la conduite (m)
0	0	65	3524,80025	0	65
0,01	0,0001	65	3524,80025	0,352480025	65,35248002
0,02	0,0004	65	3524,80025	1,4099201	66,4099201
0,03	0,0009	65	3524,80025	3,172320225	68,17232022
0,04	0,0016	65	3524,80025	5,639680399	70,6396804
0,05	0,0025	65	3524,80025	8,812000624	73,81200062
0,06	0,0036	65	3524,80025	12,6892809	77,6892809
0,07	0,0049	65	3524,80025	17,27152122	82,27152122
0,08	0,0064	65	3524,80025	22,5587216	87,5587216
0,09	0,0081	65	3524,80025	28,55088202	93,55088202
0,1	0,01	65	3524,80025	35,2480025	100,2480025

- Le point de fonctionnement de la pompe :

Les courbes de la conduite et la pompe sont présentées dans la figure suivante :

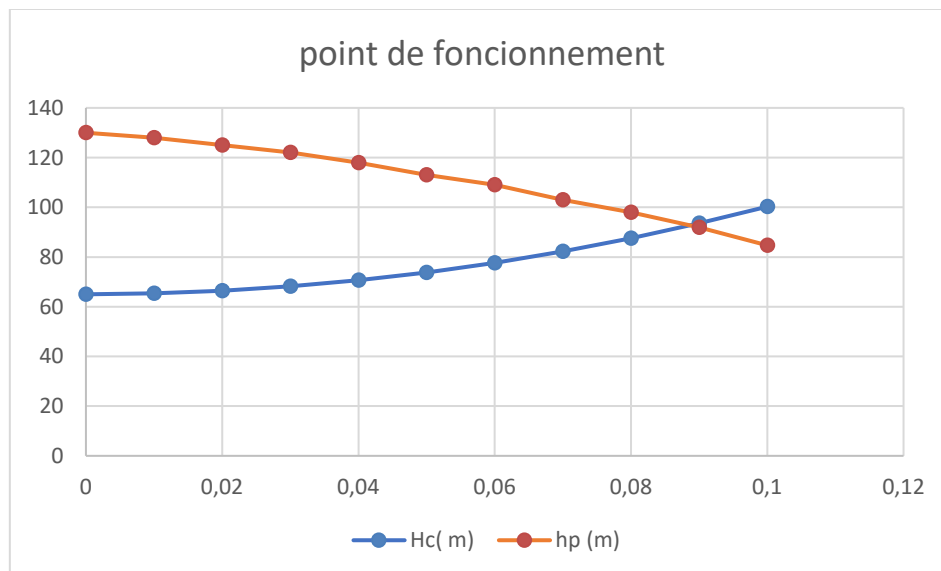


Figure V.14 : le point de fonctionnement de La pompe du SP2

D'après le graphe, Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement sont :

Q_{pf} : 88,87 l/s

H_{pf} : 92,84 m

Pour assurer un bon fonctionnement de la pompe il doit vérifier la condition suivante :

$$0,9*Q_{pf} < Q_{app} < 1,1*Q_{pf} \dots\dots\dots(V.5)$$

AN:

$$0,9*Q_{pf} = 79,983 \text{ l/s}$$

$$1,1*Q_{pf} = 97,75 \text{ l/s}$$

$$Q_{app} = 88,24 \text{ l/s}$$

$$\text{Alors: } 79,74 \text{ l/s} < 88,24 \text{ l/s} < 97,46 \text{ l/s}$$

Donc La condition est vérifiée.

Conclusion :

Le débit et la hauteur manométrique au point de fonctionnement de la deuxième station dans l'intervalle de la condition par, donc aucun réglage n'est nécessaire.

V.12.2.5 Choix du moteur

Les caractéristiques du moteur sont fournies directement par le catalogue CAPRARI et sont les suivantes :

- Fréquence : 50Hz
- Tension nominale : 400V
- Vitesse nominale : 1450 tr/min
- Nombre de pôles : 4
- Puissance nominale P2 : 75kw
- Courant nominal : -A
- Type de moteur : 3~
- Classe d'isolation : F
- Degré de protection : IP55

V.12.2.6 Dimensionnement des équipements de la pompe

La conduite d'aspiration est dimensionnée par l'équation suivante

$$D_a = (1,2-1,5) d_a \dots\dots\dots(V.6)$$

Avec :

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

- Nous prendrons 1.5 comme facteur de multiplication ce qui donne :

$$D_a = 1,5 * 150 = 225 \text{ mm.}$$

Le diamètre normalisé sera égale à **250mm**

a) Vérification de la vitesse

La vitesse de l'écoulement dans les conduites doit être vérifiée par rapport aux Fourchettes suivantes :

$$V_a = (0,7 - 1) \text{ m/s pour } D_a \leq 250 \text{ mm}$$

$$V_a = (1 - 1,5) \text{ m/s pour } 250 \leq D_a \leq 800 \text{ mm}$$

$$V_a = (1,5 - 1,8) \text{ m/s pour } D_a > 800 \text{ mm}$$

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4*Q}{\pi*D^2} = \frac{4*0,08824}{\pi*0,25^2} = 1,79 \text{ m/s}$$

La condition de la vitesse d'écoulement n'est pas vérifiée.

Dans notre cas nous avons $250 \leq Da \leq 800$ mm nous devons donc avoir une vitesse entre 1 et 1.5 m/s.

Donc on prend $V_{asp} = 1.5$ m/s et en cherche le diamètre qui correspond la vitesse :

$$Da = \sqrt{\frac{4*Q}{\pi*V_{asp}}} = 0,273 \text{ m} = 273 \text{ mm}$$

Nous le normaliserons à $Da = 300$ mm

Vérification de la vitesse avec $Da = 300$ mm :

$$V_{asp} = \frac{4*Q}{\pi*D^2} = \frac{4*0,08824}{\pi*0,3^2} = 1,25 \text{ m/s}$$

V.12.2.6.1 Equipements en amont

a) hauteur de butée

Comme $Da = 400 \text{ mm} \leq 500 \text{ mm}$, nous aurons $y = 0.3$ m

b) Longueur du convergent

$$l_{con} = (3,5 - 4)(Da - da) \dots \dots \dots (\text{V.7})$$

$$AN : l_{con} = 3.75 (Da - da) = 3.75 * (300 - 150) = 562.5 \text{ mm}$$

c) Dimension du tronçon

$$l_{tr} > 2.Da \dots \dots \dots (\text{V.8})$$

Nous aurons :

$$L_{tr} = 2*300 \text{ mm} = 600 \text{ mm}$$

V.12.2.6.2 Equipements en aval

les dimensions des équipements en aval sont :

$$l_{tr} \geq 2Dr$$

$$l_{tr} = 2*300 = 600 \text{ mm}$$

$$l_{div} = (3,5 - 4) (Dr - dr)$$

$$l_{div} = 3,75(300 - 125) = 656,25 \text{ mm}$$

$$D_v = 0,25 * Dr$$

$$D_v = 0,25 * 300 = 75 \text{ mm}$$

$$\text{Clapet: DN} = Dr = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Vanne: DN} = Dr = 300 \text{ mm}$$

V.12.2.7. Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage

a) Hauteur du bâtiment

Elle est calculée par la formule :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \dots \dots \dots (\text{V.9})$$

Avec :

$$H5 = H_{\text{pompe}} + H_{\text{socle}} + H_{\text{reserve}}$$

A.N:

$$H_{\text{pompe}} = 0.836 \text{ m. (CAPRARI)}$$

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

$$H_{\text{reserve}} = 0.5 \text{ m.}$$

$$\text{A.N: } H5 = 0.825 + 0.5 + 0.5 = \mathbf{1.836 \text{ m.}}$$

$$H6 : \text{ hauteur réservée à l'homme, } H6 = 2.2 \text{ m.}$$

$$H7 : \text{ hauteur du pont roulant, } H7 = 0.3 \text{ m.}$$

$$H8 : \text{ hauteur profilée, } H8 = 0.8 \text{ m.}$$

$$H9 : \text{ hauteur de sécurité, } H9 = 0.5 \text{ m}$$

Donc

$$H_b = 1.836 + 2.2 + 0.3 + 0.8 + 0.5 = \mathbf{5.636 \text{ m}}$$

On prend comme hauteur du bâtiment $H_b = 6 \text{ m}$.

b) Longueur du bâtiment

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants :

$$L_b = L_r + L_{\text{pf}} + L_{\text{int}} + n_p * L_{\text{GEP}} + 2s + d \dots \dots \dots \text{(V.10)}$$

Avec :

$$L_r : \text{ largeur de l'armoire électrique} = \mathbf{0.8 \text{ m.}}$$

$$n_p = \text{ nombre de pompes} = 3 \text{ (tenant compte la pompe secours)}$$

$$L_{\text{GEP}} = \text{longueur de moteur + pompe} = \mathbf{0.75 \text{ m}}$$

$$L_{\text{pf}} : \text{ longueur de la plate-forme de montage, } L_{\text{pf}} = \mathbf{2.5 \text{ m.}}$$

$$L_{\text{int}} : \text{ distance entre deux pompes voisines, } L_{\text{int}} = \mathbf{1 \text{ m}}$$

$$s : \text{ épaisseur de mur} = \mathbf{0.3 \text{ m}}$$

$$d : \text{ distance entre l'armoire et le premier GEP} = \mathbf{1 \text{ m}}$$

$$\text{AN : } L_b = 0.8 + 2.5 + 2 + 3 * 0.75 + 2 * 0.2 + 1 = \mathbf{8.95 \text{ m}}$$

On prend comme longueur du bâtiment $H_b = 10 \text{ m}$

c) Largeur du bâtiment

Elle est donnée par la relation :

$$B = L_b + L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + 2s + 1.2 \text{ m} \dots \dots \dots \text{(V.11)}$$

Avec :

$$L_b : \text{ longueur du bureau du personnel, On prend : } L_b = \mathbf{3.0 \text{ m}}$$

$$L_1 : \text{ distance entre mur et premier organe de la pompe, } L_1 = \mathbf{0.25 \text{ m.}}$$

$$L_2 : \text{ distance entre les tubulures, } L_2 = \mathbf{0.3 \text{ m}}$$

$$L_3 : \text{ Longueur des accessoires d'aspiration}$$

$$L_4 : \text{ Longueur des accessoires de refoulement}$$

$$L_3 + L_4 = L_{\text{pompe}} + L_{\text{tr}} + L_{\text{ta}} + L_{\text{c}} + L_{\text{d}} + l_j = 1.783 + 0.6 + 0.6 + 0.562 + 0.656 = 4.2 \text{ m}$$

$$s : \text{ épaisseur de mur} = \mathbf{0.3 \text{ m}}$$

$$\text{AN : } B = 3 + 0.25 + 0.3 + 4.2 + 2 * 0.3 = \mathbf{8.35 \text{ m}}$$

On prend comme largeur du bâtiment $B = 9 \text{ m}$

d) Dimensions des portes et fenêtres

- **Dimensions des portes**

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

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

- **Dimensionnement des fenêtres**

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

$$\mathbf{S(\text{fen\^etres}) = 0,125 \times 9 \times 10 \Rightarrow \mathbf{S(\text{fen\^etres}) = 11,25 \text{ m}^2};$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$N = \frac{S(\text{fenetres})}{\text{surface d'une seule fenetre}}$$

Avec :

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

$$\text{AN : } N = \frac{11,25 \text{ m}^2}{3,08 \text{ m}^2} = 3,65 \Rightarrow 4 \text{ fen\^etres}$$

V.13 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons exposé les bases de la conception d'une station de pompage ainsi que ses différents équipements, permettant une gestion optimale. À la suite de ce chapitre, nous avons pu faire les résultats suivants :

- La première station de pompage qui comprend une seule pompe centrifuge à axe horizontale monocellulaires de type **MEC-AZRBH2/125** avec une pompe secours de même type
- La deuxième station de pompage qui comprend deux pompes centrifuge à axe horizontale multicellulaires de type **PM 125** avec une pompe secours de même type

Chapitre VI : Pose et protection de la canalisation

VI.1 Introduction :

Ce chapitre vise à présenter les techniques appropriées pour la pose de canalisations. Avant de réaliser tout projet d'hydraulique, il est essentiel de définir l'ensemble de ses composants pour garantir la protection, la stabilité et la durabilité des conduites. Nous décrirons également les différents accessoires à installer le long de l'adduction, ainsi que les méthodes de protection des conduites contre les coups de bélier. Une bonne protection assure ainsi une longue durée de vie du projet

VI.2 Pose de canalisation [10]

Les canalisations sont habituellement installées en tranchée, sauf dans certains cas où elles peuvent être posées sur le sol à condition d'être rigoureusement entretenues et protégées. Lorsqu'une canalisation est posée en tranchée, celle-ci doit être suffisamment large pour permettre l'accès des ouvriers. Le fond de la tranchée doit être préparé et nivelé selon le profil en long définitif de la conduite.

Il est essentiel que la conduite soit posée de manière à créer des points bas pour la vidange et des points hauts pour évacuer l'air, que ce soit lors du remplissage initial ou pendant le fonctionnement. On adopte donc un tracé en dents de scie avec des pentes légères de quelques millimètres par mètre, et des changements de pente tous les 200 à 400 mètres.

Lors de l'installation, les canalisations doivent être espacées d'environ 10 cm des éléments durs, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

Le choix du type de pose des conduites dépend de la topographie du terrain et des différents types de terrains rencontrés :

- Pose dans un terrain ordinaire
- Pose dans un mauvais terrain
- Pose en galerie
- Traversée d'une rivière
- Pose de canalisation sans ouverture de tranchée
- Pose en pente

VI.2.1 Pose dans un terrain ordinaire :

La canalisation est installée dans une tranchée d'une largeur minimale de 60 cm. La profondeur de la tranchée doit être suffisante pour accueillir le lit de pose, la conduite et une épaisseur de remblai d'au moins 80 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm, soigneusement nivelé. Avant de procéder à la mise en place de la conduite, celles qui présentent des dommages tels que des chocs ou des fissurations sont écartées.

Dans le cas où des joints doivent être soudés, cette opération est préférablement effectuée au fond de la tranchée en calant la canalisation avec des butées de terre ou des tronçons de madriers en bois placés dans le sens de la largeur de la tranchée. Ensuite, la tranchée est remblayée par couches successives jusqu'à 0,30 m au-dessus de la conduite, en utilisant de la terre exempte de pierres, arrosée et bien tassée. Le remblaiement est complété avec du tout-venant.

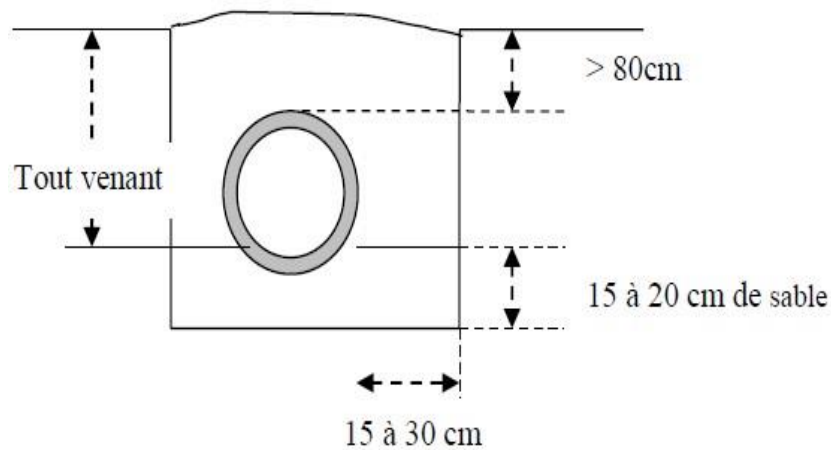


Figure VI.1 : pose de conduite en tranchée dans un terrain ordinaire (b. Saleh 2014)

VI.2.2 Pose dans un mauvais terrain :

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

VI.2.2.1 cas d'un terrain peu consistant :

Pour prévenir tout déplacement ultérieur, il est recommandé de poser la canalisation sur une semelle en béton armé ou non, avec un lit de sable interposé. La semelle peut être continue ou non selon la nature du sol.

Si la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être positionnés près des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'à une profondeur adéquate dans le sol

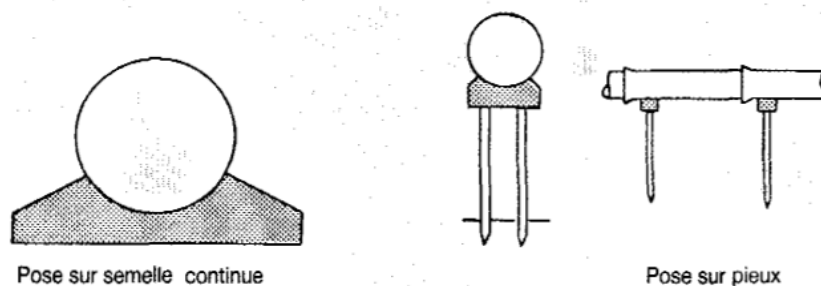


Figure VI.2 : pose de conduite dans un terrain peu consistant (b. Saleh 2014)

VI.2.2.2 cas d'un terrain mouille :

Dans la tranchée, il est envisagé d'inclure un dispositif de drainage, comme une conduite, qui sera recouvert d'un lit de gravier de gros calibre. Ensuite, la conduite reposera sur un lit en béton armé..

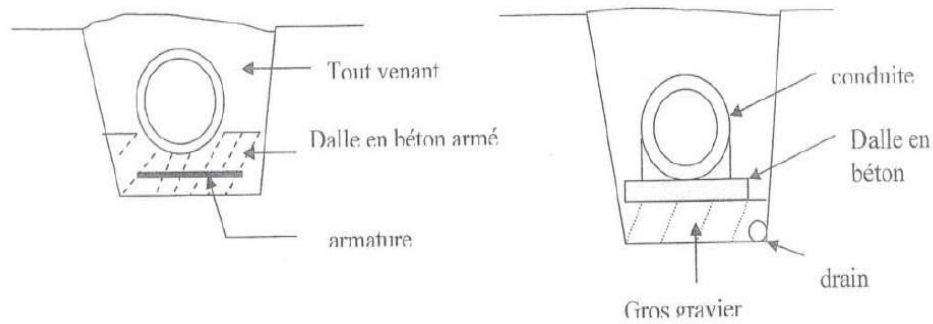


Figure VI.3 : pose de conduite dans un terrain mouille (b. Saleh 2014)

VI.2.3 Pose de canalisations en galerie :

Dans certains cas, le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles nécessitant son installation en galerie. Pour les conduites de gros diamètre, elles doivent être posées sur des madriers en bois de chêne avec des cales de chaque côté pour éviter tout déplacement.

Un canal est prévu dans la galerie pour évacuer les eaux stagnantes vers l'égout voisin. Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur, reposant sur des tasseaux en béton. Des robinets vannes sont installés de part et d'autre de la route.

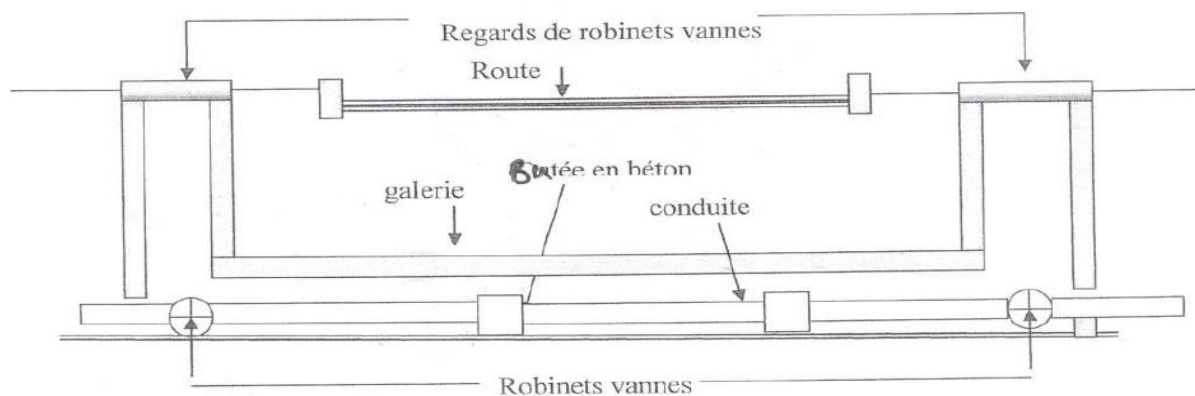


Figure VI.4 : pose de canalisations en galerie (b. Saleh 2014)

VI.2.4 Traversée d'une rivière :

La pose de canalisation à travers une rivière nécessite divers travaux de renforcement en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction.

Si un pont routier existe, il peut servir de support à la canalisation, qui sera fixée au tablier. La canalisation peut suivre le lit de la rivière, reposant sur des structures spéciales telles que des tasseaux, et sera recouverte de tout-venant pour la protéger contre les chocs, notamment dus à la navigation.

Lorsque la traversée se fait par le fond de la rivière, des canalisations en acier ou en polyéthylène sont préférables en raison de leur élasticité. Les joints, généralement soudés, sont maintenus par des butées de béton placées de part et d'autre.

Les conduites en acier sont revêtues avec plusieurs couches d'un anti-roulis pour assurer leur protection contre la corrosion. Ce type de canalisation convient également pour les longues traversées. Les soudures doivent se faire en terre et les canalisations sont descendre lentement par flottaison et par hallage jusqu'au fond de la rivière.



Figure VI.5: Traversée d'une rivière (<https://www.pamline.fr/catalogue/nos-produits/catalogue-annexes/reponses-techniques/mise-en-oeuvre/type-pose/pose-en-immersion>)

VI.2.5 Pose de canalisation sans ouverture de tranchée :

La technique de pose de canalisation sans ouverture de tranchée a été initialement développée pour faciliter le franchissement d'obstacles complexes tels que les voies ferrées, les routes à fort trafic et les cours d'eau en milieu urbain. Cette approche gagne en popularité en raison de plusieurs avantages significatifs : elle réduit les perturbations pour les riverains, améliore la sécurité du personnel et préserve l'intégrité des réseaux souterrains existants, tout en potentiellement diminuant les coûts de projet.

Deux principales méthodes sont utilisées en fonction du diamètre des conduites :

1. **Pose par fonçage :** Cette méthode consiste à pousser un fourreau perforant à l'aide de vérins, en s'appuyant sur un ancrage transversal. Un outil désagrège le terrain devant et à l'intérieur du fourreau. Pour de longues distances, on préfère souvent forer par sections avec une lubrification extérieure à la bentonite pour réduire la résistance au frottement.
2. **Pose par forage dirigé :** Cette technique se déroule en deux étapes. D'abord, un trou pilote est foré à l'aide d'une tête pilotée et orientable équipée de buses d'injection de bentonite. Un système de guidage par ondes assure la précision du forage. Ensuite, les conduites en fonte ou en PEHD sont tirées à travers le trou pilote à l'aide d'un train de tiges, tout en maintenant une circulation continue de bentonite pour stabiliser le processus.

Ces méthodes offrent une solution efficace et moins intrusive pour l'installation de conduites, adaptée à divers environnements urbains et à des conditions géographiques difficiles

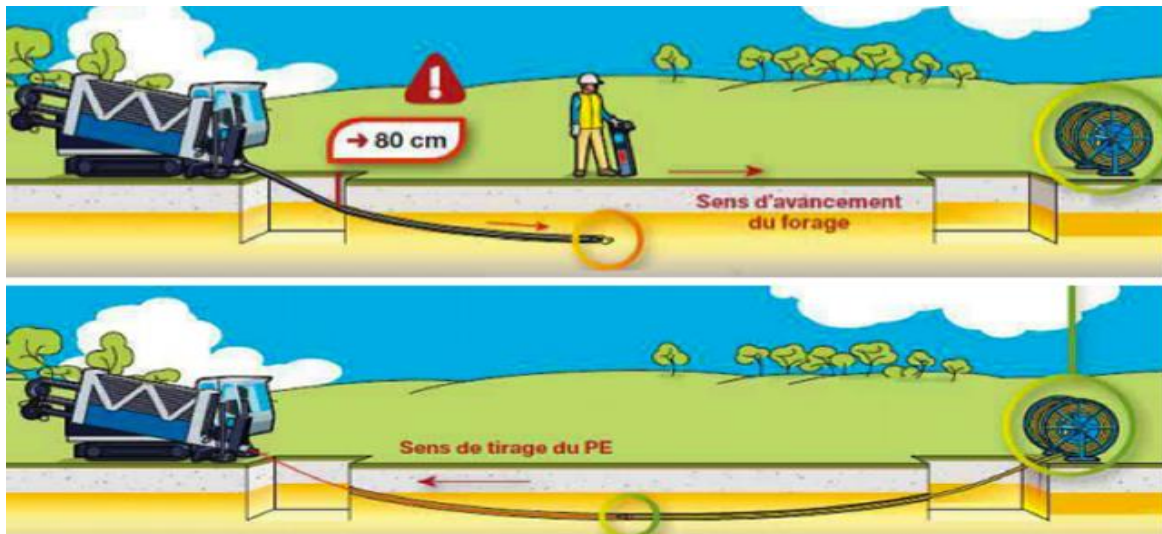


Figure VI.6 : Pose par forage dirigé(<https://www.subterra.fr/creation-de-reseaux/>)

VI.2.6 Pose en pente :

Lorsque la pente de la canalisation dépasse un certain seuil (25%), les frottements entre les canalisations et le sol deviennent insuffisants pour assurer le maintien de la conduite. Dans de tels cas, il est nécessaire d'équilibrer la force gravitationnelle axiale en utilisant des butées d'ancrage ou des joints verrouillés, souvent combinés. Une fois le remblai effectué, le processus de nivellement consiste à répartir uniformément les monticules de terre, suivi du compactage pour augmenter la densité du sol et prévenir les tassements ultérieurs.

VI.2.7 Cas d'amarrage et Butées d'un code

C'est une disposition spéciale rencontrée dans la pose des conduites utilisées dans les changements des directions.

Afin d'assurer la stabilité et la résistance aux poussées due aux pressions de l'eau au niveau des coudes, des revêtements et les extrémités ou les ruptures pourraient survenir, il y'a lieu de construire des massifs en béton qui part leur poids s'opposent au déboitement des joints.

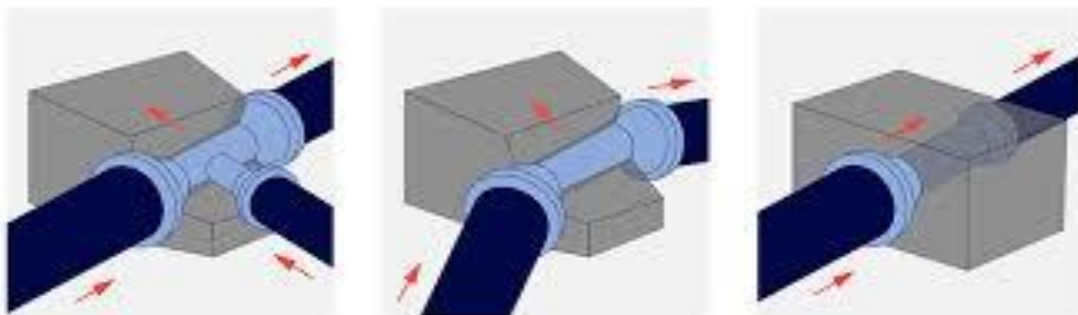


Figure VI.7 : technique de butées béton de canalisation(<https://tpdemain.com/module/butees-beton-de-canalisation-ae/>)

Remarque :

Dans notre projet, nous utilisons les méthodes suivantes :

- **Pose en terrain ordinaire** : dans les situations normales.
- **Pose de traversée des rivières** : pour la traversée de l'Oued El Harrach.
- **Pose par fonçage et forage dirigé** : pour traverser les routes et les voies ferrées.

VI.3 Accessoires : [10]

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger les canalisations ;
- Changer la direction ;
- Raccorder deux conduites ;
- Changer le diamètre ;
- Soutirer les débits

VI.3.1 Les robinet-vannes :

Les vannes sont essentielles pour exploiter le système de transfert et permettent de sectionner une partie du réseau pour des interventions sans interrompre complètement l'alimentation. Il est prévu d'installer des vannes intermédiaires au départ de chaque raccordement sur le réseau de transfert, ainsi que tous les 2500 mètres. Pour des raisons de facilité d'exploitation et de fermeture, On distingue les robinets vannes à coin (à opercule) et les vannes papillon.

VI.3.1.1. 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. À partir d'un certain diamètre, il convient d'installer des by-pass pour équilibrer les pressions qui s'exercent des deux côtés de l'opercule quand on veut le manœuvrer à partir de la position fermée



Figures VI.8 : Robinet vanne à opercule

VI.3.1.2. Les vannes papillons :

Peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Elles sont d'un encombrement réduit, légères, le couple de manœuvre est faible et créent de faibles pertes de charge à pleine ouverture.

- À partir d'un certain diamètre (200 à 300 mm) les robinets vannes des deux types sont généralement motorisés. Les vannes papillons sont plutôt utilisées pour les gros diamètres (350 et plus).

VI.3.1.3. Les vannes d'altitude :

Elles sont placées à l'entrée d'un réservoir élevé, lorsque dans ce réservoir l'eau atteint son niveau maximum. La vanne se ferme sous l'effet de la pression de l'eau et, on évite que le réservoir ne déborde.

VI.3.1.4. Les robinets de décharge :

Robinet disposé aux points bas pour la vidange des conduites. Cette évacuation s'effectue à l'égout voisin ou dans un fossé de la route (hors de la ville).

Ce robinet sera disposé à l'intérieur d'un regard et doit être facilement accessible.

- Les robinets vannes de petites dimensions, de branchement et de sectionnement sont placés sous des bouches à clé par rapport au sol ; Les robinets de gros diamètres sont placés en chambres sous regard ; dans les installations, ils sont en chambre de manœuvre (station de pompage et ouvrage comme les réservoirs).

VI.3.2 les clapets :

Leur rôle est de diriger l'écoulement dans un seul sens. Leur emploi est général dans les stations de pompage où ils sont souvent disposés à la sortie même des pompes, entre celles-ci et les robinets de sectionnement. On en trouve également sur les canalisations de distribution. Il existe aussi des clapets qui font office de limiteur de débit, ou qui permettent d'assurer un débit minimum.

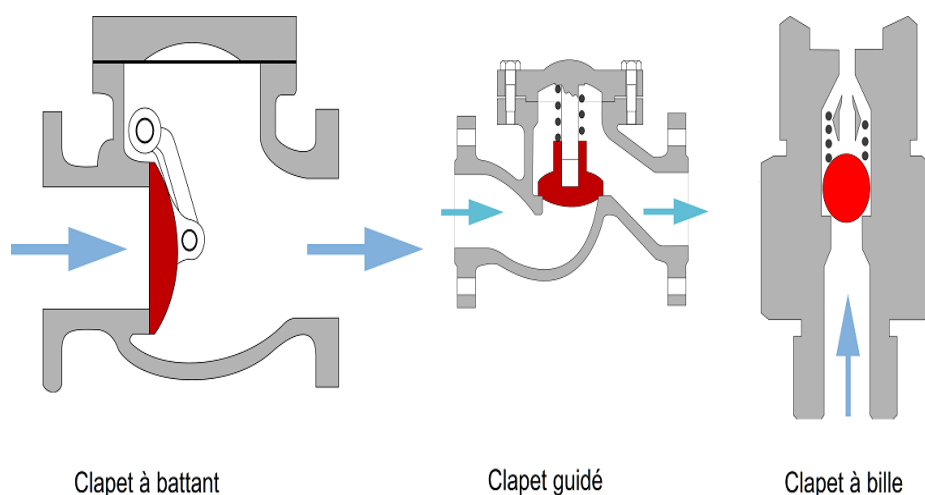


Figure VI.9 : les types de clapet(<https://www.mesdepanneurs.fr/blog/clapet-anti-retour>)

VI.3.3 Les ventouses :

Une ventouse est un dispositif utilisé pour éliminer l'air ou les gaz emprisonnés dans les conduites d'eau. Ces dispositifs sont généralement installés aux points hauts ou aux points critiques du réseau où l'air a tendance à s'accumuler. Lorsque de l'air s'accumule dans les conduites, il peut perturber le flux d'eau et réduire l'efficacité du système. Les ventouses permettent d'éliminer cet air en le libérant à travers une valve spéciale, assurant ainsi un fonctionnement optimal du réseau d'alimentation en eau potable.

VI.3.4 Les régulateurs de pression :

Ce sont des organes de vannage qui introduisent une perte de charge variable, de manière à ce que la pression aval soit maintenue à une valeur constante de consigne, quel que soit le débit et la pression amont

- Le réglage du clapet du régulateur est généralement effectué par l'action de la pression en aval sur un piston ou une membrane, qui contrebalance l'effet exercé par un ressort ou un contrepoids.
- Les régulateurs de pression aval sont souvent utilisés pour contrôler la pression dans les canalisations présentant une pente importante. Cela permet de limiter les contraintes mécaniques exercées sur ces conduites, contribuant ainsi à leur durabilité.
- En revanche, les régulateurs de pression amont sont essentiellement les mêmes appareils que les régulateurs de pression aval, mais inversés. Dans ce cas, le réglage est effectué par la pression en amont. Ces dispositifs sont principalement utilisés pour maintenir une pression adéquate dans les conduites en gravité, assurant un flux continu dans le système.

VI.3.5 Les mesures de débit et de pression :

1. Mesure de débit :

- **Débitmètre à organes déprimogènes** : Les appareils les plus utilisés au niveau des installations hydrauliques sont :

- Le diaphragme
- La venturi
- La tuyère

Ce sont des appareils déprimogènes. La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle. L'inconvénient des débitmètres déprimogènes est leur faible précision à débit réduit.

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression.

- **Débitmètre à ultrason** : un émetteur ultrasonique émet des ondes sonores, la mesure du temps mis par le signal pour parcourir la distance L nous permet de connaître la vitesse du fluide.



Figure VI.10 : un débitmètre a ultrason (<https://th-industrie.com/debitmetres-portables/258-debitmetre-ultrason-portable.html>)

2. Mesure de la pression :

Les appareils les plus utilisées en grandes installation sont :

- **Les manomètres à aiguilles** : sont également utilisés dans les laboratoires de recherche. Le mouvement est transmis à l'aiguille soit par secteur dente soit par levier soit par membrane. L'avantage de la transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des secousses (vibrations)
- **Les manomètres à soufflet** : ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression de soufflet se déforme dans la direction axiale. Cette déformation peut atteindre 10% de la longueur du soufflet. Par rapport au manomètre au liquide, les manomètres a soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel. L'inconvénient de manomètres a membrane est leur sensibilité aux vibrations, en plus les soufflets ne supportent pas le sur chauffage.

VI.4 Protection des conduites contre le coup de bélier : [12]

VI.4.1 Définition :

Le coup de bélier est un phénomène spécifique du régime transitoire dans les conduites, se manifestant comme une onde de pression oscillatoire. Il survient entre deux états de régime permanent dans un système hydraulique. Cette onde de pression peut être positive ou négative et est provoquée par une perturbation du régime hydraulique. Elle se propage à travers l'eau contenue dans la conduite et est caractérisée par une vitesse de propagation appelée célérité.

VI.4.2 Causes du coup de bélier :

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire généralement provoqué par plusieurs facteurs, parmi lesquels on peut citer :

- L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes dans les conduites sous pression par gravité ;

- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites sous pression par refoulement ;
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP (Adduction d'Eau Potable) ;
- La modification de la vitesse de fonctionnement d'une pompe ;
- La coupure de l'alimentation électrique dans une station de pompage, qui est souvent la cause la plus fréquente du coup de bélier ;
- La mise en marche ou le changement de l'opération d'une turbine.

VI.4.3 Risques dus aux coups de bélier :

Le coup de bélier, également appelé choc hydraulique, peut entraîner plusieurs conséquences néfastes sur les conduites et les accessoires des systèmes hydrauliques. Son ampleur augmente proportionnellement à la perturbation des conditions permanentes, et parmi les conséquences possibles, on peut citer :

1. **Rupture des conduites** : Le choc soudain de pression peut provoquer des fissures ou des ruptures complètes des tuyaux, particulièrement dans les matériaux plus fragiles ou usés.
2. **Détérioration des accessoires** : Les vannes, les coudes, les raccords et autres composants du réseau peuvent subir des dommages structurels, se desserrer ou se déformer sous l'effet du choc de pression.
3. **Dommmages aux pompes et aux turbines** : Les pompes et turbines peuvent être endommagées par les variations rapides de pression, entraînant une usure prématurée ou une défaillance totale.
4. **Fuites** : Les joints et les raccords peuvent être compromis, ce qui entraîne des fuites d'eau et une perte d'efficacité du système.
5. **Perturbation du débit** : Le coup de bélier peut créer des ondes de choc qui perturbent le débit normal de l'eau, entraînant des fluctuations de pression et de débit dans tout le système.
6. **Vibrations et bruits** : Les chocs de pression peuvent provoquer des vibrations et des bruits excessifs, ce qui peut être non seulement gênant mais aussi indicatif de problèmes structurels potentiels.
7. **Érosion des parois internes** : Les changements rapides de pression peuvent causer l'érosion des parois internes des conduites, diminuant leur durée de vie et leur résistance.
8. **Problèmes de maintenance et coûts accrus** : Les dommages causés par le coup de bélier peuvent entraîner des besoins de maintenance plus fréquents et des coûts de réparation ou de remplacement élevés.

VI.4.4 Description du phénomène transitoire :

Quatre phases peuvent être envisagées, suite à l'arrêt brusque ou instantané du groupe Électropompe :

1. Première phase :

Formation de l'onde de dépression : Lors de l'arrêt brusque de la pompe, une onde de dépression se forme et se propage le long de la conduite jusqu'au réservoir.

Propagation de l'onde : Cette onde se déplace à une vitesse c et atteint le réservoir après un temps $\frac{L}{c}$. À ce moment, la conduite est en dépression sur toute sa longueur.

2. Deuxième phase :

Retour élastique de la conduite : La conduite commence à reprendre son diamètre initial en raison de son élasticité.

Retour de l'eau : L'eau revient progressivement dans la conduite. Après un nouveau temps $\frac{L}{c}$, soit à $\frac{2L}{c}$ depuis l'origine du phénomène, l'eau se trouve confrontée au clapet qui s'est fermé.

3. Troisième phase :

Compression de l'eau au clapet : L'eau en contact avec le clapet se comprime, entraînant une dilatation de la conduite.

Propagation de la compression : Cette compression se propage le long de la conduite.

Après un nouveau temps $\frac{L}{c}$, soit à $\frac{3L}{c}$ depuis l'origine, toute la conduite est dilatée avec une eau sur pressée immobile.

4. Quatrième phase :

Retour élastique vers le diamètre initial : La conduite commence à reprendre son diamètre initial à partir du réservoir vers la pompe.

Normalisation de la pression : Les tranches d'eau successives reprennent leurs dimensions premières. Après un nouveau temps $\frac{L}{c}$, soit à $\frac{4L}{c}$ depuis l'origine du phénomène, le système retrouve la situation initiale au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

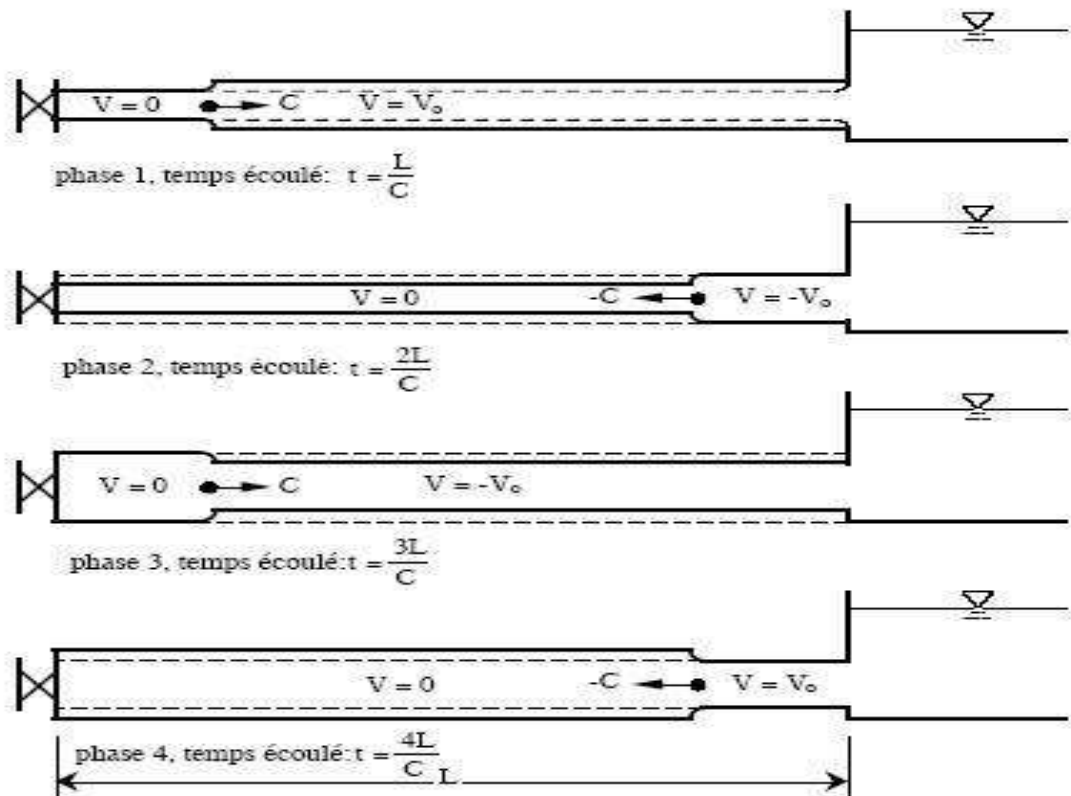


Figure VI.11 : Schéma des quatre phases du coup de bélier

VI.4.5 Moyens de protection contre le coup de bélier :

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

1. Les réservoirs d'air

Un réservoir anti-bélier est un dispositif essentiel pour protéger les installations hydrauliques contre les effets néfastes du coup de bélier. Voici ses principales caractéristiques et fonctions :

- **Structure et contenu** : Il s'agit d'une capacité métallique contenant un mélange d'eau et d'air sous pression, dans des proportions précisément déterminées.
- **Fonctionnement** : Le réservoir agit comme un amortisseur pour les variations de pression. L'air compressible dans le réservoir absorbe les chocs de pression, tandis que l'eau assure la continuité de la veine liquide.
- **Protection contre les pressions extrêmes** : Il protège les installations contre les surpressions (chocs positifs) et les dépressions (chocs négatifs), empêchant ainsi les ruptures ou déformations des conduites et accessoires.
- **Emplacement** : Ce réservoir est généralement installé à la station de pompage, immédiatement en aval du clapet anti-retour, afin de réagir rapidement aux changements de pression lorsque le groupe électropompe s'arrête.

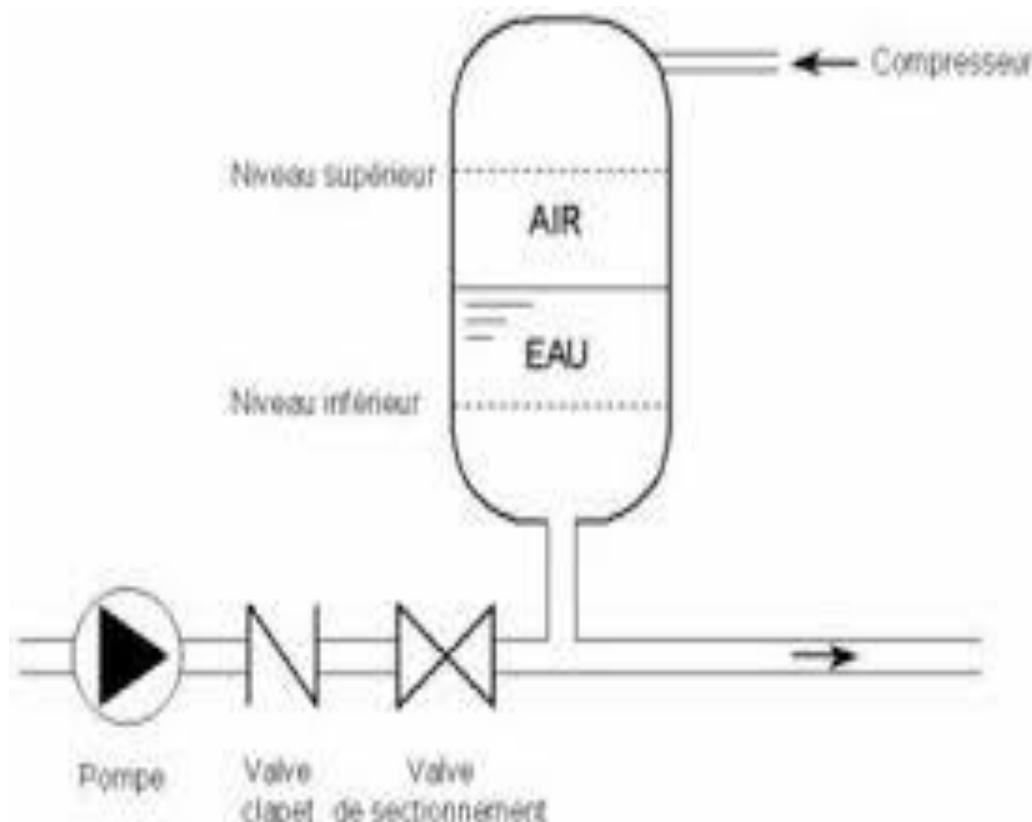


Figure VI.12 : Schéma de réservoir anti bélier (Etude de cas : Alimentation en eau d'une ville, Jean-Loup PRENSIER – Christophe DAUX)

2. Soupape de décharge :

La soupape de décharge est un dispositif qui utilise un ressort pour fermer un orifice situé sur la conduite à l'endroit où la surpression est maximale. Ce ressort se comprime pendant l'exploitation, assurant ainsi l'obturation de l'orifice et la protection du système.

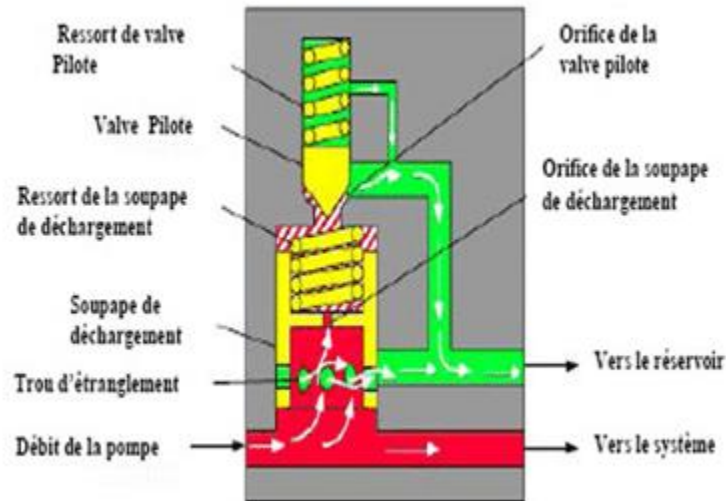


Figure VI.13: Schéma de Soupape de décharge (<https://www.hydrauliquesimple.com/soupape-de-decharge-et-fonctionnement/>)

3. Volants d'inertie

L'utilisation d'un volant d'inertie monté sur l'arbre du groupe électropompe peut permettre l'augmentation du temps d'arrêt. Économiquement, cette solution n'est viable que pour des conduites de refoulement de quelques centaines de mètres : de plus grandes conduites nécessiteraient des volants de taille exagérée ou impliqueraient des appels d'intensité de courant lors des phases de démarrage trop importants.

Remarque : dans notre projet, on propose comme moyen de protection des installations le réservoir d'air. Car il est le meilleur remède contre le coup de bélier.

VI.4.6 calculs les réservoirs d'air :

VI.4.6.1 les méthodes de calcul :

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la Dépression maximale dans les conduites de refoulement ainsi que le volume du réservoir D'air. Comme méthode de calcul, on distingue :

- **La Méthode de Vibert :** cette méthode offre de bons résultats pour les petites installations, mais elle peut entraîner des volumes de réservoirs d'air excessivement importants pour les installations de grande envergure.
- **Méthode de PUECH et MEUNIER :** cette méthode repose sur la superposition de la Courbe du profil en long sur les courbes de B existantes et fait intervenir trois (03) nombres adimensionnels qui sont :

K : qui caractérise les pertes de charge ;

A : qui caractérise la conduite de refoulement

B : qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier

Avec :

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} \dots\dots(VI.1)$$

$$A = \frac{c \cdot V_0}{g \cdot H_0} \dots\dots(VI.2)$$

$$B = \frac{V_0^2}{g \cdot H_{abs}} \times \frac{L \cdot S}{U_0} \dots\dots(VI.3)$$

c : célérité d'onde de choc (m/s).

V₀ : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s).

H₀ : pression statique absolue = H_g+10 (m).

H_{abs} : la pression de service absolue.

$$H_{abs} = H_g + \Sigma \Delta h + 10 = HMT + 10 \text{ (m)}. \dots\dots(VI.4)$$

L : longueur totale de la conduite de refoulement (m).

S : section de la conduite de refoulement (m).

U₀ : volume d'air initial (m³).

g : accélération de pesanteur (m/s²).

- Nous choisirons la famille de la courbe B qui correspondant à la valeur de A et k
- On détermine le profil en long absolu de la conduite
- On doit superposer le profil en long absolu sur l'abaque pour tire la valeur de B et P_{min}/H₀
- Calculer le volume d'air comprime nécessaire en fonctionnement normal U₀

$$U_0 = \frac{V_0^2}{g \cdot H_{abs}} \times \frac{L \cdot S}{B} \dots\dots(VI.3)$$

- Le volume d'air maximale est donné par la relation suivant :

$$H_{abs} \cdot U_0^{1,2} = P_{min} \cdot U_{max}^{1,2} \dots\dots(VI.5)$$

$$U_{max} = U_0 \cdot \left(\frac{H_{abs}}{P_{min}} \right)^{1/1,2} \dots\dots(VI.6)$$

Le volume total :

$$V = 25\% U_{max} + U_{max} \dots\dots(VI.7)$$

VI.4.6.2 Application de la méthode de PUECH et MEUNIER

- On calculera la célérité d'onde à l'aide de la formule améliorée par SALAH Boualem pour les Conduites enterrées :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot 2 \cdot a \cdot (1 - \nu_m^2) \cdot (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) \cdot a \cdot E_s + E_m \cdot e_m \cdot (1 - \nu_s)}} \dots\dots(VI.8)$$

Avec :

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; K = 2,07*10⁹ Pascal.

ρ : Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 kg / m³

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; E_m = 2*10¹¹ Pa pour l'acier.

$E_m = 3 \cdot 10^9$ Pa pour le PVC.

$E_m = 1 \cdot 10^{11}$ pour la fonte

E_s : module de Young du sol ; $E_m = 2 \cdot 10^8$ Pascal.

ν_m : coefficient de poisson du matériau. $\nu_m=0,3$ (acier+fonte), $\nu_m=0,46$ (PVC)

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $\nu_s=0.33$

e_m : Epaisseur de la conduite (m).

a : rayon intérieur de la conduite (m).

- Calcul la charge tenant compte du coup de bélier

$$Z = H_g \pm \Delta H_{\max} \dots\dots\dots(VI.9)$$

Avec :

H_g : la hauteur géométrique (m)

ΔH_{\max} : La valeur maximale de la surpression et de la dépression est donnée par : $\frac{C \cdot V_0}{g}$

V_0 : Vitesse moyenne de refoulement en (m/s)

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.1 : calcul la célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction par refoulement :

N° de tronçon	K(Pascal)	ρ (Kg/m ³)	a (m)	ν_m	ν_s	E_s (Pascal)	E_m (Pascal)	e_m (mm)	C (m/s)
SP1-SP2	$2,07 \cdot 10^9$	1000	0,15	0,46	0,33	$2 \cdot 10^8$	$3 \cdot 10^9$	0,012	512,97
SP2-R	$2,07 \cdot 10^9$	1000	0,15	0,46	0,33	$2 \cdot 10^8$	$3 \cdot 10^9$	0,012	512,97

Tableau VI.2 : calcul de surpression et dépression pour chaque tronçon

N° de tronçon	H_g (m)	V_0 (m/s)	ΔH_{\max} (m)	Surpression (m)	Dépression (m)
SP1-SP2	39	1,25	65,363242	104,363242	-26,363242
SP2-R	65	1,25	65,363242	130,363242	-0,36324196

VI.4.6.2.1 pour le tronçon SP1-SP2

a) Dépression

-Calcul le capacité de réservoir d'air :

Les résultats trouvés pour le calcul de volume des réservoirs d'air sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.3 : Calcul le A et K Pour le tronçon SP1-SP2

N° de tronçon	H_0 (m)	Habs (m)	V_0 (m/s)	C (m)	Acal	Kcal
SP1-SP2	49	87,19	1,25	512,970723	1,33394371	0,77938776

Nous considérons la famille de la courbe B pour valeur de $K=0,8$ et $A = 1$ (**Annexe VI.1**) auxquelles nous allons superposer le profil on long absolu de la conduite

Tableau VI.4 : profil en long absolu de la conduite SP1-SP2

La cote (m)	10	20	25	30	35	40	49

La longueur de conduite	0	4602	8086	9236	10383	11528	13117
(dz+10)/(Hg +10)	0,204	0,408	0,51	0,612	0,7142	0,816	1
x/L	0	0,35084242	0,61645193	0,70412442	0,79156819	0,8788595	1

Tableau VI.5 : Calcul des volumes d'air pour le tronçon SP1-SP2

troncon	B	Uo (m ³)	Pmin/H0	Pmin (m)	Umax (m ³)	V (m ³)
SP1-SP2	0,8	2,11462603	0,92	45,08	3,663	4,57

b) Surpression

Bien que notre conduite ne soit pas susceptible à la surpression mais nous placerons une tuyère pour atténuer les surpressions

On utilise l'abaque de Dubin et Gueneau (Annexe 6.3)

Pour A=1 et B= 0,8 nous lisons :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha * \frac{Vo^2}{Ho} = 2,7 \\ \frac{Pmax}{Ho} = 1,175 \end{array} \right.$$

Avec :

$$\alpha = \frac{1}{2 * g} * \left(\frac{D^2}{0,6 * d^2} - 1 \right)^2 \dots\dots\dots(VI.10)$$

D : diametre de la conduite

d : diametre de diaphragme

AN :

d =134mm et Pmax =57,57m

VI.4.6.2 pour le tronçon SP2-R

a) Dépression

-Calcul le capacite de réservoir d'air :

Les résultats trouvés pour le calcul de volume des réservoirs d'air sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.6 : Calcul le A et K Pour le tronçon SP2-R

N° de tronçon	Ho (m)	Habs (m)	Vo (m/s)	C (m)	Acal	Kcal
SP1-SP2	75	102,44	1,25	512,970723	0,8715	0,3658

Nous considérons la famille de la courbe B pour valeur de K=0,4 et A =1(Annexe VI.2) auxquelles nous allons superposer le profil on long absolu de la conduite

Tableau VI.7 : profil en long absolu de la conduite SP1-SP2

La cote (m)	49	59	69	79	90	100	114
La longueur de conduite	0	1821	3371	4824	6420	7812	9425
(dz+10)/(Hg +10)	0,133	0,266	0,4	0,533	0,68	0,813	1
x/L	0	0,19320955	0,35766578	0,51183024	0,68116711	0,82885942	1

Tableau VI.8 : Calcul des volumes d'air pour le tronçon SP2-R

troncon	B	Uo (m ³)	Pmin/H0	Pmin (m)	Umax (m ³)	V (m ³)
SP1-SP2	0,6	1,7243	0,82	61,06	2,63	3,28

b) Surpression

On utilise l'abaque de Dubin et Gueneau (**Annexe VI.3**)

Pour A=1 et B= 0,6 nous lisons

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha * \frac{v_o^2}{H_o} = 2,4 \\ \frac{P_{max}}{H_o} = 1,15 \end{array} \right.$$

Avec :

$$\alpha = \frac{1}{2 * g} * \left(\frac{D^2}{0,6 * d^2} - 1 \right)^2 \dots\dots\dots(VI.10)$$

D : diamètre de la conduite

d : diamètre de tuyère

AN :

d = 138mm et Pmax = 86,25m

On utilise le catalogue d'APC.Tech-H, MAUGUIERE RESERVOIRS (**Annexe VI.4**), pour normaliser les réservoirs d'air

Tableau VI.9 : le volume normalise des réservoirs d'air

La station de pompage	V (m ³)	V normalise(mm)	Diamètre (mm)	Hauteur total(mm)
SP1	4,57	5000	1430	3610
SP2	3,28	4000	1430	3110

VI.4.7 Installation du réservoir d'air :

Vu les dimensions du réservoir d'air il sera installé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage pour réduire l'encombrement dans la salle des machines et optimiser l'utilisation de l'espace.

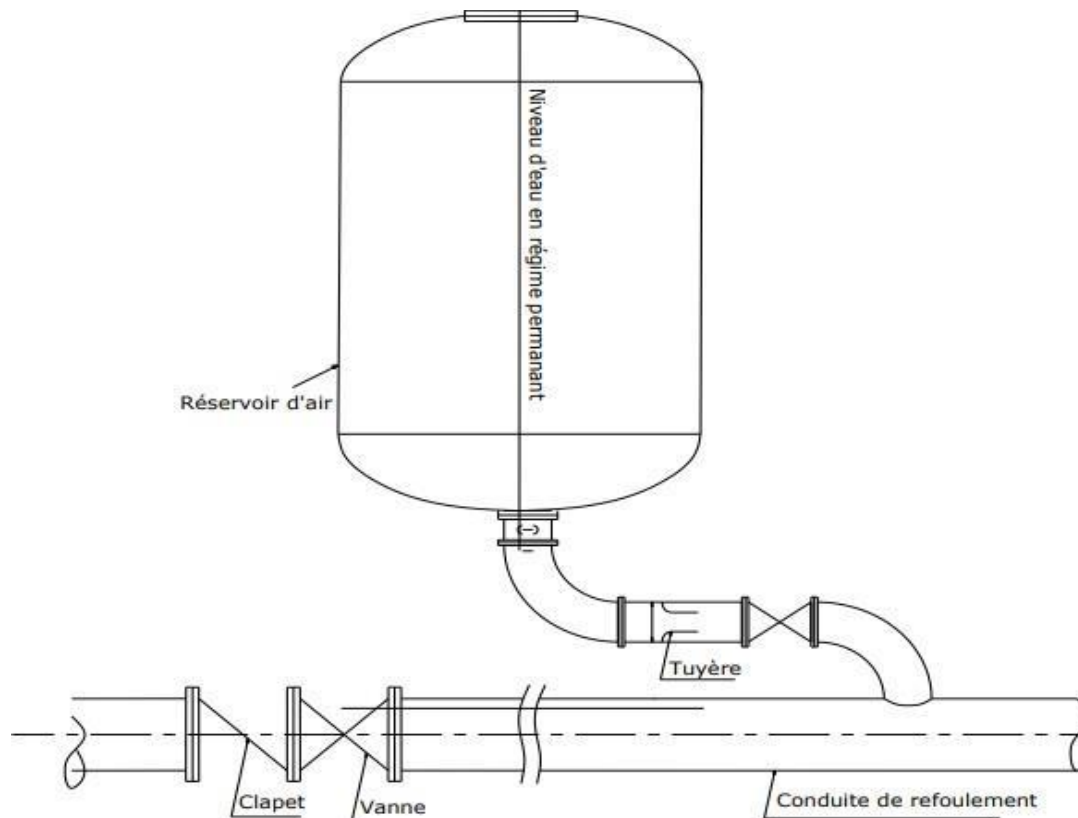


Figure VI.14: Schéma d'installation du réservoir d'air

VI.5 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons abordé la protection contre le régime transitoire et les différents types de pose de conduites en fonction du lieu et des obstacles potentiels. La protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier est assurée par un réservoir d'air d'un volume de 5000 litres pour la première station de pompage et 4000 litres pour la deuxième station. Pour réaliser ces travaux correctement, il est crucial de choisir une main-d'œuvre qualifiée et d'adopter une bonne organisation du chantier afin de garantir le succès du projet

Chapitre VII : organisation de chantier

VII.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous présenterons les stratégies et les méthodes essentielles à suivre pour assurer la bonne exécution de notre projet. Cela inclut le management du projet, la protection et la sécurité au travail avec l'organisation générale du chantier

VII.2 Divers travaux à réaliser : [8]

VII.2.1 Travaux concernant l'adduction :

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

a) Exécution des tranchées :

- Les excavations seront réalisées à l'aide d'une pelle hydraulique.
- Les déblais seront déposés sur un côté de la tranchée, tandis que l'autre côté sera réservé au bardage des conduites.

b) Construction des regards :

- Les regards abritent certains accessoires de l'adduction, tels que les ventouses et les vannes de vidange.
- Ils sont construits en béton armé.

c) Pose du lit de sable :

- Un lit de sable de 15 cm d'épaisseur est posé au fond de la tranchée.

d) Pose des conduites :

- Après la mise en place du lit de sable, les canalisations sont installées.

e) Épreuve de joint et de la canalisation :

- Pour plus de sécurité, un essai de pression des conduites et des joints est effectué avant le remblaiement.
- Cet essai est réalisé à l'aide d'une pompe d'essai, remplissant la conduite avec de l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service prévue.
- La durée de cette épreuve est d'environ 30 minutes, avec une variation de pression ne devant pas excéder 0.2 bar.

f) Remblayage des tranchées :

- Cette opération de terrassement consiste à recouvrir la conduite avec le remblai issu de l'excavation.

g) Nivellement et compactage :

- Après le remblaiement, le nivellement est effectué pour étaler les terres en monticule.
- Ensuite, le compactage est réalisé pour augmenter la densité des terres et éviter un tassement ultérieur.

VII.2.2 Travaux concernant les stations de pompage

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction des deux stations de pompage

Sont :

- Décapage du terrain.
- Excavation des fouilles.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton pour les semelles.
- Coulage du béton pour les demi-poteaux.
- Remblayage des fouilles.
- Coulage du béton des longrines inférieures.
- Remblayage des casiers.
- Coulage de la chape inférieure.
- Coulage du béton de poteaux.
- Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.
- Travaux de maçonnerie et finitions générales.

VII.2.3 Travaux concernant les réservoirs :

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction des deux réservoirs sont :

- Excavation.
- Pose du tout-venant.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton du radier.
- Coulage du béton du voile et des poteaux de la chambre de manœuvre.
- Coulage du béton de la coupole, de la dalle et de la chambre des manœuvres.
- Maçonnerie de la chambre des manœuvres

VII.3 Calcul des volumes des travaux

VII.3.1 Calcul des volumes de la station de pompage

VII.3.1.1 Pour la première station

a) Les dimensions de la station de pompage

Longueur : $L_{sp} = 8 \text{ m}$

Largeur : $l_{sp} = 9 \text{ m}$

Hauteur $H_{sp} : 6\text{m}$

Portée entre axe poteaux = 4 m

Nombre de poteaux : la longueur /4

+1=3

La largeur /4+1=3

Alors les nombre de poteaux total= 3*3=9 poteaux

Les dimensions de fouilles = $L_f * l_f * h_f = 2 * 2 * 1,5 \text{ m}^3$

Les dimensions de Semelle : $L_s * l_s * h_s = 1,5 * 1,5 * 0,6 \text{ m}^3$

Demi-poteau : $a_{dp} * b_{dp} * h_{dp} = 35 * 35 * 140 \text{ cm}^3$

Longrine : $a_l * b_l = 35 * 60 \text{ cm}^2$

Les Poteaux : $a_p * b_p * h_p = 35 * 35 * 600 \text{ cm} * \text{cm} * \text{cm}$

La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure ont une épaisseur de 10 cm ;

Les portes : 2 portes avec des dimensions de $(4,2*3,2) \text{ m}^2$ et $(2,2*1,2) \text{ m}^2$

Les fenêtres : 3 fenêtres avec des dimensions de $(2,2*1,4) \text{ m}^2$

b) Volumes et matériaux à déterminer

1- Décapage de terre végétale :

L'épaisseur de la couche superficielle à décaper est de 10 cm

le surface de décapage : $S = (\text{Longueur} + 5\text{m}) * (\text{largeur} + 5\text{m}) = (8+5) * (9+5) = 182\text{m}$

Volume de décapage : $V_{d.t.v} = S_{dtv} * e_{d.t.v} \dots\dots\dots(\text{VII.1})$

Avec :

$V_{d.t.v}$: le volume de Décapage de terre végétale (m^3)

S_{dtv} : surface de Décapage de terre végétale(m^2)

$e_{d.t.v}$: épaisseur de Décapage de terre végétale (m)

AN :

$$V_{d.t.v} = 182 * 0,1 = \mathbf{18,2 \text{ m}^3}$$

2-Déblai des fouilles :

Nombre de poteaux = nombre des fouilles

Volume d'une fouille : $V_f = L_f * l_f * h_f$

Avec :

V_f : Volume d'une fouille(m^3)

L_f : longueur d'une fouille(m)

l_f : largeur d'une fouille(m)

h_f : hauteur d'une fouille(m)

Volume du déblai des fouilles : $V_{d.f} = V_f * N_f \dots\dots\dots(\text{VII.2})$

Avec :

$V_{d.f}$: Volume du déblai des fouilles (m^3)

N_f : nombre des fouilles

AN:

$$V_f = 2 * 2 * 1,5 = 6 \text{ m}^3$$

$$V_{d.f} = V_f * N_f = 6 * 9 = \mathbf{54\text{m}^3}$$

3-Béton de propreté dosé à 150 kg/m³ sous semelles :

Le volume du béton de propreté dans une fouille est $2*2* 0,1$ soit $0,4 \text{ m}^3$

$V_{b.p.s.s} = V_{b.p.1.s.s} * N_s \dots\dots\dots(\text{VII.3})$

Avec :

$V_{b.p.s.s}$: volume de Béton de propreté sous semelles.(m^3)

$V_{b.p.1.s.s}$: volume de Béton de propreté d'une seule sous semelle.(m^3)

N_s : nombre des semelles

AN :

$$V_{b.p.s.s} = 0,4 * 9 = \mathbf{3,6 \text{ m}^3}$$

4-Béton armé dosé à 350 kg/m³ pour semelles :

Volume d'une semelle : $V_{se} = 1,5 * 1,5 * 0,6 = 1,35 \text{ m}^3$

$$V_{b.a.s} = V_{se} * N_{se} \dots\dots\dots(\text{VII.4})$$

Avec :

$V_{b.a.s}$: Volume de Béton armé pour semelles. (m^3)

V_{se} : volume de Béton armé d'une seule semelle, (m^3)

N_{se} : nombre des semelles.

AN :

$$V_{b.a.s} = 1,35 * 9 = \mathbf{12,15 m^3}$$

5-Béton armé dosé à 350 kg/m³ pour demi-poteaux :

Volume de demi-poteau : $V_{d.p} = 0.35 * 0.35 * 1,4 = 0.1715 m^3$

$$V_{b.a.d.p} = V_{d.p} * N_{d.p} \dots\dots\dots(\text{VII.5})$$

Avec :

$V_{b.a.d.p}$: Volume de Béton armé pour les demi poteaux . (m^3)

$V_{d.p}$: volume de Béton armé d'une seule demi poteau, (m^3)

$N_{d.p}$: nombre des demi poteaux

AN :

$$V_{b.a.d.p} = 0.1715 * 9 = \mathbf{1,54 m^3}$$

6- Remblai des fouilles :

$$V_{r.f} = V_{\text{Deblai}} - V_{\text{beton de propreté}} - V_{\text{béton arme de semelle}} - V_{\text{béton arme Demi poteau}} \dots\dots(\text{VII.6})$$

Avec :

V_{Deblai} : le volume de deblai (m^3)

$V_{\text{beton de propreté}}$: le volume de béton de propreté (m^3)

$V_{\text{béton arme de semelle}}$: le volume de béton arme de semelle (m^3)

$V_{\text{béton arme Demi poteau}}$: le volume de béton arme demi poteaux (m^3)

AN :

$$V_{r.f} = 54 - 3,6 - 12,15 - (0,35 * 0,35 * 1,325 * 9)$$

$$V_{r.f} = \mathbf{36,78 m^3}$$

7-Béton de propreté dosé à 150 kg/m³ sous longrines :

$$V_{b.p.l} = V_{b.p.s.l.h} * N_{lh} + V_{b.p.s.l.v} * N_{lv} \dots\dots\dots(\text{VII.7})$$

Avec :

$V_{b.p.s.l.h}$: Volume de béton propreté sous Longrine horizontale = $L * l * h$,

$$V_{b.p.s.l.h} = 3,97 * 0,35 * 0,075 = 0.104m^3$$

$V_{b.p.s.l.v}$: Volume de béton propreté sous Longrine verticale = $L * l * h$,

$$V_{b.p.s.l.v} = 3,475 * 0,35 * 0,075 = 0,091m^3$$

N_{lv} : Nombres de longrines verticale , $N_{lv} = 2 * 3 = 6$

N_{lh} : Nombres de longrines horizontale , $N_{lh} = 2 * 3 = 6$

AN :

$$V_{b.p.l} = (0.104 * 6) + (0,091 * 6) = \mathbf{1,17 m^3}$$

8-Béton armé dosé à 350 kg/m³ pour longrines (inferieur & supérieur) :

$$V_{b.a.l} = V_{b.a.l.h} * N_{lh} + V_{b.a.l.v} * N_{lv} \dots\dots\dots(\text{VII.8})$$

Avec :

$$V_{b.a.l.h} : \text{Volume de béton arme de Longrine horizontale} = 3,97 * 0,6 * 0,35 = 0,8337 \text{ m}^3$$

$$V_{b.a.l.v} : \text{Volume de béton arme Longrine verticale} = 3,475 * 0,6 * 0,35 = 0,729 \text{ m}^3$$

AN :

$$V_{b.a.l} = (0,8337 * 6) + (0,729 * 6) = \mathbf{9,37 \text{ m}^3}$$

Volume de béton armé pour longrines (inferieur & supérieur) :

$$V_{b.a.l} = VI * 2 = 9,37 * 2 = \mathbf{18,75 \text{ m}^3}$$

9-Remblai des casiers :

$$\text{La surface d'un seul casier} = (3,97 * 3,475) = 13,79 \text{ m}^2$$

La surface des casiers = La surface d'un seul casier * nombre des casiers

AN :

$$S_c = 13,79 * 4 = 55,16 \text{ m}^2$$

Volume de Remblai des casiers = La surface des casiers * épaisseur des casiers

AN:

$$V_{r.c} = S_c * e_{r.s} = 55,16 * (0,6 - 0,075 - 0,07) = \mathbf{25,09 \text{ m}^3}$$

10-Volume Béton armé de la Chape (plat forme)

$$V_{\text{plat forme}} = S_c * e_{\text{plat forme}} \dots \dots \dots \text{(VII.9)}$$

Avec :

$V_{\text{plat forme}}$: Volume Béton armé de la Chape

S_c = surface des casiers (m^2)

AN :

$$V_{\text{plat forme}} = 55,16 * 0,07 = \mathbf{3,86 \text{ m}^3}$$

11-Béton armé dosé à 350 kg/m³ pour poteaux

$$\text{Volume d'un poteau : } V_p = a_p * b_p * h_p = 0,35 * 0,35 * 6 = 0,736 \text{ m}^3$$

$$V_{b.a.p} = V_p * N_p = 0,736 * 9 = \mathbf{6,624 \text{ m}^3}$$

12-Nombre des briques :

Pour la station de pompage seul les murs extérieurs seront construits avec des briques de dimensions 30 × 20 (cm2). La surface de la maçonnerie totale est :

$$\mathbf{S \text{ totale de briques : } S_{T.murs} - S_{fen\hat{e}tres} - S_{portail} - S_{poteaux \text{ ext\acute{e}rieur}} \dots \dots \dots \text{(VII.10)}}$$

$S_{T.murs}$: Surface totale des murs (m^2) ;

$S_{fen\hat{e}tres}$: Surface des fen\hat{e}tres (m^2) ;

$S_{portail}$: Surface du portail (m^2).

$S_{poteaux \text{ ext\acute{e}rieur}}$: Surface des poteaux extérieurs (m^2).

AN :

$$S_{T.murs} : (9 * 6 * 2) + (8 * 6 * 2) = 204 \text{ m}^2$$

$$S_{fen\hat{e}tres} : 3 * 3,08 = 9,24 \text{ m}^2$$

$$S_{portail} : (4,2 * 3,2) + (2,2 * 1,2) = 16,08 \text{ m}^2$$

$$\text{Spoteaux extérieur} : 12 * (0,35 * 6) = 25,2 \text{ m}^2$$

Donc :

$$\text{S totale de briques} = 204 - 9,24 - 16,08 - 25,2 = 153,47 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où le nombre de brique nécessaire est de : } N = \frac{\text{S totale de briques}}{\text{Sbriques}} = \frac{153,47}{0,3 * 0,2} = 2557$$

=> **2570 briques**

13- Nombre des pièces d'hourdis :

$$\text{Nombre des pièces d'hourdis} : \frac{\text{Stotale d'hourdis}}{\text{S une seule hourdis}}$$

$$\text{S totales d'hourdis} = 3,97 * 3,475 * 4 = 55,18 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface d'hourdis} = 0,3 * 0,5 = 0,15 \text{ m}^2$$

AN :

$$\text{Nombre des pièces d'hourdis} = \frac{55,18}{0,15} = 367,86 \Rightarrow \text{380 hourdis}$$

14- Volume de béton armé dosé à 350 kg/m³ pour la dalle :

$$\text{V}_{\text{b.a.D}} = \text{S}_{\text{dalle}} * \text{e}_{\text{dalle}} \dots \dots \dots (\text{VII.11})$$

S_{dalle} = surface totale de la dalle (m)

e_{dalle} = épaisseur de la dalle (m)

AN :

$$\text{V}_{\text{b.a.D}} = 8 * 9 * 0,1 = 7,2 \text{ m}^3$$

15- Volume de béton armé dosé à 350 kg/m³ pour les poutrelles :

$$\text{V}_{\text{b.a.p}} = 0,3 * \text{V}_{\text{b.a.D}} \dots \dots \dots (\text{VII.12})$$

VII.12)

V_{b.a.p} : Volume de béton armé des poutrelles (m³)

V_{b.a.D} = Volume de béton armé la dalle (m³)

AN :

$$\text{V}_{\text{b.a.p}} = 0,3 * 7,2 = 2,16 \text{ m}^3$$

Les résultats du volume des travaux sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII-1 : Volumes des travaux de la SPI

N	Désignation des travaux	Unité	Quantité
1	Volume de décapage	m ³	18,2
2	Volume de déblai des fouilles	m ³	54
3	Volume béton de propreté	m ³	3,6
4	Volume béton de semelle	m ³	12,15
5	Volume béton armé des demi poteau	m ³	1,54
6	Volume de remblai	m ³	36,78
7	Volume de béton propreté sous la ceinture	m ³	1,17
8	Volume de longrine inférieure et supérieure	m ³	18,75

9	Volume de remblai de casiers	m ³	25,09
10	Volume béton arme de la chape (plat forme)	m ³	3,86
11	Volume béton arme des poteaux	m ³	6,62
12	Nombre de briques	N	2570
13	Nombre de pièces d'hourdis	N	380
14	Volume de beton de la dalle	m ³	7,2
15	Volume des poutrelles	m ³	2,16

VII.3.1.2 Pour la deuxième station

a) Les dimensions de la station de pompage

Longueur : $L_{sp} = 10$ m

Largeur : $l_{sp} = 9$ m

Hauteur $H_{sp} : 6$ m

Portée entre axe poteaux = 4 m

Nombre de poteaux : la longueur /4 +1=4

La largeur /4+1=3

Alors les nombre de poteaux total= 4*3=12 poteaux

Les dimensions de fouilles = $L_f * l_f * h_f = 2 * 2 * 1,5$ m³

Les dimensions de Semelle : $L_s * l_s * h_s = 1,5 * 1,5 * 0,6$ m³

Demi-poteau : $a_{dp} * b_{dp} * h_{dp} = 35 * 35 * 140$ cm³

Longrine : $a_l * b_l = 35 * 60$ cm²

Les Poteaux : $a_p * b_p * h_p = 35 * 35 * 600$ cm*cm*cm

La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure ont une épaisseur de 10 cm ;

Les portes : 2 portes avec des dimensions de (4,2*3,2) m² et (2,2*1,2) m²

Les fenêtres : 4 fenêtres avec des dimensions de (2,2*1,4) m²

b) Volumes et matériaux à déterminer :

1- Décapage de terre végétale :

L'épaisseur de la couche superficielle à décapager est de 10 cm

le surface de décapage : $S = (Longueur + 5m) * (largeur + 5m) = (10 + 5) * (9 + 5) = 210$ m

Volume de décapage :

$$V_{d.t.v} = S_{dtv} * e_{d.t.v} \dots\dots\dots (VII.1)$$

Avec :

$V_{d.t.v}$: le volume de Décapage de terre végétale (m³)

S_{dtv} : surface de Décapage de terre végétale (m²)

$e_{d.t.v}$: épaisseur de Décapage de terre végétale (m)

AN :

$$V_{d.t.v} = 210 * 0,1 = 21 \text{m}^3$$

2-Déblai des fouilles :

Nombre de poteaux = nombre des fouilles

Volume d'une fouille : $V_f = L_f * l_f * h_f$

Avec :

Vf : Volume d'une fouille(m³)

Lf : longueur d'une fouille(m)

lf : largeur d'une fouille(m)

hf :hauteur d'une fouille(m)

Volume du déblai des fouilles :

$$V_{d.f} = V_f * N_f \dots\dots\dots(\text{VII.2})$$

Avec :

V_{d.f}: Volume du déblai des fouilles (m³)

Nf : nombre des fouilles

AN:

$$V_f = 2 * 2 * 1,5 = 6 \text{ m}^3$$

$$V_{d.f} = V_f * N_f = 6 * 12 = \mathbf{72m^3}$$

3-Béton de propreté dosé à 150 kg/m³ sous semelles :

Le volume du béton de propreté dans une fouille est 2*2* 0,1 soit 0,4 m³

$$V_{b.p.s.s} = V_{b.p.1.s.s} * N_s \dots\dots\dots(\text{VII.3})$$

Avec :

V_{b.p.s.s} :volume de Béton de propreté sous semelles.(m³)

V_{b.p.1.s.s} : volume de Béton de propreté d'une seule sous semelle.(m³)

Ns : nombre des semelles

AN :

$$V_{b.p.s.s} = 0,4 * 12 = \mathbf{4,8 \text{ m}^3}$$

4-Béton armé dosé à 350 kg/m³ pour semelles :

Volume d'une semelle : V_{se} = 1,5*1,5 * 0.6 = 1,35 m³

$$V_{b.a.s} = V_{se} * N_{se} \dots\dots\dots(\text{VII.4})$$

Avec :

V_{b.a.s} : Volume de Béton armé pour semelles. (m³)

V_{se} : volume de Béton armé d'une seule semelle, (m³)

N_{se} : nombre des semelles.

AN :

$$V_{b.a.s} = 1,35 * 12 = \mathbf{16,2 \text{ m}^3}$$

5-Béton armé dosé à 350 kg/m³ pour demi-poteaux :

Volume de demi-poteau : V_{d.p} = 0.35 * 0.35 * 1,4 = 0.1715 m³

$$V_{b.a.d.p} = V_{d.p} * N_{d.p} \dots\dots\dots(\text{VII.5})$$

Avec :

V_{b.a.d.p} : Volume de Béton armé pour les demi poteaux . (m³)

V_{d.p} : volume de Béton armé d'une seule demi poteau, (m³)

N_{d.p} :nombre des demi poteaux

AN :

$$V_{b.a.d.p} = 0.1715 * 12 = \mathbf{2,058 \text{ m}^3}$$

6- Remblai des fouilles :

$$V_{r.f} = V_{\text{Déblai}} - V_{\text{béton de propreté}} - V_{\text{béton arme de semelle}} - V_{\text{béton arme Demi poteau}} \dots\dots\dots(\text{VII.6})$$

Avec :

V_{Deblai} : le volume de déblai (m^3)

$V_{\text{béton de propreté}}$: le volume de béton de propreté (m^3)

$V_{\text{béton arme de semelle}}$: le volume de béton arme de semelle (m^3)

$V_{\text{béton arme Demi poteau}}$: le volume de béton arme demi poteaux (m^3)

AN :

$$V_{\text{r.f}} = 72 - 4,8 - 16,2 - (0,35 * 0,35 * 1,325 * 12)$$

$$V_{\text{r.f}} = 49,05 \text{ m}^3$$

7-Béton de propreté dosé à 150 kg/m^3 sous longrines :

$$V_{\text{b.p.l}} = V_{\text{b.p.s.l.h}} * N_{\text{lh}} + V_{\text{b.p.s.l.v}} * N_{\text{lv}} \dots \dots \dots (\text{VII.7})$$

Avec :

$V_{\text{b.p.s.l.h}}$: Volume de béton propreté sous Longrine horizontale = $L * l * h$,

$$V_{\text{b.p.s.l.h}} = 2,86 * 0,35 * 0,075 = 0,075 \text{ m}^3$$

$V_{\text{b.p.s.l.v}}$: Volume de béton propreté sous Longrine verticale = $L * l * h$,

$$V_{\text{b.p.s.l.v}} = 3,475 * 0,35 * 0,075 = 0,091 \text{ m}^3$$

N_{lv} : Nombres de longrines verticale , $N_{\text{lv}} = 2 * 4 = 8$

N_{lh} : Nombres de longrines horizontale , $N_{\text{lh}} = 3 * 3 = 9$

AN :

$$V_{\text{b.p.l}} = (0,075 * 9) + (0,091 * 8) = 1,4 \text{ m}^3$$

8-Béton armé dosé à 350 kg/m^3 pour longrines (inferieur & supérieur) :

$$V_{\text{b.a.l}} = V_{\text{b.a.l.h}} * N_{\text{lh}} + V_{\text{b.a.l.v}} * N_{\text{lv}} \dots \dots \dots (\text{VII.8})$$

Avec :

$V_{\text{b.a.l.h}}$: Volume de béton arme de Longrine horizontale = $2,86 * 0,6 * 0,35 = 0,6 \text{ m}^3$

$V_{\text{b.a.l.v}}$: Volume de béton arme Longrine verticale = $3,475 * 0,6 * 0,35 = 0,729 \text{ m}^3$

AN :

$$V_{\text{b.a.l}} = (0,6 * 9) + (0,729 * 8) = 11,23 \text{ m}^3$$

Volume de béton armé pour longrines (inferieur & supérieur) :

$$V_{\text{b.a.l}} = V_{\text{l}} * 2 = 11,23 * 2 = 22,46 \text{ m}^3$$

9-Remblai des casiers :

La surface d'un seul casier = $(2,86 * 3,475) = 9,93 \text{ m}^2$

La surface des casiers = La surface d'un seul casier * nombre des casiers

AN :

$$S_{\text{c}} = 9,93 * 6 = 59,63 \text{ m}^2$$

Volume de Remblai des casiers = La surface des casiers * épaisseur des casiers

AN:

$$V_{\text{r.c}} = S_{\text{c}} * e_{\text{r.s}} = 59,63 * (0,6 - 0,075 - 0,07) = 27,13 \text{ m}^3$$

10-Volume Béton armé de la Chape (plat forme)

$$V_{\text{plat forme}} = S_{\text{c}} * e_{\text{plat forme}} \dots \dots \dots (\text{VII.9})$$

Avec :

$V_{\text{plat forme}}$: Volume Béton armé de la Chape

S_c = surface des casiers (m^2)

AN :

$$V_{\text{plat forme}} = 59,63 * 0,07 = \mathbf{4,17 m^3}$$

11-Béton armé dosé à 350 kg/m³ pour poteaux

Volume d'un poteau : $V_p = a_p * b_p * h_p = 0,35 * 0,35 * 6 = 0,736 m^3$

$$V_{b.a.p} = V_p * N_p = 0,736 * 12 = \mathbf{8,82 m^3}$$

12-Nombre des briques :

Pour la station de pompage seul les murs extérieurs seront construits avec des briques de dimensions 30 × 20 (cm²). La surface de la maçonnerie totale est :

S totale de briques : $S_{T.murs} - S_{fenêtres} - S_{portail} - S_{poteaux\ extérieur} \dots\dots\dots(VII.10)$

$S_{T.murs}$: Surface totale des murs (m^2) ;

$S_{fenêtres}$: Surface des fenêtres (m^2) ;

$S_{portail}$: Surface du portail (m^2).

$S_{poteaux\ extérieur}$: Surface des poteaux extérieurs (m^2).

AN :

$$S_{T.murs} : (10*6*2)+(8*6*2)=216 m^2$$

$$S_{fenêtres} : 4*3,08=12,32 m^2$$

$$S_{portail} : (4,2*3,2) + (2,2*1,2) = 16,08 m^2$$

$$S_{poteaux\ extérieur} : 14*(0,35*6) = 29,4 m^2$$

Donc :

$$S_{\text{totale de briques}} = 216 - 12,32 - 16,08 - 29,4 = 158,2 m^2$$

$$D'où\ le\ nombre\ de\ brique\ nécessaire\ est\ de : N = \frac{S_{\text{totale de briques}}}{S_{briques}} = \frac{158,2}{0,3*0,2} = 2636$$

=> **2650briques**

13-Nombre des pièces d'hourdis :

Nombre des pièces d'hourdis : $\frac{S_{\text{totale d'hourdis}}}{S_{\text{une seule hourdis}}}$

$$S_{\text{totales d'hourdis}} = 2,86 * 3,475 * 6 = 59,63 m^2$$

$$S_{\text{surface d'hourdis}} = 0,3 * 0,5 = 0,15 m^2$$

AN :

$$\text{Nombre des pièces d'hourdis} = \frac{59,63}{0,15} = 397 \Rightarrow \mathbf{420\ hourdis}$$

14-Volume de béton arme dosé à 350 kg/m³ pour la dalle :

$V_{b.a.D} = S_{dalle} * e_{dalle} \dots\dots\dots(VII.11)$

S_{dalle} = surface totale de la dalle (m)

e_{dalle} = épaisseur de la dalle (m)

AN :

$$V_{b.a.D} = 10*9*0,1 = \mathbf{9 m^3}$$

15-Volume de béton arme dosé à 350 kg/m³ pour les poutrelles :

$V_{b.a.p} = 0,3 * V_{b.a.D} \dots\dots\dots(VII.12)$

$V_{b.a.p}$: Volume de béton arme des poutrelles (m^3)

$V_{b.a.D}$ = Volume de béton arme la dalle (m^3)

AN :

$$V_{b.a.p} = 0.3 * 9 = 2,7 \text{ m}^3$$

Les résultats du volume des travaux sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII-2 : Volumes des travaux de la SP2

N	Désignation des travaux	Unité	Quantité
1	Volume de décapage	m ³	21
2	Volume de déblai des fouilles	m ³	72
3	Volume béton de propreté	m ³	4,8
4	Volume béton de semelle	m ³	16,2
5	Volume béton arme des demi poteau	m ³	2,058
6	Volume de remblai	m ³	49,05
7	Volume de béton prorète sous la ceinture	m ³	1,4
8	Volume de longrine inferieure et supérieur	m ³	22,46
9	Volume de remblai de casiers	m ³	27,13
10	Volume béton arme de la chape (plat forme)	m ³	4,17
11	Volume béton arme des poteaux	m ³	8,82
12	Nombre de briques	N	2650
13	Nombre de pièces d'hourdis	N	420
14	Volume de beton de la dalle	m ³	9
15	Volume des poutrelles	m ³	2,7

VII.3.2 Calcul des volumes de l'adduction :

1- Volume de déblai :

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers :

$$V_d = L * B * H \dots\dots\dots(\text{VII.13})$$

Avec :

V_d : Le volume des déblais

L : la longueur de trace (m),

B : la largeur de tranchée (m), B=Dext +0,5m

H : la profondeur de tranchée (m), H=Dext+h+h1

h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol, h=0.8 m.

h1 : épaisseur du lit de pose de sable h1 = 0,15 m.

Tableau VII-3 : Calcul du volume des déblais

Tronçon	Dext(mm)	B (m)	H (m)	L (m)	Vd (m ³)
SP1-SP2	324	0,83	1,3	13117	14153,243
SP2-RT	324	0,83	1,3	9425	10169,575
RT-les bassins d'infiltration	75	0,6	1	295	177
				Total	24499,818

2- Volume de lit de pose

Le volume de lit de pose dans l'adduction est :

$$V_{l.p} = L * B * e \dots \dots \dots (VII.14)$$

Avec :

$V_{l.p}$ = Le volume de lit de pose (m^3)

e : Epaisseur du lit de pose , e=15 cm

B : la largeur de tranchée (m)

L : la longueur de trace (m)

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

Tronçon	Dext(mm)	B (m)	e (m)	L (m)	Vlp (m^3)
SP1-SP2	324	0,83	0,15	13117	1633,0665
SP2-RT	324	0,83	0,15	9425	1173,4125
RT-les bassins d'infiltration	75	0,6	0,15	295	26,55
Total					2833,029

3- Volume de L'enrobage :

$$V_e = L * B * (D_{ext} + 0.15) - V_{conduite} \dots \dots \dots (VII.15)$$

Avec :

V_e : Volume de L'enrobage (m^3)

B : la largeur de tranchée (m)

L : la longueur de trace (m)

$V_{conduite}$: le volume de conduite = $(\pi * D_{ext}^2 / 4) * L$

Dext : le diamètre extérieur de conduite (mm) .

Tableau VII-5 : Calcul du volume de L'enrobage

Tronçon	B (m)	L (m)	Dext (m)	Vconduite (m^3)	Ve(m^3)
SP1-SP2	0,83	13117	0,324	1080,9216	4079,56854
SP2-RT	0,83	9425	0,324	776,678058	2931,30544
RT-les bassins d'infiltration	0,6	295	0,075	1,30260938	38,5223906
Total					7049,39637

4- Volume de la couverture :

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_c = L * B * (H - e - 0.15 - D_{ext}) \dots \dots \dots (VII.16)$$

Avec :

L : la longueur de trace (m)

B : la largeur de tranchée (m)

e : Epaisseur du lit de pose

H : la profondeur de tranchée (m).

Dext : le diamètre extérieur de conduite (mm)

Tableau VII-6 : Calcul du volume de couverture

troncon	B (m)	L (m)	H (m)	e (m)	Dext (m)	Vc (m ³)
SP1-SP2	0,83	13117	1,3	0,15	0,324	7359,68636
SP2-RT	0,83	9425	1,3	0,15	0,324	5288,179
RT-les bassins d'infiltration	0,6	295	1	0,15	0,075	110,625
					Total	12758,4904

Les résultats du volume des travaux sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VII-7 : Volumes des travaux de l'adduction

N	Désignation des travaux	Unité	Quantité
1	Volume de déblai	m ³	24499,818
2	Volume de lit de sable	m ³	2833,029
3	Volume de l'enrobage	m ³	7049,39
4	Volume de couverture en terre	m ³	12758,49

VII.3.3 Calcul des volumes de réservoir :

a) Les dimensions de réservoir :

Diamètre intérieur du réservoir : $D_{int} = 5\text{m}$

Profondeur de terrassement Bon sol (profondeur d'excavation) : $h = 2,5\text{ m}$

Epaisseur du radier du réservoir : $a = 0.4\text{ m}$

Epaisseur du béton de propreté $e : 0,15\text{ m}$

Epaisseur des parois : $b = 0.3\text{ m}$

Epaisseur de décapage de la terre végétale $e_{dec} : 0,3\text{m}$

Flèche de la coupole : $f = 1.35\text{ m}$

Hauteur du réservoir : $H = 3,5\text{ m}$

Diamètre extérieur du réservoir : $D_{ext} = D_{int} + 2b = 5.6\text{ m}$

Diamètre d'excavation $D_{ex} = D_{ext} + 0,75\text{m} = 6.35\text{ m}$

Epaisseur de la coupole : $e_c = 0,3\text{ m}$

b) Volumes et matériaux à déterminer :

1- Volume de décapage de la terre végétale :

Le volume de décapage sera calculé par la formule suivante :

$$V_{d.t.v} = L * l * e_{dec} \dots\dots\dots (VII.17)$$

Avec :

$V_{d.t.v}$: Volume de décapage de la terre végétale (m³)

L : la longueur de décapage de la terre végétale (m), $L = D_{ext} + 3\text{m}$

l : la largeur de décapage de la terre végétale (m), $l = D_{ext} + 3\text{m}$

e_{dec} : Epaisseur de décapage de la terre végétale (m)

AN :

$$L = 5,6+3 = 8.6\text{m}$$

$$l=5,6+3 = 8,6\text{m}$$

$$V_{d.t.v} = 22.18 \text{ m}^3$$

2- Volume de déblai :

Le volume de déblai sera calculé par la formule suivante :

$$V_d = \left(\frac{\pi * D_{ex}^2}{4}\right) * h \dots\dots\dots(\text{VII.18})$$

Avec :

V_d : le Volume de déblai (m^3)

D_{ex} : diamètre d'excavation (m),

h : profondeur d'excavation

AN:

$$V_d = \left(\frac{\pi * 6.35^2}{4}\right) * 2,5 = 158,34 \text{ m}^3$$

3- Volume de béton de propreté sous radier :

Le volume de béton propreté sera estime par la formule suivante :

$$V_{bp} = \left(\frac{\pi * D_{bp}^2}{4}\right) * e \dots\dots\dots(\text{VII.19})$$

Avec :

V_{bp} : Le volume de béton propreté sous radier (m^3)

D_{bp} : diamètre de béton propreté (m), $D_{bp} = D_{ext} + 0,1$

e : Epaisseur du béton de propreté (m)

AN:

$$V_{bp} = \left(\frac{\pi * 5,7^2}{4}\right) * 0,15 = 7,65 \text{ m}^3$$

4- Volume de béton armé du radier :

Le volume de béton propreté sera estime par la formule suivante :

$$V_{b a r} = \left(\frac{\pi * D_{ext}^2}{4}\right) * a \dots\dots\dots(\text{VII.20})$$

Avec :

$V_{b a r}$: Volume de béton armé du radier (m^3)

D_{ext} : diamètre extérieur du réservoir (m)

a : épaisseur du radier du réservoir (m)

AN :

$$V_{bp} = \left(\frac{\pi * 5,6^2}{4}\right) * 0,4 = 19,70 \text{ m}^3$$

5- Volume de béton armé des parois

$$V_{b a p} = \frac{\pi * (D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} * H \dots\dots\dots(\text{VII.21})$$

Avec :

$V_{b a p}$: Volume de béton armé des parois (m^3)

D_{ext} : diamètre extérieur du réservoir (m)

D_{int} : diamètre intérieur du réservoir (m)

H : Hauteur du réservoir (m)

AN:

$$V_{b a p} = \frac{\pi * (5,6^2 - 5^2)}{4} * 3,5 = 17,48 \text{ m}^3$$

6- Volume de remblai compacté :

Le volume du remblai compacté est égal au vide restant, après coulage du béton armé des Parois, entre ces derniers et les limites d'excavation.

$$V_r = \frac{\pi * (D_{ex}^2 - D_{ext}^2)}{4} * H \dots \dots \dots (VII.22)$$

Avec:

V_r : Volume de remblai compacté (m^3)

D_{ex} : diamètre d'excavation (m)

D_{ext} : diamètre extérieur du réservoir (m)

H : Hauteur du réservoir (m)

AN :

$$V_r = \frac{\pi * (6,36^2 - 5,6^2)}{4} * 3,5 = 24,63 \text{ m}^3$$

7- Volume du béton armé de la coupole :

La coupole est une sphérique de rayon, donc :

$$V_{b a c} = 2 * \pi * R_{moy} * f * e_c \dots \dots \dots (VII.23)$$

Avec :

$V_{b a c}$: Volume du béton armé de la coupole

R_{moy} : Rayon de la coupole (m) ; $R_{moy} = \frac{R_{int}^2 + f^2}{2 * f}$

f : flèche de la coupole (m),

e_c : Epaisseur de la coupole (m),

AN :

$$R_{moy} = \frac{2,5^2 + 1,35^2}{2 * 1,35} = 2,98 \text{ m}$$

$$V_{b a c} = 2 * \pi * 2,98 * 1,35 * 0,3 = 7,58 \text{ m}^3$$

8- Peinture époxy Intérieur et Extérieur :

La peinture époxy est utilisée à l'intérieur et à l'extérieur des réservoirs pour plusieurs raisons principales :

- **Résistance à la corrosion** : Protège le métal des agents corrosifs.
- **Durabilité** : Offre une protection à long terme et nécessite moins de maintenance.
- **Résistance chimique** : Supporte une large gamme de produits chimiques.
- **Adhérence** : S'attache bien à diverses surfaces comme le métal et le béton.
- **Imperméabilité** : Empêche les liquides de pénétrer et de causer des dommages.

- Facilité de nettoyage** : Surface lisse et non poreuse, facile à entretenir.
- Esthétique** : Finition agréable et possibilité de coloration.
- Conformité aux normes de sécurité** : Convient aux industries alimentaires et de l'eau potable.

La surface totale de la peinture est égale :

$$S_T = S_{ext} + S_{int} \dots \dots \dots (VII.24)$$

Avec :

S_{ext} : la surface extérieure du réservoir, $S_{ext} = 2 * \pi * R_{ext} * H$

S_{int} : la surface intérieure du réservoir, $S_{int} = 2 * \pi * R_{int} * H$

H : Hauteur du réservoir (m)

R_{ext} : rayon extérieur du réservoir (m).

R_{int} : rayon intérieur du réservoir (m).

AN :

$$S_{ext} = 2 * \pi * 2,8 * 3,5 = 61,57 \text{ m}^2$$

$$S_{int} = 2 * \pi * 2,5 * 3,5 = 54,97 \text{ m}^2$$

$$S_T = 61,57 + 54,97 = 116,54 \text{ m}^2$$

Les résultats du volume des travaux sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VII-8 : Volumes des travaux de réservoir

N	Désignation des travaux	Unité	Quantité
1	Volume de décapage	m ³	22,18
2	Volume de déblai	m ³	158,34
3	Volume Béton Propreté sous Le radier	m ³	7,65
4	Volume Béton Arme de radier	m ³	19,70
5	Volume Béton Arme de paroi	m ³	17,48
6	Volume de remblai	m ³	24,63
7	Volume de Béton Arme de la coupole	m ³	7,58
8	Peinture époxy Int et Ext	m ²	116,54

VII.4 Calcul des coûts des travaux

Les résultats des coûts des travaux de l'adduction, les stations de pompage et le réservoir sont mentionnés dans les tableaux suivants :

Tableau VII-9 : Coût des travaux pour les deux stations de pompage

N	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Volume de décapage	m ³	39,2	400	15680,00
2	Volume de déblai des fouilles	m ³	126	500	63000,00
3	Volume béton de propreté	m ³	8,4	10000	84000,00
4	Volume béton de semelle	m ³	28,35	60000	1701000,00
5	Volume béton arme des demi poteau	m ³	3,59	60000	215400,00

6	Volume de remblai	m ³	85,83	800	68664,00
7	Volume de béton propreté sous la ceinture	m ³	2,57	10000	25700,00
8	Volume de longrine inférieure et supérieure	m ³	41,21	60000	2472600,00
9	Volume de remblai de casiers	m ³	52,22	800	41776,00
10	Volume béton armé de la chape (plat forme)	m ³	8,03	30000	240900,00
11	Volume béton armé des poteaux	m ³	15,44	60000	926400,00
12	Nombre de briques	N	5220	40	208800,00
13	Nombre de pièces d'hourdis	N	800	50	40000,00
14	Volume de béton de la dalle	m ³	16,2	30000	486000,00
15	Volume des poutrelles	m ³	4,86	30000	145800,00
				Total	6735720,00

Alors le coût des travaux des deux stations de pompage est égal : **6735720,00 DA**

Tableau VII-10 : Coût des travaux de l'adduction

N	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Volume de déblai	m ³	24499,81	500	12249905,00
2	Volume de lit de sable	m ³	2833,02	1500	4249530,00
3	Volume de l'enrobage	m ³	7049,39	900	6344451,00
4	Volume de couverture en terre	m ³	12758,49	600	7655094,00
5	Tuyau PRV SN 5000 PN16 DN300	ml	22542	8400	189352800,00
6	Tuyau PEHD PN 10 DN 76	ml	295	844	248980,00
				Total	220100760,00

Le coût des travaux de l'adduction est de : **220100760,00 DA**

Tableau VII-11 : Coût des travaux du réservoir

N	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Volume de décapage	m ³	22,18	400	8872,00
2	Volume de déblai	m ³	158,34	500	79170,00
3	Volume Béton Propreté sous Le radier	m ³	7,65	10000	76500,00
4	Volume Béton Armé de radier	m ³	19,7	60000	1182000,00
5	Volume Béton Armé de paroi	m ³	17,48	60000	1048800,00
6	Volume de remblai	m ³	24,63	800	19704,00
7	Volume de Béton Armé de la coupole	m ³	7,58	60000	454800,00
8	Peinture époxy Int et Ext	m ²	116,54	250	29135,00
				Total	2898981,00

Le coût des travaux du réservoir est de : **21295517,50 D**

Tableau VII-12 : Bilan des coûts

Le cout des stations de pompage	6735720,00
Le cout de l'adduction	220100760,00
Le cout du réservoir	2898981,00
Total Ht	229735461,00
TVA	1,17
Total TTC	268790489,37

Le coût global du projet est estimé à : deux cent soixante-huit millions sept cent quatre-vingt-dix mille quatre cent quatre-vingt-neuf. **(268790489,37) DA**

VII.5 Les Engins :

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux Publics. L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser dans ce projet sont :

- Une pelle hydraulique, ou un retro chargeur ;
- Un bulldozer ;
- Un chargeur ;
- Un vibreur du sol (compacteur)
- Un Camion malaxeur
- Un Camion benne

VII.5.1 pelle hydraulique :

Une pelle hydraulique est une machine de construction utilisée principalement pour des travaux de terrassement, de démolition et de manutention de matériaux. Elle fonctionne grâce à un système hydraulique qui permet d'actionner ses composants mobiles avec précision et puissance.

Caractéristiques principales :

- Bras articulé : Munis d'outils interchangeables comme des godets.
- Châssis : Monté sur chenilles ou roues pour s'adapter à différents terrains.
- Moteur : Généralement diesel, fournissant la puissance nécessaire.
- Système hydraulique : Utilise des fluides sous pression pour le fonctionnement.

Utilisations :

- Terrassement : Creuser tranchées, fondations, modeler terrains.
- Démolition : Abattre structures solides.
- Manutention : Charger/décharger matériaux (terre, gravats, pierres).

En résumé, la pelle hydraulique est un outil essentiel dans la construction et les travaux publics, grâce à sa robustesse et sa polyvalence.

VII.5.2 Bulldozer :

Le bulldozer est un niveleur monté sur un tracteur à chenilles ou à pneus. Son outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés, qui peuvent être abaissés ou levés grâce à un mécanisme hydraulique. Lorsque la lame est en position basse, l'engin effectue des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30 cm. En position intermédiaire, il peut étaler des tas de déblais en couches d'épaisseur similaire. La position haute, avec une hauteur de la lame au-dessus du sol de 75 cm à 1 m, est utilisée pour le transport.

VII.5.3. Compacteur (vibrateur de sol)

C'est un engin compact, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre. Il est utilisé pour le compactage des remblais sur des surfaces étroites, telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures des bâtiments et les tranchées.

VII.5.4. Chargeur :

Un chargeur est une machine de construction polyvalente utilisée principalement pour le déplacement et le chargement de matériaux tels que la terre, le sable, les gravats et les pierres. Il est équipé d'une grande pelle ou godet à l'avant, monté sur des bras articulés, permettant de ramasser et de déplacer efficacement les matériaux. Les chargeurs peuvent être montés sur des roues ou des chenilles, offrant ainsi une grande mobilité sur différents types de terrains. Ils sont couramment utilisés dans les chantiers de construction, les carrières et les sites de démolition pour des tâches de chargement, de transport et de nivellement.

VII.5.5. Camion malaxeur :

Appelé communément camion toupie, désigne un malaxeur de béton monté sur un camion ou une remorque destinée à livrer un mélange de béton de ciment frais et homogène. Le camion est pour l'essentiel pourvu d'un réservoir rotatif en forme de toupie et incliné suivant un axe presque horizontal.

VII.5.6. Camion benne :

Le camion benne est un véhicule utilitaire doté d'un espace de chargement ouvert à l'arrière, conçu pour transporter divers matériaux et produits. Cet espace de chargement est équipé d'un mécanisme de basculement, permettant de déverser rapidement et efficacement les matériaux transportés, tels que la terre, le gravier, le sable ou les déchets de construction. Les camions bennes sont essentiels sur les chantiers de construction, dans les carrières et pour les travaux de voirie. Ils sont disponibles en différentes tailles et capacités, adaptés à des besoins variés, et certains modèles sont équipés de fonctionnalités supplémentaires comme des bâches couvrantes pour protéger les matériaux pendant le transport.

VII.6 Protection et sécurité du travail : [14]

La protection et la sécurité du travail sur un chantier de construction sont des aspects fondamentaux pour garantir le bien-être des travailleurs et la réussite du projet. Ce chapitre aborde les différentes mesures et pratiques nécessaires pour prévenir les accidents et les incidents sur le site. Voici quelques points clés à considérer :

1. Évaluation des Risques :

- Identifier les dangers potentiels sur le chantier.
- Évaluer les risques associés à chaque tâche et poste de travail
- Mettre en place des mesures de prévention adaptées.

2. Formation et Sensibilisation :

- Former les travailleurs aux bonnes pratiques de sécurité et à l'utilisation correcte des équipements de protection individuelle (EPI).
- Organiser des sessions de sensibilisation régulières pour rappeler les règles de sécurité.

3. Équipements de Protection Individuelle (EPI) :

- Fournir des casques, des gants, des bottes de sécurité, des lunettes de protection, des harnais de sécurité, etc.
- Assurer que tous les travailleurs utilisent les EPI appropriés pour chaque tâche.

4. Sécurité des Installations et des Équipements :

- Inspecter régulièrement les machines et les outils pour s'assurer qu'ils sont en bon état de fonctionnement.
- Installer des dispositifs de protection sur les machines dangereuses.

5. Plan de Gestion des Situations d'Urgence :

- Établir un plan d'urgence détaillé pour faire face aux incidents tels que les incendies, les effondrements ou les accidents graves.
- Former les travailleurs aux procédures d'évacuation et de premiers secours.

6. Signalisation et Circulation sur le Chantier :

- Mettre en place une signalisation claire pour indiquer les zones dangereuses et les chemins à suivre.
- Organiser la circulation des véhicules et des piétons pour éviter les collisions.

7. Hygiène et Conditions de Travail :

- Maintenir des installations sanitaires propres et accessibles.
- Assurer des conditions de travail saines, notamment en contrôlant les nuisances (bruit, poussière, produits chimiques).

8. Suivi et Contrôles :

- Effectuer des inspections régulières pour vérifier la conformité aux normes de sécurité.
- Tenir des registres des incidents et des actions correctives mises en place.

En mettant en œuvre ces mesures, il est possible de créer un environnement de travail sûr et de réduire considérablement les risques d'accidents. La sécurité sur le chantier n'est pas seulement une obligation légale, mais aussi une responsabilité morale envers tous les travailleurs.

VII.7 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons déterminé les volumes de travaux pour les stations de pompage, le réservoir et l'adduction. Par la suite, nous avons établi une estimation du coût global approximatif pour l'ensemble des travaux envisagés. En conséquence, nous estimons le coût total de notre projet à **268790489,37** Dinars Algériens.

De plus, nous avons sélectionné les engins adéquats pour la réalisation de notre projet et avons mis en place des mesures pour assurer la protection et la sécurité des travailleurs.

Conclusion générale :

Ce mémoire de fin d'études a porté sur le dimensionnement du système de transfert des eaux traitées de la station d'épuration de Baraki (Alger) vers les bassins d'infiltration de Tabainet (Blida). Plusieurs aspects essentiels ont été abordés pour garantir une mise en œuvre efficace et durable du système proposé

- Tout d'abord, une présentation détaillée de la zone d'étude a été réalisée, offrant une compréhension complète du contexte géographique, hydrologique et environnemental du projet. Cette analyse a mis en évidence la nécessité de maximiser l'utilisation des eaux traitées en raison du rabattement des niveaux de la nappe phréatique et de l'intrusion marine.
- Ensuite, le débit d'infiltration des bassins a été estimé. En réponse à la rareté de l'eau, il a été proposé d'irriguer les parcelles agricoles situées à proximité des bassins d'infiltration, avec une estimation des besoins en eau pour l'irrigation. Cette stratégie vise à optimiser l'utilisation des eaux traitées et à améliorer la gestion des ressources hydriques
- L'estimation du débit d'infiltration pour les bassins d'infiltration a été réalisée. Compte tenu du manque d'eau et pour maximiser l'utilisation des eaux traitées, il est proposé d'irriguer les parcelles non encore irriguées situées à proximité des bassins d'infiltration, avec une estimation approximative de leurs besoins en eau
- De plus, Projeter des conduites en PRV de 300 mm de diamètre pour les tronçons SP1-SP2 et SP2-R.
- Un réservoir d'une capacité de 1500 m³ a été dimensionné pour permettre une distribution gravitaire des eaux traitées. Ce réservoir est essentiel pour réguler les flux et assurer une gestion efficace de l'eau traitée
- En outre, deux stations de pompage ont été implanter, avec une sélection minutieuse des types de pompes appropriés. et Pour protéger le système contre les coups de bélier, deux réservoirs d'air de 5000 et 4000 litres ont été projetés à la sortie des stations de pompage, garantissant la sécurité et la fiabilité du système en résistant aux surpressions et dépressions
- Enfin, on a calculé les volumes des travaux et leurs coûts financiers, fournissant une estimation globale des ressources nécessaires à la réalisation du projet.

Pour la suite du projet, nous recommandons de réaliser une étude pour dimensionner le réseau d'irrigation des parcelles non irriguées et adopter des techniques modernes d'irrigation. Ces études devront prendre en considération les conditions climatiques, la nature du sol et la qualité des eaux traitées.

Références bibliographiques :

- [1]. DJOUDAR, D. (2014). Présentation du milieu physique : situation géographique [Thèse de doctorat, Université de Science et Technologie HOUARI BOUMENDIENE]
- [2]. Campagne basse eaux octobre 2018, ANRH.
- [3]. LEULMI, S. (2021). Caractérisation de la zone d'étude «LA MITIDJA ». [Thèse de doctorat, Ecole Nationale Supérieure D'Agronomie]
- [4]. Office National d'Assainissement (2016).
- [5]. <https://www.aquaportail.com/dictionnaire/definition/5237/capacite-d-infiltration#:~:text=La%20capacit%C3%A9%20d'infiltration%20est,%C3%A9tat%20de%20saturation%20du%20substrat.>
- [6]. MEDDI, M. (20). « Livre de cours d'hydraulique souterraine »
- [7]. A. DUPONT. (Paris 1977) : Hydraulique urbaine, ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux Tome II, édition Eyrolles,
- [8]. LABED Ali. (2021). Etude d'adduction en eau potable de la zone des sciences extension bounoura et el atteuf de la wilaya ghardaïa [Mémoire de fin d'étude, ENSH]
- [9]. M. CARLIER. (Paris 1972) « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles
- [10]. B. SALAH (2014) « Livre des cours d'Alimentation en Eau Potable »
- [11]. Mokrane, Wahiba. Khodjet Kesba, Omar. (2022). Systèmes de Pompage, les pompes hydrauliques [polycopie pédagogique. ENSH]
- [13]. C. GOMELL et H. GUERREE. (2004) « La distribution d'eau dans les agglomérations de petite et moyenne importance », Edition EYROLLES, université LAVAL
- [14]. [https://www.inrs.fr/demarche/evaluation-risques-professionnels/ce-qu-il-faut-retenir.html#:~:text=L'%C3%A9valuation%20des%20risques%20professionnels%20\(EvRP\)%20consiste%20%C3%A0%20identifier,dimensions%20techniques%2C%20humaines%20et%20organisationnelles](https://www.inrs.fr/demarche/evaluation-risques-professionnels/ce-qu-il-faut-retenir.html#:~:text=L'%C3%A9valuation%20des%20risques%20professionnels%20(EvRP)%20consiste%20%C3%A0%20identifier,dimensions%20techniques%2C%20humaines%20et%20organisationnelles)

Annexes

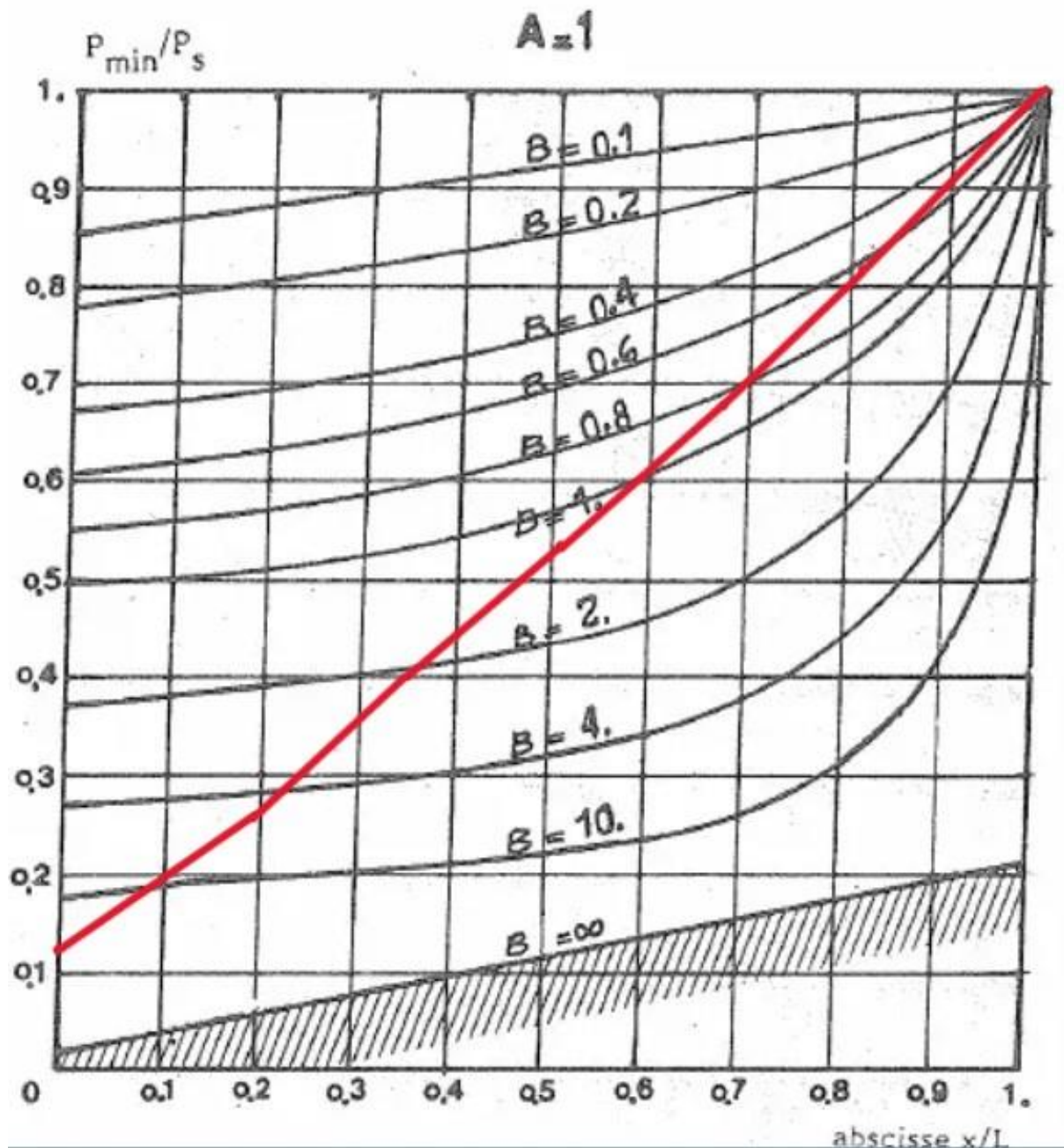
Annexe III.1 : Prix du ML des conduites en PRV selon MAGHREB PIPE

n°	Désignation	Unité	PU DZD HT
1	Tuyau PRV SN 5000 PN10 DN200 (LN12m)	ml	5.200,00
2	Tuyau PRV SN 5000 PN10 DN250 (LN12m)	ml	5.600,00
3	Tuyau PRV SN 5000 PN10 DN300 (LN12m)	ml	7.800,00
4	Tuyau PRV SN 5000 PN10 DN400 (LN12m)	ml	8.100,00
5	Tuyau PRV SN 5000 PN10 DN500 (LN12m)	ml	9.900,00
6	Tuyau PRV SN 5000 PN16 DN200 (LN12m)	ml	5.590,00
7	Tuyau PRV SN 5000 PN16 DN250 (LN12m)	ml	6.050,00
8	Tuyau PRV SN 5000 PN16 DN300 (LN12m)	ml	8.400,00
9	Tuyau PRV SN 5000 PN16 DN400 (LN12m)	ml	12.800,00
10	Tuyau PRV SN 5000 PN16 DN500 (LN12m)	ml	14.980,00

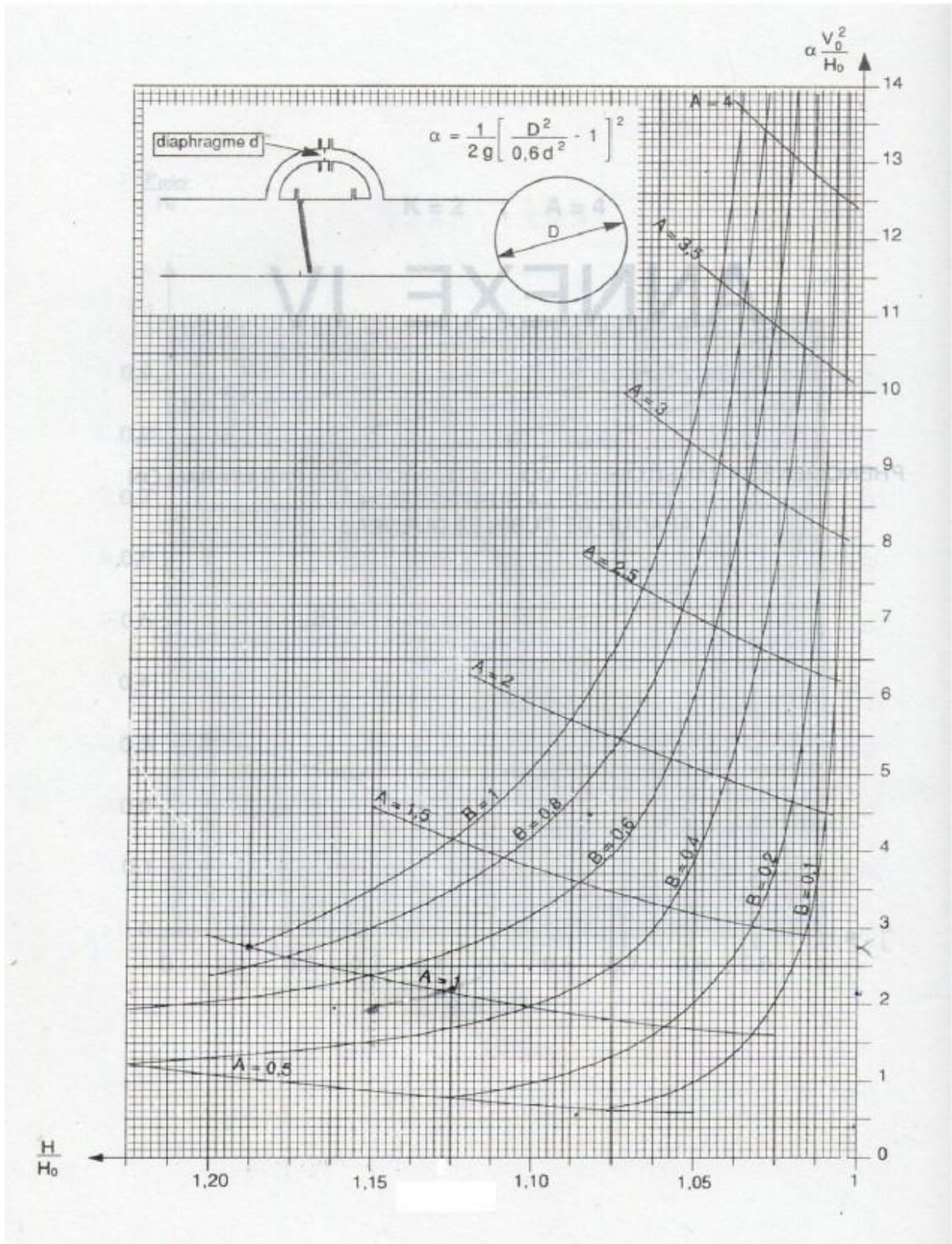
Annexe III.2 : Prix du ML des conduites en PEHD

Le site (http://www.algerie.prix.construction.info/espaces_urbains/Reseaux_divers/Distribution_d_eau/Eau_potable.html)

Annexe VI.2 : Abaque de PUECH et MEUNIER pour $K=0.4$ et $A=2$



Annexe VI.3: Abaque de DUBIN et GUENEAU



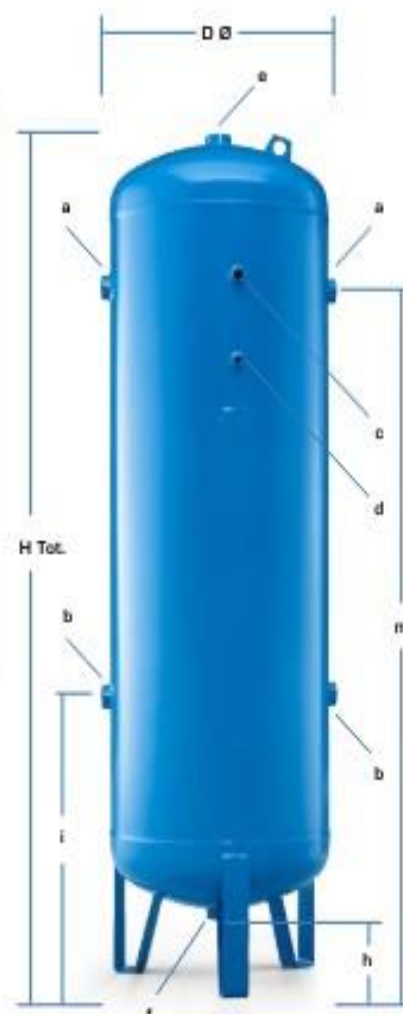
Annexe VI.4 : Catalogue d'APC.Tech-H, MAUGUIERE RESERVOIRS

»» Réservoirs basse-pression

Capacité (L)	100	200	270	500	720	900	1000	1500	2000	3000	4000	5000
Pression (bar)	11	11	11	11	11	11	12	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5
Diamètre Ø	370	446	500	600	750	800	800	1000	1000	1200	1450	1450
H tot (mm)	1172	1570	1658	2055	2030	2130	2315	2305	2805	2965	3070	3570
h (mm)	124	174	170	155	150	130	115	180	180	185	180	180
a	3/4"	1"	1"	1"	1"	1 1/2"	2"	2"	2"	3"	3"	3"
b	3/4"	1"	1"	1"	1"	1 1/2"	2"	2"	2"	3"	3"	3"
c	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
d	3/8"	3/8"	N.A	N.A	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"
e	1/2"	1/2"	1/2"	2"	2"	2"	2"	1 1/4"	1 1/4"	1 1/4"	1 1/4"	1 1/4"
f	1/2"	1/2"	1/2"	2"	2"	2"	2"	1 1/4"	1 1/4"	1 1/4"	1 1/4"	1 1/4"
i (mm)	298	397	599	775	895	860	745	590	585	700	780	780
m (mm)	998	1222	1304	1560	1705	1780	1685	1860	2355	2410	2430	2930
Type de kit inclus	1	2	3	4	4	6	7	B + XK4	B + XK4	B + XK5	XK5	XK5
Poids (kg)	37	51	62	127	180	200	204	278	352	537	802	923
Normes	2014/29/UE						2014/68/UE					

»» Réservoirs peints haute-pression

Capacité (L)	500	1000	2000	3000	4000	5000
Pression (bar)	16	16	16	16	16	16
Diamètre Ø	600	800	1000	1200	1430	1430
H tot (mm)	2055	2315	2810	2930	3110	3610
h (mm)	155	115	175	170	190	190
a	1"	2"	2"	2"	2"	2"
b	1"	2"	2"	2"	2"	2"
c	3/8"	3/8"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
d	N.A	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"
e	2"	2"	2"	2"	2"	2"
f	2"	2"	2"	2"	2"	2"
i (mm)	775	745	595	645	755	765
m (mm)	1560	1685	2340	2370	2450	2950
Type de kit inclus	5	8	C + XK7	C + XK7	XK7	XK7
Poids (kg)	158	246	490	520	835	1055
Normes	2014/29/UE	2014/68/UE				



Kit de connexion

Les kits 1 à B comprennent à la fois les accessoires réglementaires et les raccords

Les kits A à C comprennent uniquement les accessoires réglementaires

Les kits XK1 à XK7 comprennent uniquement les raccords

Les réservoirs 4000 L et 5000 L sont livrés sans accessoires réglementaires.

Il convient que l'exploitant dimensionne sa soupape de sûreté en fonction du débit total de son installation