

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude d'un système d'alimentation en eau potable du Hay Rouaichia à partir du réservoir 1000 m3 commune de Tenes (w. chlef) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0026-15

APA Citation (توثيق APA):

Mennaouine, Billel (2015). Etude d'un système d'alimentation en eau potable du Hay Rouaichia à partir du réservoir 1000 m3 commune de Tenes (w. chlef)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: Conception Des Systèmes d'Alimentation En Eau Potable

THEME

**ETUDE D'UN SYSTEME D'ALIMENTATION EN
EAU POTABLE DU HAY ROUAICHIA A PARTIR
DU RESERVOIR 1000M³ COMMUNE DE TENES
W.CHLEF**

Présenté Par :

M^r. MENNAOUINE Billel

DEVANT LES MEMBRES DU JURY :

Noms et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r SALAH Boualem	Professeur	Président
M ^{me} AMMOUR Fadila	M .A.A	Examinatrice
M ^{me} MOKRANE Wahiba	M .A.A	Examinatrice
M ^{me} CHENITI Naouel	M .A.A	Examinatrice
M ^r KAHLERRAS Djillali	M .C.B	Promoteur

Septembre - 2015

Remerciements

Avant tout, je remercie ALLAH qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.

Mes remerciements à ma mère et mon père

Je remercie fortement mon promoteur: M^r KAHLERRAS DJILLALI de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener a bien ce travail

Mes remerciements s'adressent également à tous les enseignants qui ont Contribué à ma formation, sans oublier tout le personnel de l'ENSH.

Et à tous ceux qui ont contribué de près ou loin à l'élaboration de ce travail.

Mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'évaluer mon travail

M.BILLEL



Dédicace

Je dédie ce modeste travail

*Avant tout à mes très chers parents, Qui m'ont soutenu durant
toutes ces années de formation.*

A Mes frères Amine, Yousef, Abderrahmane et mes sœurs

A toute ma famille

A tous mes amis sans exception

Mennaouine Billel

_____:

لاحظنا في المدة الأخيرة ظهور عدة نتيجة نقص المياه التي مست محيطنا و التي كثيرا ما تتكرر , منها تلك الناتجة عن سوء سير شبكات توزيع المياه.

"الروايشية" منطقة ريفية ذات سكنات متشتتة و غير مهيأة بأ لتوزيع المياه ؛ كما أن النمو السكاني زاد الأمر تعقيدا.

الهدف من عملنا هذا هو إنشاء توزيع المياه ي تمويل المياه تلبية حاجيات المنطقة و تزويدها بالمياه الصالحة للشرب مع مراعاة عدم الإسراف في الموارد المتاحة مع الأخذ بعين العناصر الحالية و المستقبلية لإيصال التدفقات التي نحتاجها لأفاق الدراسة (2045) , على الأنابيب البلاستيكية.

Résumé :

Dans les derniers temps ; Nous avons remarqué l'apparition de plusieurs problèmes suite au déficit des eaux qui ont touché notre environnement dont les plus fréquents sont ceux causés par le mauvais fonctionnement des réseaux d'A E P.

L'agglomération ROUAICHIA est une région rurale à habitats dispersés qui ne dispose d'aucun Système d'A E P ; de même ; l'accroissement de la population favorise l'ampleur des problèmes suscités.

Le But de notre Etude , est de projeter un Système d'A E P permettant de distribuer toutes les eaux pour satisfaire les besoins en eau potable tout en évitant le gaspillage des Ressources disponibles, Prenant compte des éléments actuels et prospectives rationnels déterminés, Pour Véhiculer les débits nécessaires à l'horizon d'étude (2045), en utilisant les conduites en Polyéthylène haute densité (PEHD).

Abstract:

In last times, we noticed the appearance of several diseases following the problems of deficiency which touched our environment of which most frequent are those caused by the faulty operation of the networks of Water Supply.

ROUAICHIA is a rural area with dispersed habitats which does not have any network of clean water. In the same way, the increase in population supports the extent of the caused problems.

The goal of our work is to project a network system of water Supply To satisfy the needs in potable water and avoid the wasting of the available resources, taking in to account the current éléments and rational prospective to convey the necessary flows to the horizon of (2045), while using the polyethylene conduits of high density (PEHD).

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....01

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

Introduction.....	2
I - Caractéristiques de la ville de Rouaichia	2
I-1 Situation géographique.....	2
I -2 Situation topographique.....	5
I -3 La situation géologique.....	5
I -4 Sismicité	6
I-5 Climatologie	6
I-6 Hydrologie.....	8
I-7- Démographie.....	8
I -8- qualité des Eau.....	8
Conclusion.....	9

CHAPITRE II : *ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE*

Introduction.....	10
II -1.Estimation de la population à l'horizon de l'étude.....	10
II-2- Evolution des besoins en eau potable « Catégorie des besoins ».....	11
II.3-Evaluation des débits.....	12
II. 4. Récapitulation de la consommation moyenne en eau totale.....	15
II.5. Etudes des variations des débits de consommation :	15
II.6. Détermination des débits horaires.....	17
Conclusion.....	20

CHAPITRE III : *CONCEPTION DES SYSTEMES ANNEXES*

-OUVRAGES EN LIGNE-

Introduction.....	22
III.1. Rôle des réservoirs.....	22
III.2. Utilité des réservoirs.....	22
III.3. Emplacement des réservoirs.....	23
III.4 - Principe de fonctionnement.....	23
III.5 - Fonctionnements techniques d'un réservoir.....	23
III.6 - Fonctionnements économiques d'un réservoir.....	24
III.7-Classification et choix de type de réservoir.....	24
III. 8- Choix du type de réservoir.....	25
III.9.Construction de réservoir.....	25
III.10. Equipement du réservoir.....	25
III.11. Dimensionnement des réservoirs du système d'adduction.....	27
III.12. CALCUL DU RESERVOIR.....	28
III.12.3. Dimensionnement du réservoir :.....	30
Conclusion.....	36

CHAPITRE IV : *ETUDE DE L'ADDUCTION ET POMPAGE*

Introduction.....	37
IV -1 Type d'adduction.....	37
IV.2. Quelques notions simples sur l'adduction :.....	38
IV.3.Etude Technico-économique de L'adduction par Refoulement.....	40
IV .4. Calcul des conduites d'adductions.....	45
IV-5. Accessoires et pièces spéciales.....	56
IV.6.Etude De Pompage.....	58
IV.7.Choix du moteur électrique.....	68
IV.8.Etude de la cavitation.....	69
IV-9.GENIE CIVILDE LA STATION DE POMPAGE.....	72
Conclusion.....	77

CHAPITRE V: RESEAU DE DISTRIBUTION

Introduction.....	78
V.1.Classification du réseau de distribution	79
V.1.1.classification selon la disposition des réseaux dans l'agglomération.....	80
V.1.2.Classification selon la disposition des tronçons dans le réseau.....	80
V.2.Conception d'un réseau.....	81
Plusieurs facteurs ont une influence sur la conception du réseau :	81
V.3.Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	81
V.3.1.Détermination des débits.....	82
V.3.2.Calcul des débits.....	83
V.4.Calcul du réseau par logiciel EPANET	87
V.4.1.présentation du logiciel.....	87
IV.4.2.Les résultats de calcul.....	88
VI.5. Equipement du réseau de distribution.....	89
VI.5.1. Type de canalisation.....	89
VI.5.2. Appareils et accessoires du réseau.....	90
Conclusion.....	91

CHAPITRE VI: PROTECTION ET POSE DE CANALISATION

Introduction.....	92
VI-1- Protection des conduites contre le coup de bélier	92
VI-1-1- Causes du coup de bélier.....	92
VI-1-2-Les Risques dus aux Coups de Bélier.....	92
VI-1-3-Description des Phénomènes Physiques.....	93
VI-1-4- Protection de la Conduite de Refoulement contre le Coup de Bélier	95
VI-1-5-Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de VIBERT	96
Conclusion.....	98
VI.2. Pose de canalisation	99
VI.2.1. Principe de pose des canalisations	99
VI.2.2. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire.....	99
VI-3-La mise en place des canalisations.....	100
VI-4-Constructions des regards.....	100
VI-5-Remblais des tranchais.....	101
VI-6-Accessoires.....	101

VI-6-1- Robinets vannes.....	101
VI-6-2- Clapet anti retour.....	103
VI-6-3- Ventouses.....	104
VI-6-4- Vannes de décharge.....	105
VI-6-5- Conduite by-pass.....	105
VI-6-6- Crépines.....	105
VI-6-7- Réducteurs de pression et débit.....	105
VI-6-8- Organes de raccordement.....	106
VI-6-9- Coudes.....	106
VI-6-10- Cônes.....	106
VI-6-11- Tés.....	106
VI-6-12- Joints de démontage.....	107
Conclusion.....	107

CHANTIER VII: ORGANISATION DU CHANTIER

Introduction.....	112
VII.1.Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.....	112
VII.2.Excavation des tranchées.....	113
VII.2.1.Enlèvement de la couche végétale.....	113
VII.2.2.Excavation.....	113
VII.2.3. Aménagement du lit de pose des conduites.....	113
VII.3. Pose des conduites.....	114
VII.4. Epreuve de joint et de la canalisation.....	114
VII.5. Remblaiement de la tranchée.....	114
VII.6.Calcul des volumes des travaux de réseau et l'adduction.....	115
VII.6.1. Déblais d'excavation.....	115
VII.6.2.Remblais compacté.....	116
VII.7.Devis total de projet.....	117
Conclusion.....	117

ETUDE VIII: PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

Introduction :	117
VIII-1 L'HYGIENE ET LA SECURITE DANS LES STATIONS DE POMPAGES :	117
VIII-1-1 Les risques à considérer lors de la conception des ouvrages :	117
VIII-1-2 Les risques provenant des matériels et machines :	118
1- Installations électriques :	118
2- Appareils de levage :	119
3- Appareils de pression :	119
4- Les travaux dans la station de pompage :	119
5- Les canalisations et équipement auxiliaires :	120
VIII-1-3 Mesures préventives dans certaines conditions :	121
1- Electrocutation :	121
2- Incendie :	121
3- Détection de flamme :	121
VIII-2 LA PREVENTION CONTRE LES ACCIDENTS DU TRAVAIL	121
VIII-2-1 Prévention individuelle :	121
1- Formation des salariés à la sécurité :	121
On procède aussi à des formations spécialisées pour les sauveteurs secouristes du travail.	121
2- Protections individuelles :	122
VIII-2-2 Prévention collective :	122
VIII-3 Quelque Conseil de Sécurité donnée par le Fournisseur de pompe :	123
1- Identification des symboles utilisés dans cette notice de service :	123
2- Qualification et formation du personnel :	123
3- Risques encourus en cas de non observation des instructions de sécurité :	124
4- Instructions de sécurité pour l'exploitant / le personnel de service :	124
5- Instructions de sécurité pour les travaux d'entretien, d'inspection et de montage :	124
6- Limites d'intervention :	125
CONCLUSION	125
Conclusion Générale	126

Liste des tableaux

Tableau : I - 1 : Répartition moyenne mensuelle de la pluviométrie. (1980-2007).....	7
Tableau I - 2 : vents moyens annuels. (1980-2007).....	8
Tableau I - 3: températures moyennes annuelles. (1980-2007).....	9
Tableau I - 4 : variation annuelle de l'humidité. (1980-2007).....	10
Tableau I - 5 : Répartition des Habitants de la localité de Rouaichia.....	11
Tableau II-1: Tableau de répartition de la population à l'horizon du projet(2045).....	10
Tableau n° II. 2. Consommation de la population pour différents horizons.....	12
Tableau n° II. 3. Consommation de la population Total pour différents horizons.....	13
Tableau n° II. 4. Evaluation des besoins scolaires.....	13
Tableau n°II. 5. Évaluation des besoins socioculturels.....	13
Tableau n°II. 6. Évaluation des besoins Sanitaires.....	14
Tableau n° II. 7. Évaluation des besoins administratifs.....	14
Tableau II-8: Tableau récapitulatif des besoins du bétail.....	14
Tableau II-9: Tableau récapitulatif des besoins en eau par localité.....	14
Tableau II.10.Récapitulation de la consommation en eau totale.....	15
Tableau n° II. 11. Calcul de consommation maximale journalière Total.....	16
Tableau n° II. 12. Calcul de consommation minimum journalière.....	17
Tableau N°II.13. La variation horaire en fonction du nombre de la population.....	18
Tableau N° II. 14. variation des débits horaires de ROUAICHIA.....	19
Tableau II.15: Tableau récapitulatif des consommations de chaque localité.....	21
Tableau III. 1. Détermination de la capacité de réservoir de la ville.....	29
III.12.3. Dimensionnement du réservoir :.....	30
Tableau III. 2:Tableau donnant les dimensions du réservoir R250 m3 (Projeté).....	31
Tableau IV. 3:Tableau donnant les caractéristiques du réservoir R250 m3 projeté.....	31
Tableau III. 4:Tableau donnant les dimensions du réservoir R1000 m3 (Existent).....	31
Tableau III.5:Tableau donnant les caractéristiques du réservoir R1000 m3 (Existant).....	31
Tableau III.6:Evaluation du volume résiduel de la bache (SP2).....	33

Tableau III. 8:Tableau donnant les caractéristiques de la Bâche d'eau 50 m ³ (Projeté)....	34
Tableau III.9:Evaluation du volume résiduel de la bâche (Localité Sud).....	35
Tableau III.10:Tableau donnant les dimensions de la Bâche d'eau 50 m ³ (Projeté).....	36
Tableau III.11:Tableau donnant les caractéristiques de la Bâche d'eau 50 m ³ (Projeté)..	36
Tableau IV.1. Calcul de la HMT du tronçon SP1 (R1000 m ³) - Réservoir (R250 m ³)	49
Tableau IV -2:Calcul des Frais d'exploitation des conduites.....	49
Tableau IV -3:Calcul des Frais d'amortissement des conduites	49
Tableau IV -4:Bilan des frais des conduites	50
Tableau IV.5. Calcul de la HMT du tronçon SP2 - BACHE (50m ³).....	52
Tableau IV -6:Calcul des Frais d'exploitation des conduites.....	52
Tableau IV -7:Calcul des Frais d'amortissement des conduites	52
Tableau IV -8:Bilan des frais des conduites.....	52
Tableau IV.9 : Coefficients K', m, β pour différents types du tuyau.....	53
Tableau IV.10: longueur du tronçon de l'adduction Gravitaire.....	54
Tableau IV.11: Les altitudes des différents points de l'adduction.....	54
Tableau IV.12: Diamètre calculé pour le tronçon de l'adduction	55
Tableau IV-13: Diamètre normaliser de tronçon (R250 m ³ -Bâche SP2).....	55
Tableau IV-14: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	58
Tableau IV-15:Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de la station (SP2)	58
Tableau IV.16: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.....	62
(SP1 - R250 m ³).....	62
Tableau IV.17: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.....	62
(SP2 - BACHE 50m ³).....	62
Tableau IV.18: point de fonctionnement de chaque pompe.....	65
Tableau IV.20:Choix du type du bâtiment.....	72
Tableau IV.21: longueurs des la pompes et celle des moteurs.....	74
Tableau IV.22.Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station de pompage.....	75
Tableau N°V.1 : récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe.....	81
Tableau N°V.2:calcul de débits aux nœuds : cas de pointe	82

Tableau N°V.3: Détermination des débits de dimensionnement Cas de pointe.....	83
Tableau N°V.4:calcul de débit aux nœuds : cas de pointe +incendie.....	84
Tableau N°V.5: Détermination des débits de dimensionnement Cas de pointe + incendie.....	85
Tableau N°V.6: diamètres avantageux en fonction des débits	85
Tableau N°V.7: récapitulatif des débits de calcul pour Le cas de pointe.....	86
Tableau N°V.8:calcul de débits aux nœuds : cas de pointe.....	87
Tableau N°V.9: Détermination des débits de dimensionnement Cas de pointe.....	88
Tableau N°V.10:calcul de débit aux nœuds : cas de pointe +incendie.....	89
Tableau N°V.11: Détermination des débits de dimensionnement Cas de pointe + incendie.....	90
Tableau N°V.12 : Diamètres avantageux en fonction des débits.....	91
Tableau V.13.Calcul des paramètres hydrauliques (Cas de pointe).....	93
Tableau V.14.Calcul des pressions (Cas de pointe).....	94
Tableau V.15.Calcul des paramètres hydrauliques (Cas de pointe+incendie).....	96
Tableau V.16.Calcul des pressions (cas de pointe + incendie).....	97
Tableau V.16.Calcul des paramètres hydrauliques (Cas de pointe).....	98
Tableau V.17.Calcul des pressions (Cas de pointe).....	99
Tableau V.18.Calcul des paramètres hydrauliques (Cas de pointe+incendie).....	100
Tableau VI.19.Calcul des pressions (cas de pointe + incendie).....	101
Tableau VI-1: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	99
Tableau VI-2:Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	99
Tableau VI-3: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement.....	100
Tableau VII.1: calcul du volume du lit de pose.....	115
Tableau VII.2: calcul du volume à excaver.....	116
Tableau VII.3: calcul du volume du remblai.....	116
Tableau VII.4. : Frais des travaux.....	117
Tableau VII.5. : Frais de pose des conduites.....	119
Tableau VII.6. : Frais total.....	120

Liste des Figures

Figure I-1 : Vue aérienne non traitée de la commune de TENES.....	4
FIGURE I-2 : Situation en Plan de « ROUAICHIA » et Localisation du Réservoir Existant.....	5
Figure I-3: Schéma du principe d'une unité d'osmose inverse.....	10
Figure III.2 : matérialisation de la réserve d'incendie.....	27
III.12.3. Dimensionnement du réservoir :	30
Figure III.4: Traversée des conduites.....	33
Figure IV-1 : L'emplacement préférable des ventouses.....	39
Figure IV-2 : Schéma de l'Adduction Principal.....	47
Figure IV-3 : Schéma hydraulique (R1000m ³ (SP1) –réservoir250m ³).....	47
Figure IV-4 : Schéma hydraulique (SP2 –BACHE 50m ³).....	50
Figure IV-5: Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type HMU40-2/6D.....	60
Figure IV.6 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP2) de type HMU40-2/8B.....	61
Figure IV.7: Point de fonctionnement de la pompe SP1.....	64
Figure IV.8: Point de fonctionnement de la pompe SP2.....	65
Fig. V.1.Variation de vitesse et de pression dans le réseau (cas de pointe).....	87
Fig. V.2.Variation de vitesse et de pression dans le réseau (cas de pointe+ incendie).....	89
Fig. V.3.Variation de vitesse et de pression dans le réseau (cas de pointe).....	91
Fig. V.4.Variation de vitesse et de pression dans le réseau (cas de pointe+incendie).....	92
Figure N°VI.1: Première phase du coup de bélier.....	93
Figure N°VI.2: Deuxième phase du coup de bélier.....	94
Figure N°VI.3: Troisième phase du coup de bélier.....	94
Figure N°VI.4: Quatrième phase du coup de bélier.....	95
Figure VI-5: Réservoir d'Air.....	96
Figure VI-6 : Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement.....	97

Figure N°VI- 07 : Pose de conduite dans un terrain ordinaire	102
Figure N° VI- 08 : Pose de conduite dans un mauvais terrain.....	103
Figure N° VI- 09 : Pose de canalisation en galerie.....	103
Figure N° VI- 10 : Pose de canalisation en cas de la traversée d'une rivière.....	104
Figure VI- 11 : Vanne à papillon centré.....	106
Figure VI- 12 : Robinet vanne à opercule.....	106
Figure VI- 13 : Vanne papillon.....	107
Figure VI- 14 : Clapet anti retour.....	108
Figure VI- 15 : Ventouse à fonction unique.....	109
Conclusion.....	111

Liste des planches

Planche -1 : Levé Topographique Et Tracé en Plan des Conduites d'Adduction

Planche -2 : Profil en long de l'adduction par Refoulement (SP1- R250m³ projeté).

Planche -3 : Suite du Profil en long de l'adduction par Refoulement (SP1- R250m³ projeté).

Planche -4 : Profil en long de l'adduction par Refoulement (SP2- BACHE 50m³ projeté).

Planche -5 : Profil en long de l'adduction Gravitaire (R250m³- SR02 projeté).

Planche -6 : Plan de la Station de Pompage(SP1).

Planche -7 : Plan des Accessoires utilisés a la Réalisation de l'Adduction.

INTRODUCTION GENERALE

L'existence de la vie et tributaire de la disponibilité des ressources en eau, c'est pourquoi on disait que « l'eau c'est la vie ».

L'eau source de la vie et de développement compte parmi les richesses naturelles les plus précieuses, ayant une importance considérable pour le développement sociale et économique du pays.

Le problème de l'eau se limite à la recherche d'un endroit d'approvisionnement facile d'accès (rivières, sources, lac,.....etc.). Cependant avec l'apparition de collectivités et le besoin d'apporter cette eau à la portée de la main, l'urbanisation restreignait la diversité des sources d'approvisionnement.

Devant de telles situations il est impératif de concevoir un Système d'eau potable de Standard international en utilisant des outils de travail puissant tel que Epanet, Autocad, Covadis...etc. Pour avoir un système judicieux d'adduction, de stockage et de distribution afin de satisfaire la demande et de pallier aux pertes et aux gaspillages.

C'est dans ce cadre que s'inscrit mon mémoire de fin d'étude " étude d'un système d'alimentation en eau potable du Hay Rouaichia à partir du réservoir 1000 m³ commune de Ténès wilaya de CHLEF ”.

Dans un premier temps (chapitre I), il est nécessaire de savoir la situation de la ville de ROUAICHIA tel que la situation géographique, topographique, hydraulique, Géologique, hydrogéologique ...etc.

Le Chapitre II : Décrit précisément les besoins en eau de l'agglomération ainsi la consommation moyenne journalière de l'agglomération.

Le Chapitre III : Décrit précisément le calcul de la capacité de réservoir.

Le chapitre IV : Etude consiste à déterminer le diamètre optimal de l'adduction, en se basant sur les frais d'exploitation et les frais d'amortissement de la conduite.

Le chapitre V : Une étude préliminaire doit être faite afin d'attribuer des diamètres

Adéquats pour le dimensionnement de réseau de distribution.

Le chapitre VI: A travers ce chapitre nous avons vu comment protéger nos conduites contre le régime transitoire par le réservoir d'air.

Le chapitre VII: Ce chapitre nous a permis de savoir comment faire les travaux pour réaliser un Projet d'alimentation en eau potable sur chantier dans les meilleures conditions et le bon fonctionnement.

En fin, on passe à la Protection et la Sécurité de Travail.

CHAPITRE I

« PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION ROUAICHIA »

Introduction:

L'objet de cette étude est de collecter l'ensemble des données de base nécessaires et utiles pour l'élaboration de l'étude du système d'alimentation en eau potable de l'agglomération Rouaichia dans la commune de Tenés .

Et aussi pour donner un aperçu général des caractéristiques de la ville pour nous permettre de projeter un système d'alimentation efficace.

I - Caractéristiques de la ville de Rouaichia :

I-1 Situation géographique:

Tenés est une ville côtière de la mer Méditerranée, située dans la Wilaya de CHLEF au nord de l'Algérie, à mi - distance d'Alger (à environ 215 km à l'est) et d'Oran (à environ 230 km à l'ouest). D'une superficie de 500,54 km², Elle est entourée d'un ensemble de montagnes appartenant à la chaîne Dahra, on note SIDI MEROUANE, montagne de BISSA plus de 1157 m (à l'est), montagne de KESSAR (au sud) et la montagne SIDI ABDERRAHMEN (à l'ouest), elle est limitée par:

- ✓ Au Nord par la mer méditerranée.
- ✓ Au sud par la commune de sidi Akkacha.
- ✓ A l'Est par la commune d'Oued Goussine.
- ✓ A l'Ouest par la commune de Sidi Abderrahmane.

Le territoire de la commune de **TENES** est subdivisé en 13 fractions qui sont :

- ❖ ROUAICHIA, TIZI, OULED TAIEB, ELBRIDJA, TRARNIA, DJAADAINA, KENNANCHA, TIFILES, SIDI MEROUANE, DERBOUL, MFATHIA, YOUSI, OUED LARBI

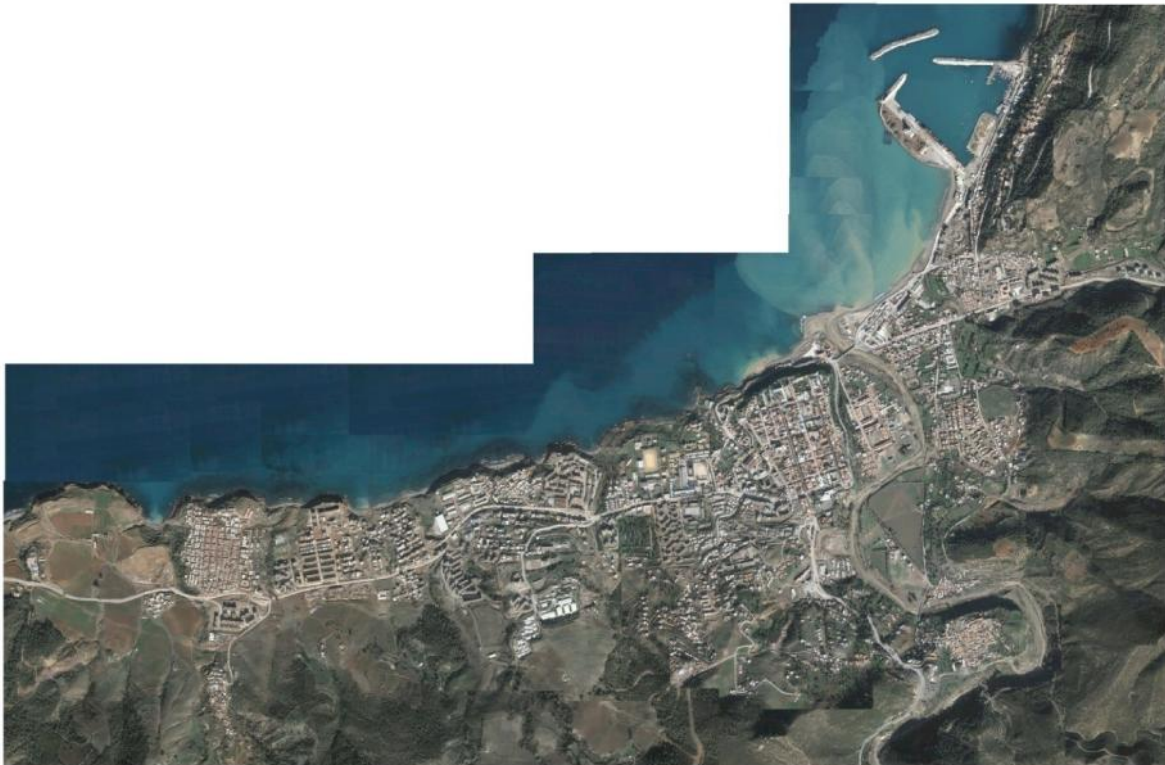


Figure I-1 : Vue aérienne non traitée de la commune de TENES

(Image de Google Earth 2014)

L'agglomération secondaire ROUAICHIA c'est une Zone rural Située à quelques Kilomètres à L'Est du chef lieu de la commune de TENES. Elle est limitée par :

- ✓ L'agglomération TIZI et la Route National N 11 au Nord.
- ✓ Forêt à l'Est.
- ✓ L'agglomération TIFILES à l'Ouest.
- ✓ L'agglomération TRARNIA au Sud.



FIGURE I-2 : Situation en Plan de « ROUAICHIA » et Localisation du Réservoir Existant R1000m³ (SP1)

(Carte Topographique au 1/50.000)

(Source : DRE DE CHLEF)

I-2 Situation topographique :

La ville de TENES Présente des reliefs montagneux couverts avec une pente élevée, (40 à 60 %) dont les altitudes varie de 200 à 300 m dans le sens EST-OUEST

Le site d'étude est un milieu rural situé à l'Est du chef lieu de la commune Ténès. Il s'agit de plusieurs localités entourées de terres agricoles.

- ✓ Le site est caractérisé par un relief très accidenté et une irrégularité plus au moins importante.
- ✓ La zone révèle la présence de plusieurs oueds et talus avec une assez importante pente.
- ✓ Les altitudes varient entre 170 m et 240 m

I -3 La situation géologique:

Le sol de la commune de TENES se caractérise par les textures suivantes :

- ✓ Sable argileux : plus ou moins rubéfiés, l'épaisseur de cette couche est très variable.
- ✓ Faciès argileux : entrecoupé par une formation éruptive.
- ✓ Faciès calcaires ou calcaire-gresseux ; avec ou sans galets, typiquement mollassique.
- ✓ Alluvions actuelles : formant les terrasses inférieures des oueds et aussi répandues par étalement des vallées composées de limon argileux et sableux avec ou sans cailloutis, l'épaisseur de cette formation varie entre 10 et 30 m.

Le sol du site d'étude en général, homogène formé d'une succession de couches d'épaisseurs variables de nature suivante :

Le sous sol du site est essentiellement schisteux a marneux stratifiée, sous forme d'ardoise, altérée, friable, raide a très raide.

On y distingue de haut en bas les formations suivantes :

- ✓ De 0.00 a 1.20m : Schiste légèrement argileux remanié, friable ,Cette couche est de couleur gris clair.
- ✓ Au-delà de 1.20m ; apparait une importante couche Schiste marneux stratifiée, sous forme d'ardoise, altérée, raide a très raide. La couleur du sol remontée à la surface du sol est bleuâtre.

Caractéristiques Physiques et Mécaniques du Terrain rencontré :

- **Essai physique : profondeur : 1.10 a 1.20 m :**

- ✓ Teneur en Eau = 09.61 %.
- ✓ Densité Humide = 2.32 t/ m³
- ✓ Densité Sèche = 2.09 t/ m³
- ✓ Degré de Saturation : 55.60 %.

(Source : subdivision des Resource en Eau. TENES)

I -4 Sismicité :

Notre Zone d'étude se trouve dans la zone territoriale où l'activité sismique n'est pas négligeable, car elle se situe au dessus de la faille tectonique qui sépare le continent Africain du continent Européen. Donc les études de génie civil doivent prendre en considération cette particularité.

I-5 Climatologie :

Par rapport à la plaine De CHLEF, Le climat de ce territoire est un peu humide, de type Montagneux. Ce climat est caractérisé par deux périodes distinctes:

- l'une froide, s'étendant du mois de novembre au mois d'avril.
- L'autre chaude, s'étendant du mois de Mai au mois d'octobre.

I-5-1 Pluviométrie:

Le régime moyen des précipitations de l'année est analysé à partir des informations mensuelles de la station de TENES, et des données de L'A.N.R.H, on constate que les précipitations les plus fortes sont enregistrées pendant les mois d'octobre à février, juin à Août sont habituellement les mois les plus secs.

La commune de TENES est une zone humide reçoit annuellement une moyenne de 200 mm de pluie.

Tableau : I – 1 : Répartition moyenne mensuelle de la pluviométrie. (1980-2007)

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juillet	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
Pluv (mm)	26.5	19	0.1	47.5	4.6	0.3	0	0	3.5	45.2	26.8	30.8

I-5-2 Les vents:

Les vents dominants sont généralement modérés et faible ayant respectivement des directions ouest et nord-est.

Pour avoir un aperçu de la grandeur de ces vents, le tableau I – 2 qui récapitule les vents moyens mensuels durant l'année.

Tableau I – 2 : vitesse des vents moyens annuels. (1980-2007)

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juillet	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
V (m/s)	5.55	13.8	13	13.5	2.77	3	2.4	2.4	2.2	1.2	2.4	1.9

Les vents sont chauds et secs en été, froid en hiver.

I-5-3 Température:

La saison chaude avec des moyennes mensuelles supérieures à 25 °c s'étend du mois de Juillet et Aout, des maximas sont enregistrés aux mois de juin et août.

La saison froide allant du mois de novembre à février. Les moyennes Les plus basses sont enregistrées au mois de novembre, décembre, janvier.

Le tableau I – 3 nous donne un aperçu sur la variation des températures moyennes durant l'année.

Tableau I – 3: températures moyennes annuelles. (1980-2007)

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juillet	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
T (°c)	10.8	12.7	12.7	13.9	19	22	25.1	28.5	22	20.2	16.6	14.1

I-5-4 Humidité :

La variation de l'humidité dans l'air est assez considérable comme l'illustre le tableau I – 4

Tableau I – 4 : variation annuelle de l'humidité. (1980-2007)

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juillet	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
Humidité %	79	79	77	73	70	75	70	70	71	76	62	76

I-6 Hydrologie:

- ✓ Le réseau hydrographique englobe l'ensemble des ressources en eau et il est composé de : Sources, nappes souterraines, et des oueds.

La formation géologique de la région est constituée d'un réservoir d'eau appréciable.

Les eaux de pluie s'infiltrant pour donner naissance à des points d'eau (Sources, Puit, Forage)

I-7- Démographie :

- ✓ **La Population :**

D'après l'APC de TENES, la population a été évaluée à partir du dernier recensement (recensement de l'année 2008) ; La commune de Ténès compte **34188** habitants.

Notre zone d'étude et un milieu rural, la population a été évaluée à **1985 habitants** (recensement de l'année 2008), ces habitants sont repartis sur trois (03) localités :

localités	Nombre d'Habitants (Année 2008)
EST	938
OUEST	552
SUD	495

Tableau I – 5 : Répartition des Habitants de la localité de Rouaichia

I -8- qualité des Eau :

L'agglomération ROUAICHIA et Alimenté par le Réservoir 1000 m³ a tizi, ce dernier et alimenté par la station de dessalement de l'eau de mer de TENES, se situe dans la zone d'expansion touristique de MAINIS (environ 6km ouest de la ville de TENES et 60km de la ville de CHLEF) ; d'une capacité de 200000 m³ /j, elle s'étend sur une superficie de 6100 m².

Le Système de dessalement et par Osmose inverse basé sur une configuration ASTROBLOCK avec un procédé de post-traitement nécessaire pour produire de l'eau potable.

(Q_0 , C_0) : Solution a traité.

(Q_p , C_p) : Solution pure.

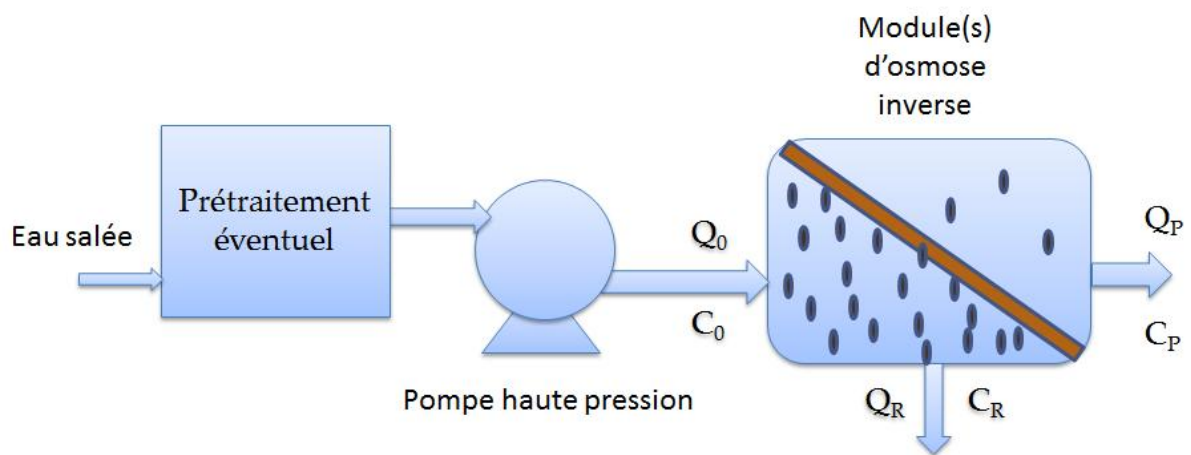


Figure I-3: Schéma du principe d'une unité d'osmose inverse

L'eau produite par l'unité de dessalement de TENES est une eau qui répond aux normes de potabilité.

Sulfates (**160 mg/l**), de sodium (**88 mg/l**), magnésium (**25 mg/l**), une salinité qui atteint parfois **0,9%**, une conductivité électrique variant entre **1143 et 1943 μ s/cm**.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter la ville, connaître La Géographie , la Topographie, le Climat Ces différentes informations représentent les premières données de base pour l'élaboration de notre travail qui est la conception d'un nouveau système d'alimentation en eau potable pour la localité de ROUAICHIA afin de résoudre tous les problèmes de l'agglomération en matière d'approvisionnement en eau potable a l'horizon de l'étude (2045).

CHAPITRE II

« ESTIMATION DES BESOINS EN EAUX POTABLE »

Introduction :

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur.

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

La présente étude, se base sur le recensement de l'A.P.C de TENES, les orientations du plan d'urbanisation (PDAU) et des équipements.

II -1.Estimation de la population à l'horizon de l'étude :

La population par localités est calculée par la relation suivante :

$$P_h = P_0 (1 + r)^n$$

Avec :

P_h : population à l'horizon de calcul (2045);

P_0 : population à l'année de recensement 2008. ($P_0=1985$ hab. Source : APC TENES).

r : Taux d'accroissement démographique, $r = 1,74\%$;(source : APC TENES).

n : nombre d'années séparant l'année de recensement et l'horizon de calcul (37ans).

Tableau II-1: Tableau de répartition de la population à l'horizon du projet(2045) :

Localité	Nombre d'habitants Année 2008	Taux d'accroissement α %	Evaluation de la population	
			Année 2015	Année 2045
EST	938	1.74	1058	1776
OUEST	552		623	1045
SUD	495		558	937
Totale	1985	1.74	2240	3758

A l'horizon 2045, le nombre d'habitants de la zone concernée par le projet sera de : **3758 habitants.**

II. 1.1. Taux d'accroissement :

Le taux d'accroissement de la population est l'augmentation du nombre d'habitants d'une région au cours d'une période donnée. Il indique le nombre de naissances et de décès enregistrés pendant la période et, le nombre de personne qui sont émigrés ou immigrés.

Dans notre étude le taux d'accroissement de la population est 1.74%.

II -1-2- Population de référence :

L'étude concernant l'estimation des besoins en eau reste liée au développement démographique et à l'élévation du niveau de vie.

Donc l'estimation doit être faite en fonction de l'évaluation de la population à différents Horizons.

D'après le recensement effectué par les services d'APC en 2008, la population de ROUAICHIA étant de **1985** habitants. L'objet de notre étude est de satisfaire les besoins en eau potable d'ici l'année 2045. C'est-à-dire après 37 ans.

II-2- Evolution des besoins en eau potable « Catégorie des besoins » :

La quantité d'eau potable à garantir est en fonction des différents besoins suivants :

✓ **Besoins domestiques:**

C'est la consommation en eau de la population branchée au réseau ou non branchée mais qui profite des bornes fontaines pour s'alimenter en eau. à cela s'ajoute la consommation des petites industries (cafés, stations d'essence,...).

✓ **Besoins commerciaux et industriels :**

Elle correspond aux besoins en eau des établissements commerciaux et industriels implantés dans la ville.

✓ **Besoins touristiques :**

La consommation touristique correspond à la consommation de toutes les infrastructures Touristiques telles que les hôtels classés, les complexes touristiques, Les villages de vacances et les campings.

✓ **Besoins scolaires :**

C'est la consommation des écoles (Primaire, CEM, Lycée ...)

✓ **Besoins sanitaires :**

C'est la consommation des centres de santé, des hôpitaux ...

✓ **Besoins administratifs et communaux :**

C'est la consommation des bureaux, casernes...

✓ **Besoins socioculturels :**

C'est la consommation en eau des : Mosquée, Centre culturel ...

✓ **Besoins d'élevage :**

C'est la consommation en eau du bétail.

II.3-Evaluation des débits :

II.3-1-Généralité :

Les quantités des eaux de consommations sont à considérer selon les valeurs des débits de pointes qui conditionnent explicitement les dimensionnements des conduites, les débits seront évalués sur la base des consommations d'eaux globales de l'agglomération observée au jour de la forte consommation de l'année, rapporté à l'unité habitant sur une période de 24 heures.

II.3-2 - Choix de la norme unitaire de la consommation «Choix de la dotation » :

En plus de la situation économique du consommateur, de la disponibilité des ressources, de l'utilisation des équipements domestiques modernes et de l'activité industrielle qui influent sur la variation des besoins d'une agglomération, nous avons une variation saisonnière qui atteint un minimum en hiver et un maximum en été, résultante d'une consommation plus élevée au temps chaud et humide et en se basant sur les tendances et les recommandations internationales la dotation moyenne par habitant et par jour, sans tenir compte de l'industrie, se situe comme suit :

Dotation pour différentes agglomérations :

- Ville de moins de 20000 hab. : 150 à 200 l/j/hab.
- Ville de 20000 à 100000 hab. : 200à300 l/j/hab.
- Ville de plus de 100000 hab. : 300 à 350 l/j/hab.

La dotation hydrique estimée par la Direction des Ressources en Eau de la wilaya de Chlef (D.R.E) est de 150 l/j/hab. pour l'année de 2008 et Pour l'horizon 2045(population 3758 hab).

II- 3- 3- Besoins domestiques :

II-3-3-1-Détermination de la consommation moyenne journalière :

Le débit moyen journalier au cours de l'année est donné par l'expression suivante :

$$Q_{\text{moy,j}}=(Q_i \times N_i)/1000 \text{ m}^3/\text{j}$$

Avec :

- ✓ $Q_{\text{moy,j}}$: consommation moyenne journalière en m^3/j .
- ✓ Q_i : dotation moyenne journalière en l/j/hab .
- ✓ N_i : nombre d'habitants à l'horizon donné.

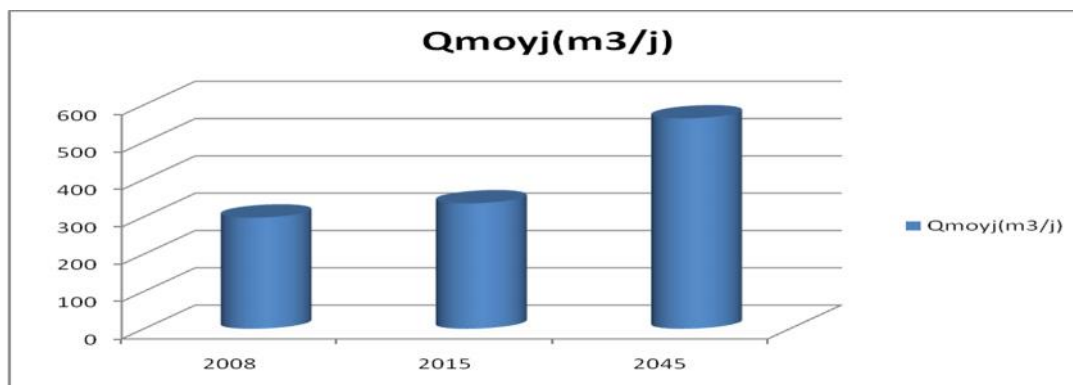
Tableau n° II. 2. Consommation de la population pour différents horizons :

Le tableau suivant représente la consommation de la population par localité à l'horizon Envisagé.

localités	Nombre d'habitants 2045	Dotation (l/j/hab)	Débit (m^3/j)
EST	1776	150	266.40
Ouest	1045	150	156.75
Sud	937	150	140.55

Tableau n° II. 3. Consommation de la population Total pour différents horizons :

Année	Nombre d'habitants	Dotation l/j/habitant	Qmoy,j [m ³ /j]
2008	1985	150	297.75
2015	2240	150	336.00
2045	3758	150	563.70

Graphe n° II. 1. Consommation de la population pour différents horizons :**II.3.4. Besoins scolaires :**

L'agglomération de ROUAICHIA dispose d'une école primaire et une école coranique, répartis comme suit :

Tableau n° II. 4. Evaluation des besoins scolaires :

Equipement	Localité	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m ³ /j)
Ecole primaire	EST	élève	400	10	4
Ecole coranique		élève	160	50	8
TOTAL					12

II.3.5. Besoins socioculturels :

Le tableau suivant nous illustre les besoins socioculturels comme suit.

Tableau n°II. 5. Évaluation des besoins socioculturels :

Equipement	Localité	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoyj (m ³ /j)
Mosquée	EST	fidèles	500	20	10
TOTAL					10

II- 3- 6-Besoins Sanitaires :

Il existe une salle de soins dans notre zone d'étude.

Le tableau suivant nous illustre les besoins sanitaires comme suit :

Tableau n°II. 6. Évaluation des besoins Sanitaires :

Equipement	Localité	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Q_{moyj} (m^3/j)
Salle de soins	EST	travailleurs	8	5	0.040
TOTAL					0.040

II. 3. 7. Besoins administratifs :

Le tableau suivant nous illustre les besoins administratifs comme suit.

Tableau n° II. 7. Évaluation des besoins administratifs ;

Equipement	Localité	Unité	Nombre d'Unité	Dotation (l/j/unité)	Q_{moyj} (m^3/j)
GENDARMERIE	OUEST	agent	15	15	0.225
Garde Communale		employés	27	15	0.405
TOTAL					0.63

II. 3. 8. Besoins commerciaux et industriels :

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

II. 3. 9. Besoins du bétail:

Nous sommes dans une zone rurale où les différentes activités agricoles sont importantes.

Parmi ces dernières, on trouve principalement l'élevage domestique, Elle tient également une place prépondérante dans les activités de la population.

L'élevage domestique constitue une force productive pour l'agriculture. Nous avons recueilli les Données du bétail auprès de service d'agriculture de Ténès. Les différents chiffres, dotations et Besoins sont indiqués dans le tableau suivant:

Tableau II-8: Tableau récapitulatif des besoins du bétail

Localités	Bovins		Ovins		Caprins		Besoins (m^3/j)
	têtes	Dotation l/j/ tête	têtes	Dotation l/j/ tête	têtes	Dotation l/j/ tête	
Localité EST	220	80	810	08	755	08	30.12
Localité Ouest	145	80	568	08	368	08	19.09
Localité Sud	190	80	288	08	474	08	21.30
TOTAL	555	80	1666	08	1597	08	70.50

Tableau II-9: Tableau récapitulatif des besoins en eau par localité :

Localités	Besoins domestique (m^3/j)	Besoin divers (m^3/j)	Besoins (m^3/j)
Localité EST	266.40	52.16	318.56
Localité Ouest	156.75	19.72	176.47
Localité Sud	140.55	21.30	161.85
TOTAL	563.70	93.18	656.88

II. 4. Récapitulation de la consommation moyenne en eau totale :

Après une étude détaillée des différents besoins en eau, nous dressons un tableau récapitulatif de toutes les différentes catégories de consommations afin qu'on puisse calculer la consommation moyenne journalière.

Tableau II.10. Récapitulation de la consommation en eau totale :

Catégorie des besoins	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
Domestiques	563.70
Scolaires	12
Socioculturels	10
Sanitaires	0.04
Administratifs	0.63
Besoins du bétail	70.50
TOTAL	656.88

Le débit moyen Journalier total de notre zone d'étude égal : **656.88m³/j**, est celui qui sera consommé moyennement par la ville de ROUAICHA à l'horizon 2045.

La consommation varie dans le temps, cette variation peut être journalière, Hebdomadaire, mensuelle et annuelle et dépend du mode de vie de la population.

Pour tenir compte de l'irrégularité de la consommation liée à tous les facteurs, nous Devrons prendre en considération un certain nombre de coefficient, dit **coefficient D'irrégularité**.

L'évaluation des besoins élémentaires ou unitaire est délicate, car elle dépend de la Façon dont on se sert de l'eau, par exemple, la quantité nécessaire pour une douche n'est Pas la même d'un usager à l'autre, elle varie avec la satisfaction qu'il en tirera. C'est pourquoi les variations de débits sont différentes d'une région à une autre et, même les dotations se différent d'un pays à un autre.

II.5. Etudes des variations des débits de consommation :

Au sein d'une agglomération, l'eau appelée à la consommation varie dans le temps.

Cette variation peut être journalière, hebdomadaire mensuelle ou annuelle et dépend du mode de vie de la population.

Par ailleurs, il faut noter que l'existence des fuites et de gaspillage, occasionnées au niveau du réseau en fonction de l'état de ce dernier, est liée à tous ces facteurs. Pour tenir compte de l'irrégularité de la consommation, nous devons prendre en considération un certain nombre de coefficients d'irrégularité, qui étant défini comme le rapport entre la consommation maximale journalier [Q_{maxj}] et la consommation moyenne journalière [Q_{moyj}].

II. 5.1. Coefficient d'irrégularité maximale (K_{maxj}) :

Du fait de l'existence d'une irrégularité de la consommation horaire au cours de la journée, on doit tenir compte de cette variation en déterminant le rapport :

$$K_{\max j} = \frac{Q_{\max . j}}{Q_{\text{moy} . j}}$$

Qui exprime de combien le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier La valeur de **K_{max,j}** varie entre **1,1** et **1,3**.

Pour notre cas on prend : **K_{max,j} = 1,3** pour les besoins domestiques par contre pour les autres besoins on prend **K_{max,j} = 1.1**

Tel que **K_{max j}** : Coefficient de variation journalière.

K_{max j}=1.3 besoins domestiques.

K_{max j}=1.1 autres besoins.

Nous avons la relation suivante : **Q_{max j}= K_{max j}*Q_{moy j}**

Tableau n° II. 11. Calcul de consommation maximale journalière Total :

consommation	Q _{moy j} (m ³ /j)	Coefficient D'irrégularité	Q _{max j} (m ³ /j)
Domestique	563.70	1.3	732.81
Scolaire	12	1.1	13.2
Socioculturel	10	1.1	11
Sanitaire	0.04	1.1	0.044
Administratif	0.63	1.1	0.693
Besoins du bétail	70.50	1.1	77.55
TOTAL	656.88		835.30

Donc : le débit moyenne journalier ; **Q_{moy j} = 656.88 (m³/j)**.

Le débit maximal journalier ; **Q_{max j}= 835.30 (m³/j)**.

II. 5.2. Coefficient d'irrégularité journalier minimal :

Ce coefficient est défini comme étant le rapport entre la consommation journalière minimale et la consommation moyenne journalière, il nous permet de connaître le débit minimum journalier, en envisageant une sous consommation en fonction de l'importance de l'agglomération. Il varie entre **0.7** et **0.9**.

Donc :

$$K_{\min j} = \frac{Q_{\min . j}}{Q_{\text{moy} . j}}$$

Tel que :

K_{min j} : Coefficient d'irrégularité journalier minimal.

Tableau n° II. 12. Calcul de consommation minimum journalière :

consommation	Qmoyj (m ³ /j)	Coefficient D'irrégularité	Qminj(m ³ /j)
Domestique	563.70	0.9	507.33
Scolaire	12	0.7	8.40
Socioculturel	10	0.7	7
Sanitaire	0.04	0.7	0.028
Administratif	0.63	0.7	0.44
Besoins du bétail	70.50	0.7	49.35
TOTAL	656.88		572.55

Donc: **Q moy j** : débit moyen journalier = **656.88 (m³/j)**.

Q min j : débit minimal journalier = **572.55 (m³/j)**.

II.6. Détermination des débits horaires :

Généralement on détermine les débits horaires en fonction du développement, des habitudes de la population et du régime de consommation probable.

II.6.1. Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

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

Avec : **Qmoy,h**: débit moyen horaire en m³/h ;

Qmax,j: débit maximum journalier en m³/j ;

Donc : **Qmoy,h = 835.30 / 24 = 34.81 m³/h .**

$$Q_{\text{moy,h}} = 34.81 \text{ m}^3\text{/h .}$$

II.6.2. Débit maximum horaire :

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de Distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\text{max,h}} = K_{\text{max,h}} \cdot Q_{\text{moy,h}}$$

Avec : **Qmoy,h**: débit moyen horaire en (m³/h) .

Kmax,h: coefficient d'irrégularité maximale horaire .

Qmax,h: débit maximum horaire en (m³/h) .

II.6.3. Détermination du débit de pointe :

La détermination de débit de pointe s'effectue en fonction du nombre d'habitants, du degré de développement des installations sanitaires et du régime de consommation.

La connaissance de ce débit est fondamentale dans un projet d'alimentation en Eau Potable. Ceci nous permet de connaître les heures pendant les quelles la consommation est maximale (heures de pointe), a fin de dimensionner le réseau des distributions à l'intérieur De l'agglomération. Pour déterminer ce débit nous devons aussi de prendre en compte du Coefficient d'irrégularité horaire.

NB : Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage () par rapport au Débit maximal journalier de l'agglomération.

Pour notre cas on choisie la répartition d'une **agglomération rural**.

Tableau N° II. 14. variation des débits horaires de ROUAICHIA.

Heures (h)	Besoins de L'agg. $Q_{max,j}=835.30 \text{ m}^3/j$		courbe intégrale	
	(%)	(m^3/h)	(%)	(m^3/h)
0-1	0.75	6.26475	0.75	6.26475
1-2	0.75	6.26475	1.5	12.5295
2-3	1	8.353	2.5	20.8825
3-4	1	8.353	3.5	29.2355
4-5	3	25.059	6.5	54.2945
5-6	5.5	45.9415	12	100.236
6-7	5.5	45.9415	17.5	146.1775
7-8	5.5	45.9415	23	192.119
8-9	3.5	29.2355	26.5	221.3545
9-10	3.5	29.2355	30	250.59
10-11	6	50.118	36	300.708
11-12	8.5	71.0005	44.5	371.7085
12-13	8.5	71.0005	53	442.709
13-14	6	50.118	59	492.827
14-15	5	41.765	64	534.592
15-16	5	41.765	69	576.357
16-17	3.5	29.2355	72.5	605.5925
17-18	3.5	29.2355	76	634.828
18-19	6	50.118	82	684.946
19-20	6	50.118	88	735.064
20-21	6	50.118	94	785.182
21-22	3	25.059	97	810.241
22-23	2	16.706	99	826.947
23-00	1	8.353	100	835.30
Total	100%	835.30 m^3/h		

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la localité de ROUAICHIA est de : **71.00 m^3/h** . et survient entre 11^h - 13^h.

Après la transformation le débit à **litre/second**. Elle doit être :

$$Q_{\max h} = 19.72 \text{ l/s.}$$

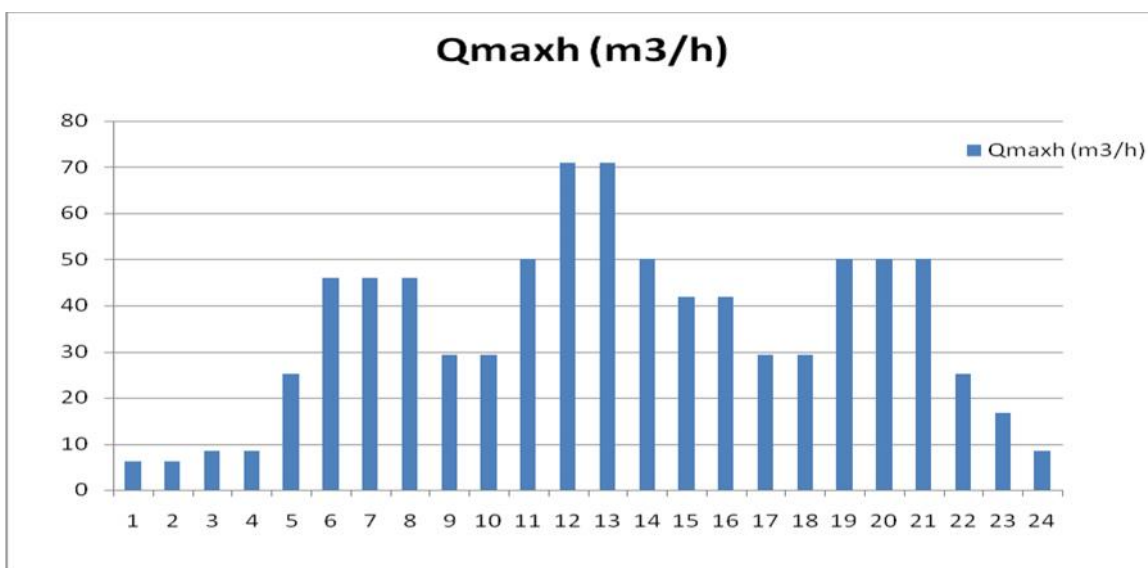
D'autre part le débit minimal horaire : $Q_{\min h} = 6.265 \text{ m}^3/\text{h}$.

Après la transformation le débit à **litre/second**. Elle doit être :

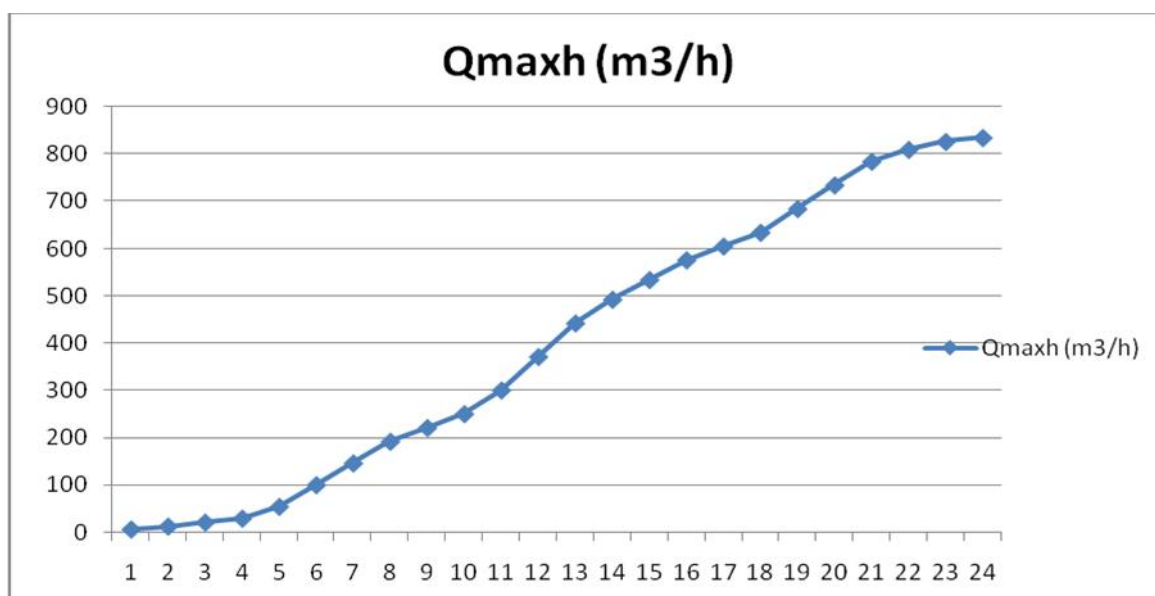
$$Q_{\min h} = 1.74 \text{ l/s}$$

Les résultats trouvés nous permettent de tracer respectivement le graphique de

La consommation totale de l'agglomération et la courbe intégrale représentées dans les Figures suivantes :



Graph n° II. 2. graphique de consommation de l'agglomération Rouaichia:



Graph n° II. 3. la courbe de consommation cumule (intégrale) Rouaichia

Tableau II.15: Tableau récapitulatif des consommations de chaque localité:

Localités	Qmoy,j(m ³ /j)	Qmin,j(m ³ /j)	Qmax,j(m ³ /j)	Qmoy,h(m ³ /h)	Qmax,h(m ³ /h)
Localité EST	318.56	276.27	403.69	16.82	34.31
Localité Ouest	176.47	154.88	225.47	9.39	19.16
Localité Sud	161.85	141.41	206.15	8.59	17.52

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de déterminer tous les débits journaliers (maximum et Minimum) et tracer les courbes de consommation horaires afin de déterminer tous les débits Horaires (moyen, maximum et minimum).

CHAPITRE III**« ETUDE DE CONCEPTION DES SYSTEMES ANNEXES »
(OUVRAGE EN LINGNE)****III. Les Réservoirs d'Eau :****Introduction :**

Le réservoir est un ouvrage intermédiaire entre les réseaux d'adductions et les réseaux de distributions. C'est un ouvrage aménagé pour contenir de l'eau, soit destinée à la consommation publique, soit de l'eau à usage industrielle. Ces derniers possèdent des débits non uniformes durant la journée ; d'où le rôle du réservoir qui permet de gérer les débits selon la demande.

III.1. Rôle des réservoirs :

Les Réservoirs constituent une réserve permettant d'assurer aux heures de pointe le débit maximal demandé, de plus ils peuvent aussi jouer les rôles suivants :

- Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe ;
 - ✓ Régulariser le fonctionnement de la pompe ;
 - ✓ Régulariser la pression dans le réseau de distribution ;
- Coordonner le régime d'adduction au régime de distribution ;
 - ✓ Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
 - ✓ Assurer la réserve d'incendie.
 - ✓ Jouer le rôle de relais.
 - ✓ Lutter contre l'incendie.
- Réduire la consommation de l'énergie électrique aux heures de pointe.

III.2. Utilité des réservoirs :

L'existence du réservoir dans un système d'Alimentation en eau potable, joue un rôle important, où les avantages qu'il présente à savoir :

- Régularisation de l'apport d'eau de la consommation variable dans les différentes heures de la journée, ainsi que la pression dans le réseau de distribution et dans le fonctionnement des pompes.
- En cas d'accident sur une conduite d'adduction, le réservoir permet de satisfaire la demande en eau des consommateurs.

- Il constitue un volant, qui permet d'assurer aux heures de pointes les débits maximums demandés, de plus il permet de combattre efficacement les incendies.

III.3. Emplacement des réservoirs :

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre. Pour cela nous sommes amenés à tenir compte des certaines considérations techniques et économiques suivantes :

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

III.4 - Principe de fonctionnement :

Les fonctions d'un réservoir dans un système d'alimentation en eau sont de deux Natures complémentaires l'une à l'autre à savoir :

- *Des fonctions techniques.*
- *Des fonctions économiques.*

III.5 - Fonctionnements techniques d'un réservoir :

- Régularité dans le fonctionnement du pompage ou les pompes vont refouler suivent un régime constant.
- Assurer la continuité de l'approvisionnement étant donné les répercussions susceptibles d'être provoquées par un arrêt de distribution de l'eau conséquent à un arrêt de pompage suite à :
 - Un accident au niveau de la conduite principale d'adduction ou même un simple nettoyage.
 - Un accident au niveau de la prise d'eau.
 - Une coupure d'électricité.
- Le réservoir est un régulateur de pression et de débit.
- Les réservoirs assurent un volume d'eau pour combattre les incendies.

III.6 - Fonctionnements économiques d'un réservoir :

- Réduction du coût de l'investissement sur les ouvrages de production.
- Réduction des dépenses d'énergie en réduisant la puissance consommée par les pompes.

III.7-Classification et choix de type de réservoir :

Les réservoirs peuvent être classés de diverses façons selon les critères pris en considération :

III.7.1.Classification selon le matériau de construction :

Cette classification est basée sur la nature des matériaux de construction des réservoirs :

- Réservoir métalliques.
- Réservoir en maçonnerie.
- Réservoir en béton armé.

III.7.2.Classification selon la situation et la topographie des lieux :

Les réservoirs peuvent être classés selon leur position par rapport à la surface du sol :

- Enterrés.
- semi-enterré.
- Sur sol.
- Sur tour (château d'eau).

III.7.3. Classification selon l'usage :

Vu les nombreux usages des réservoirs on peut les classer en :

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage.
- Réservoir d'équilibre (réservoir tampon).
- Réservoir de traitement.

III.7.4. Classification selon la forme géométrique :

Généralement, on retrouve dans la pratique deux formes usuelles :

- Réservoir cylindrique.
- Réservoir rectangulaire (carré).
- Comme on trouve parfois des réservoirs de formes quelconques (sphérique, conique)

III. 8- Choix du type de réservoir :

Nous savons qu'il existe plusieurs types de réservoirs tel que : réservoirs enterrés, semi enterrés ou surélevés appelés aussi châteaux d'eaux.

Notre étude consiste à maintenir un ouvrage de stockage d'eau pour satisfaire Quantitativement les consommateurs de la région dans l'avenir.

Le choix du type est basé sur les avantages suivants:

- Economie sur les frais de construction
- Etude architecturale très simplifiée
- Etanchéité plus facile à réaliser
- Conservation de la température constante de l'eau emmagasinée.

III.9.Construction de réservoir :

Les matériaux employés dans la construction de réservoir devront être choisis pour assurer leur parfaite étanchéité concurremment avec les conditions de leur mise en œuvre, et ne devront en aucun cas provoquer une altération des qualités de l'eau emmagasinée, à cet effet. Seront choisis pour la construction du réservoir des matériaux durable.

Le béton armé présente l'avantage de ne pas être atteint par la rouille, tout en Préservant l'eau des variations de température.

Un accès avec un regard en double couverture et une échelle de sécurité sera prévu pour les voiles du réservoir.

Une ventilation convenablement choisie sera aménagée, conçus de façon à éviter l'entrée d'une certaine espèce nuisible.

III.10. Equipement du réservoir :

III.10.1. Équipement des réservoirs projetés

Les réservoirs projetés sont de type semi enterré, se trouvent à des niveaux supérieurs aux agglomérations pour satisfaire la pression.

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

- **Conduite d'arrivée :** La conduite d'arrivée dans le réservoir doit se faire par le bas et de coté opposé de la conduite de départ pour avoir un bon brassage de l'eau (réserve incendie + volume utile).
- **Conduite de distribution :** Pour avoir un bon brassage de l'eau (incendie+utile).l'orifice de départ de la conduite de distribution devra être situé

Autant que possible à l'opposé de l'arrivée. La conduite de distribution est munie à son origine d'une crépine constituée d'un corps cylindrique terminé par un collet, d'une bride de serrage et de ses boulons. La crépine se place à 0.15m au dessus du fond du réservoir afin que les dépôts ne puissent pénétrer dans la conduite.

- **Conduite de décharge ou de vidange :** La conduite de vidange doit partir du point le plus bas de radier, afin de pouvoir évacuer les dépôts. A cet effet, le radier est réglé en pente vers l'orifice de la conduite.
- **Conduite de trop-plein :** La conduite de trop-plein a pour but d'assurer le déversement du réservoir, c'est-à-dire l'évacuation du débit d'adduction, pour le cas où l'alimentation ne se serait pas arrêtée. Il doit être dimensionné pour ce débit, et conduire l'eau à l'égout en tenant compte des pertes de charge. En limitant la vitesse dans la conduite de trop-plein à 3 ou 4m/s.
- **By-pass :** Lorsqu'on désire assurer la distribution pendant la vidange d'un réservoir, il suffit de disposer d'un by-pass.

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre. Le traversée des parois des réservoirs par les diverses canalisations peuvent s'effectuer, soit à l'aide des gaines étanches comprenant un corps en fonte muni de cannelures extérieures et de deux brides de raccordement, soit au moyen de manchons et viroles a double bride.

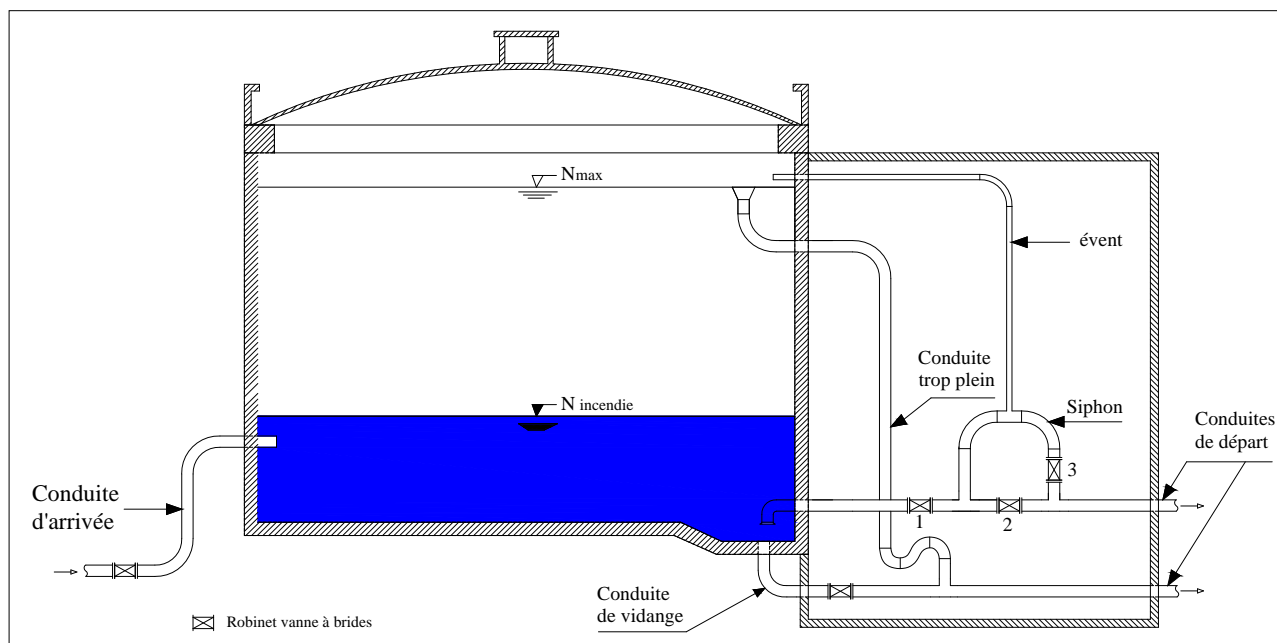


FIGURE III.1 : équipement de réservoir

III.10.2. Système de canalisation :

- **Conduites** : les conduites sont de forme circulaire en PEHD
- **Coudes et TE** : Elles sont placées dans la tuyauterie ; le coude permet le changement de direction, le TE permet la prise de canalisation secondaire sur la conduite principale.
- **Vannes** : On prévoit des vannes au niveau de la conduite d'adduction à fin d'isoler les tronçons de la conduite en cas d'avarie, à la sortie de la conduite de départ, on admet des vannes papillons (à survitesse) ; utile en cas de vidange rapide.
- **Robinet flotteur** : Il permet de maintenir à un niveau déterminé le plan d'eau dans la cuve et ceci en fermant la conduite d'arrivée quand ce niveau est atteint.

III.11. Dimensionnement des réservoirs du système d'adduction :

Les réservoirs à dimensionner dans notre cas, sont des réservoirs de transit au niveau des stations de pompes, des réservoirs tampons et des réservoirs terminaux au niveau de chaque localité.

➤ **Les bâches de reprises:**

Les bâches de reprises sont des réservoirs qui servent à alimenter en eau des stations de pompes.

➤ **Les Réservoirs tampons :**

Les réservoirs tampons sont des réservoirs généralement alimentés par refoulement, dont le but est d'alimenter gravitairement d'une grande partie du réseau d'adduction située à l'aval.

➤ **Réservoirs terminaux:**

Les réservoirs terminaux du réseau d'adduction constituent les réservoirs de têtes des réseaux de distribution des différentes localités à desservir.

III.12. CALCUL DU RESERVOIR :

III.12.1. Détermination de la capacité du réservoir :

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie ; c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières de débit de consommation en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie. Il est possible de réduire leur capacité en calculant le volume minimum pour assurer la continuité de la distribution.

A la limite, le réservoir peut servir de simple régulateur de pression en fonction du rythme d'enclenchement de la pompe.

Pour notre projet et pour déterminer la capacité du réservoir on utilise la méthode analytique. Par la méthode analytique, on déduit la capacité totale du réservoir. Elle se base, à la fois sur le régime de la consommation le long de la journée, et le temps de fonctionnement de la pompe. En faisant la durée de fonctionnement des pompes 20/24 heures au bout de ce temps, les pompes doivent refouler 100% le débit maximum journalier.

Le Reservoir projeté alimente la Localité OUEST et la Bâche de Reprise Gravitairement.

La Consommation journalière de la localité OUEST Représente 27% de la Consommation Total, Le Reste (73%) Vers La Bâche de Reprise .

Tableau III. 1. Détermination de la capacité de réservoir de la ville.

Heures	Consommation Horaire de la localité OUEST en (%)	Départ vers la Bâche de Reprise (SP2)	Apport par la pompe (%)	Surplus(%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00 – 01	0.20244281	3.041984	0	---	3.2444268	9.87
01 – 02	0.20244281	3.041984	0	---	3.2444268	6.62
02 – 03	0.26992374	3.041984	0	---	3.3119077	3.31
03 – 04	0.26992374	3.041984	0	---	3.3119077	0
04 – 05	0.80977122	3.041984	5	1.1482448	---	1.15
05 – 06	1.48458057	3.041984	5	0.4734354	---	1.62
06 – 07	1.48458057	3.041984	5	0.4734354	---	2.09
07 – 08	1.48458057	3.041984	5	0.4734354	---	2.57
08 – 09	0.94473309	3.041984	5	1.0132829	---	3.58
09 – 10	0.94473309	3.041984	5	1.0132829	---	4.59
10 - 11	1.61954245	3.041984	5	0.3384736	---	4.93
11 - 12	2.2943518	3.041984	5	0.3363358	---	4.59
12 – 13	2.2943518	3.041984	5	0.3363358	---	4.26
13 – 14	1.61954245	3.041984	5	0.3384736	---	4.59
14 – 15	1.3496187	3.041984	5	0.6083973	---	5.21
15 – 16	1.3496187	3.041984	5	0.6083973	---	5.81
16 – 17	0.94473309	3.041984	5	1.0132829	---	6.83
17 - 18	0.94473309	3.041984	5	1.0132829	---	7.84
18 – 19	1.61954245	3.041984	5	0.3384736	---	8.18
19 - 20	1.61954245	3.041984	5	0.3384736	---	8.52
20 – 21	1.61954245	3.041984	5	0.3384736	---	8.86
21 – 22	0.80977122	3.041984	5	1.1482448	---	10.01
22 – 23	0.53984748	3.041984	5	1.4181685	---	11.43
23 – 00	0.26992374	3.041984	5	1.6880923	---	13.12
TOTAL	27%	73%	100%			

III.12.2. Détermination analytique de la capacité de réservoir :

La détermination de la capacité de réservoir par cette méthode analytique, exige deux régimes distincts :

- Le régime de consommation de l'agglomération caractérisé par le graphique de Consommation.
- Le régime d'apport à partir de la source vers le réservoir.

La capacité sera déduite à partir des résidus, entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure, pendant 24 heures comme le montre le tableau ci-dessus, en ajoutant bien sûr la réserve minimale destinée à l'incendie, estimée à 120m³.

Le volume utile est donné par la relation suivante :

$$Vu = \frac{a * Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{m}^3)$$

V_u : volume utile du réservoir (m³),

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

Q_{m,j} : La consommation maximale journalière (m³/j).

D'où le volume utile sera :
$$Vu = \frac{13.12 * 835.30}{100}$$

$$Vu = 109.60 \text{ m}^3$$

Et le volume de réservoir : **V_t = V_u + V_{inc}**

Avec **V_{inc}** : volume réservé pour l'incendie ; il est estimé à 120m³

Donc : **V_t = 109.60 + 120 = 229.6m³**

Le volume du Réservoir sera normalisé : **V = 250 m³**

Il faut construire un Réservoir de capacité de stockage de : **v = 250 m³** pour satisfaire les besoins de notre agglomération à l'horizon 2045, notre Réservoir et de type : **semi-enterré**.

III.12.3. Dimensionnement du réservoir :

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10 000 m³, ce qui permet de choisir cette forme pour le réservoir de notre projet.

- **Le diamètre « D » de la cuve :**

On calcule le diamètre de la cuve par la formule suivante :

$$\boxed{V = (D^2 / 4) \cdot h} \quad \text{donc} \quad D = \sqrt{\frac{4V}{fh}}$$

V : volume du réservoir (m³)

D : diamètre du réservoir (m)

h : hauteur d'eau dans le réservoir (hauteur de la cuve en m).

Pour la hauteur « h » peut être variée entre (3 et 6) m cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans les grands ouvrages.

Dans notre cas on peut prendre **h=4m**

Donc :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 250}{f \cdot 4}} = 8.92 \text{ m}$$

Pour un diamètre normalisé on prend : **D = 9m.**

➤ **La section de la cuve:**

On calcule la section de la cuve par la formule suivante :

$$S = \frac{V}{h}$$

AN : $S = \frac{250}{4} = 62.5 \text{ m}^2$ **S = 62.5m².**

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

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

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S}$$

AN : $h_{inc} = \frac{120}{62.5} \Rightarrow h_{inc} = 1.92 \text{ m}$

Tableau III. 2: Tableau donnant les dimensions du réservoir R250 m³ (Projeté) :

réservoir	volume m ³	D (m)	S (m ²)	h (m)	h _{inc} (m)
R_{ROUAICHIA}	250	9	62.5	4	1.92

Tableau III. 3: Tableau donnant les caractéristiques du réservoir R250 m³ projeté :

Localité	Type	Capacité (m ³)	C_{TN}	C_R	C_{TP}
ROUAICHIA	semi Enterré circulaire	250	220	218	222

Tableau III. 4: Tableau donnant les dimensions du réservoir R1000 m³ (Existant) :

réservoir	volume m ³	D (m)	S (m ²)	h (m)	h_{inc} (m)
R_{TIZI}	1000	15	167	6	0.72

Source : Direction des Ressources en Eau (DRE DE CHLEF).

Tableau III.5: Tableau donnant les caractéristiques du réservoir R1000 m³ (Existant) :

Localité	Type	Capacité (m ³)	C_{TN}	C_R	C_{TP}
TIZI	Semi Enterré Circulaire	1000	102.22	100.22	106.22

Source : Direction des Ressources en Eau (DRE DE CHLEF).

III.12.4. Traverses des Conduites dans Les Parois de La Cuve:

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

➤ **1^{er} cas :** La traversée peut être faite avec un manchon à bout lisse raccordé à la conduite extérieure au moyen d'un joint de type Gibault, en cas de tassement différentiel, le mouvement n'est pas transmis au manchon. Dans ce cas l'étanchéité est assurée par un produit bitumineux reposant sur une bague de forme de "U" (figure III.3).

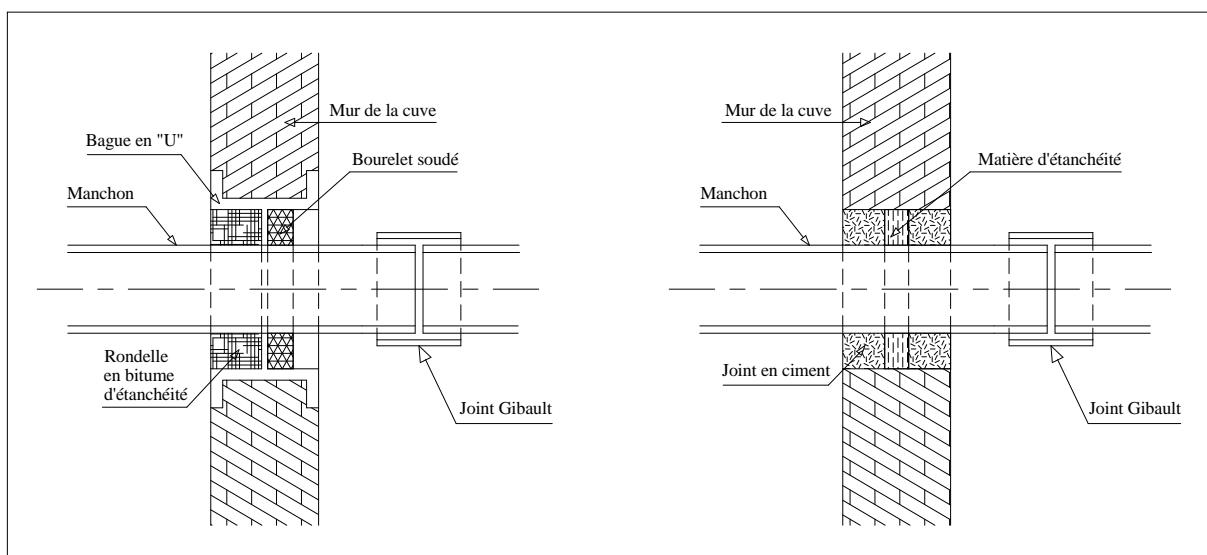


Figure III.2: Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

➤ **2^{ème} cas :** La traversée peut être réalisée également par des gaines en fonte comportant des cannelures. La gaine comporte un rétrécissement où vient s'insérer la rondelle en caoutchouc d'étanchéité, celle-ci est coincée grâce à un écrou vissé ou clavette (figure III.4)

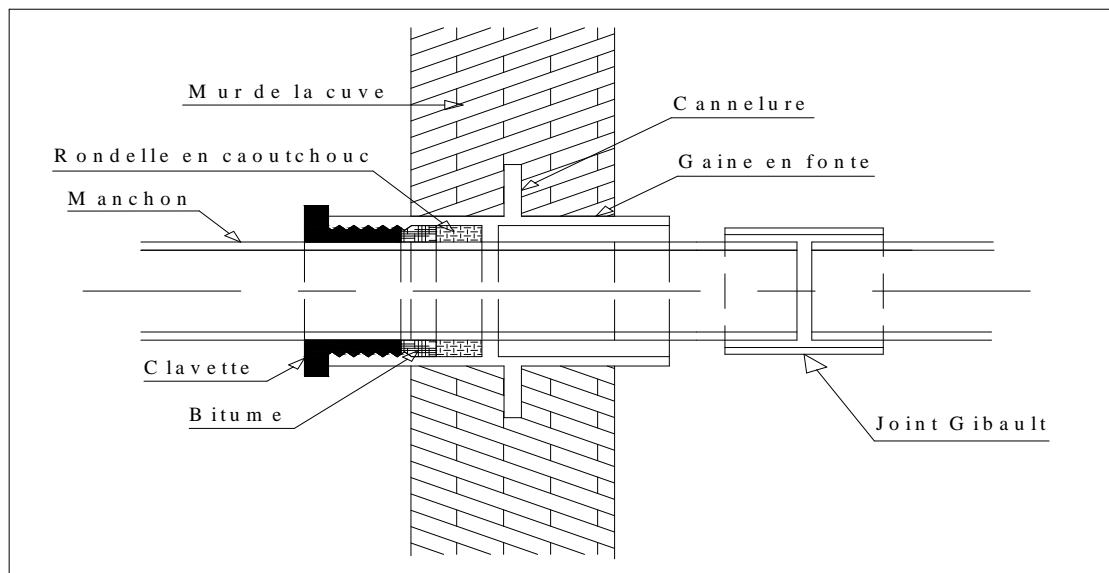


Figure III.3: Traversée des conduites

III.12.5. Détermination de la Capacité de la Bâche d'eau qui Alimente les deux Localités (Est et Sud):

➤ Bâche de la station de Reprise (SR2) :

La station de reprise (SR2) se situe à l'aval du Réservoir **R250 m³** Projeté, Les pompes sont alimentées par la bâche de reprise. La bâche de reprise est alimentée gravitairement par le réservoir d'eau **R250 m³** Projeté. La Bâche d'eau alimente graviterement la localité Est de l'agglomération Rouaichia, le reste sera refoulé ver la localité Sud.

Alors le débit entrant à la station de Reprise (SR2) est de **609.84 m³/J**. Alors le volume de la bâche de (SR2) est déterminé par la méthode analytique :

$$\text{Localité EST : } Q_{\max,j} = 403.69 \text{ m}^3/\text{j} \longrightarrow 66.20\%$$

$$\text{Localité SUD : } Q_{\max,j} = 206.15 \text{ m}^3/\text{j} \longrightarrow 33.80\%$$

Tableau III.6: Evaluation du volume résiduel de la bache (SP2)

	Arrivée à la Bache(SP2) %	Départ vers la Bache de la localité SUD %	Départ vers la localité EST %	Départ de la Bache %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
00 – 01	4.17	0	2.76	2.76	1.41		4.23
01 – 02	4.17	0	2.76	2.76	1.41		2.82
02 – 03	4.17	0	2.76	2.76	1.41		1.41
03 – 04	4.17	0	2.76	2.76	1.41		0
04 – 05	4.17	1.69	2.76	4.45		0.28	0.28
05 – 06	4.17	1.69	2.76	4.45		0.28	0.56
06 – 07	4.17	1.69	2.76	4.45		0.28	0.84
07 – 08	4.17	1.69	2.76	4.45		0.28	1.12
08 – 09	4.17	1.69	2.76	4.45		0.28	1.4
09 – 10	4.17	1.69	2.76	4.45		0.28	1.68
10 – 11	4.17	1.69	2.76	4.45		0.28	1.96
11 – 12	4.17	1.69	2.76	4.45		0.28	2.24
12 – 13	4.17	1.69	2.76	4.45		0.28	2.52
13 – 14	4.17	1.69	2.76	4.45		0.28	2.8
14 – 15	4.17	1.69	2.76	4.45		0.28	3.08
15 – 16	4.17	1.69	2.76	4.45		0.28	3.36
16 – 17	4.17	1.69	2.76	4.45		0.28	3.64
17 – 18	4.17	1.69	2.76	4.45		0.28	3.92
18 – 19	4.17	1.69	2.76	4.45		0.28	4.2
19 – 20	4.17	1.69	2.76	4.45		0.28	4.48
20 – 21	4.17	1.69	2.76	4.45		0.28	4.76
21 – 22	4.17	1.69	2.76	4.45		0.28	5.04
22 – 23	4.17	1.69	2.76	4.45		0.28	5.32
23 – 00	4.17	1.69	2.76	4.45		0.28	5.64
TOTAL	100 %	33.80 %	66.20%	100	-----		----

Le volume utile de la BACHE est donné par la relation suivante :

$$V_{BACHE} = \frac{a * Q_{\max, j}}{100} \quad (\text{m}^3)$$

V_u : volume utile de la BACHE (m^3),

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

$Q_{\max, j}$: La consommation maximale journalière des deux localités = $609.84 \text{ m}^3/\text{j}$.

D'où le volume utile sera : $V_{BACHE} = \frac{5.64 * 609.84}{100} \Rightarrow V_{BACHE} = 34.39 \text{ (m}^3\text{)}$

Le Volume de la BACHE sera Normalisé :

$$V_{BACHE} = 50 \text{ m}^3$$

Pour assurer la distribution de l'eau gravitairement à la localité Est La Bâche d'eau doit être implantée à une cote supérieure à toutes cotes du réseau de distribution plus les pertes de charges.

Tableau III.7:Tableau donnant les dimensions de la Bâche d'eau 50 m³ (Projeté) :

réservoir	volume m ³	D (m)	S (m ²)	h (m)
BACHE	50	4.6	16.67	3

Tableau III. 8:Tableau donnant les caractéristiques de la Bâche d'eau 50 m³ (Projeté):

Localité	Type	volume (m ³)	C _{TN}	C _R	C _{TP}
A l'Aval de R250 m³	Semi Enterré Circulaire	50	194.05	192.05	195.05

IV.12.6.Détermination de la Capacité de la Bâche d'eau de la Localité Sud:

La Bâche d'eau de la Localité Sud est alimenté par la station de pompage de la BACHE de Reprise (SP2).

Tableau III.9:Evaluation du volume résiduel de la bâche (Localité Sud) :

Heures	Apports %	Sorties %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
00 – 01	0	0.75		0.75	8.25
01 – 02	0	0.75		0.75	7.5
02 – 03	0	1		1	6.5
03 – 04	0	1		1	5.5
04 – 05	5	3	2		7.5
05 – 06	5	5.5		0.5	7
06 – 07	5	5.5		0.5	6.5
07 – 08	5	5.5		0.5	6
08 – 09	5	3.5	1.5		7.5
09 – 10	5	3.5	1.5		9
10 - 11	5	6		1	8
11 - 12	5	8.5		3.5	4.5
12 – 13	5	8.5		3.5	1
13 – 14	5	6		1	0
14 – 15	5	5	0		0
15 -16	5	5	0		0
16 – 17	5	3.5	1.5		1.5
17 - 18	5	3.5	1.5		3
18 – 19	5	6		1	2
19 - 20	5	6		1	1
20 – 21	5	6		1	0
21 – 22	5	3	2		2
22 – 23	5	2	3		5
23 – 00	5	1	4		9
TOTAL	100 %	100 %	---	---	----

Le volume utile de la BACHE est donné par la relation suivante :

$$V_{BACHE} = \frac{a * Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{m}^3)$$

V_u : volume utile de la BACHE (m^3),

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

$Q_{\max,j}$: La consommation maximale journalière = $206.15 \text{ m}^3/\text{j}$.

D'où le volume utile sera : $V_{BACHE} = \frac{9 * 206.15}{100} \Rightarrow V_{BACHE} = 28.55 \text{ m}^3$

Le Volume de la BACHE sera Normalisé :

$$V_{BACHE} = 50 \text{ m}^3$$

Tableau III.10:Tableau donnant les dimensions de la Bâche d'eau 50 m^3 (Projeté) :

réservoir	volume m^3	D (m)	S (m^2)	h (m)
<i>BACHE</i>	50	4.6	16.60	3

Tableau III.11:Tableau donnant les caractéristiques de la Bâche d'eau 50 m^3 (Projeté):

Localité	Type	Capacité (m^3)	C_{TN}	C_R	C_{TP}
SUD	Semi Enterré Circulaire	50	238.06	236.06	239.06

REMARQUE: la localité ouest est alimentée directement par le Réservoir R250m3 (projeté) avec une conduite de distribution gravitaire.

Conclusion :

Les localités, EST et SUD de ROUAICHIA n'ont aucun moyen de stockage d'eau, d'où la nécessité de projeter deux BACHE d'eau de capacités **50 m³** ; Et cela sur le long de notre système d'adduction principale, on a projeté Trois réservoirs répartis comme suit :

- Un Réservoir circulaire semi-enterré de capacité **250 m³** pour assurer l'Alimentation en eau potable de l'agglomération Rouaichia (les trois localités).
- Au niveau de la localité EST (SR2) : un BACHE d'eau circulaire semi-enterré de capacité **50 m³**
- Au niveau de la Localité SUD : un BACHE d'eau circulaire semi-enterré de capacité **50 m³**

Les capacités des réservoirs déterminés précédemment garantiront l'alimentation en eau potable des localités à l'horizon d'étude 2045.

CHAPITRE IV

« ETUDE DE L'ADDUCTION »

Introduction :

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation. Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, parfois ils peuvent se trouver à des distances considérables. Les ouvrages d'adduction sont généralement de grandes dimensions. Nous devons examiner toutes les conditions dans lesquelles devra être établie notre canalisation, tout d'abord du point de vue technique puis économique. L'étude nous permettra de choisir la meilleure solution.

IV -1 Type d'adduction :

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

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

• Adduction gravitaire :

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée. Il existe deux types d'adductions gravitaires :

- ✓ à surface libre (non en charge).
- ✓ en charge (le plus rencontré).

• Adduction par refoulement :

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

• Adduction mixte :

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

Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une **Adduction Mixte**.

IV.2. QUELQUES NOTIONS SIMPLES SUR L'ADDUCTION :

➤ CHOIX DU TRACE :

Le choix du tracé est une procédure délicate car il faudra prendre certaines précautions et respecter certaines conditions, qui sont les suivantes :

- ✓ Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible, pour éliminer les contre pentes.
- ✓ En raison d'économie, le tracé doit être le plus court possible.
- ✓ Eviter les traversées d'Oueds, les zones marécageuses, les routes, les voies ferrées autant que possible.

Pour notre cas, nous étudions le tracé des conduites d'adduction qui s'étant sur une longueur totale de **5082.5 mètres (voir plan)**, et que nous devons bien entendu respecter toutes les conditions citées précédemment, y compris la prise en compte du système de Protection contre le coup de bélier (le phénomène de cavitation qui peut endommager les conduites).

➤ La ligne piézométrique :

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point du tracé. Elle correspond au niveau qu'atteindra l'eau dans un tuyau vertical connecté sur l'adduction.

➤ Choix du type du matériau de la tuyauterie :

Le choix du type de matériau pour l'établissement des conduites dépend essentiellement de leurs aspects techniques et économiques.

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

- ✓ Diamètre
- ✓ Pressions supportées
- ✓ Les conditions d'installation
- ✓ Les revêtements
- ✓ La disponibilité
- ✓ Du prix unitaire
- ✓ Du type de sol
- ✓ Ne pas omettre d'intégrer le coût de transport qui reste un paramètre important

Dans notre étude, nous avons opté pour les conduites en **PEHD**, cela en raison des avantages qu'elles présentent :

- ✓ Très économiques
- ✓ Disponibilité sur le marché (production locale)
- ✓ Permettre une pose simple et adéquate (poids léger)
- ✓ Résistance à des grandes pressions (jusqu'a 20 bars)
- ✓ Réduction des pièces spéciales
- ✓ Adaptation aux **terrains accidentés** parce que le terrain est accidenté (rocheux).
- ✓ Une très faible rugosité (conduite lisse).

➤ **L'air dans les tuyauteries :**

Au remplissage ou à la mise en service d'une adduction, le phénomène est particulièrement sensible. Il est illustré par la figure N° IV-1 ci-dessous, profil d'une adduction présentant des points hauts et bas.

Dans de nombreux cas de figure de véritables bouchons d'air se produisent dans les points hauts. D'où la nécessité :

- ✓ d'éviter les fonctionnements mixtes, à surface libre et sous pression.
- ✓ De localiser les points hauts.
- ✓ d'y installer un organe de dégazage : ventouse, brise charge, citerne, vanne
- ✓ d'accentuer les points hauts dans le cas d'un tronçon de pente très uniforme.

Il est recommandé d'éviter des tracés, où les points hauts et les points bas n'apparaissent pas clairement, car il sera impossible de placer l'organe de dégazage de façon optimale. D'autre part, pour les tronçons très plats, on accentuera la pente située en aval de la ventouse (Figure IV-1).



Figure IV-1 : L'emplacement préférable des ventouses

Pour le choix de l'organe de dégazage il est indispensable de tenir compte de l'effet de l'ouvrage sur le fonctionnement de l'adduction sachant que :

- ✓ la vanne de purge n'a pas d'effet sur le fonctionnement, et qu'elle sera actionnée manuellement.
- ✓ la ventouse fonctionne automatiquement, et ne casse la pression que si elle est négative.
- ✓ le brise charge ou la citerne casse la pression, qu'elle soit positive ou négative.

➤ **Profil d'une Adduction :**

Le profil de l'adduction est une donnée indispensable pour visualiser le fonctionnement de cette dernière. Il peut être établi à partir d'un relevé de terrain. On y reporte en x les distances, en y les altitudes. Il est indispensable de choisir une échelle différente pour chacun des axes de façon à bien visualiser les reliefs le long du tracé.

IV.3. Etude Technico-économique de L'adduction par Refoulement:

L'étude du dimensionnement d'une manière générale, consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les frais d'exploitation et les frais d'amortissement de la conduite.

Mais dans la pratique le diamètre optimal est déterminé par rapport à une fourchette de vitesse à respecter ; ce diamètre est déterminé approximativement par les formules de **BONIN** et **BRESSE** à savoir :

❖ La formule de **BONIN** : $D = \sqrt{Q}$

❖ La formule de **BRESS** : $D = 1,5 \sqrt{Q}$

Avec :

D : Diamètre de la conduite en mètre.

Q : Débit véhiculé en m³/s.

Remarque: La formule de **Bress** n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite inférieure à 1 Km).

IV.3.1-Pertes de Charge :

Nous avons des pertes de charges linéaires et des pertes de charges singulières.

Le gradient de pertes de charges est calculé par la formule de :

DARCY – WEISBACH :

$$J = \frac{16\} Q^2}{2g\Pi^2 D^5}$$

Avec :

J : gradient de pertes de charges.

Q : le débit véhiculé (m³/s) .

g : accélération de la pesanteur $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.

D : diamètre (m).

} : Coefficient de frottement.

Le calcul du coefficient de frottement dépend du régime de l'écoulement.

En régime turbulent rugueux nous utilisons la formule de **NIKURADZE** :

$$\} = (1.14 - 0.86 \ln \frac{V}{D})^{-2}$$

❖ En régime transitoire nous utilisons la formule de **COLEBROOK** :

$$\frac{1}{\sqrt{\}} = -2 \log \left(\frac{V}{3.7D} + \frac{251}{\Re \sqrt{\}} \right)$$

Avec : **V** : Rugosité en (mm) = 0.01mm

ℜ_e : Nombre de Reynolds donné par la formule suivante

$$\Re = \frac{4 \cdot Q}{f \cdot D \cdot X} \quad \text{Avec :} \quad X = 10^{-6} (\text{m}^2/\text{s}).$$

➤ **Pertes de Charge Linéaires :**

Elles sont déterminées par la formule suivante :

$$\Delta H = J.L$$

Avec

J : gradient de pertes de charge.

L : longueur de la conduite.

➤ **Pertes de Charges Singulières:**

Elles sont dues au changement de direction de la conduite et aux accessoires.

Nous estimons ces pertes de charges singulières à 10% de pertes de charges linéaires.

$$\Delta H_s = 10\% \Delta H_L$$

✓ **Pertes de Charges Totale :**

La perte de charge totale est donc :

$$H_T = H_L + H_s$$

Avec : H_T : pertes de charges totales

H_L : pertes de charges linéaires

H_s : pertes de charges singulières

L : longueur géométrique de la conduite.

Donc : $H_T = H_L + 0.10 H_L = 1.1 H_L$

$$\Delta H_T = 1.1 \cdot \frac{8 \cdot Q^2}{g \cdot 3,14^2 \cdot D^5} \cdot L$$

IV.3.2. Détermination De La Hauteur Manométrique Totale :

La hauteur manométrique totale est égale à la somme, de la hauteur géométrique (H_g), des pertes de charges totales (H_T). Elle est donnée par :

$$HMT = H_g + H_{AS} + H_{RE} = H_g + H_T$$

Avec :

Hg : égale à la différence entre la cote du trop plein du réservoir et le niveau Dynamique du forage ou de la bêche dans notre cas le niveau dynamique de réservoir

$$\mathbf{Hg = Tp - ND}$$

Tp : trop plein du réservoir.

ND : niveau dans le réservoir d'aspiration.

IV.3.3. Puissance des pompes :

La puissance absorbée de la pompe est donnée par la formule suivante :

$$p = \frac{\dots \cdot g \cdot QHmt}{\gamma} \quad \text{KW}$$

Avec :

Q : débit de la pompe en (m³/s)

: rendement de la pompe = 80%

P : puissance absorbée par la pompe en k w.

IV.3.4. Energie consommée par la pompe :

L'énergie consommée par la pompe est donnée par la formule :

$$\mathbf{Ea = P.t.365} \text{ (KWh)}$$

Avec : **E** : énergie consommée exprimée en (kw).

T : nombre d'heure de pompage (dans notre cas en prend **T = 20h**).

P : puissance absorbée par la pompe en kw.

IV.3.5. Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation d'un système d'adduction sont évalués à partir de la consommation d'énergie et du prix du Kilowattheure (KWh), ils sont donnés par:

$$\mathbf{Fe = C. E} \quad \text{(DA)}$$

Avec : **C** : Tarif de l'énergie (DA/Kwh)

E : Energie totale dépensée par la pompe.

IV.3.6. Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont constitués par le prix de revient de la conduite Depuis la Fourniture jusqu'à la pose. Dans notre cas nous supposons que les frais seront amortis dans une période de 30 ans (durée d'exploitation) ce qui nous conduit au calcul De l'annuité "A".

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

Avec :

i : taux d'annuité = 8% (adopté en Algérie)

n : nombre d'année d'amortissement (n=37ans).

Donc :

$$A = \frac{0.08}{(0.08 + 1)^{37} - 1} + 0.08 = 0.09$$

On déduit **les frais d'amortissement** annuels en multipliant les prix de revient de la Canalisation par l'annuité « A ».

$$F_a = L.pr.A \text{ (Da)}$$

Avec :

L : Longueur totale de la conduite de refoulement (m).

Pr : Prix en mètre linéaire de la conduite (Da).

IV.3.7. Bilan (prix total) :

$$P_t = F_e + F_a \text{ (Da)}$$

Avec :

F_e : frais d'exploitation

F_a : frais d'amortissement

IV .4. Calcul des conduites d'adductions:

Le système d'adduction principal est constitué d'une adduction par refoulement et une adduction gravitaire.

➤ **Adduction par Refoulement :**

Le système d'adduction par refoulement est constitué de deux (02) stations

De pompage. La première est située à l'aval du Réservoir 1000m³ (existant) à une côte de 100.22 NGA pour refouler l'eau aux Réservoir 250m³ (projeté) , et la deuxième est située à l'aval de la Bâche 50m³ (projeté) à une côte de 192.05 NGA pour refouler l'eau a la Bâche 50m³ projeté a la Localité Sud.

- La première station de pompage (SP1) refoule l'eau vers le Réservoir 250m³ (projeté) par l'intermédiaire d'une conduite de 3182m de longueur à une hauteur d'environ 122m (figure IV.2).
- la deuxième station de pompage (SP2) refoule l'eau vers la Bâche 50m³ (projeté) à une hauteur de 59 m par l'intermédiaire d'une conduite de 1336m de longueur (figure IV.2).

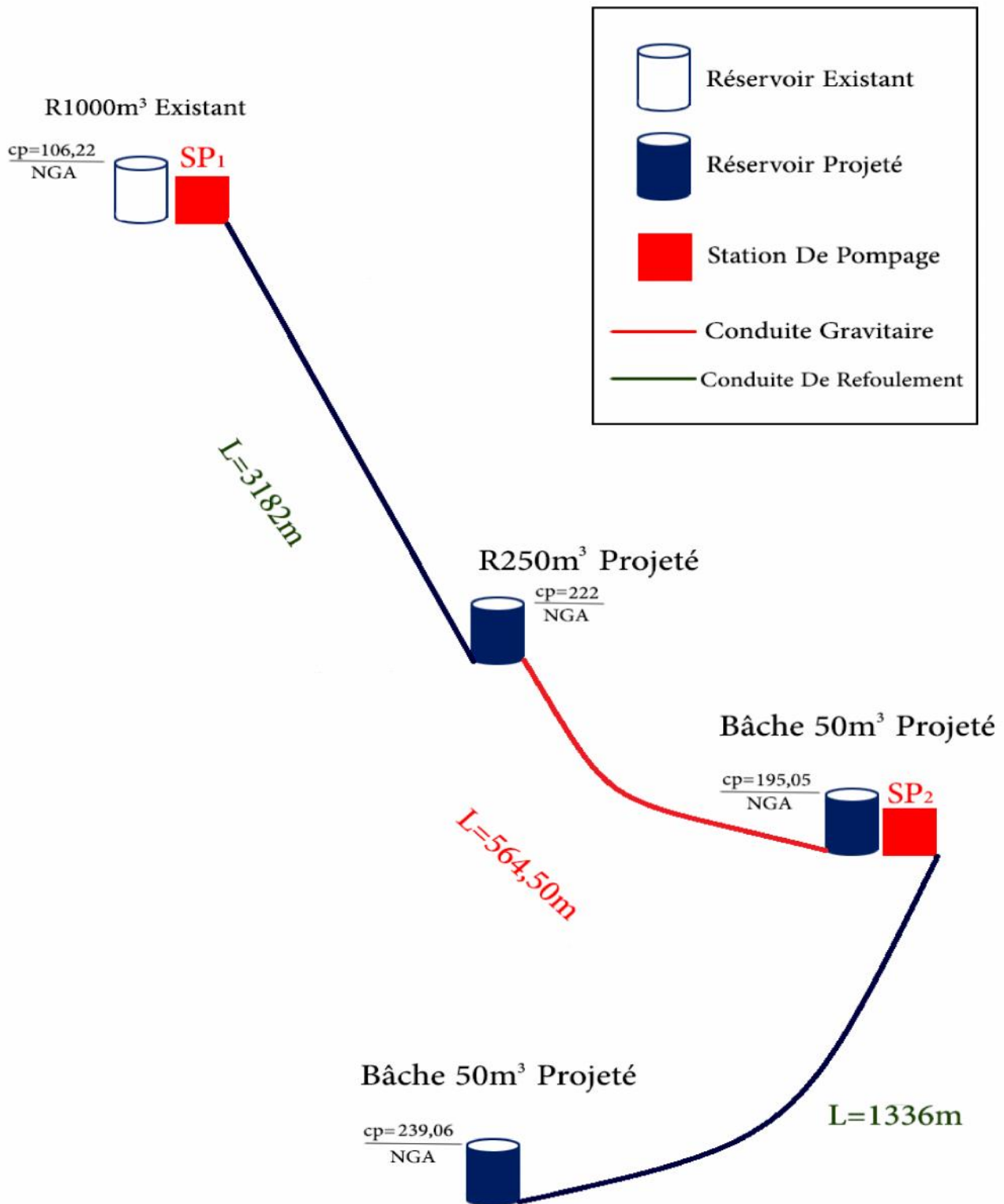
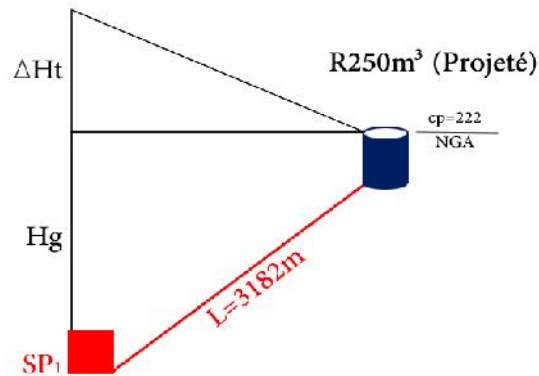


Figure IV-2 : Schéma de l'Adduction Principal

IV .4.1. Etude de l'adduction par refoulement entre la station de reprise

(R1000 m³) et le Réservoir R (250 m³) projeté.Figure IV-3 : Schéma hydraulique (R1000m³(SP1) –réservoir250m³)

Le débit d'exploitation de station de pompage (SP1) est calculé comme suit :

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{maxj}}}{t * 3600}$$

Q_{exp}: Débit d'exploitation (m³/s).

Q_{max,j}: Débit maximum journalier (m³/j) = 835.30 m³/j.

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

$$\text{A.N: } Q_{\text{exp}} = \frac{835.30}{20 * 3600}$$

$$Q_{\text{exp}} = 41.77 \text{ m}^3/\text{h} = 11.6 * 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} = 11.6 \text{ l/s.}$$

Données de base :Q : débit refoulé ($Q_d = 0.0116 \text{ m}^3/\text{s}$)

L : Longueur de la conduite (3182m)

Ctp : Cote de trop plein (222m)

ND : niveau dans le Bâche (100.22m)

Hg : Hauteur géométrique (121.78 m)

Pour la détermination du diamètre de la conduite de notre adduction nous utilisons la Formule économique suivantes :

$$\text{La Formule de BONIN : } D = \sqrt{Q}$$

Avec :

D : diamètre de la conduite de refoulement

Q : débit refoulé

Application:

$$\text{La formule de BONIN : } D_{ec} = \sqrt{Q} = \sqrt{0.0116} = 0.110 \text{ m} \quad \mathbf{D=110 \text{ mm}}$$

Vérification de la vitesse :

$$\text{Avec : } \mathbf{D=110\text{mm}} \rightarrow V = \frac{4 * q}{3.14 * D^2} = \frac{4 * 0,0116}{3.14 * 0,110^2} = 1.22 \text{ m/s}$$

- La vitesse dans la conduite de refoulement :
 - ✓ si $D < 300 \text{ mm}$ = (1 à 1,5) m/s
 - ✓ si $D = (300 \text{ à } 800) \text{ mm}$ $v = (1,2 \text{ à } 2) \text{ m/s}$
 - ✓ si $D > 800 \text{ mm}$ $v = (1,8 \text{ à } 3) \text{ m/s}$

• **Détermination de la hauteur manométrique totale :**

La hauteur manométrique totale représente la somme de la hauteur géométrique (H_g), des pertes de charges totales (H_T) et des pertes de charges à l'aspiration (H_{asp})

H_g : égale à la différence de cote d'arrivée au réservoir et du cote d'aspiration.

$$H_g = C_{tp} - C_R$$

C_{tp} : Cote de trop plein du réservoir **R250 m³** = 222m.

C_R : Cote de radier de la station de pompage = 100.22m.

Donc : $H_g = 222 - 100.22 = 121.78$ m

$$\mathbf{H_g = 121.78\ m}$$

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

Tableau IV.1. Calcul de la HMT du tronçon SP1 (R1000 m³) - Réservoir (R250 m³) :

Di (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	ϵ/D	λ	$\Delta H_{lin}(m)$	$\Delta H_T(m)$	Hg	HMT
96.8	0.0116	1.58	1.03 10 ⁻⁴	0.0123	51.25	56.37	121.78	178.16
110.2	0.0116	1.22	9.09 10 ⁻⁵	0.0120	26.39	29.03	121.78	150.81
141	0.0116	0.74	7.0910 ⁻⁵	0.0114	13.58	14.94	121.78	136.72
176.2	0.0116	0.48	5.6710 ⁻⁵	0.0110	3.78	4.16	121.78	125.94

Tableau IV -2: Calcul des Frais d'exploitation des conduites :

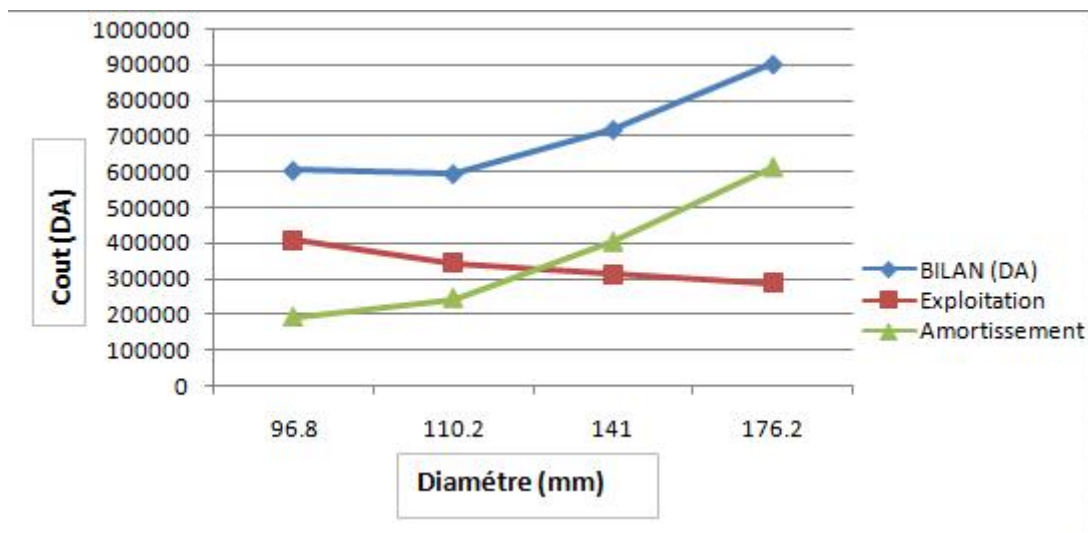
Di (mm)	HMT(m)	puissance(KW)	Energie kW/an	prix DA/kWh	Exploitation(DA)
96.8	178.16	25.34	184999	2.21	408848.44
110.2	150.81	21.45	156585	2.21	346052.85
141	136.72	19.45	141985	2.21	313786.85
176.2	125.94	17.91	130743	2.21	288942.03

Tableau IV -3: Calcul des Frais d'amortissement des conduites :

D (mm)	Prix DA/ml	longueur(m)	Annuité (A)	Amortissement(DA)
96.8	675.42	3182	0.09	193426.78
110.2	860.46	3182	0.09	246418.5348
141	1409.44	3182	0.09	403635.4272
176.2	2140.90	3182	0.09	613110.942

Tableau IV -4: Bilan des frais des conduites :

D (mm)	Amortissement(DA)	Exploitation(DA)	Frais Total (DA)
96.8	193426.78	408848.44	602275.22
110.2	246418.5348	346052.85	592471.385
141	403635.4272	313786.85	717422.277
176.2	613110.942	288942.03	902052.972

Figure IV.4: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP1- R250m³)

Remarque: on utilisant l'abaque des prix et les Diamètres Normalisé pour les conduites en PEHD selon CHIALI (voir l'annexe n°2)

- ✓ Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de **110.2mm PN16 (Dex=125mm)**, avec une vitesse de **1.22m/s** et sur une longueur de **3182 m** avec une **HMT=150.81m**.

IV .4.2 Etude de l'adduction par refoulement entre la station de pompage (SP2) projeté et la Bâche d'eau 50 m³ projeté a la localité Sud.

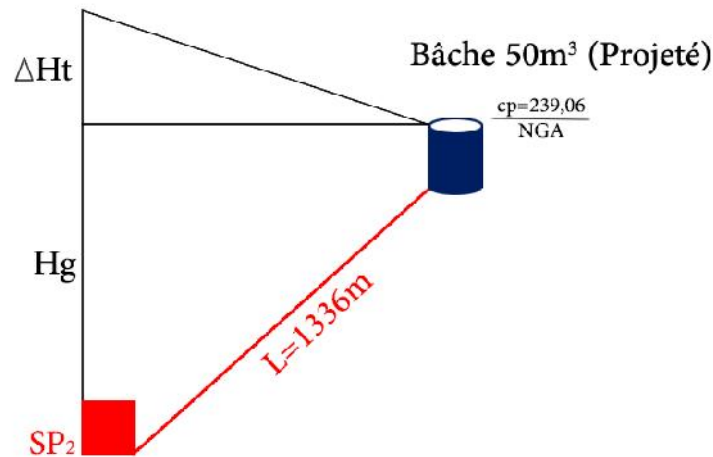


Figure IV-5 : Schéma hydraulique (SP2 –BACHE 50m³)

Le débit d'exploitation de station de pompage (SP2) est calculé comme suit :

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max,j}}}{t * 3600}$$

Q_{exp}: Débit d'exploitation (m³/s).

Q_{max,j}: Débit maximum journalier (m³/j) ; Q_{max,j}=206.15 m³/j.

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

$$\text{A.N: } Q_{\text{exp}} = \frac{206.15}{20 * 3600}$$

$$Q_{\text{exp}} = 10.31\text{m}^3/\text{h} = 2.86 * 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} = 2.86 \text{ l/s.}$$

Données de base :

Q : débit refoulé (Q_d =0.00286m³/s)

L : Longueur de la conduite (1336m)

C_{tp} : Cote de trop plein (239.06m)

ND : niveau dans le Bâche (192.05)

Hg : Hauteur géométrique (47.01 m)

Pour la détermination du diamètre de la conduite de notre adduction nous utilisons la Formule économique suivantes :

La formule de BONIN : $D = \sqrt{Q}$

Avec : D : diamètre de la conduite de refoulement

Q : débit refoulé

Application:

La formule de BONIN : $D_{ec} = \sqrt{Q} = \sqrt{0.00286} = 0.0535 \text{ m}$ **D=53.5 mm**

On Normalise a : **Di=53.6mm PN10 (Dex = 63mm)**

• **Détermination de la hauteur manométrique totale :**

La hauteur manométrique totale représente la somme de la hauteur géométrique (Hg), des pertes de charges totales (H_T) et des pertes de charges à l'aspiration (H_{asp})

Hg : égale à la différence de cote d'arrivée au réservoir et de la cote d'aspiration.

$$H_g = C_{tp} - C_R$$

Ctp : Cote de trop plein de la BACH **50 m3** =239.06m.

CR : Cote de radier de la station de pompage =192.05m.

Donc :

$$H_g = 239.06 - 192.05 = 47.01 \text{ m}$$

$$\mathbf{H_g = 47.01 \text{ m}}$$

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

Tableau IV.5. Calcul de la HMT du tronçon SP2 - BACHE (50m3) :

D (mm)	Di (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	ϵ/D	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_T (m)	Hg	HMT
50	42.6	0.00286	1.98	$2.35 \cdot 10^{-4}$	0.0144	32.77	36.05	47.01	83.06
63	53.6	0.00286	1.27	$1.59 \cdot 10^{-4}$	0.0133	11.02	12.12	47.01	59.13
75	66	0.00286	0.65	$1.51 \cdot 10^{-4}$	0.0131	9.45	10.39	47.01	57.40
90	79.2	0.00286	0.30	$1.26 \cdot 10^{-4}$	0.0127	3.68	4.05	47.01	51.06

Tableau IV -6: Calcul des Frais d'exploitation des conduites :

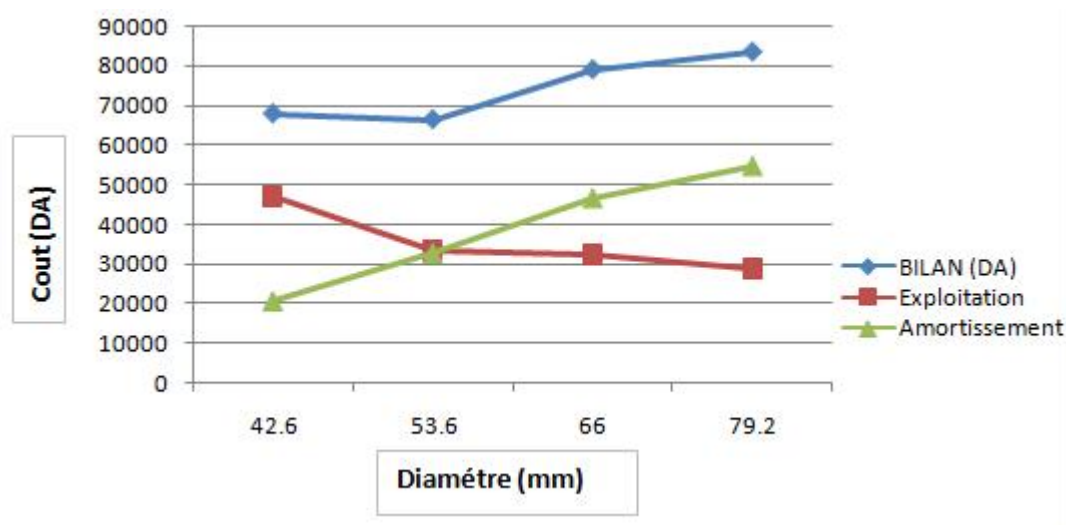
D(mm)	D (mm)	HMT(m)	puissance(KW)	Energie kW/an	prix DA/kWh	Exploitation(DA)
50	42.6	83.06	2.91	21264.73	2.21	46995.05
63	53.6	59.13	2.07	15111	2.21	33395.31
75	66	57.40	2.01	14673	2.21	32427.33
90	79.2	51.06	1.79	13067	2.21	28878.07

Tableau IV -7: Calcul des Frais d'amortissement des conduites :

D (mm)	Di (mm)	PrixDA/ml	longueur(m)	Annuité (A)	Amortissement(DA)
50	42.6	173.00	1336	0.09	20801.52
63	53.6	273.56	1336	0.09	32892.8544
75	66	386.90	1336	0.09	46520.856
90	79.2	453.38	1336	0.09	54514.4112

Tableau IV -8: Bilan des frais des conduites :

D (mm)	Di (mm)	Amortissement(DA)	Exploitation(DA)	Frais Total (DA)
50	42.6	20801.52	46995.05	67796.57
63	53.6	32892.8544	33395.31	66288.1644
75	66	46520.856	32427.33	78948.186
90	79.2	54514.4112	28878.07	83392.4812

**Figure IV.6:** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP2- R50m³)

Remarque: on utilisant l'abaque des prix et les Diamètres Normalisé pour les conduites en PEHD selon CHIALI (voir l'annexe n°2)

- ✓ Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de **53.6 mm PN10 (Dex=63mm)**, avec une vitesse de **1.27m/s** et sur une longueur de **1336 m** avec une **HMT=59.13m**.

➤ **Adduction Gravitaire :****IV .4.3. Etude de l'adduction Gravitaire :**

Le système principale d'adduction Gravitaire est constitué d'une conduite de 564.50m de longueur relie le tronçon (R250m³-Bâche 50m³) (figure IV-2).

IV .4.3.1 Etude de l'adduction entre le Réservoir R250 m³ projeté et la Bâche d'eau 50 m³ projeté.

❖ **Détermination de diamètre avantageux du tronçon (R250 m³-Bâche SP2) :**

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

$$\Delta H_{R-SR2} = \frac{K' * L_e * Q^5}{D^m}$$

ΔH : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge ;

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m).

$$L_e = 1.10 L_g$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) = 564.50m

Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) = 0.0071 m³/s

D : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m)

: Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients K' , m et β sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9 : Coefficients K' , m , β pour différents types de tuyau :

Tuyau	K'	m	β
Acier et fonte	0.00179 - 0.001735	5.1 - 5.3	1.9 - 2
Amiante-ciment	0.00118	4.89	1.85
PEHD	0.001052	4.772	2

(Catalogue CHEALI)

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire.

Dons notre cas, on prend : $K'=0,001052$; $\beta=2$; $m=4,77$

Puisque le diamètre est inconnu on parle de la charge disponible :

$$\Delta H_d = Cr \text{ (R250 m}^3\text{)} - Ctp \text{ (Bâche 50m}^3\text{)} = 218 - 195.05 = 22.95\text{m}$$

❖ longueurs du tronçon :

Tableau IV.10: longueur du tronçon de l'adduction Gravitaire :

Point de départ	Point d'arrivé	Lg (m)	Le (m)
Piquage 1 (R250 m ³)	Bâche (SP2)	564.50	620.95

❖ Caractéristiques des différents points :

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

Tableau IV.11: Les altitudes des différents points de l'adduction :

Point	Côte de terrain naturel	Côte de Radier	Ctp
Piquage 1 (R250 m ³)	220	218	222
Bâche (SP2)	194.05	192.05	195.05

Si on assimile la perte de charge H à H_d on trouve :

$$D_{AV} = \sqrt[m]{\frac{k * l_e * Q^5}{\Delta H_D}}$$

l_e : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$Le = 1,10Lg$$

Avec:

$$= 2; m = 4.77$$

Application :

$$D_{AV} = 4.77 \sqrt{\frac{0.001052 * 620.95 * 0.0071^2}{22.95}}$$

$$D_{AV} = 0.059 \text{ m} = 59\text{mm}$$

Tableau IV.12: Diamètre calculé pour le tronçon de l'adduction :

Q (l/s)	Lg (m)	Le (m)	Hi(m)	D calculé (mm)
7.1	564.50	620.95	22.95	59

Après la normalisation on a abouti aux résultats qui sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV-13: Diamètre normaliser de tronçon (R250 m3-Bâche SP2) :

Q (l/s)	Di (mm)	matériau	V (m/s)
7.1	79.2	PEHD	1.44

Donc le diamètre normalisé est : **79.2mm PN10 en PEHD (Dex =90mm).**

IV-5. Accessoires et pièces spéciales :

Le long d'une canalisation divers accessoires et pièces spéciales sont installés pour :

- ✓ Assurer un bon écoulement ;
- ✓ Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- ✓ Protéger les canalisations.

Les décharges servent à protéger les conduites. Elles sont placées aux points bas et sont constituées d'une canalisation piquée sur la génératrice inférieure, aboutissant à un regard maçonnerie.

❖ Les ventouses:

Elles sont installées aux points hauts du réseau d'adduction, les ventouses ont plusieurs fonctions :

De chasser en permanence l'air contenu dans les conduites (pour ne pas gêner l'écoulement et pas corroder la conduite).

- ✓ Chasser l'air à grands débits au cours des opérations de remplissage des conduites.
- ✓ De laisser pénétrer l'air à grand débit lors de vidange involontaire de la conduite afin d'éviter la mise en dépression.
- ✓ Limiter la dépression et lutter contre le coup de bélier.

Les ventouses sont en deux types:

Si $d \geq 400\text{mm}$: on a ventouse avec deux orifices.

Si $d < 400\text{mm}$: on a ventouse avec un seul orifice.

Ils sont installés à la génératrice supérieure d'un tuyau et d'un robinet et elles sont distancées de 500m entre elle (si la longueur de la conduite est plus de 1km).

Le dimensionnement des ventouses se fait en prenant en compte deux paramètres :

- ✓ La pression de fonctionnement.
- ✓ La taille de la ventouse déterminée par celle du circuit d'évacuation de l'air dépend lui-même de débit d'air qui doit être chassé au introduit dans la conduite.
- ✓ Et comme notre conduite est très long on réalise chaque 500 m un regard comporte un robinet de vidange, robinet vanne de sectionnement, et une ventouse.

❖ **Les Robinets:**

A- Robinet vanne :

Se sont des appareils de sectionnement utilisés pour les cas de manœuvres lentes pour les gros diamètres .Généralement ce Robinet vanne est utilisé pour faciliter l'ouverture, si celui-ci se trouve entre deux biefs (amont sous pression, aval vide). Seront placés à la fin de chaque tronçon, ce sont des vannes dites à fermeture lente, leur manœuvre n'apporte généralement pas de perturbations sensibles dans le réseau (vanne de sectionnement).

B- Vanne papillon:

Les robinets à papillon sont également prévues sur la ligne de notre adduction en vue de faciliter les réparations, on éventuelle ces robinets à papillons seront installées avec les vidanges. Ces appareils permettent une fermeture beaucoup plus rapide que les robinets ordinaires.

❖ **Les pièces spéciales:**

Clapet anti-retour, cônes, tés, coudes, vannes à flotteur,.....

Toutes les pièces spéciales sont fabriquées à la demande du maître de l'œuvre.

❖ **Les Joints des Conduites :**

Le raccordement effectué par mâle et femelle avec un anneau de joint en caoutchouc.

❖ **Les clapets :**

Les clapets ont un rôle d'empêcher le retour de l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu ils sont places , au niveau de la station de pompage , château d'eau.

IV.6. Etude De Pompage :

IV.6.1. Critères de Choix du type de pompe :

Les critères de choix du type de pompe sont :

- ✓ Assurer le débit appelé et la hauteur HMT;
- ✓ Meilleur rendement ;
- ✓ Vérifier la condition de non cavitation ;
- ✓ Encombrement et poids les plus faibles ;
- ✓ Vitesse de rotation la plus élevée ;
- ✓ Puissance absorbée minimale ;

IV.6.2. Critère de choix de nombre de pompe :

Notre station de pompage est dimensionnée à partir d'un débit max, donc il faudra choisir un nombre de pompe qui assure un débit total égale à ce débit maximum.

Il faut aussi assurer le secours de la station, par une, ou deux pompes de secours, pour les utiliser en cas de panne. Et puisque notre station a un objectif de première catégorie donc en prévoit une pompe de secours.

Le nombre des pompes principales repose sur le rendement, la puissance, l'encombrement....

Pour le choix des pompes il faut baser sur les critères suivants :

- ✓ Nombre minimal de pompes
- ✓ Rendement plus important
- ✓ NPSH requis minimum
- ✓ Puissance absorbée minimale
- ✓ Le nombre de tours par minute plus important.

IV.6.3. déterminations du nombre de pompe :

❖ Refoulement : SP1- R250 m³

D'après le logiciel des pompes caprari on a essayé de trouver le nombre de pompe le plus faible et qui donne un rendement meilleur et qui assure un débit $Q=41.77\text{m}^3/\text{h}$ avec une hauteur manométrique totale $HMT=150.81\text{ m}$. on a travaillé avec plusieurs pompes, les résultats sont récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau IV-14: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre :

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	(%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	P _{abs} (KW)	(NPSH) _r (m)
1	41.77	150.81	PM80/12A	73.3	150	1450	23.2	1.47
2	20.85	150.81	HMU40-2/6D	69	151	2900	23.6	1.95
3	13.9	150.81	HMU40-1/7D	65.2	146	2900	25.4	2.24
4	10.43	150.81	HMU40-1/8E	61.4	161	2900	30.7	2.52
5	8.34	150.81	HMU40-1/8E	57.3	167	2900	35.5	2.81

A partir du tableau **IV-14**, on déduit que la variante de **deux (02) pompes** est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

On opte pour un nombre de pompe de **deux (02) en plus d'une (01) pompe de secours**. Ces trois (03) pompes sont identiques de type **HMU40-2/6D**.

❖ **Refoulement : SP2-BACHE (50 m³) :**

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau **IV-15**:

Tableau IV-15:Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de la station (SP2) :

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	(%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	P _{abs} (KW)	(NPSH) _r (m)
1	10.5	59.13	HMU40-2/8B	68.2	61.4	1450	2.58	1.46
2	5.25	59.13	HMU40-1/8A	54.8	55.6	1450	2.76	1.09
3	3.5	59.13	PM125/3E	4.26	60.1	1450	46.2	4
4	2.63	59.13	PM125/3E	3.21	60.1	1450	61.5	4.07

A partir du tableau **IV-15**, on déduit que la variante de **(01) pompe** est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes.

On opte pour un nombre de pompe **de (01) en plus d'une (01) pompe de secours**. Ces deux (02) pompes sont identiques de type **HMU40-2/8B**.

IV.6.4.Courbes caractéristiques des pompes :

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [P_{abs} - Q], [- Q], [(NPSH)_r - Q]. Sont retirées à partir de logiciel CAPRARI et sont Représentées par la figure (**IV-7**) pour la première station de pompage et la figure (**IV-8**) pour la deuxième station.

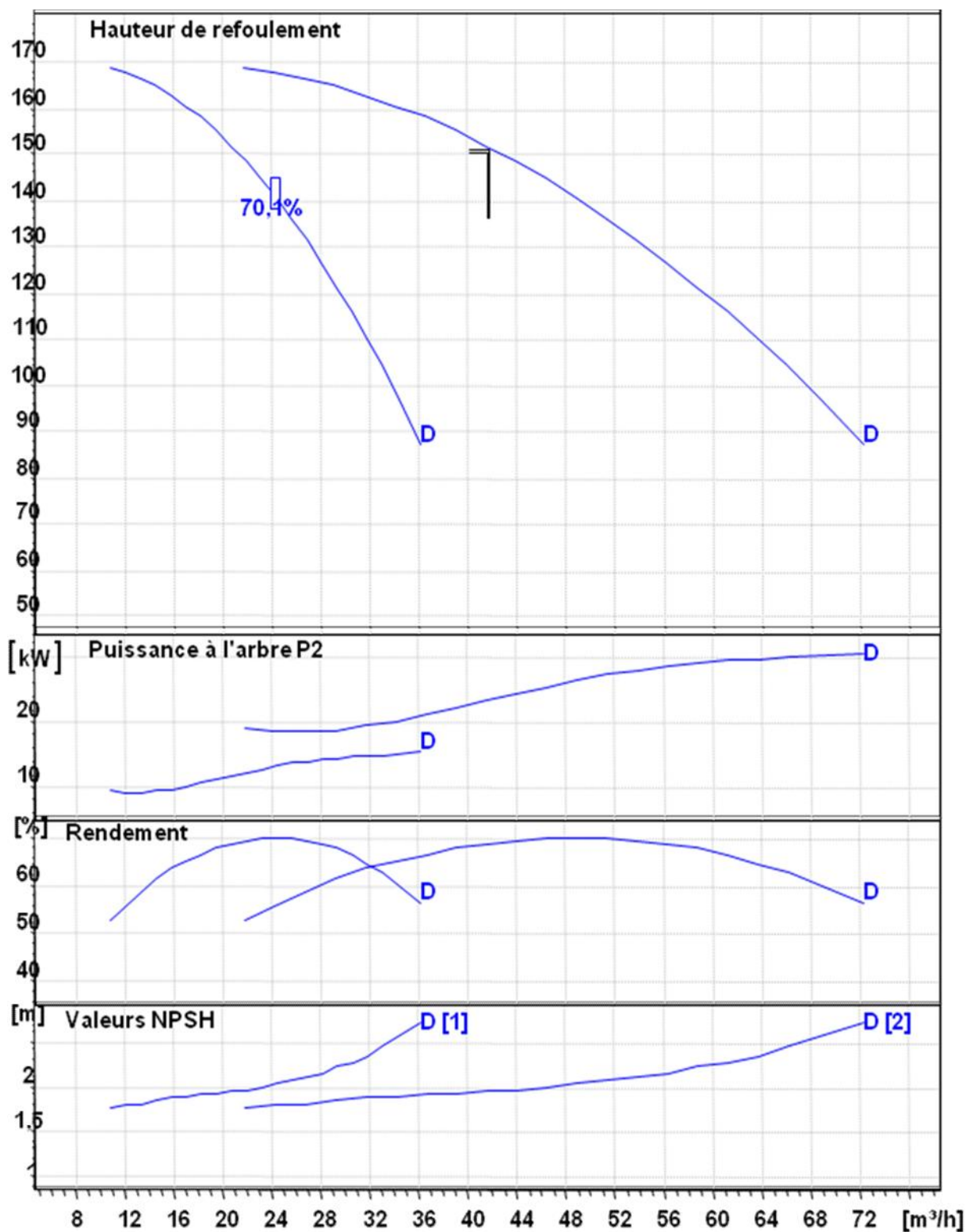


Figure IV-7: Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type HMU40-2/6D.

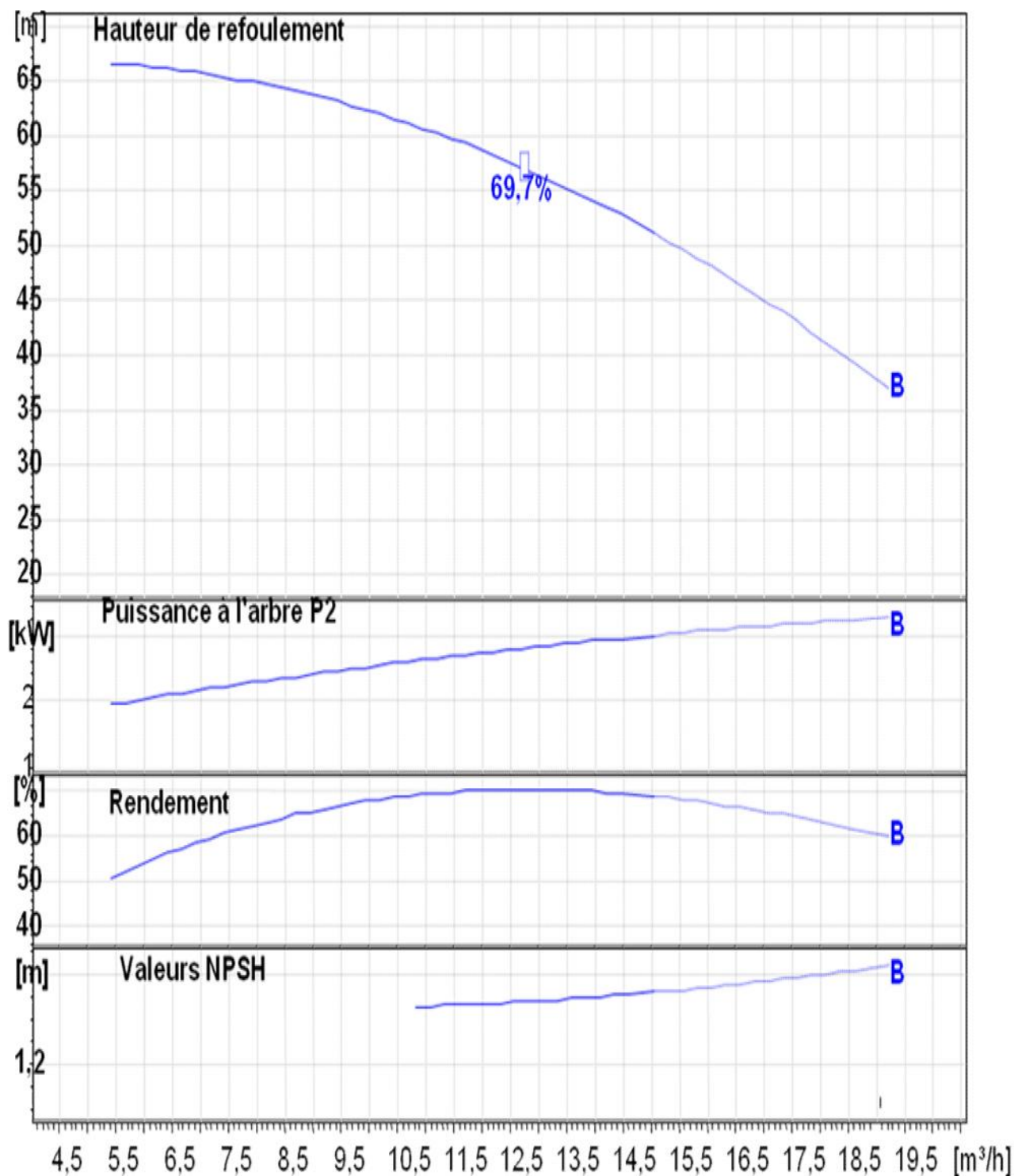


Figure IV.8 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP2) de type HMU40-2/8B.

IV.6.5-Points de fonctionnement des pompes :

Le point de fonctionnement d'une pompe est le point d'intersection qui satisfait simultanément la courbe de la pompe et la courbe de charge de façon que le NPSH disponible soit supérieur à NPSH requis.

A delà, de petites bulles d'air se forment à l'intérieur de la pompe en quantité toujours plus croissante entraînant une baisse très rapide du rendement et du débit pompé. L'implosion et les chocs de ces petites bulles entre elles provoquent une importante érosion de la roue et des organes voisins de la pompe. On parle alors du phénomène de cavitation.

IV.6.5.1. Courbe caractéristique de la conduite :

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

$$H_c = H_g + H_t$$

- ✓ H_g : hauteur géométrique (m).
- ✓ H_t : Perte de charge totale occasionnée par la conduite (m).

$$\Delta H_t = 1.1 \cdot \Delta H_p^{lin}$$

- ✓ ΔH_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m).

$$\Delta H_{Lin} = \frac{8 \} Q^2}{g * 3,14^2 * D^5} \cdot L_{Re f}$$

- ✓ Q : débit refoulé par la pompe (m³/s).
- ✓ D : diamètre économique de la conduite de refoulement (m).
- ✓ L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement (m).
- ✓ g : accélération de la pesanteur $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.
- ✓ D : diamètre (m).
- ✓ $\}$: Coefficient de frottement.

✓ Refoulement : SP1– R250 m³

**Tableau IV.16: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement
(SP1 - R250 m³)**

N°	Q (m ³ /h)	2Q (m ³ /h)	Hg(m)	Lref (m)	D (mm)	}	Hlin (m)	Ht (m)	Hc (m)
1	0	0	121.78	3182	125	0.0120	0	0	121.78
2	5	10	121.78	3182	125	0.0120	0.24	0.26	122.04
3	10	20	121.78	3182	125	0.0120	0.97	1.07	122.85
4	15	30	121.78	3182	125	0.0120	2.18	2.40	124.18
5	20	40	121.78	3182	125	0.0120	3.88	4.27	126.05
6	25	50	121.78	3182	125	0.0120	6.06	6.67	128.45
7	30	60	121.78	3182	125	0.0120	8.73	9.60	131.38
8	35	70	121.78	3182	125	0.0120	11.88	13.07	134.85
9	40	80	121.78	3182	125	0.0120	15.51	17.06	138.84
10	45	90	121.78	3182	125	0.0120	19.63	21.59	143.37
11	50	100	121.78	3182	125	0.0120	24.24	26.66	148.44

✓ Refoulement : SP2 – BACHE 50m³

**Tableau IV.17: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement
(SP2 – BACHE 50m³).**

N°	Q (m ³ /h)	Hg(m)	Lref (m)	D (mm)	}	Hlin(m)	Ht (m)	Hc (m)
1	0	47.01	1336	63	0.0133	0	0	47.01
2	2	47.01	1336	63	0.0133	0.23	0.25	47.26
3	4	47.01	1336	63	0.0133	0.93	1.02	48.03
4	6	47.01	1336	63	0.0133	2.09	2.30	49.31
5	8	47.01	1336	63	0.0133	3.72	4.09	51.1
6	10	47.01	1336	63	0.0133	5.82	6.40	53.41
7	12	47.01	1336	63	0.0133	8.38	9.22	56.23

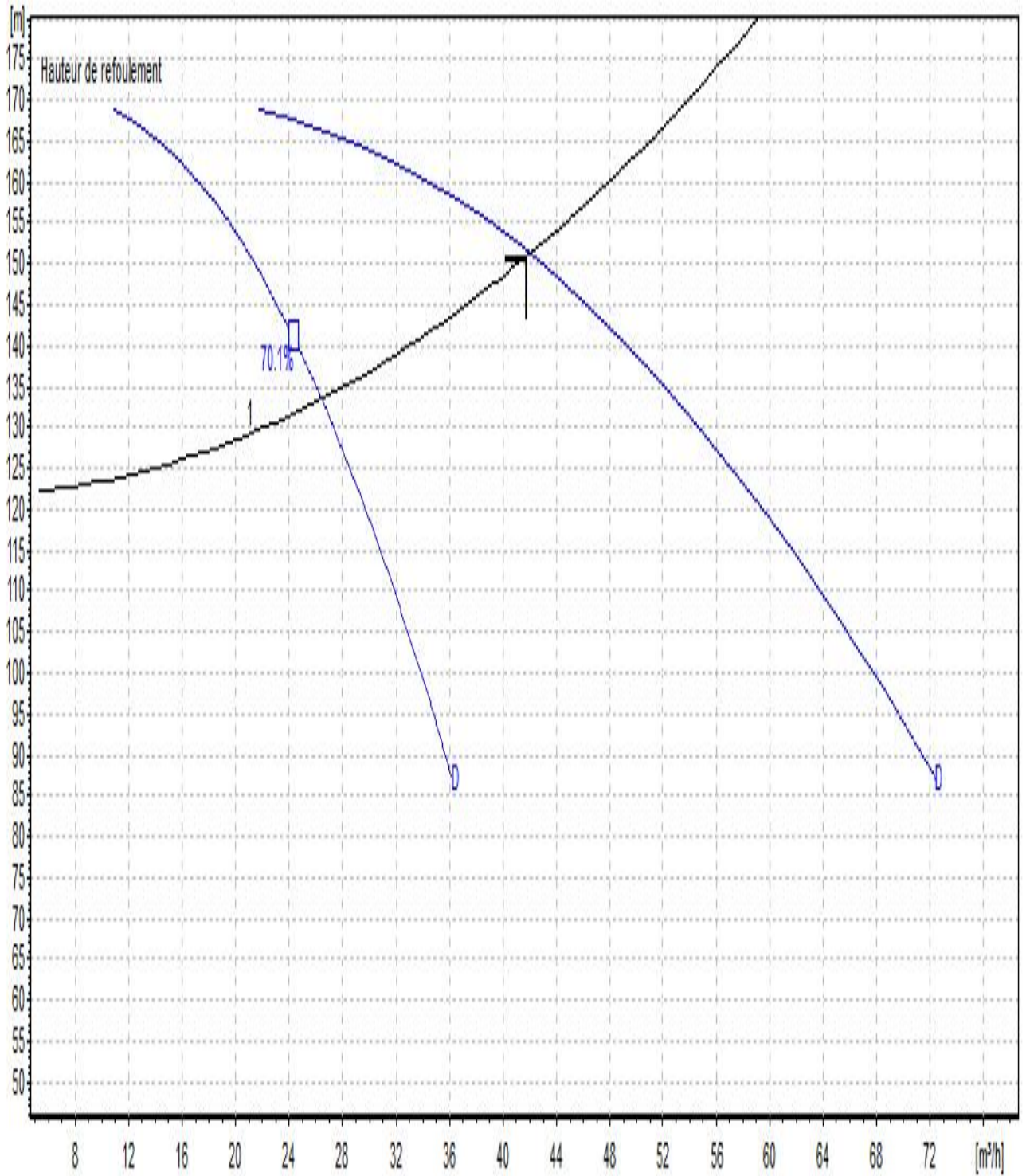


Figure IV.9: Point de fonctionnement de la pompe SP1

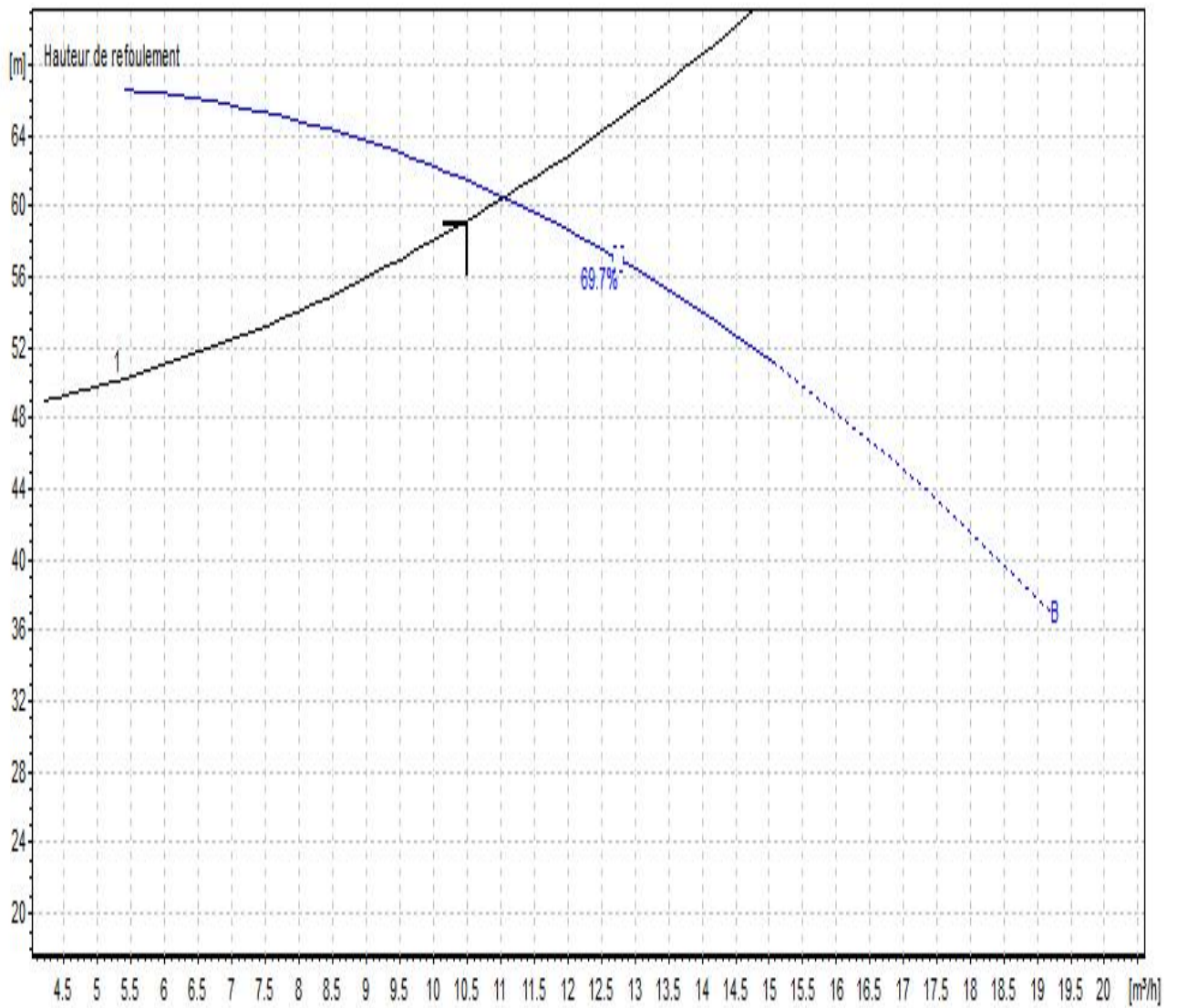


Figure IV.10: Point de fonctionnement de la pompe SP2

- Le débit et la hauteur manométrique totale au point de fonctionnement de chaque pompe sont regroupés dans le Tableau suivant :

 pompes	 SP1	 SP2
$Q_{app} (m^3/h)$	41.7	10.5
$Q_{Pf} (m^3/h)$	42	11.1
$H_{app} (m)$	151	59.1
$H_{Pf} (m)$	151	60.4

Tableau IV.18: point de fonctionnement de chaque pompe

Le débit correspondant au point de fonctionnement est supérieur au débit appelé et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement est supérieure à la hauteur manométrique appelée mais on remarque qu'ils sont presque identique c'est-à-dire : on peut éviter les modes de réglage car Le débit demandé se trouve dans la plage de bon fonctionnement ($\pm 10\%$ du débit de point de fonctionnement).

❖ **Les caractéristiques des pompes d'après le logiciel caprari après l'optimisation c'est-à-dire après le réglage :**

➤ **SP1 :**

- Débit $Q=21\text{m}^3/\text{h}$
- Hauteur manométrique totale $HMT=151\text{m}$
- Le rendement = 69%
- La puissance $P=11.8\text{ kW}$
- $NPSHr=1.95\text{m}$
- La vitesse de rotation $N=2900\text{ tr/min}$

➤ **Type de la pompe : HMU40-2/ 6D**

- Centrifuge multicellulaire à axe horizontal
- Corps d'aspiration, refoulement et intermédiaires en fonte
- Roues : en alliage de cuivre
- Diffuseurs : en fonte
- Arbre : en acier inoxydable, soutenu par un coussinet monté dans le corps d'aspiration et par les roulements logés dans le palier
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement
- Palier de base avec roulements à bain d'huile

➤ **Données techniques / Caractéristiques**

- Q : $21\text{ m}^3/\text{h}$
- H : 151 m
- n. poles : 2
- Fréquence : 50 Hz
- Monophasé / Triphasé : 3~
- Puissance moteur P_2 : 18.5 kW
- Tension : 400 V

- Diamètre refoulement: DN40 (UNI PN40)
- Raccord d'aspiration : DN65 (UNI PN16)
- **SP2 :**
 - Débit $Q=11.1\text{m}^3/\text{h}$
 - Hauteur manométrique totale $HMT=60.4\text{m}$
 - Le rendement = 68.9%
 - La puissance $P=2.64\text{ kW}$
 - $NPSHr=1.46\text{m}$
 - La vitesse de rotation $N=1450\text{ tr}/\text{min}$.
- **Type de la pompe : HMU40-2/ 8B**
 - Centrifuge multicellulaire de surface à axe horizontal.
 - Corps d'aspiration, refoulement et intermédiaires en fonte.
 - Roues : en alliage de cuivre.
 - Diffuseurs : en fonte.
 - Arbre : en acier inoxydable, soutenu par un coussinet monté dans le corps d'aspiration et par les roulements logés dans le palier.
 - Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement.
 - Palier de base avec roulements à bain d'huile.
- **Données techniques / Caractéristiques**
 - Q : $11.07\text{ m}^3/\text{h}$
 - H : 60.4 m
 - n. poles : 4
 - Fréquence : 50 Hz
 - Monophasé / Triphasé : 3~
 - Puissance moteur P_2 : 3 kW
 - Tension : 400 V
 - Diamètre refoulement: DN40 (UNI PN40)
 - Raccord d'aspiration : DN65 (UNI PN16)

VI.6.5.2. Modes de réglage du débit :

C'est un procédé qu'on fait pour équilibrer le fonctionnement de la pompe selon la demande du réseau, on distingue plusieurs types de mode de réglage comme :

1-Réglage qualitatif : Il consiste à varier la vitesse de rotation de la pompe si cela est Possible (un moteur à vitesse variable), jusqu'à atteindre le débit demandé.

2-Réglage quantitatif (Vannage) : C'est le changement direct du débit à l'aide du robinet vanne de refoulement.

3-Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement :

En augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes...). Ou augmenter la longueur de la conduite...

4-Diminution des heures de pompage: Si la pompe refoule dans un réservoir.

5-Changement de la pompe : si cela est possible.

IV.7.Choix du moteur électrique:

IV.7.1.Critères de choix du moteur électrique:

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- ✓ Puissance absorbée minimale ;
- ✓ Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- ✓ Tension d'alimentation fonction de la puissance du moteur et de l'investissement.

On choisit les moteurs adéquats à partir de logiciel (CAPRARI) et cela en fonction de la puissance fournie par ce dernier et le type de la pompe.

IV.7.2.Refoulement : SP 1 –Réservoir 250m³ projeté :

Caractéristiques du moteur :

- ✓ Fréquence : 50Hz
- ✓ Tension nominale : 400V
- ✓ vitesse nominale : 2950tr/min
- ✓ Nombre de pôles : 2
- ✓ Puissance nominal : 18.5Kw
- ✓ Courent nominal : -A
- ✓ Type de moteur : 3~

IV.7.3. Refoulement : SP 2 –BACH 50m3 projeté :**Caractéristiques du moteur :**

- ✓ Fréquence : 50Hz
- ✓ Tension nominale : 400V
- ✓ vitesse nominale : 1450tr/mim
- ✓ Nombre de pôles : 4
- ✓ Puissance nominal : 4Kw
- ✓ Courent nominal : -A
- ✓ Type de moteur : 3~

IV.8. Etude de la cavitation :

La cavitation est la perturbation du courant liquide juste à l'entrée de la pompe en Fonctionnement, cela se produit pour à une température constante, la pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau.

La condition suivante doit être vérifiée : $(NPSH)_r < (NPSH)_d$

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

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

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r$$

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

On prend : $r = 0,3 \text{ m}$.

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, il existe une hauteur limite d'aspiration en deçà de laquelle il convient toujours de se tenir.

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

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

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

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

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H$$

Avec : H : altitude de la station.

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

Tableau IV-19: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température :

T° (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
T _v (m.c.e)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

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

Δh_{asp} : Perte de charge totale du coté aspiration.

$$\Delta h_{asp} = (10 - 15)\% * \Delta h_{asp}^{lin}$$

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

$$\sum \Delta h_p^{lin} = 0.001735 * \frac{L_{asp} * Q^2}{D^{5.3}}$$

$$V_{asp} = \frac{4Q}{f D_a^2}$$

Avec : V_{asp} : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s),

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN_a$$

Avec : DN_a : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).

➤ Calage de la pompe :

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

Pour les installations en charge : $\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r$

∇_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (mNGA) ;

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

IV-8-1-Refoulement SP1 – R250m3 :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 1.95$ m.
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 100.22 \Rightarrow P_{at} = 10,19$ mce
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20$ °C : $T_v = 0,24$ mce
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,38 * DN1$

$$DN1 = 65 \text{ mm.} \quad \text{Donc : } D_a = 1.38 * 65 \Rightarrow D_a = 90 \text{ mm}$$

$$\text{La vitesse d'aspiration : } V_a = \frac{4 * 42}{3,14 * 0,09^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1.83 \text{ m/s}$$

$V_a = (0.7-1 \text{ m/s})$ (la vitesse n'est pas vérifiée), donc il faut augmenter le diamètre et on trouve pour :

$$D_a = 125 \text{ mm} \Rightarrow V_a = \frac{4 * 42}{3,14 * 0.125^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 0.95 \text{ m/s} \quad \text{la vitesse est vérifiée.}$$

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\sum \Delta h_p^{lin} = 0.001735 * \frac{20 * 0.0116^2}{0.125^{5.3}} = 0.2 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1.1 * 0.2 \rightarrow \Delta h_{asp} = 0.22 \text{ m}$
- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 1.95 + 0.3 - 10.19 + 0.24 + \frac{0.95^2}{2 * 9.81} + 0.22 = -7.43 \text{ m}$$

➤ Changement de type d'installation.

- Installation en aspiration :

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

$$h_{asp}^{adm} = 10.19 - 1.95 - 0.5 - 0.24 - \frac{0.95^2}{2 * 9.81} - 0.22 = 7.23 \text{ m}$$

- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 100.22 + 7.23 - 0.5 \Rightarrow \nabla_{axe} = 106.95 \text{ mNGA}$

IV-8-2-Refoulement SP2- BACHE 50m3 :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 1.46 \text{ m}$.
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 192.05 \Rightarrow P_{at} = 10,06 \text{ mce}$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ \text{ C}$: $T_v = 0,24 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,38 * DN1$

$$DN1 = 65 \text{ mm.}$$

$$\text{Donc : } D_a = 1.38 * 65 \Rightarrow D_a = 90 \text{ mm}$$

$$\text{La vitesse d'aspiration : } V_a = \frac{4 * 11.1}{3,14 * 0,09^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 0.48 \text{ m/s}$$

$V_a = (0.7-1 \text{ m/s})$ (la vitesse n'est pas vérifiée), donc il faut diminuer le diamètre et on trouve pour :

$$D_a = 75\text{mm} \Rightarrow V_a = \frac{4 * 11.1}{3,14 * 0.075^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 0.71\text{m/s} \quad \text{la vitesse est vérifiée.}$$

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\sum \Delta h_p^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000} = \frac{10 * 20}{1000} = 0.2\text{m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1.1 * 0.2 \rightarrow \Delta h_{asp} = 0.22\text{m}$
- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 1.46 + 0.3 - 10.06 + 0.24 + \frac{0.71^2}{2 * 9.81} + 0.22 = -7.81\text{m}$$

➤ Changement de type d'installation.

- Installation en aspiration :

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

$$h_{asp}^{adm} = 10.06 - 1.46 - 0.5 - 0.24 - \frac{0.71^2}{2 * g} - 0.22 = 7.61\text{m}$$

- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 192.05 + 7,61 - 0,5 \Rightarrow \nabla_{axe} = 199.16\text{mNGA}$

IV-9.GENIE CIVIL DE LA STATION DE POMPAGE :

Les étapes du dimensionnement de la station de pompage sont :

IV-9-1. Bâtiment de la Station de Pompage :

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

- ❖ Bâtiment type bloc.
- ❖ Bâtiment type bâche sèche.
- ❖ Bâtiment type bâche mouillée.
- ❖ Bâtiment de type semi-enterré et sur sol.

Le choix de type de bâtiment en fonction des paramètres mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.20: Choix du type du bâtiment.

PARAMETRE	TYPE DU BATIMENT			
	Bloc	Bâche Sèche	Bâche Mouillée	Sur Sol ou Semi Enterré
Q (m ³ /s)	>2	<2	<6	<1.5
Type de Pompe	Axiale à axe Vertical ou Horizontal	Pompe Centrifuge	Axial noyée à axe Verticale	Pompe Centrifuge
Hauteur admissible a l'aspiration (m)	<0 (en charge)	< 0 > 0	< 0 < 0	> 0 (en aspiration)
ΔH : Variation du plan d'eau de la rivière(m)	1 à 2	1 à 3	N'importe	Importante

On choisit de projeter un bâtiment type surface, Les pompes choisies sont des pompes axiales à axe horizontal

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

Il est recommandé de prendre :

- La hauteur de station de pompe normalisée ($H_b = 3,5 \text{ m} ; 4,2 \text{ m} ; 4,8 \text{ m} ; 5,4 \text{ m} ; 6 \text{ m}$)
- La longueur du bâtiment $L_b = (3, 6, 18, 21, 24 \text{ m} \dots)$.
- La distance entre les poteaux ($3, 6, 9, 12..$).
- Il faut respecter certaines distances pour faciliter le mouvement des personnels ainsi que pour des raisons de sécurité.
- On note quelques normes à respecter dans la construction du bâtiment:
 - Distance entre les pompes (entre **0,8 et 1,2 m**)
 - Distance entre les groupes électriques et les vitres de commande est de l'ordre de **$L > 2\text{m}$** .
 - Dimensions des portes **$3 \times 3 ; 3,6 \times 3,6 ; 4 \times 3 ; 4,2 \times 4 ; 4,8 \times 5,4 \text{ m}^2$** .
 - La surface des fenêtres est prise entre (**10 et 15 %**) de la surface de la salle des machines.

IV-9-2. CALCUL GENIE CIVIL :

Les différentes dimensions de la station de pompage sont:

IV-9-2-1. Épaisseur des Murs du Bâtiment :

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

IV-9-2-2. LA Hauteur du Bâtiment :

La hauteur du bâtiment est donnée en (m) par la formule suivante :

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9$$

$$h_5 : \text{Distance verticale} \Rightarrow h_5 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{reserve}}$$

$$h_{\text{reserve}} = 0,5 \text{ m}$$

$$h_{\text{socle}} = (0,3 \div 0,5) \text{ m en prend} \Rightarrow h_{\text{socle}} = 0,5 \text{ m}$$

$$h_p : \text{Hauteur de la pompe est égale à } 600 \text{ mm} = 0,60 \text{ m}$$

$$h_5 = 0,60 + 0,5 + 0,5 = 1,60 \text{ m}$$

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

$$h_7 : \text{Hauteur de chariot.} \Rightarrow h_7 = 0,3 \text{ m}$$

$$h_8 : \text{Hauteur réservée aux formes profilées} \Rightarrow h_8 = 0,8 \text{ m}$$

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

Donc :

$$H_b = 1,60 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 = 5,40 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{H_b = 5.40 \text{ m}}$$

IV-9-2-3. La Longueur du Bâtiment :

La longueur du bâtiment en (m) est calculée par la formule suivante :

$$\mathbf{L_b = n \times L + (n-1)L_{\text{int}} + L_{\text{pf}} + L_r + L_p}$$

Avec :

n: nombre de pompes ; \Rightarrow pour la première Station de Pompage (SP1) $\Rightarrow n=3$

\Rightarrow Pour la deuxième Station de Pompage (SP2) $\Rightarrow n=2$

L : largeur de la pompe et celle du moteur ; $L = L_{\text{pe}} + L_{\text{m}}$

Les Résultats sont regroupés dans le Tableau Suivant :

Tableau IV.21: longueurs des la pompes et celle des moteurs

Station	Type de pompe	L _{pe} (mm)	L _m (mm)	L (mm)
SP1	HMU40-2/6D	405	490	915
SP2	HMU40-2/8B	425	415	840

lint : Distance entre deux pompes voisines; $Lint = (0,8-1,2) \text{ m}$; on prend : $Lint = 1,2 \text{ m}$

lp.f : Longueur de la plate forme $\Rightarrow Lpf = 3 \text{ m}$;

Lp : Longueur du bureau du personnel; $\Rightarrow Lp = 4 \text{ m}$;

Lr : longueur de l'armoire électrique $Lr = (2-3) \text{ m}$, on prend $\Rightarrow Lr = 3 \text{ m}$.

AN : Pour la première Station de pompage $\Rightarrow Lb = 3 \times 0.915 + (2 \times 1.2) + 3 + 3 + 4 \Rightarrow Lb = 15.15 \text{ m}$

Pour la deuxième Station de pompage $\Rightarrow Lb = 2 \times 0.840 + 1.2 + 3 + 3 + 4 \Rightarrow Lb = 12.88 \text{ m}$

IV-9-2-4. La Largeur du Bâtiment :

Elle est donnée par la relation :

$$I = I1 + I2 + I3 + I4 + 2.S$$

S : épaisseur du mur $S = 0,3 \text{ m}$.

I1 : distance entre le mur et le premier organe de la pompe $\Rightarrow I1 = 30 \text{ cm}$.

I2 : distance entre les tubulures $\Rightarrow I2 = 1.20 \text{ m}$.

I3 : longueur des accessoires d'aspiration.

$$I3 + I4 = lp + ltr + ltasp + lc.$$

lp : longueur de pompe $\Rightarrow SP1 = 2.395 \text{ m}$

$$\Rightarrow SP2 = 2.308 \text{ m}$$

ltr : longueur de la tubulure de refoulement, $ltr = 2 * Da$

A.N : $ltr = 2 * 65 \Rightarrow ltr = 0,13 \text{ m}$;

Ltasp : longueur de tubulure d'aspiration $\Rightarrow Ltasp = 0.065 \text{ m}$.

lc : longueur du convergent $\Rightarrow lc = 1,4 \text{ m}$;

A.N:

$$SP1 \Rightarrow I3 + I4 = 2.395 + 0,13 + 0,065 + 1,4 \Rightarrow I3 + I4 = 4 \text{ m}$$

$$Ib = 0,3 + 1,2 + 4 + 2 * 0,3 \Rightarrow Ib = 6.1 \text{ m}$$

$$SP2 \Rightarrow I3 + I4 = 2.308 + 0,13 + 0,065 + 1,4 \Rightarrow I3 + I4 = 3.9 \text{ m}$$

$$Ib = 0,3 + 1,2 + 3.9 + 2 * 0,3 \Rightarrow Ib = 6 \text{ m}$$

IV-9-2-5. Dimensions des portes :

- ✓ porte principale : **4,2*3.2**
- ✓ porte secondaire : **2,2*1,2**

IV-9-2-6. Dimensionnement des fenêtres :

Il faut avoir un éclairage de surface de (10-15) % de la surface de la station en plus de l'éclairage électrique, on prend 15 %

$$\text{SP1} \Rightarrow \sum S_f = 0,15 * 15,15 * 6,1 \Rightarrow \sum S_f = \mathbf{13,86 \text{ m}^2}$$

$$\text{SP2} \Rightarrow \sum S_f = 0,15 * 12,88 * 6 \Rightarrow \sum S_f = \mathbf{11,59 \text{ m}^2}$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\sum S_f}{S_f}$$

n : nombre de fenêtres ;

S_f : surface d'une seule fenêtre, $S_f = (1,5 * 3)$;

A.N :

$$\text{SP1} \Rightarrow n = \frac{13,86}{1,5 * 3} \Rightarrow \mathbf{n = 4 \text{ fenêtres}}$$

$$\text{SP2} \Rightarrow n = \frac{11,59}{1,5 * 3} \Rightarrow \mathbf{n = 3 \text{ fenêtres}}$$

IV-9-2-7. Dimensionnement des marches d'escalier :

- ✓ hauteur : **17 cm** ;
- ✓ largeur : **30 cm** ;
- ✓ pente : **1/1,75**.

Tableau IV.22. Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station de pompage

N° de Station	Dimensions du bâtiment de la station (m)						
	Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	fenêtres	portes	
						secondaire	principale
SP1	15.15	6.1	5.40	0,30	1.5*3	2.2*1.2	4.2*3.2
SP2	12.88	6	5.40	0.30	1.5*3	2.2*1.2	4.2*3..2

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié l'adduction de la zone d'étude ; cette dernière est caractérisée par un tracé :

Adduction par refoulement à partir de la station de pompage de **TIZI (SP1)** vers le Premier réservoir de distribution (**250m³**) projeté Sur une longueur de **3182m**.

Ce réservoir alimente directement la localité **OUEST** avec une conduite de distribution Gravitaire (Réseau Ramifiée) ; puis on a une conduite d'adduction gravitaires (**D=90mm PN10**) a partir du réservoir (**250m³**) projeté d'une Longueur **564.5m** vers la BACHE de distribution projeté de capacité égal à **50m³** pour alimenter la localité **EST et SUD**.

En fin en a une conduite de refoulement de longueur **1336m** a partir de la station de pompage (**SP2**) vers la BACHE de distribution projeté a la localité **SUD**, de capacité de **50 m³**

On a déterminé le diamètre économique pour cette adduction mixte (refoulement et gravitaire) :

- Partie refoulement a l'aide des formules de diamètre économique.
- Partie gravitaire a l'aide de formule de darcy.

À l'aide du logiciel « **caprari** » on a déterminé les pompes adéquates à cette adduction (partie refoulement).

Pour notre projet, nous avons deux stations de pompage le long de notre chaine, équipée de deux pompes de type **HMU40-2/8B** et **HMU40-2/6D**, Ce sont des pompes Centrifuge multicellulaire à axe horizontal.

Nous avons abouti à deux conduites en PEHD de diamètre **D=125 mm PN16** et **63mm PN10** qui Permet de véhiculer les débits jusqu'aux réservoirs projetés de stockage avec des Hauteurs manométriques **HMT=151 m** et **HMT=60.4 m**.

CHAPITRE V**« RESEAU DE DISTRIBUTION »****Introduction**

La distribution consiste à fournir pour chaque instant aux consommateurs les débits dont ils ont besoin, sous une pression suffisante.

V.1. Classification du réseau de distribution

Les deux principales classifications des réseaux sont :

V.1.1. classification selon la disposition des réseaux dans l'agglomération**V.1.1.1 .réseau unique :**

Dans le cas d'un relief plat ou moyennement accidenté ; on peut projeter un seul réseau et avoir de bonnes conditions techniques (pressions).

V.1.1.2. réseau en zones étagées :

Dans le cas d'un relief accidenté la différence de niveau entre les points les plus hauts et les plus bas est remarquablement élevée, c'est à dire, lorsqu'une pression minimale est assurée pour les points amont ; les points bas se retrouvent sous des pressions très importantes. Dans ce cas la solution du réseau en zones étagées s'impose.

V.1.2. Classification selon la disposition des tronçons dans le réseau :**V.1.2.1. réseau ramifié :**

Le réseau ramifié est un réseau qui est constitué par une conduite principal et des conduites secondaires (branches) : Ce réseau n'assure aucune distribution de retour

Il suffit qu'une panne se produise sur la conduite principale pour que toute la population d'aval soit privée d'eau.

V.1.2.2. Les réseaux maillés :

Pour la distribution en eau des agglomérations de moyenne et de grande importance, ils présentent une solution plus adéquate grâce à leur sécurité et leur souplesse d'utilisation.

Ils sont utilisés en général dans les zones urbaines, et tendent à se généraliser dans les agglomérations rurales sous forme associée aux réseaux ramifiés (limitation de nombres de mailles en conservant certaines ramifications).

Les réseaux maillés sont constitués principalement d'une série de canalisation disposée de telle manière qu'il soit possible de décrire des boucles fermées ou maillées.

V.2. Conception d'un réseau :

Plusieurs facteurs ont une influence sur la conception du réseau :

- L'emplacement des quartiers.
- L'emplacement des consommateurs principaux.
- Le relief.
- Le souci d'assurer un service souple et régulier.

NB : Le site d'étude est un milieu rural, Il s'agit d'un ensemble de zones éparses donc nous avons choisi un réseau **Ramifié**.

V.3. Calcul hydraulique du réseau de distribution :

Le calcul du réseau de distribution se fera pour les deux cas suivants :

- Cas de pointe.
- Cas de pointe plus incendie.
 - ✓ On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau ramifié.
 - ✓ On calcul le débit en route pendant l'heure de pointe.
 - ✓ On détermine le débit spécifique.

V.3.1. Détermination des débits :

- **Cas de pointe :**

A- Le débit route :

Il est défini comme étant le débit reparti uniformément le long d'un tronçon du réseau, il est donné par la relation suivante :

$$\sum Q_r = \sum Q_{cons} - \sum Q_{conc}$$

Avec :

$\sum Q_r$: Le débit route global

$\sum Q_{cons}$: Le débit consommé

$\sum Q_{conc}$: Somme de débits concentrés

B- Détermination du débit spécifique :

Le débit spécifique est Défini comme étant le rapport entre le débit route et La somme des longueurs de tous les tronçons, on suppose que les besoins domestiques sont uniformément répartis sur toute la longueur du réseau.

$$q_{sp} = \frac{\sum Q_r}{\sum L_i}$$

q_{sp} : Débit Spécifique (l/s/m).

L_i : somme des longueurs des tronçons du réseau (m)

C- Le débit au nœud :

Le débit au nœud est celui qui est concentré à chaque point de jonction des Conduites du réseau, il doit être déterminé à partir de la relation suivante :

$$Q_{ni} = 0.5 \sum Q_{ri-k} + \sum Q_{conc}$$

Avec :

Q_{ni} : Débit au nœud i

$\sum Q_{ri-k}$: Somme des débits route des tronçons reliés au nœud i

$\sum Q_{conc}$: Somme des débits concentrés au nœud.

NB : Ces débits énumérés ci-dessus nous permettent de dimensionner le réseau de distribution dans les deux cas : cas de pointe et cas de pointe +incendie.

V.3.2.Calcul des débits :**➤ Localité EST :****a. Cas de pointe :**

Le cas de pointe est détecté à partir du graphique de consommation entre 11 heures et 13 heures.

Nous avons :

$Q_{\text{cons}} = 34.31365 \text{ m}^3/\text{h} = 9.53157 \text{ l/s}$ et : $Q_{\text{conc}} = 0$ (pas de débit concentré).

Donc : $Q_{\text{route}} = Q_{\text{cons}} = 9.53157 \text{ l/s}$

$L_i = 497\text{m}$; donc : $q_{\text{sp}} = 0.01917505 \text{ l/s/m}$

Finalement on a donc : $q_{\text{sp}} = 0.01917505 \text{ l/s/m}$

Tableau N°V.1 : récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe.

Q_{cons} (l/s)	9.531
Q_{conc} (l/s)	0 (pas d'usine)
Q_{route} (l/s)	9.531
L_i (m)	497
q_{sp} (l/s/m)	0.019

Ces données nous permettent de calculer le débit route de chaque tronçon ainsi que le débit du chaque nœud du réseau

Tous les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessus.

Tableau N°V.2: calcul de débits aux nœuds : cas de pointe

Nœud	Tronçons	L (m)	q_{sp} (l/s/m)	Débits des Tronçons (l/s)	Q_{nodaux} (l/s)	CTN
R	R-N1	81	0.0191750	9.53	9.53	194.05
N1	N1-N2	69		1.323	4.765	186.19
	N1-N3	428		8.206		
N2	N1-N2	69		1.323	0.661	183.26
N3	N1-N3	428		8.206	4.103	171.37

Vérification de la loi de continuité :

$$Q_R = Q_{N1-N3} = (4.765 + 0.661 + 4.103) = 9.53 \text{ l/s} \quad (\text{Vérifier})$$

Tableau N°V.3: Détermination des débits de dimensionnement Cas de pointe

Tronçons	Débit de dimensionnement (l/s)
R-N1	9.53
N1-N2	0.727
N1-N3	4.513

b. Cas de pointe + incendie:

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie donné par le réservoir (17l/s) se trouve au point le plus défavorable ou le point plus haut qui est le nœud (N3).

Tous les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Tableau N°V.4: calcul de débit aux nœuds : cas de pointe +incendie

Nœud	Tronçons	L (m)	q_{sp} (l/s/m)	Débites des Tronçons (l/s)	Q_{nodaux} (l/s)	CTN
R	R-N1	81	0.0191750	26.53	26.53	194.05
N1	N1-N2	69		1.323	4.765	186.19
	N1-N3	428		25.206		
N2	N1-N2	69		1.323	0.661	183.26
N3	N1-N3	428		25.206	21.103	171.37

Vérification de la loi de continuité :

$$Q_R = Q_{N1-N3} = (4.765 + 0.661 + 21.103) = 26.53 \text{ l/s} \quad (\text{Vérifier})$$

Tableau N°V.5: Détermination des débits de dimensionnement Cas de pointe + incendie

Tronçons	Débit de dimensionnement (l/s)
R-N1	$9.53 + 17 = 26.53$
N1-N2	0.727
N1-N3	$4.5138 + 17 = 21.513$

Diamètres avantageux en fonction des débits.

On choisie les diamètres avantageux en fonction des débits a l'aide de l'annexe N°1

Tableau N°V.6: diamètres avantageux en fonction des débits :

Tronçon	L (m)	Q_{point} (l/s)	$Q_{point+ inc}$ (l/s)	Q_{max} (l/s)	D (mm)	V(m/s)
R-N1	81	9.53	26.53	26.53	141	1.70
N1-N2	69	0.727	0.727	0.727	42.6	0.51
N1-N3	428	4.513	21.513	21.513	141	1.37

Remarque :

On a déterminé le diamètre à l'aide de l'annexe n° I.

➤ **Localité OUEST :**

le calcul se fait de la même manière que le cas précédent ; Touts les Résultats Sont Regroupées dans les Tableaux Suivants :

a- Cas de Point :

Tableau N°V.7: récapitulatif des débits de calcul pour Le cas de pointe.

Q_{cons} (l/s)	2.61
Q_{conc} (l/s)	0 (pas d'usine)
Q_{route} (l/s)	2.61
L_i (m)	514
q_{sp} (l/s/m)	0.005

Tableau N°V.8: calcul de débits aux nœuds : cas de pointe

Nœud	Tronçons	L (m)	q_{sp} (l/s/m)	Débits des Tronçons (l/s)	Q_{nodaux} (l/s)	CTN
R	R-A	639	0.005	2.61	2.61	220
A	A-B	69		0.350	1.305	176.47
	A-C	445		2.259		
B	A-B	69		0.350	0.175	175.50
C	A-C	445		2.259	1.129	177.5

Vérification de la loi de continuité :

$$Q_R = Q_{r1-3} = (1.305 + 0.1752 + 1.1298) = 2.61 \text{ l/s (Vérifier)}$$

Tableau N°V.9: Détermination des débits de dimensionnement Cas de pointe

Tronçons	Débit de dimensionnement (l/s)
R-A	2.61
A-B	0.192
A-C	1.242

b. Cas de pointe + incendie:

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie donné par le réservoir (**17l/s**) se trouve au point le plus défavorable ou le point plus haut qui est le nœud (C) .

Tous les résultats du calcul sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau N°V.10: calcul de débit aux nœuds : cas de pointe +incendie

Nœud	Tronçons	L (m)	Q_{sp} (l/s/m)	Débites des Tronçons (l/s)	Q_{nodaux} (l/s)	CTN
R	R-A	639	0.005	19.61	19.61	220
A	A-B	69		0.350	1.305	176.47
	A-C	445		19.259		
B	A-B	69		0.350	0.175	175.50
C	A-C	445		19.259	18.129	177.5

Vérification de la loi de continuité :

$$Q_R = Q_{rA-C} = (1.305+0.1752+18.1298) = 19.61 \text{ l/s (Vérifier)}$$

Tableau N°V.11: Détermination des débits de dimensionnement Cas de pointe + incendie

Tronçons	Débit de dimensionnement (l/s)
R-A	2.61+17=19.61
A-B	0.192
A-C	1.24278+17=18.242

Tableau N°V.12 : Diamètres avantageux en fonction des débits

On choisie les diamètres avantageux en fonction des débits a l'aide de l'annexe N°1

Tronçon	L (m)	Q_{point} (l/s)	$Q_{point+ inc}$ (l/s)	Q_{max} (l/s)	D (mm)	V(m)
R-A	639	2.61	19.61	19.61	141	1.26
A-B	69	0.192	0.192	0.192	32	0.24
A-C	445	1.242	18.242	18.242	110.2	1.91

V.4.Calcul du réseau par logiciel EPANET :

V.4.1.présentation du logiciel :

V.4.1.1.Définition :

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. **EPANET** calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau.

EPANET a pour objectif une meilleure compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse des systèmes de distribution. En voici quelques exemples: définition d'un programme de prélèvement d'échantillons, calage d'un modèle hydraulique, simulation du chlore résiduel, et estimation de l'exposition de la population à une substance.

EPANET offre une aide à la recherche de stratégies alternatives pour gérer le réseau, comme par exemple:

- utilisation en alternance des différentes ressources du système,
- modifier le régime de pompage ou de marnage des réservoirs,
- préciser l'usage des stations de chloration (ou autres retraitements) en réseau,
- planifier l'entretien et le remplacement de certaines canalisations.

Disponible sous Windows, **EPANET** fournit un environnement intégré pour l'édition de données de réseau, pour l'exécution de simulations hydrauliques et de simulations qualité, et pour l'affichage des résultats sous plusieurs formats (des cartes avec des codes couleurs, des tableaux et des graphiques).

VI.4.1.2. Capacités pour la Modélisation Hydraulique :

Une modélisation hydraulique scrupuleuse et complète est la première condition pour pouvoir modéliser la qualité de l'eau de manière efficace. **EPANET** contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes:

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy-Manning.
- Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés, etc.
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût.
- Il peut modéliser différents types de vannes, comme des clapets anti-retour, des vannes de contrôle de pression ou débit, des vannes d'arrêt, etc.
- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (le diamètre peut varier avec la hauteur).

- Il peut y avoir différentes catégories de demandes aux nœuds, chacune avec une caractéristique propre.
- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression (buses par exemple).
- Le fonctionnement de station de pompage peut être piloté par des commandes élaborées plus complexes.

IV.4.2. Les résultats de calcul

Localité EST :

Les résultats de calcul de réseau se indiquées dans des tableaux selon les cas :

VI.4.2.1. Cas de pointe :

Tableau V.13. Calcul des paramètres hydrauliques (Cas de pointe)

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Debit (l/s)	Vitesse (m/s)	PdC (m/km)	PdC (m)
R-01	81	141	9.53	0.61	2.92	0.237
01-02	69	34	0.66	0,73	24.65	1.70
01-03	428	96.8	4.10	0.56	3.94	1.69

Tableau V.14. Calcul des pressions (Cas de pointe)

Nœud	Altitude (m)	Débit demandé (l/s)	Cote de charge (m)	pression (m)
R	192.05	9.53	194.05	2
1	186.19	4.76	193.81	7.62
2	183.26	0.66	192.11	8.85
3	171.37	4.10	192.13	20.76

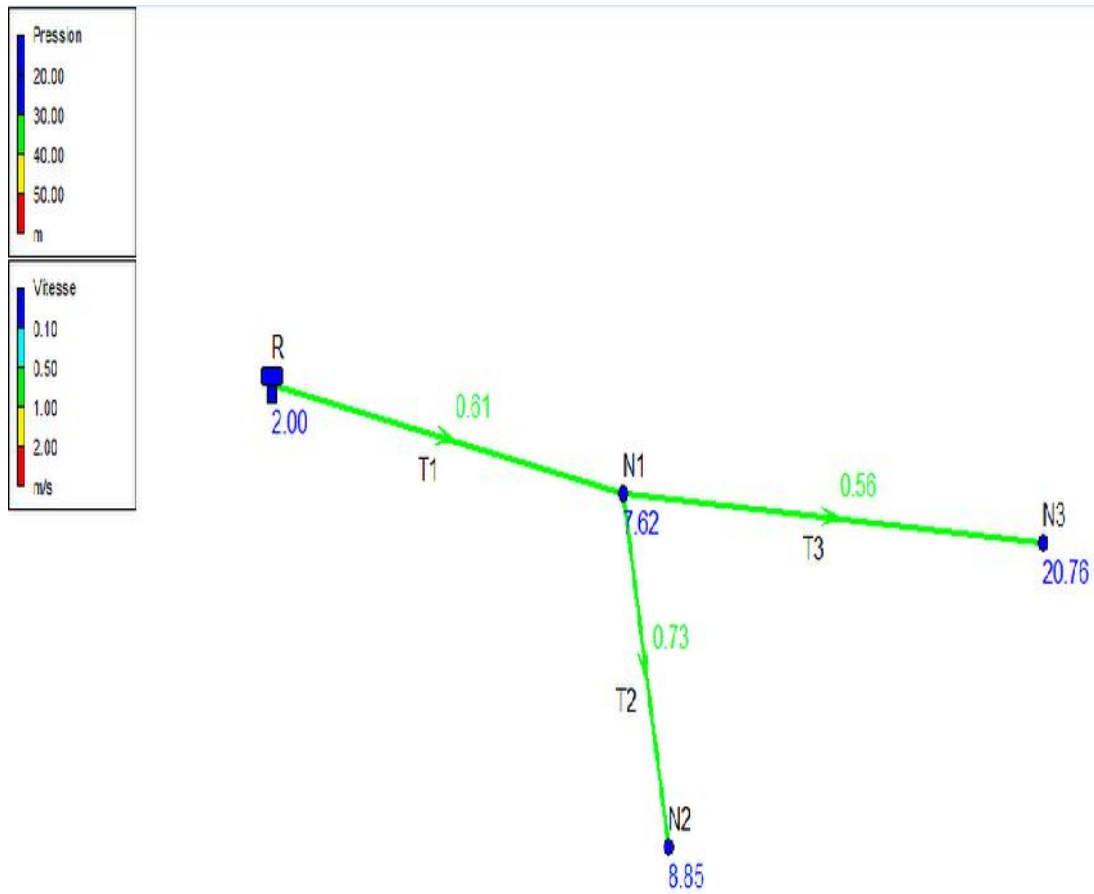


Fig. V.1. Variation de vitesse et de pression dans le réseau (cas de pointe)

V.4.2.2.Cas de pointe+incendie :

Tableau V.15.Calcul des paramètres hydrauliques (Cas de pointe+incendie)

Tronçon	Longueur(m)	Diamètre (mm)	Debit(l/s)	V (m/s)	PdC(m/km)	PdC (m)
R-01	81	141	26.53	1.70	20.59	1.67
01-02	69	34	0.66	0.73	24.65	1.70
01-03	428	141	21.10	1.35	13.24	5.67

Tableau V.16.Calcul des pressions (cas de pointe + incendie)

Nœud	Altitude (m)	Débit demandé (l/s)	Cote de charge (m)	pression (m)
R	192.05	26.53	194.05	2,00
1	186.19	21.76	192.38	6.19
2	183.26	0.66	190.68	7.42
3	171.37	21.10	186.71	15.34

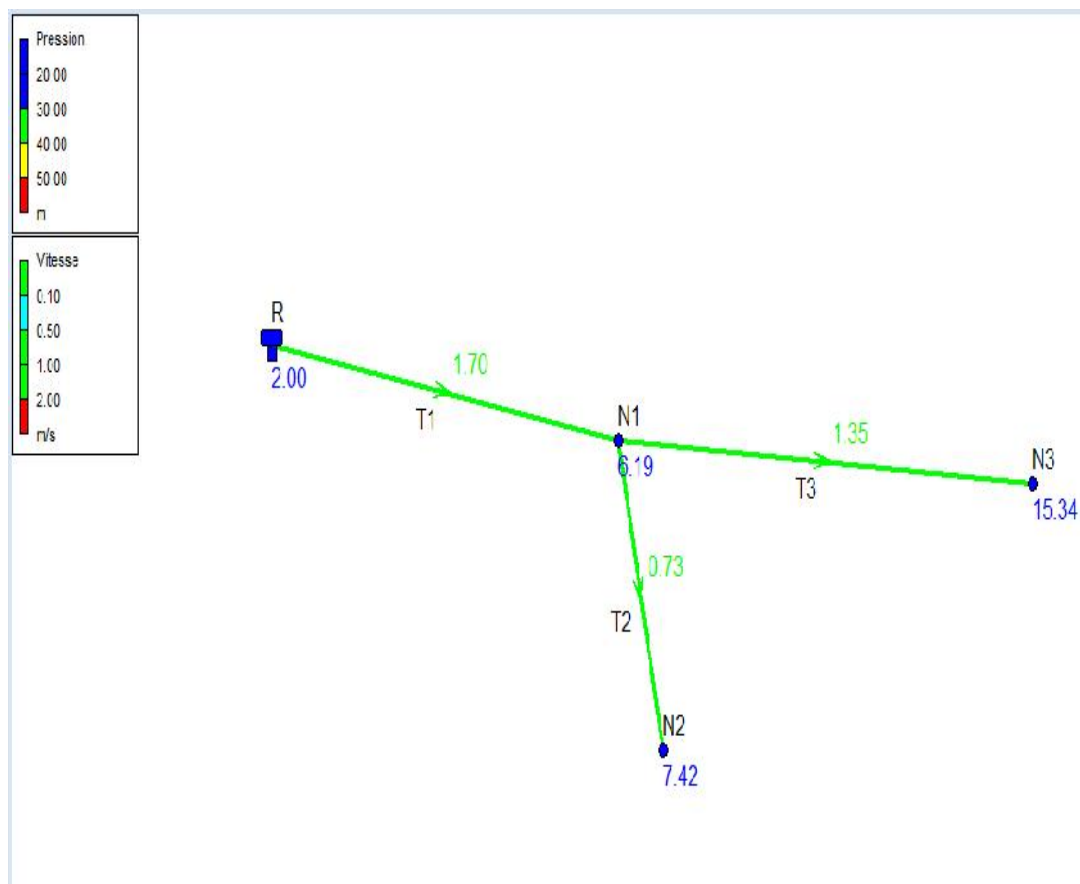


Fig. V.2.Variation de vitesse et de pression dans le réseau (cas de pointe+ incendie)

Localité OUEST :

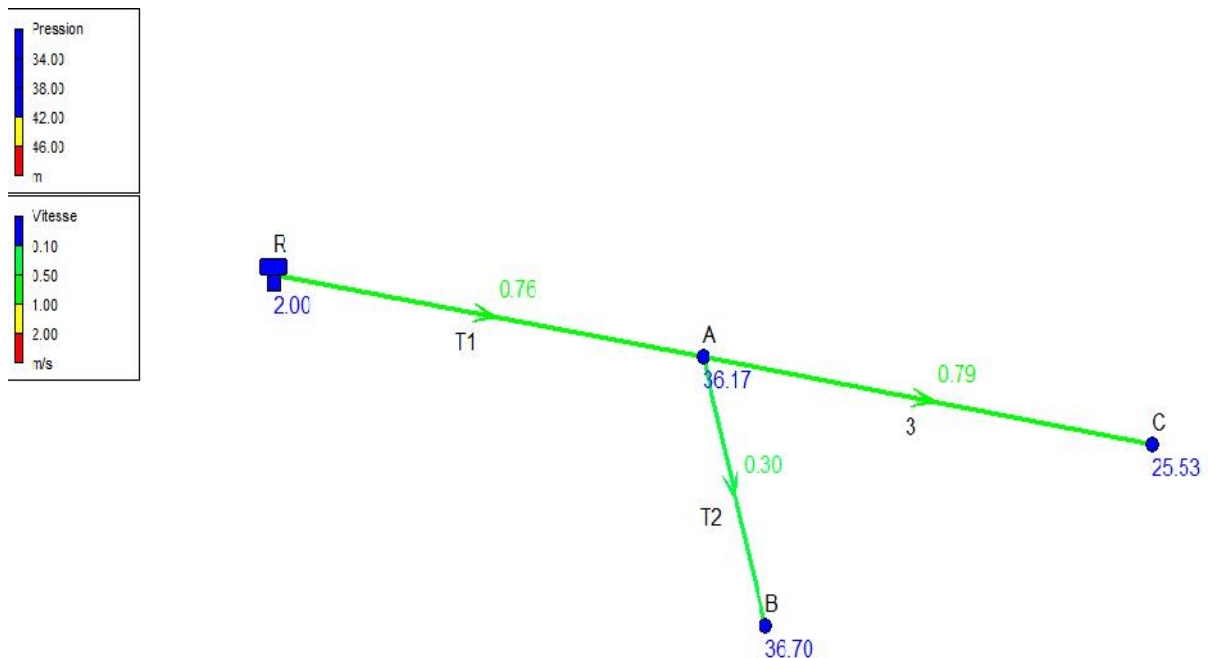
Les résultats de calcul de réseau se indiquées dans des tableaux selon les cas :

VI.4.2.3.Cas de pointe :**Tableau VI.16.**Calcul des paramètres hydrauliques (Cas de pointe)

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	PdC (m/km)	PdC (m)
R-A	639	66	2.61	0.76	11.51	7.35
A-B	69	27.2	0.18	0.30	6.49	0.45
A-C	445	42.6	1.13	0.79	21.61	9.62

Tableau V.17.Calcul des pressions (Cas de pointe)

Nœud	Altitude (m)	Débit demandé (l/s)	Cote de charge (m)	pression (m)
R	220	2.61	222	2
A	176.47	1.30	212.64	36.17
B	175.5	0.18	212.20	36.70
C	177.5	1.13	203.03	25.53

**Fig. V.3.**Variation de vitesse et de pression dans le réseau (cas de pointe)

VI.2.4.Cas de pointe+incendie :

Tableau V.18.Calcul des paramètres hydrauliques (Cas de pointe+incendie)

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Debit (l/s)	Vitesse (m/s)	PdC (m/km)	PdC (m)
R-A	639	141	19.61	1.26	11.50	7.35
A-B	69	27.2	0.18	0.30	6.49	0.45
A-C	445	110.2	18.13	1.90	34.72	15.45

Tableau VI.19.Calcul des pressions (cas de pointe + incendie)

Nœud	Altitude (m)	Débit demandé (l/s)	Cote de charge (m)	pression (m)
R	220	19.61	222	2,00
A	176.47	1.305	212.65	36.18
B	175.5	0.1752	212.20	36.70
C	177.5	18.13	197.20	19.70

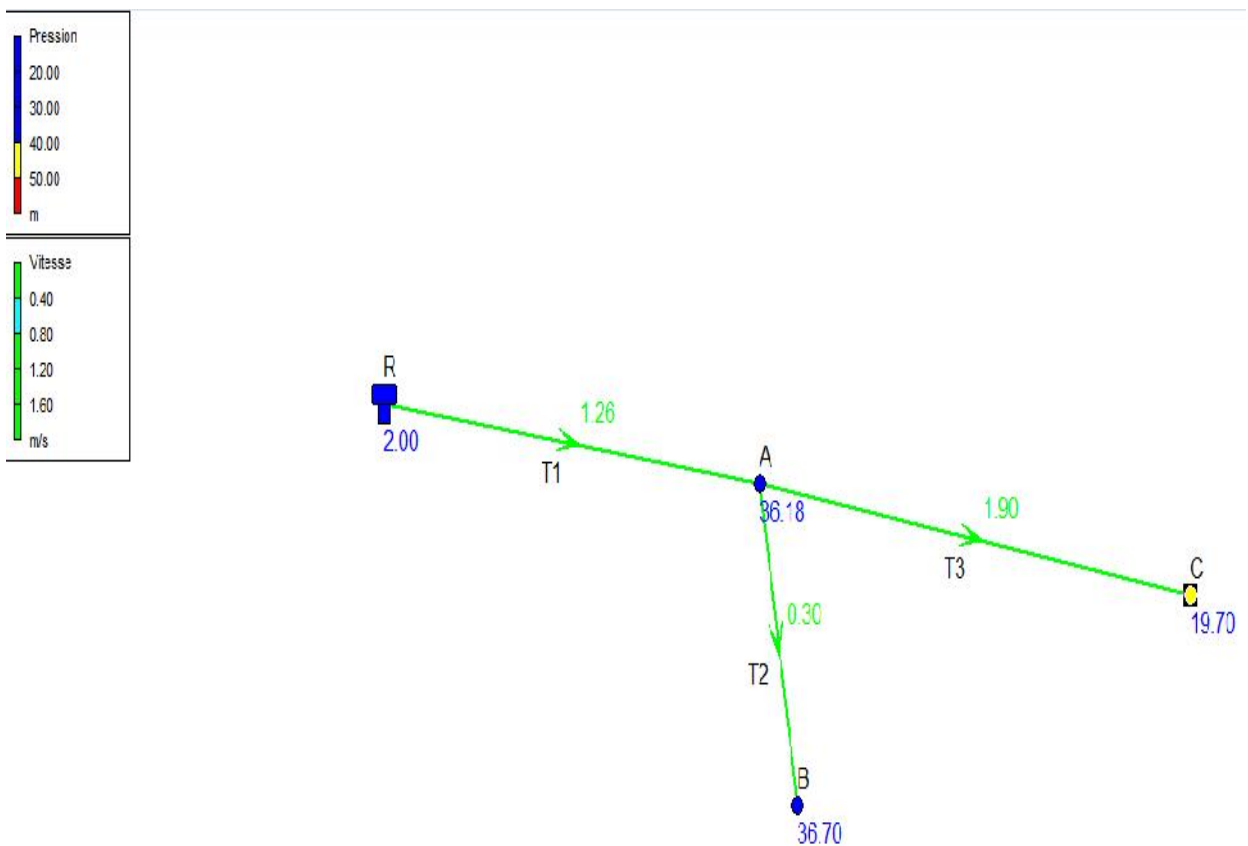


Fig. V.4.Variation de vitesse et de pression dans le réseau (cas de pointe+incendie)

VI.5. Equipement du réseau de distribution :

VI.5.1. Type de canalisation :

Comme nous allons dit au début de ce chapitre, le réseau sera constitué de tuyaux en PEHD de diamètres variés entre 32 et 150, pour les multiples avantages qu'il présente, à savoir :

- ✓ Très économiques
- ✓ Disponibilité sur le marché (production locale)
- ✓ Permettre une pose simple et adéquate (poids léger)
- ✓ Résistance à des grandes pressions (j' jusqu'à 25 bars)
- ✓ Réduction des pièces spéciales
- ✓ Adaptation aux **terrains accidentés** parce que le terrain est accidenté (rocheux).
- ✓ Une très faible rugosité (conduite lisse).

VI.5.2. Appareils et accessoires du réseau :

Les accessoires qui devront être utilisé pour l'équipement du réseau de distribution sont les suivants :

VI.5.2.1. Robinets vannes :

Ils sont placés au niveau de chaque Ramification, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux.

Ils permettent ainsi de régler les débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille » Celle ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).

VI.5.2.2. Bouches ou poteau d'incendie :

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum 17 (l/s) avec une pression de 10 m (1 bar).

VI.5.2.3. Clapets :

Les clapets ont un rôle d'empêcher l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu.

On peut utiliser comme soupape pour éviter le choc à la forte pression.

Conclusion

Dans ce chapitre, on a déterminé les diamètres des tronçons en vérifiant les vitesses et les pressions au niveau des tronçons et nœuds; pour un bon fonctionnement du système d'alimentation.

CHAPITRE VI

« PROTECTION ET POSE DE CANALISATION »

➤ PROTECTION DE CANALISATION :

Introduction :

Dans l'exploitation des systèmes hydrauliques (alimentation en eau potable) les ingénieurs sont confrontés aux problèmes récurrent du coup de bélier, qui nuit au bon fonctionnement des ces systèmes. Dans cette optique, la protection des conduites doit être envisagée pour lutter contre ce phénomène.

Dans ce chapitre on va étudier d'une manière précise ce phénomène, les risques qu'il présente et les moyens de protections. Cela va s'appliquer à l'ensemble de notre réseau d'adduction (refoulement- gravitaire).

VI-1- Protection des conduites contre le coup de bélier :

VI-1-1- Causes du coup de bélier :

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement dont les causes les plus fréquentes sont les suivantes :

- ✓ L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- ✓ La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- ✓ Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- ✓ La modification de la vitesse d'une pompe.
- ✓ La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.
- ✓ La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine

VI-1-2- Les Risques dus aux Coups de Bélier :

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants

VI-1-2-1- Risque de Forte Pression :

Les surpressions dues aux coups de bélier peuvent être engendrées en plus de la pression initiale si leur somme dépasse la pression maximale admissible de la conduite il peut y avoir fissuration de cette dernière et dislocation des points.

VI-1-2-2-Pression Négative :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devienne inférieure à 10mce, il se produit une poche de cavitation. Des conséquences néfastes peuvent être Criées dans la conduite à la suite de cette pression négative, telle que l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit de protection interne.

VI-1-2-3-Fatigues des Conduites :

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

VI-1-3-Description des Phénomènes Physiques :

Survient l'arrêt brusque où instantané quatre phases peuvent être envisagées :

Phase 01 :

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse où célérité désignée par **a**.

Si la distance entre la pompe et le réservoir est : **L** le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est $\frac{L}{a}$. Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

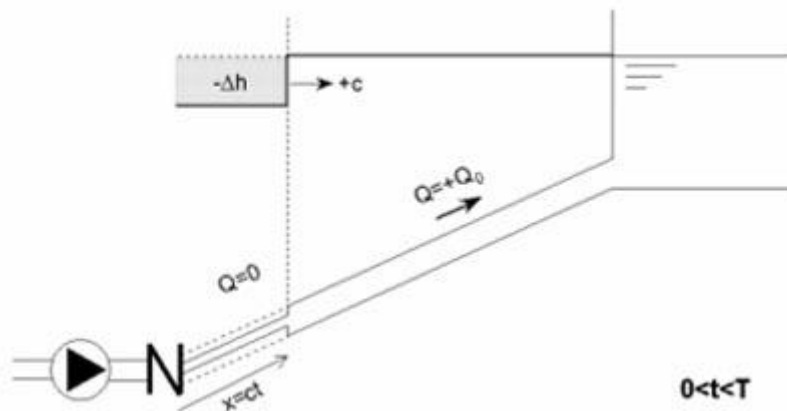


Figure N°VI.1: Première phase du coup de bélier

Phase 02 :

Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche l'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps 3.

$\frac{L}{a}$ C'est-à-dire à $\frac{2L}{a}$ depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

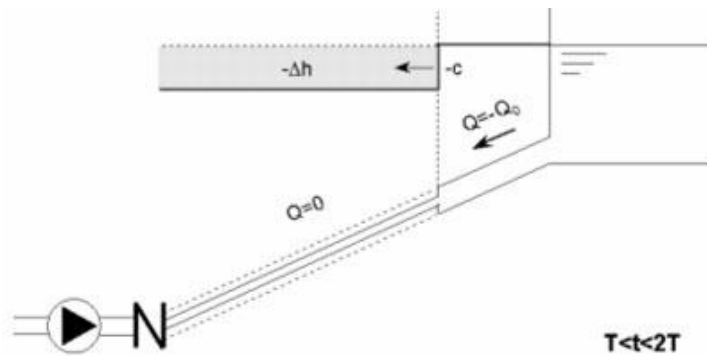


Figure N°VI.2: Deuxième phase du coup de bélier

Phase03 :

En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite .Au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{3L}{a}$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

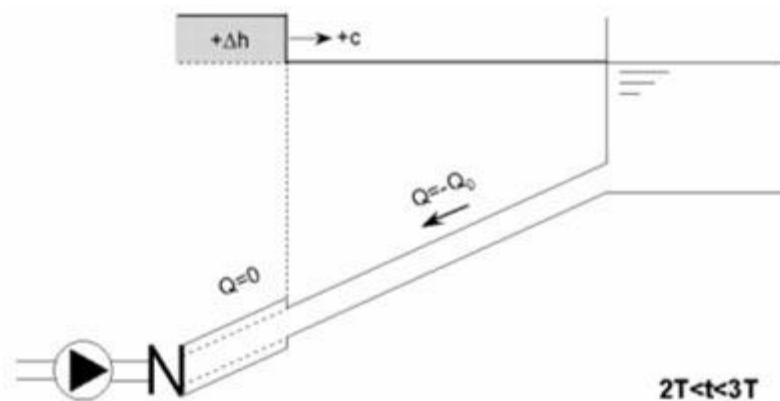


Figure N°VI.3: Troisième phase du coup de bélier

Phase 04:

Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif.

Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{4L}{a}$ depuis l'origine nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

La période du mouvement est donc $\frac{4L}{a}$

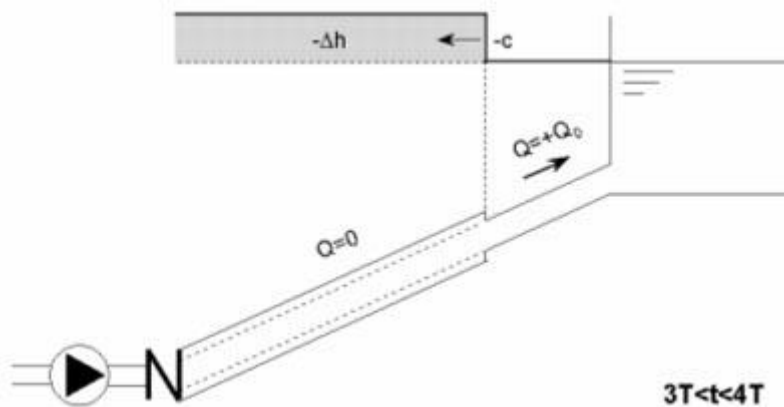


Figure N°VI.4: Quatrième phase du coup de bélier

VI-1-4- Protection de la Conduite de Refoulement contre le Coup de Bélier :

Pour la protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

VI-1-4-1- Calcul des Réservoirs d'air :

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

Comme méthode de calcul, on distingue :

➤ **Méthode de VIBERT :**

La méthode de **VIBERT** donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.

➤ **Méthode de BERGERON :**

La méthode de **BERGERON** est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

Pour notre étude la détermination du volume d'air anti-bélier sera calculé par la méthode de **VIBERT** car :

- ✓ C'est une méthode graphique simplifiée de détermination du volume d'air.
- ✓ Abstraction des pertes de charges dans la conduite.
- ✓ Non prise en compte de l'organe d'étranglement.

VI-1-5-Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de VIBERT:

On calculera la célérité d'onde à l'aide de la formule améliorée par (M.SALAH. B) pour les conduites enterrées:

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \mu_m^2) * (1 - \mu_s)}{(1 - \mu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \mu_s)}}$$

Avec :

C: célérité d'onde en (m/s)

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; $K = 2,07 * 10^9$ Pascal.

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 1.2 * 10^9$ pour le PEHD.

E_s : module de Young du sol ; $E_s = 2 * 10^8$ Pascal.

μ_m : coefficient de poisson du matériau. $\mu_m = 0,45$ (PEHD)

μ_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $\mu_s = 0,33$

e_m : Epaisseur de la conduite (m).

a : rayon intérieur de la conduite (m).

- La charge tenant compte du coup de bélier:

$$Z = Hg + \frac{C * V_0}{g}$$

V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

g : l'accélération de pesanteur.

- La charge statique absolue:

$$Z_0 = Hg + 10$$

- La charge maximale absolue:

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g}$$

On a:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe VI})$$

$$U_0 = \frac{U_0}{L * S} * L * S$$

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}}$$

U_{\max} : volume du réservoir d'air.

Application :

- ✓ Les données de base

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau VI-1: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement:

N°de station	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP 1	PEHD	125	0.0095	1.22	3182	121.78
SP 2	PEHD	63	0.0022	1.27	1336	47.01

- Calcul de la célérité d'onde C :

Les résultats trouvés pour la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI-2: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement:

N°de station	K (Pa) (*10 ⁹)	Kg/m ³	a (m)	ν_m	ν_s	E _s (Pa) (*10 ⁸)	E _m (Pa) (*10 ⁹)	e _m (m)	C (m/s)
SP 1	2,07	1000	0,0551	0.45	0,33	2	1.2	0.0074	472.541
SP 2	2,07	1000	0,0268	0.45	0,33	2	1.2	0.0047	497.560

- Calcul des capacités des différents réservoirs d'air :

Les résultats trouvés pour le calcul de volume des réservoirs d'air sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI-3: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement:

STATIONS	SP1	SP2
Z0(m)	131.78	57.01
Zmax(m)	190.55	121.51
V0(m)	1.22	1.27
g(m²/s)	9.81	9.81
H0(m)	0.076	0.082
H0/Z0	0.000577	0.00144
U0/L*S	0.01	0.008
Zmin/Z0	0.72	0.57
U0(m³)	0.303	0.0235
Umax(m3)	0.421	0.041
Volume du Réservoir en tenant compte de la sécurité (litres)	521	141

Conclusion:

Nous avons vu comment évoluer un régime transitoire après une rupture d'une pompe ainsi que la description physique du phénomène du coup de bélier et en fin

Nous avons vu comment calculer la surpression, la dépression et comment faire le dimensionnement du réservoir d'air.

➤ POSE DE CANALISATION**Introduction :**

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certain cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient rigoureusement entretenues et protégées.

Dans notre projet, nous avons procédé à l'étude d'une adduction. Cependant pour compléter cette dernière, nous ne devons pas négliger les accessoires à utiliser sur nos conduites.

VI.2. Pose de canalisation :**VI.2.1. Principe de pose des canalisations :**

Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même pour toutes les conduites. Par contre le mode de pose varie d'un terrain à l'autre, ceci dans le but de diminuer l'effet des différentes contraintes agissant sur la canalisation. En principe pour permettre un écoulement naturel des eaux d'infiltration, la pose de canalisation s'effectue à partir des points hauts. Si la canalisation est posée en tranchée, celle-ci doit être suffisamment large (minimum 70 cm), de façon à permettre l'accès aux ouvriers pour effectuer le travail. Au niveau des joints, la tranchée devra présenter un élargissement plus important.

L'épaisseur du remblai au dessus de la génératrice supérieure de la conduite est variable suivant les régions du fait du gel. En général, elle est de 1 m. Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tout les 200 à 400 m.

Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dur d'environ 10 m, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

VI.2.2. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on procède à un triage de conduite de façon à écarter celle qui subit des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la descente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente. Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butés de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de

1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement
 Cette épreuve doit durer 30 min environ, la variation de niveau ne doit pas excéder 0,2 Bars.

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins.

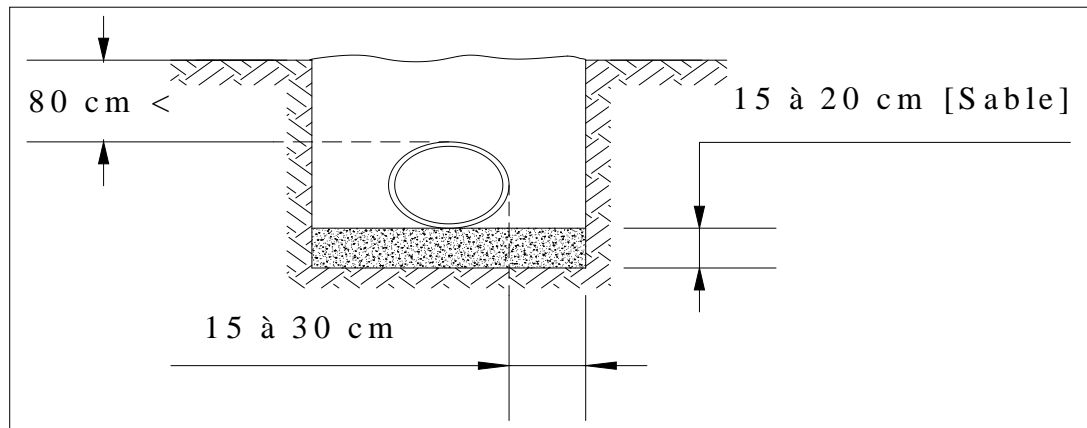


Figure N°VI- 05 : Pose de conduite dans un terrain ordinaire.

VI-3-La mise en place des canalisations :

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

- Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont ;
- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé ;
- Les tuyaux sont posés avec une pente régulière entre deux regards ;
- Avant la mise en place, il faut nettoyer le lit des tranchées ;
- Le calage soit définitif par remblai partiel, soit provisoire à l'aide des cales ;
- A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers ;

VI-4-Constructions des regards :

Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction à savoir les ventouses et les Vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé et sont généralement de forme carrée dont les dimensions varient en fonction des collecteurs. La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre.

Les différentes opérations pour l'exécution d'un regard sont les suivantes :

- Réglage du fond du regard ;
- Exécution de la couche du béton de propreté ;
- Ferrailage du radier de regard ;
- Bétonnage du radier ;
- Ferrailage des parois ;
- Coffrage des parois ;

- Bétonnage des parois ;
- Décoffrage des parois ;
- Ferrailage de la dalle ;
- Coffrage de la dalle ;
- Bétonnage de la dalle ;
- Décoffrage de la dalle ;

VI-5-Remblais des tranchais:

Après avoir effectué la pose des canalisations dans les tranchées, on procède au remblaiement par la méthode suivante :

- L'enrobage de (10 : 15 cm) au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite,
- Le matériau utilisé est constitué par des déblais expurgés des pierres grossières ;
- A l'aide des engins on continue à remblayer par des couches successives de 0,25 m compactées l'une après l'autre. Pour cette étape on utilise la terre des déblais ;

Pour que les conduites résistent aux forces extérieures dues à des charges fixes et mobiles et au remblai il faut choisir des matériaux qui garantissent la résistance à ce dernier.

VI-6-Accessoires :

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

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

VI-6-1- Robinets vannes :

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvres lentes pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue pour une rotation de 90° de la partie tronconique.

On distingue les robinets vannes papillon :

➤ Robinet à papillon centré :

Le robinet à papillon peut être manœuvré par commande manuelle, électrique, pneumatique, hydraulique. Pour ces robinets de grand diamètre, le couple dépend des caractéristiques hydrauliques du circuit.

Applications :

- Adduction d'eau, traitement d'eau, irrigation, assainissement, dessalement, l'industrie
- Circuits de refroidissement et d'incendie

- Construction navale, sidérurgie et dans les centrales électriques (hydrauliques, thermiques et nucléaires)
- Sectionnement et régulation dans tous les secteurs de l'industrie

Conditions de service :

- Température : de 0° C minimum à +65° C maximum.

La température d'utilisation dépend du fluide véhiculé et de la nature de l'élastomère de la manchette utilisée, D'autres températures peuvent être proposées.

- Pression admissible (PS) jusqu'à 25 bar à la température ambiante.



Figure VI- 06 : Vanne à papillon centré

➤ **Robinet vanne à opercule :**

Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin.

Applications :

- Processus industriels, centrales électriques et chantiers navals
- Pour eau, vapeur, gaz, huiles et autres produits non agressifs
- Autres applications sur demande.

Conditions de service :

- Pression de service max admissible : 40 bars
- Température max admissible : 400 °C



Figure VI- 07 : Robinet vanne à opercule

➤ **Les vannes papillons :**

Ce sont des vannes à survitesses utilisées surtout au niveau des réservoirs d'eau (sortie de la conduite), c'est une vanne se fermant sous la pression de l'eau, à ne pas utiliser à l'aval d'une conduite. Elle occasionne une faible perte de charge.

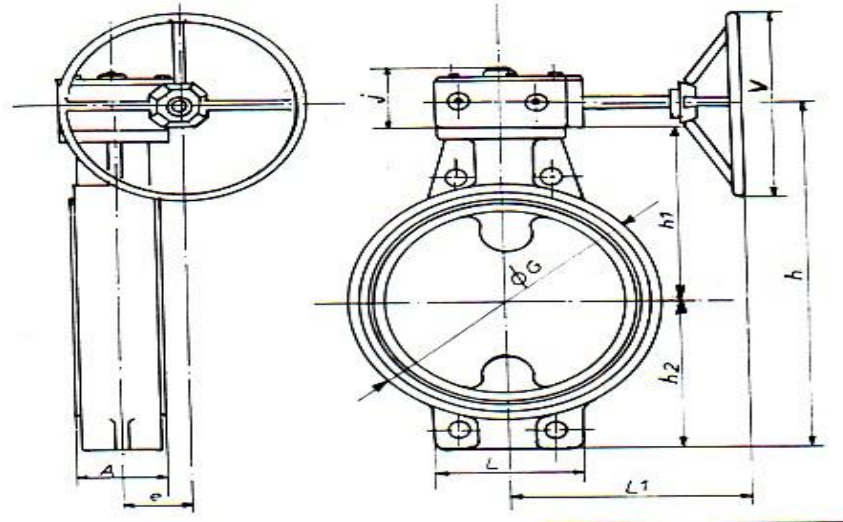


Figure VI- 08 : Vanne papillon

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit l'installation:

- Des robinets vanne à opercule à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivées et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe et au maximum chaque 400m de la conduite gravitaire et de refoulement.
- Des robinets vanne papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.

VI-6-2- Clapet anti retour :

Le clapet anti retour est, en apparence, un appareil simple. Schématiquement, il fonctionne comme une porte. C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

Application :

- Industrie et installations de chauffage
- Fluides, vapeur, gaz
- Installations de chauffage à eau chaude DIN 4751
- Installations de chauffage à eau surchauffée DIN 4752
- Installations thermo conductrices DIN 4754 (uniquement PN 6/10/16)

Caractéristiques de fonctionnement :

- Plage de température : PN 6 de : 30 à 100 °C
PN 6/10/16 de : 30 à 250 °C
- Plage de pression : jusqu'à = 16 bar

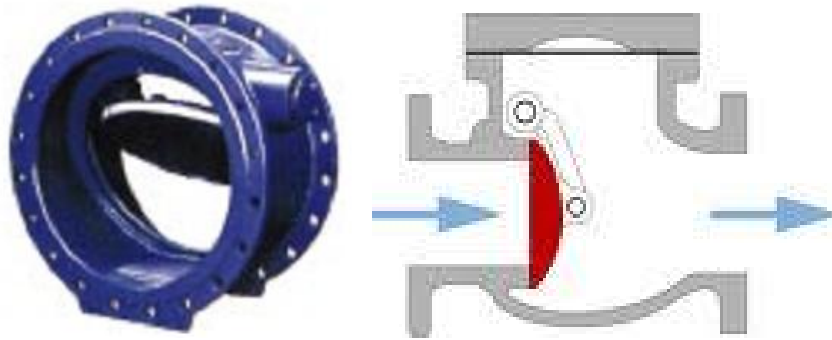


Figure VI- 09 : Clapet anti retour

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit l'installation d'un clapet anti retour à la sortie de chaque pompe.

VI-6-3- Ventouses :

Appareils mis en place aux points hauts de la canalisation et servant à l'évacuation de l'air occlus.

L'air, compressible, est le pire ennemi des installations. Les bouchons d'air se compriment et décompressent créant des pressions qui varient sans cesse.

Les sous-pressions sont souvent plus dévastatrices que les surpressions. Si l'on ne prévoit pas d'entrée d'air lorsque l'on vide les tuyaux, cela engendre le phénomène de vacuum qui engendre des déformations et dégradations importantes des tuyaux. On injecte donc de l'air par les ventouses.

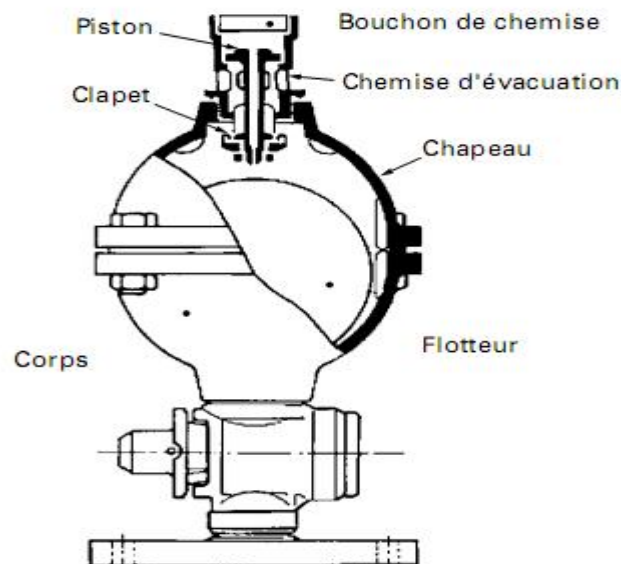


Figure VI- 10 : Ventouse à fonction unique

VI-6-4- Vannes de décharge :

C'est un robinet disposé au point bas du tracé en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans un fossé ou en plein air (cas d'une conduite compagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible

VI-6-5- Conduite by-pass :

Le by-pass est utilisé pour :

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

Dans notre cas, les by-pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de chambre de vannes pour remplir le troisième rôle.

V-6-6- Crépines :

Ce sont des appareils en forme de panier percé de trous, placés à l'extrémité des canalisations d'aspiration, afin d'empêcher l'introduction de corps étrangers dans celle-ci.

Remarque :

Dans notre cas, les crépines seront installées sur chaque conduite de départ (collecteur d'aspiration) à l'intérieur des réservoirs.

VI-6-7- Réducteurs de pression et débit :

Les réducteurs de pression sont utilisés pour permettre l'alimentation d'une partie basse de pression à partir d'un étage à pression sensiblement plus élevé.

Un réducteur de pression comporte toujours un clapet mobile et un ou plusieurs ressorts de compression, réglables, agissant sur le clapet dans le sens de l'ouverture.

Si la pression tombe à l'aval au-dessous de la valeur désirée, le clapet s'ouvre sous l'action des ressorts , Au contraire, dès que la pression aval atteint la valeur fixée, le clapet se referme.

Il est recommandé de placer un tel réducteur entre deux robinets-vannes et d'installer un by-pass avec vanne normalement fermée.

Ce dispositif permet de mettre l'appareil hors circuit, soit pour une réparation éventuelle, soit en cas d'incendie, pour maintenir une haute pression dans le réseau.

VI-6-8- Organes de raccordement :

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- ✓ La déviation d'une partie d'écoulement ;
- ✓ L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage ;
- ✓ Le changement de diamètre de la conduite ;
- ✓ Le montage et le démontage des accessoires ;
- ✓ Le changement de direction de la conduite.

VI-6-9- Coudes :

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillé et ramifié, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle r de : $\frac{1}{4}$ (90°), $\frac{1}{8}$ (45°), $\frac{1}{16}$ ($22^\circ30'$), $\frac{1}{32}$ ($11^\circ15'$).

VI-6-10- Cônes :

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :

- ✓ Les cônes à deux emboîtements ;
- ✓ Les cônes à deux brides ;
- ✓ Les cônes à emboîtement et bride.

VI-6-11- Tés :

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides.

VI-6-12- Joints de démontage :

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.

Conclusion :

D'après les profils effectués pour chaque tronçon d'adduction, les accessoires à utilisés seront :

- ✓ Les réservoirs anti-bélier à la sortie de chaque station de pompage.
- ✓ Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites;
- ✓ Les vannes de décharge pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites;
- ✓ Les robinets vannes pour isoler le tronçon à entretenir;
- ✓ Les vannes papillons à la sortie des réservoirs pour interrompre l'écoulement dans le cas ou les conduites éclatent.
- ✓ Les clapets anti-retour ;
- ✓ Les manchons pour le montage et le démontage des différents accessoires.

CHAPITRE VII**« ORGANISATION DE CHANTIER »****Introduction :**

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les Meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

Les étapes à utiliser sur les chantiers pour la réalisation d'un réseau d'alimentation en Eau potable (A.E.P) sont :

- ✓ Implantation des traces des tranchées sur le terrain.
- ✓ Excavation des tranchées.
- ✓ Pose des conduites.
- ✓ Epreuve de joint et de canalisation.
- ✓ Remblaiement des tranchées.

VII.1.Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :**a) Matérialisation :**

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes.

La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminée.

b) Nivellement :

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux où plusieurs points situés sur une pente uniforme. Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul, on détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

VII.2.Excavation des tranchées :

Cette opération se divise en deux étapes :

VII.2.1.Enlèvement de la couche végétale :

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour un bulldozer ou un anglodozer.

VII.2.2.Excavation :

Selon les caractéristiques du terrain ; l'excavation sera réalisée mécaniquement.

La profondeur minimale de la tranchée a excavée doit atteindre 1 m pour les raisons Suivantes :

- Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Pour protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être grande pour qu'un homme puisse travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer s'il y a lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

La profondeur de la tranchée « Htr »

La largeur de la tranchée « b »

VII.2.3. Aménagement du lit de pose des conduites :

Avant la pose des conduites, on procédera aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres des déblais placés sur les cotes de la tranchée de façon à éviter leurs chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée.
- Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pression soit constante entre les points de changement de pentes prévues.
- Etablir en suite le niveau du fond de la tranchée en confectionnant un lit de pose bien damé avec la terre meuble du sable, ce lit de sable est à une épaisseur d'environ 20cm (pour notre cas nous avons pris 15 cm).

VII.3. Pose des conduites :

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subi des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille. Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour opérer correctement.

VII.4. Epreuve de joint et de la canalisation :

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

VII.5. Remblaiement de la tranchée :

Une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassé doit être effectuée manuellement en utilisant la terre des déblais (tout élément indésirable étant exclu).

VII.6. Calcul des volumes des travaux de réseau et l'adduction :**VII.6.1. Déblais d'excavation :**

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers

Sachant que :

$$V_{exc} = S * L_{exc} = (b * h) * L_{exc}$$

V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives;

L : distance entre deux coupes consécutives.

b : largeur de la tranchée;

h : profondeur de la tranchée

VII.6.1.1. La profondeur de la tranchée :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1$$

H_{tr} : profondeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol.

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,15$ m.

VII.6.1.2. Largeur de la tranchée :

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite en laissant **30cm** d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6 \text{ m.}$$

b : largeur de la tranchée (m) et D : diamètre de la conduite (m).

Tableau VII.1: calcul du volume du lit de pose

D (mm)	L (m)	B(m)	H (m)	S (m ²)	V (m ³)
160	1148	0.760	0.15	0.114	130.872
125	3627	0.725	0.15	0.1088	394.618
90	564.5	0.69	0.15	0.1035	58.426
63	1336	0.663	0.15	0.0995	132.865
40	69	0.64	0.15	0.096	6.624
32	69	0.632	0.15	0.0948	6.5412
Volume total					729.9462

Tableau VII.2: calcul du volume à excaver

D (mm)	L (m)	B(m)	H (m)	S (m ²)	V (m ³)
160	1148	0.760	1.31	0.996	1143.408
125	3627	0.725	1.275	0.9244	3352.7988
90	564.5	0.69	1.24	0.8556	482.9862
63	1336	0.663	1.213	0.8042	1074.4379
40	69	0.64	1.19	0.762	52.55
32	69	0.632	1.18	0.746	51.47
Volume total					6157.6509

VII.6.2. Remblais compacté :

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit par le volume occupé par la Conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_{cond}$$

V_r : volume du remblai

V_{exc} : volume du déblai (volume excavé)

V_{cond} : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

Tableau VII.3: calcul du volume du remblai :

D (mm)	L (m)	Scond (m ²)	Vcond (m ³)	Vs (m ³)	Vexc (m ³)	Vr (m ³)
160	1148	0.0201	23.075	130.872	1143.408	989.461
125	3627	0.01226	44.467	394.618	3352.7988	2913.7138
90	564.5	0.00636	3.590	58.426	482.9862	420.9702
63	1336	0.0030	4.008	132.865	1074.4379	937.5649
40	69	0.00126	0.08694	6.624	52.55	45.83906
32	69	0.0008	0.0555	6.5412	51.47	44.8733
Volume total						5352.42226

VII.7. Devis total de projet :**Tableau VII.4. : Frais des travaux**

Travaux	Quantité (m ³)	prix unitaire(DA)	prix total (DA)
Déblai	6157.6509	348	2142862.51
remblai	5352.42226	400	2140968.9
lit de pose	729.9462	1000	729946.2
Volume total			5013777.62

Tableau VII.5. : Frais de pose des conduites

D (mm)	unité	Longueur(m)	Prix unitaire DA	montant DA
160	ML	1148	1409.44	1618037.12
125	ML	3627	735,44	2667440.88
90	ML	564.50	387,5	218743.75
63	ML	1336	233,89	312477.04
40	ML	69	113.24	7813.56
32	ML	69	72.34	4991.46
TOTAL				4829503.81

Tableau VII.6. : Frais total

Désignation	Montant DA
frais des travaux	5013777.62
frais des conduites	4829503.81
Total	9843281.43

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de savoir comment faire les travaux pour réaliser un Projet d'alimentation en eau potable sur chantier dans les meilleures conditions et le bon fonctionnement.

On distingue un volume des travaux total de l'ordre **12240.01936 m³**, avec un devis de **9843281.43DA**.

CHAPITRE VIII

« PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL »

Introduction :

Ce chapitre a une importance non négligeable tant du point de vue économique que social. L'accident de travail est considéré comme tel si, quelle qu'en soit la cause, l'accident est survenu par le fait ou à l'occasion du travail à toute personne, salariée ou non, travaillant à quelque titre ou en quelque lieu que ce soit, pour un ou plusieurs chefs d'entreprises.

Cette définition englobe les accidents survenus à la cantine, au restaurant d'entreprise, pendant les pauses, les périodes de déplacement depuis le lieu de résidence au lieu du travail, et aussi les périodes de missions.

Parmi les causes fréquentes des accidents de travail :

- ✓ Mauvaise conception des machines,
- ✓ Défaut d'organisation générale du travail,
- ✓ Manque d'information sur l'état du système,
- ✓ Défaut de formation technique.
- ✓ Mauvaise disposition des installations dans le lieu du travail.

VIII-1 L'HYGIENE ET LA SECURITE DANS LES STATIONS DE POMPAGES:

« Les maîtres d'ouvrages entreprenant la construction ou l'aménagement de bâtiments destinés à l'exercice d'une activité industrielle sont tenus de se conformer à des règles édictées en vue de satisfaire aux dispositions législatives et réglementaires prévues dans l'intérêt de l'hygiène et la sécurité »

Ainsi, le législateur oblige celui qui construit une station de pompage à concevoir les ouvrages permettant au personnel d'effectuer en toute sécurité les opérations d'exploitation et d'entretien.

Cela n'évitera pas de prévoir certaines dispositions et consignes d'exploitations qui permettront d'utiliser dans les meilleures conditions les ouvrages réalisés.

VIII-1-1 Les risques à considérer lors de la conception des ouvrages :

- Avant toute chose, les installations doivent être dans un endroit clos ou clôturé dont l'accès sera formellement et explicitement interdit aux personnes étrangères au service.
- L'accès de la station doit être interdit aux personnes étrangères sans guide.

- La chute est une cause très fréquente d'accident de travail, le constructeur doit donc chercher à réduire ce risque : sol antidérapant, rambardes, gardes corps, mains courantes, installation des regards en dehors des zones de circulation, signalisation des obstacles...
- Sur le plan de l'hygiène la nature des revêtements doit être d'un entretien facile.
- Les problèmes de bruit et d'odeurs ne sont pas toujours complètement éliminés pour les salariés qui doivent pénétrer à l'intérieur des ouvrages ; certaines dispositions constructives permettent pourtant de limiter leurs effets.
- Le personnel chargé de l'entretien doit pouvoir travailler sans faire d'acrobatie et en toute sécurité, il doit donc pouvoir atteindre facilement tous les points de contrôle et de réglage, tels que les compteurs, les graisseurs, les vannes, les capteurs, de niveau, etc.

VIII-1-2 Les risques provenant des matériels et machines :

1- Installations électriques :

- Une bonne conception des ouvrages contribue à la prévention des accidents d'origine électrique.
- Si les interventions sur les pompes doivent se faire à l'aide de grues auto tractées, il est déconseillé d'installer cette station à proximité de la ligne électrique aérienne.
- Quand cela est possible, il est conseillé de prévoir un arrêt de la ligne à quelques dizaines de mètres de l'ouvrage et de réaliser une alimentation souterraine.
- Quand la station a une certaine importance, on prévoira un éclairage de secours (batteries, groupes électrogènes, onduleurs,...) dans les endroits humides, à proximité d'enceintes conductrices (cuves anti-bélier), on prévoira des alimentations très basse tension.
- Certains gaz sont très corrosifs, principalement l'hydrogène sulfuré et il y a lieu de placer les installations électriques dans des endroits ventilés ou ces gaz ne risquent pas de s'accumuler.
- Sur le plan de l'exploitation d'accès au matériel sous tension sera réservé au personnel électricien. La prudence oblige à ne permettre les manœuvres des installations qu'à des salariés dont on aura vérifié les connaissances en matière de sécurité électrique. Il existe différents niveaux d'habilitation. Ils ne devront intervenir sur les machines tournantes qu'après être assurés et avoir signalé la mise en arrêt.
- Une condamnation du circuit de commande ne peut jamais être considérée comme un verrouillage de sécurité par suite de défaut d'isolement possible de ce circuit. L'ouverture du sectionneur, le débouchage de disjoncteur, l'enlèvement des fusibles sont seuls réellement sûrs.

- L'attention du personnel doit aussi être sur les risques des machines tournantes à démarrage automatique ou cyclique.
- Enfin, lorsque des capots ou cadres de protection sont retirés, les machines doivent être verrouillées à l'arrêt.

2- Appareils de levage :

- Les treuils, les ponts roulants, les potences, les palans, les poulies, les élingues et les crochets peuvent être à l'origine d'accidents graves. Ils font l'objet d'une réglementation contraignante et complexe.
- Afin de s'assurer de leur bon état de fonctionnement, des vérifications périodiques doivent être prévues pour l'ensemble des appareils de levage et leurs dispositifs de sécurité. Comme les agents chargés d'effectuer ces vérifications doivent être particulièrement qualifiés.

3- Appareils de pression :

- Les réservoirs de compresseurs, des cuves anti-béliers sont les principaux appareils à pression de gaz utilisés dans les stations.
- Ces matériaux doivent être maintenus en bon état, ils sont réglementés dès que leur pression de service soit supérieure à 4 bars.
- L'épreuve est obligatoire avant mise en service sur le lieu d'utilisation, elle doit être renouvelée tous les dix (10) ans. Une vérification est à faire tous les trois (3) ans.

4- Les travaux dans la station de pompage :

Avant toute intervention dans une station de pompage le personnel doit connaître les risques qu'il peut y rencontrer ; la réglementation impose d'ailleurs d'informer les salariés exécutant des travaux d'entretien sur les règles de sécurité à respecter.

Il faut notamment indiquer ;

- les règles de circulation (les endroits dangereux ou interdits)
- les modes opératoires les plus sûrs.
- le fonctionnement des dispositifs de protection et de secours
- la conduite à tenir en cas d'accident.

Pour le personnel de d'intervention, il est souhaitable que celui-ci ait quelques notions élémentaires qui lui permettent de conserver son sang froid en cas d'accident. Il est utile, par exemple, d'avoir enseigné le maniement d'un extincteur, d'afficher à proximité du téléphone la

liste des numéros d'urgence et, si possible, de former du personnel au secourisme. Cette formation est d'ailleurs indispensable pour les électriciens.

Dans le cas d'utilisation de protections individuelles, il serait illusoire de penser qu'il suffit de les remettre à l'agent pour qu'elles soient bien utilisées ; un harnais de sécurité, un appareil respiratoire ne sont pas d'un usage facile.

L'encadrement dans ce domaine; un rôle important à jouer, il doit être informé de l'obligation de faire porter ces équipements, il doit connaître les méthodes d'enseignement et de démonstration de leurs utilisations.

5- Les canalisations et équipement auxiliaires :

Toute canalisation fait l'objet d'une étude de sécurité qui est établie sous la responsabilité du maître de l'ouvrage et communiquée au service chargé du contrôle avant la construction de la canalisation,

L'étude de sécurité comprend les éléments suivants :

- ✓ L'analyse des risques appliquée à la canalisation, en fonction du tracé retenu et des points singuliers identifiés, et dans la station de pompage.
- ✓ La présentation des accidents susceptibles d'intervenir, que leur cause soit d'origine interne ou externe, et la description de leurs conséquences potentielles ;

L'étude de sécurité détermine les dispositions spécifiques que le du maître de l'ouvrage met en œuvre pour assurer la sécurité de la canalisation ainsi que la surveillance du maintien de son intégrité dans le temps, notamment en ce qui concerne les éléments suivants :

- Les organes de limitation des surpressions ;
- Les organes de détection, de mesure et de télémessure ;
- Les organes de sectionnement, et notamment ceux destinés à l'arrêt d'urgence ;
- La distance minimale et les mesures de sécurité vis-à-vis de toutes installations présentes à proximité, enterrées ou non, notamment celles susceptibles de produire des interactions en fonctionnement normal ou en cas d'accident (par exemple d'autres canalisations parallèles ou en croisement, ou des lignes électriques) ;

VIII-1-3 Mesures préventives dans certaines conditions :

1- Electrocutation :

La prévention de cet accident électrique consiste à éviter de toucher à tout fil électrique qui tombe par terre et aussi s'assurer de l'existence des prises de terres et leur état, sur toutes les installations de pompage.

2- Incendie :

Ils devront être maîtrisés avant propagation en prévoyant des systèmes anti-incendies

3- Détection de flamme :

Ces nouvelles détections devront être raccordées à la sirène lumineuse et sonore existant en façade, laquelle est déjà raccordée aux détecteurs de gaz.

Il est nécessaire d'installer :

- ✓ détection de chaleur, à fixer de préférence sur les poteaux d'éclairage,
- ✓ Sirène sonore et lumineuse placée dans des lieux différents et visibles
- ✓ Un système anti-incendie (pompe d'eau, extincteur, bac à sable...)
- ✓ un logiciel de gestion des alarmes incendie et intrusion sur des ordinateurs existants
- ✓ un transmetteur téléphonique

VIII-2 LA PREVENTION CONTRE LES ACCIDENTS DU TRAVAIL**VIII-2-1 Prévention individuelle :**

Elle ne supprime pas le risque mais elle permet au travailleur de le connaître, de l'éviter ou de s'en protéger. Elle repose sur la formation et les protections individuelles.

1- Formation des salariés à la sécurité :

La formation à la sécurité est sous la responsabilité du chef d'entreprise avec la coopération du service de sécurité et du médecin du travail.

Elle est obligatoire dans le mois suivant l'embauche ou en cas de changement de poste. Elle passe par l'instruction générale au cours de la scolarité puis par l'enseignement spécifique lors de la formation professionnelle ; elle enseigne les consignes et les gestes de sécurité, ainsi que la conduite à tenir face à un autre salarié victime d'un accident du travail ou d'une intoxication. Elle doit être renouvelée périodiquement.

On procède aussi à des formations spécialisées pour les sauveteurs secouristes du travail.

2- Protections individuelles :

Elles sont moins fiables que la protection collective et ne devrait être mises en œuvre que lorsque celle-ci est impossible. La protection individuelle reste souvent indispensable.

Parmi les protections individuelles :

- Casques de protection contre les objets pouvant tomber,
- Protection des mains : gants, crèmes protectrices, produits de nettoyage spécifiques non nocifs.

- Chaussures de protection (semelle épaisse, antidérapante, avec coquille métallique de protection des orteils)
- Lunettes de sécurité (UV, chaleur, projection de débris)
- Protecteurs auditifs (casques anti-bruit, bouchons d'oreille)
- Moyens de protection anti-chutes (harnais de sécurité)
- Combinaisons étanches ou spécifiques à certains risques (produits chimiques, combinaison anti-feu...)

VIII-2-2 Prévention collective :

Elle doit toujours être mise en premier lieu. C'est l'employeur, avec le service de sécurité, et conseillé par le médecin du travail, qui organise la prévention dans le cadre de la législation en vigueur afin d'empêcher que l'accident se produise à nouveau en détectant les risques. Les moyens possibles sont nombreux :

- Prévention intégrée : c'est la prévention de conception qui supprime l'existence du risque en installant dès la conception des dispositifs de protection et de sécurité sur les machines dangereuses.
- Entretien des machines et des installations.
- Contrôle et certification de conformité des machines
- La signalisation dans l'entreprise doit être évidente et connue de tous, utilisation des couleurs de sécurité (rouge, orange, vert), isolement des zones dangereuses (barrières, écrans, cartons).
- Contrôle régulier du fonctionnement et entretien des systèmes de sécurité.
- Amélioration des techniques de travail : étiquetage des produits, travail en vase clos, aspiration des vapeurs et des poussières, remplacement d'un produit dangereux par un autre quand c'est techniquement possible.
- Amélioration des ambiances de travail (éclairage, bruit, empoussièremment, ambiance thermique)
- Fixation de valeurs limites d'exposition : la réglementation établit des valeurs limites assorties de contrôles périodiques obligatoires pour certains risques professionnels (plomb, bruit...) et des valeurs indicatives pour d'autres produits d'ambiances physiques (vibrations...).
- Information du salarié par le médecin du Travail sur les risques encourus et les précautions à prendre. Cette information doit précéder la prise de poste et être renouvelée régulièrement à chaque visite médicale ou lors de la visite des lieux de travail.

- Le salarié doit être également informé des mesures de prévention et des contrôles effectués dans les locaux de travail par le médecin de travail.

VIII-3 Quelque Conseil de Sécurité donnée par le Fournisseur de pompe :

La présente notice de service comporte des instructions importantes à respecter lors de la mise en place, de l'exploitation et de l'entretien. Elle doit être disponible en permanence sur le lieu d'utilisation de la machine.

1- Identification des symboles utilisés dans cette notice de service :

Les instructions de sécurité figurant dans cette notice de service qui, en cas de non-observation, peuvent entraîner des dégâts corporels, sont marquées soit avec le symbole général de danger symbole de sécurité conformément à la norme DIN 4844 - W9 ,soit dans le cas d'avertissement contre la tension électrique, du symbole de sécurité conformément à la norme DIN 4844 - W8, Si le non-respect des instructions de sécurité peut entraîner des dégâts matériels et le dysfonctionnement des machines, ces instructions sont précédées de l'avertissement **Attention** Les instructions figurant directement sur la machine, comme par exemple

- la flèche indiquant le sens de rotation
- le marquage des raccords pour fluides, doivent être absolument respectées. Il faut veiller à ce qu'elles soient toujours lisibles.

2- Qualification et formation du personnel :

Le personnel d'exploitation, d'entretien, d'inspection et de montage doit être qualifié pour ces tâches.

Les responsabilités, les compétences et la surveillance du personnel doivent être définies, en détail, par l'exploitant. Si le personnel n'est pas suffisamment qualifié, il faut le former. Sur demande de l'exploitant de la machine, cela peut se faire par le fabricant / fournisseur. De plus, l'exploitant doit s'assurer que le personnel a bien compris l'ensemble de cette notice de service.

3- Risques encourus en cas de non observation des instructions de sécurité :

Le non-respect des instructions de sécurité peut entraîner aussi bien des dangers corporels que des dangers matériels et la pollution de l'environnement. La non observation des instructions de sécurité conduit à la perte des droits aux dommages intérêts.

Pour donner quelques exemples, le non-respect peut entraîner

- La défaillance de fonctions essentielles de la machine et/ou de l'installation,
- La défaillance des méthodes d'entretien et de maintenance,
- Des dommages corporels d'ordre électrique mécanique, chimique et thermique

- La pollution de l'environnement par la fuite de substances dangereuses.

4- Instructions de sécurité pour l'exploitant / le personnel de service :

- Si des composants chauds ou froids de la machine peuvent causer des dommages, l'exploitant doit les isoler de tout contact.
- Les protections des parties en mouvement ne doivent pas être enlevées pendant le fonctionnement de ces machines.
- Les fuites de fluides dangereux (fluides explosifs, toxiques, surchauffés) doivent être évacuées de sorte que ni une personne, ni l'environnement ne soient mis en péril. Respecter les dispositions légales en vigueur.
- Tout danger lié à l'énergie électrique doit être éliminé (pour plus de précisions, consulter les prescriptions spécifiques du pays d'utilisation ainsi que celles de votre compagnie d'électricité locale).

5- Instructions de sécurité pour les travaux d'entretien, d'inspection et de montage :

L'exploitant doit veiller à ce que tous les travaux d'entretien, d'inspection et de montage soient exécutés par un personnel qualifié et autorisé ayant préalablement étudié la notice de service.

Par principe, tous les travaux sur le groupe de pompe ne doivent être entrepris qu'à l'arrêt de la pompe.

A l'issue des travaux, tous les dispositifs de sécurité et de protection doivent être remontés et remis en fonction.

6- Limites d'intervention :

La sécurité de fonctionnement de la pompe fournie n'est assurée que si elle est exploitée conformément au paragraphe 1 de la présente notice de service. Les valeurs limites indiquées dans la fiche de spécification technique ne doivent en aucun cas être dépassées.

Remarque :

Tout accident, incident ou situation de danger susceptible de mettre en cause la sécurité des personnes ou des biens ou la protection de l'environnement implique la mise en œuvre par le maître de l'ouvrage du plan de surveillance et d'intervention, et fait l'objet d'une communication immédiate au préfet, au service chargé du contrôle et à celui chargé de la sécurité civile. Cette information doit être confirmée dans les meilleurs délais par écrit.

CONCLUSION

Les stations de pompage ne sont pas des endroits plus dangereux que d'autres, elles ont leurs risques particuliers et ceux -ci doivent être connus à la fois des exploitants qui y travaillent et des constructeurs qui les conçoivent.

L'amélioration de la sécurité des travailleurs est devenue une obligation très contraignante du législateur qui poursuit et condamne lourdement les contrevenants, mais elle est aussi et, avant tout une obligation sans laquelle il ne peut y avoir de projet technique acceptable.

Conclusion Générale

Ce mémoire de fin d'étude a été consacré à l'étude de l'alimentation en potable de La localité ROUAICHIA Commune de Ténès (w.Chlef), cette étude est faite pour l'horizon 2045 dont la population de La commune atteindra 3758 habitants, et pour atteindre cet objectif il était nécessaire De :

- ✓ Faire une présentation de la zone d'étude et une estimation des besoins en eau qui ont permis d'identifier les ouvrages et les ressources hydrauliques existants.
- ✓ projeté un réservoir de capacité 250 m³ calculée en tenant compte de la variation horaire de la consommation.
- ✓ Projeté deux BACHE d'eau de capacité 50 m³ pour alimenté les deux localités (EST et SUD)
- ✓ Projeter des conduites en PEHD (Partie Adduction) a une longueur totale égale à 5082.5 m Avec des diamètres variés de 63mm PN10, 90mm PN10 et 125mm PN16.
- ✓ Projeter des conduites en PEHD (Partie Distribution) a une longueur totale égale à 1731 m Avec des diamètres variés de 32mm PN10, 40mm PN10 ,125mm PN16 ,et 160mm PN16 .
- ✓ Protéger les conduites contre le phénomène de coup de bélier par deux réservoirs d'air pour lutter contre les fortes dépressions et fortes surpression.
- ✓ Calculer les volumes des travaux du projet ainsi que leurs couts estimatifs.

REFERENCES

BIBLIOGRAPHIQUE

SALAH BOUALEM :

- « Alimentation en eau potable», E.N.S.H, 1993.
- « Polycopies d'Alimentation en Eau Potable (5^{ème} Année)»,
- Cours et TD d'Alimentation en Eau Potable (4^{ème} et 5^{ème} Année)

ABRAMOV.N "Alimentation en eau potable" Moscou, 1982.

J. BONIN. Aide-mémoire d'Hydraulique urbaine, Editions EyroParis
1982 ,11P

Dupont. Hydraulique urbaine. Tome II. Éditions Eyrolles paris
1979,7P

Catalogue :

- ✓ **CAPRARI** : « pompes multicellulaires à haute pression ».
- ✓ **CHIALI.**

Logiciels :

- ✓ **CAPRARI POMPES**
- ✓ **EPANET**

Tableau : Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier

Heures	Nombres d'Habitants				
	< 10000	de 10001 à 50000	de 50001 à 100000	Plus de 100.000	Aggloméra. de Type Rurale
00-01	1.00	1.50	3.00	3.35	0.75
01-02	1.00	1.50	3.20	3.25	0.75
02-03	1.00	1.50	2.50	3.30	1.00
03-04	1.00	1.50	2.60	3.20	1.00
04-05	2.00	2.50	3.50	3.25	3.00
05-06	3.00	3.50	4.10	3.40	5.50
06-07	5.00	4.50	4.50	3.85	5.50
07-08	6.50	5.50	4.90	4.45	5.50
08-09	6.50	6.25	4.90	5.20	3.50
09-10	5.50	6.25	5.60	5.05	3.50
10-11	4.50	6.25	4.80	4.85	6.00
11-12	5.50	6.25	4.70	4.60	8.50
12-13	7.00	5.00	4.40	4.60	8.50
13-14	7.00	5.00	4.10	4.55	6.00
14-15	5.50	5.50	4.20	4.75	5.00
15-16	4.50	6.00	4.40	4.70	5.00
16-17	5.00	6.00	4.30	4.65	3.50
17-18	6.50	5.50	4.10	4.35	3.50
18-19	6.50	5.00	4.50	4.40	6.00
19-20	5.00	4.50	4.50	4.30	6.00
20-21	4.50	4.00	4.50	4.30	6.00
21-22	3.00	3.00	4.80	4,20	3.00
22-23	2.00	2.00	4.60	3.75	2.00
23-24	1.00	1.50	3.30	3.70	1.00

(Ouvrage d'AEP D'ABRAMOV)

Annexe I :

Tableau des pertes de charge pour les tube en PEHD selon TUBEX

D = 75 mm s = 4,5 mm. Di = 66 mm			D = 90 mm s = 5,4 mm. Di = 79,2 mm			D = 110 mm s = 6,6 mm. Di = 96,8 mm			D = 125 mm s = 7,4 mm. Di = 110,2 mm		
Vitesse(m/s)	Débit(l/sec)	J(m/1000m)	Vitesse(m/s)	Débit(l/sec)	J(m/1000m)	Vitesse(m/s)	Débit(l/sec)	J(m/1000m)	Vitesse(m/s)	Débit(l/sec)	J(m/1000m)
0,20	0,68	0,92	0,20	0,96	0,73	0,20	1,47	0,58	0,20	1,91	0,47
0,30	1,03	1,75	0,30	1,46	1,5	0,30	2,21	1,13	0,30	2,86	0,93
0,40	1,37	3,19	0,40	1,97	2,51	0,40	2,94	1,97	0,40	3,81	1,61
0,50	1,71	4,51	0,50	2,46	3,47	0,50	3,68	2,87	0,50	4,77	2,45
0,60	2,05	6,03	0,60	2,95	4,87	0,60	4,41	3,92	0,60	5,72	3,34
0,70	2,39	8,37	0,70	3,45	6,49	0,70	5,15	5,30	0,70	6,87	4,35
0,80	2,74	10,35	0,80	3,94	8,32	0,80	5,88	6,96	0,80	7,83	5,62
0,90	3,08	13,28	0,90	4,43	10,35	0,90	6,62	8,39	0,90	8,58	7,04
1,00	3,42	15,71	1,00	4,92	12,80	1,00	7,36	10,05	1,00	9,53	8,44
1,10	3,76	18,32	1,10	5,42	15,02	1,10	8,09	11,85	1,10	10,49	10,13
1,20	4,10	22,08	1,20	5,91	17,65	1,20	8,83	14,08	1,20	11,44	11,77
1,30	4,45	25,12	1,30	6,40	20,48	1,30	9,56	16,17	1,30	12,39	13,53
1,40	4,79	29,46	1,40	6,89	23,51	1,40	10,30	18,73	1,40	13,35	15,62
1,50	5,13	32,92	1,50	7,39	26,07	1,50	11,03	21,11	1,50	14,30	17,62
1,60	5,47	36,56	1,60	7,88	29,45	1,60	11,77	23,62	1,60	15,25	19,97
1,70	5,81	41,69	1,70	8,37	33,02	1,70	12,50	26,62	1,70	16,21	22,20
1,80	6,16	45,75	1,80	8,86	36,78	1,80	13,24	29,46	1,80	17,16	24,62
1,90	6,50	51,44	1,90	9,36	40,73	1,90	13,98	32,82	1,90	18,11	27,29
2,00	6,84	55,91	2,00	9,85	44,87	2,00	14,71	35,91	2,00	19,07	30,17
2,10	7,18	60,56	2,10	10,34	49,20	2,10	15,45	39,12	2,10	20,02	32,87
2,20	7,52	67,03	2,20	10,83	53,00	2,20	16,18	42,95	2,20	20,97	36,00
2,30	7,86	72,09	2,30	11,33	57,20	2,30	16,92	46,44	2,30	21,93	38,94
2,40	8,21	79,10	2,40	11,82	58,43	2,40	17,65	50,59	2,40	22,88	42,33
2,50	8,55	84,56	2,50	12,31	63,32	2,50	18,39	54,36	2,50	23,83	45,85
2,60	8,89	90,20	2,60	12,80	67,37	2,60	19,12	58,25	2,60	24,79	49,14
2,70	9,23	97,96	2,70	13,29	72,60	2,70	19,86	62,86	2,70	25,74	52,92
2,80	9,57	104,03	2,80	13,79	78,02	2,80	20,60	67,04	2,80	26,69	58,44
2,90	9,92	112,36	2,90	14,28	83,63	2,90	21,33	71,96	2,90	27,65	60,06
3,00	10,26	118,78	3,00	14,77	89,42	3,00	22,07	76,41	3,00	28,60	64,21

Suite de l'Annexe I

D = 160 mm s = 9,5 mm. Di = 141 mm			D = 200 mm s = 11,9 mm. Di = 176,2 mm			D = 250 mm s = 14,8 mm. Di = 220,4 mm			D = 315 mm s = 18,7 mm. Di = 277,6 mm		
Vitesse(m/s)	Débit Q(l/sec)	Q/m ³ 1000m	Vitesse(m/s)	Débit Q(l/sec)	Q/m ³ 1000m	Vitesse(m/s)	Débit Q(l/sec)	Q/m ³ 1000m	Vitesse(m/s)	Débit Q(l/sec)	Q/m ³ 1000m
0,20	3,12	0,34	0,20	4,87	0,27	0,20	7,63	0,20	0,20	12,10	0,15
0,30	4,68	0,72	0,30	7,31	0,54	0,30	11,44	0,42	0,30	16,15	0,31
0,40	6,24	1,18	0,40	9,75	0,92	0,40	15,25	0,70	0,40	24,20	0,53
0,50	7,80	1,79	0,50	12,19	1,37	0,50	19,07	1,04	0,50	30,25	0,78
0,60	9,36	2,51	0,60	14,62	1,89	0,60	22,88	1,45	0,60	36,30	1,10
0,70	10,92	3,28	0,70	17,06	2,52	0,70	26,69	1,92	0,70	42,35	1,45
0,80	12,49	4,20	0,80	19,50	3,20	0,80	30,51	2,46	0,80	48,39	1,85
0,90	14,06	5,16	0,90	21,93	3,99	0,90	34,32	3,04	0,90	54,44	2,30
1,00	15,61	6,29	1,00	24,37	4,82	1,00	38,13	3,69	1,00	60,49	2,79
1,10	17,17	7,52	1,10	26,81	5,73	1,10	41,95	4,39	1,10	66,54	3,32
1,20	18,73	8,77	1,20	29,25	6,71	1,20	45,76	5,15	1,20	72,59	3,90
1,30	20,29	10,19	1,30	31,68	7,80	1,30	49,57	5,98	1,30	78,64	4,52
1,40	21,85	11,62	1,40	34,12	8,97	1,40	53,39	6,85	1,40	84,69	5,18
1,50	23,41	13,24	1,50	36,56	10,16	1,50	57,20	7,78	1,50	90,74	5,89
1,60	24,97	14,96	1,60	38,99	11,42	1,60	61,01	8,76	1,60	96,79	6,63
1,70	26,53	16,66	1,70	41,43	12,82	1,70	64,82	9,80	1,70	102,84	7,42
1,80	28,09	18,57	1,80	43,87	14,22	1,80	68,64	10,92	1,80	108,89	8,26
1,90	29,65	20,45	1,90	46,31	15,76	1,90	72,45	12,06	1,90	114,94	9,12
2,00	31,21	22,55	2,00	48,74	17,31	2,00	76,26	13,26	2,00	120,99	10,04
2,10	32,77	24,74	2,10	51,18	18,93	2,10	80,08	14,52	2,10	127,04	10,99
2,20	34,33	26,89	2,20	53,62	20,68	2,20	83,89	15,82	2,20	133,09	12,00
2,30	35,90	29,27	2,30	56,05	22,44	2,30	87,70	17,22	2,30	139,14	13,03
2,40	37,46	31,59	2,40	58,49	24,34	2,40	91,52	18,64	2,40	145,18	14,11
2,50	39,02	34,16	2,50	60,93	26,23	2,50	95,33	20,11	2,50	151,23	15,23
2,60	40,58	26,82	2,60	63,37	28,20	2,60	99,14	21,63	2,60	157,28	16,40
2,70	42,14	39,40	2,70	65,80	30,31	2,70	102,96	23,21	2,70	163,33	17,59
2,80	43,70	42,25	2,80	68,24	32,41	2,80	106,77	24,88	2,80	169,38	18,84
2,90	45,26	45,01	2,90	70,68	34,67	2,90	110,58	26,56	2,90	175,43	20,11
3,00	46,82	48,04	3,00	73,11	36,91	3,00	114,40	28,30	3,00	181,48	21,45

Annexe II :

Tableau des prix pour les conduites en PEHD selon CHIALI

TUBE PEHD EAU POTABLE PN10

Référence	Désignation	Diamètre		Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext en MM	Epaisseur en MM				
11 003 0161	Tube PEHD	16	-----	PE80	Service	le M/L	le M/L
11 003 0201	Tube PEHD	20	2,0	PE80	10 Bars	-----	-----
11 003 0251	Tube PEHD	25	2,0	PE80	10 Bars	31,48	36,83
11 003 0321	Tube PEHD	32	2,4	PE80	10 Bars	39,80	46,57
11 003 0401	Tube PEHD	40	3,0	PE80	10 Bars	61,83	72,34
11 003 0501	Tube PEHD	50	3,7	PE80	10 Bars	96,79	113,24
11 003 0631	Tube PEHD	63	4,7	PE80	10 Bars	147,86	173,00
11 003 0751	Tube PEHD	75	5,6	PE80	10 Bars	233,89	273,65
11 007 0901	Tube PEHD	90	5,4	PE100	10 Bars	330,68	386,90
11 007 1101	Tube PEHD	110	6,6	PE100	10 Bars	387,50	453,38
11 007 1251	Tube PEHD	125	7,4	PE100	10 Bars	577,28	675,42
11 007 1601	Tube PEHD	160	9,5	PE100	10 Bars	735,44	860,46
11 007 2001	Tube PEHD	200	11,9	PE100	10 Bars	1 204,65	1 409,44
11 007 2501	Tube PEHD	250	14,8	PE100	10 Bars	1 829,83	2 140,90
11 007 3151	Tube PEHD	315	18,7	PE100	10 Bars	2 890,41	3 381,78
11 007 4001	Tube PEHD	400	23,7	PE100	10 Bars	4 479,51	5 241,03
11 007 5001	Tube PEHD	500	29,7	PE100	10 Bars	7 374,35	8 627,99
11 003 6301	Tube PEHD	630	37,4	PE 100	10 Bars	11 312,40	13 235,51
						17 101,74	20 009,04

Annexe III :
Abaque de VIBERT

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

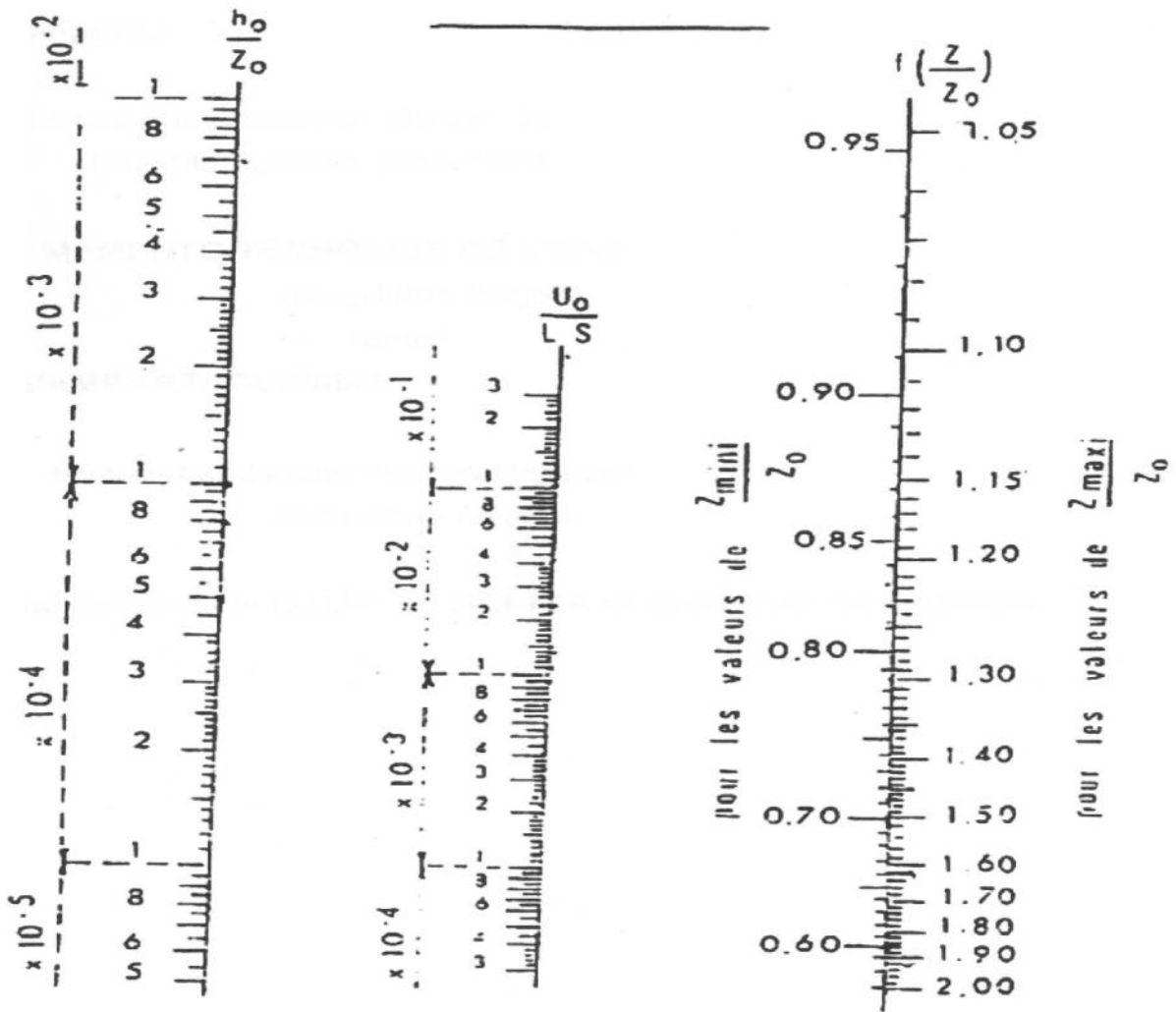


PLANCHE XXVII

(Source : cours SALAH.B)