



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

MOULOUDJ HAMZA

TERMOUL HANINE

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER en Hydraulique**

Option : **Hydraulique urbaine**

INTITULE :

**ETUDE DU RENFORCEMENT EN EAU POTABLE DES COMMUNES
DEFFICITAIRES CHIGARA ET BAINEN (WILAYA DE MILA), A
PARTIR DU BARRAGE DE BENI HAROUN**

Soutenu le **11 /07 /2019** devant le jury composé de :

- Président : **M^r ALLOUACHE.**
- Promoteur : **M^r CHENAFI.**
- Examineur : **M^{me} BOUNAB.**

Remerciements

Avant tout :

Nous remercions le Dieu tout puissant de nous Avoir

Permit de MARCHER sur le chemin de LA science, et

Aujourd'hui d'effectuer ce travail.

Avant tout le monde :

Nous remercions notre cher enseignant et promoteur M.

CHENAFJ d'AVoir Accepté notre ENCADREMENT, et de nous

AVoir Assistées DURANT toute cette période, en nous

ACCORDANT toute l'Attention et le temps qu'il faut.

On remercie messieurs les membres du jury de bien

vouloir Accepter d'examiner notre travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de

Reconnaissance A :

-MA chère mère et mon père pour leurs sacrifices et leur

soutiens afin d'atteindre mon objectif, ainsi leurs

éducations qui est le fruit courant dans ma vie, et

sans eux je ne serais pas arrivé jusqu'à là.

-Mes frères, mes sœurs et ainsi toute la famille

-Mon ami et binôme Hanine et sa famille aussi

-Mes amis Rachid, Walid, Yakhia, Richame et toute la promo

2018/2019.

HAMZA

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance

A :

MA mère et mon père pour leurs sacrifices et soutiens Afin d'atteindre mon objectif.

Mon frère, mes cousins, mes tantes et mes oncles, et A LA mémoire de mes grands-pères décédés SALEM et BELHACEM.

Tous les membres de LA famille Termoul et NAAB.

Mes amis : Menad, Anis CHACHNAK, Ahmed, Noredine, Abdelali, Youcef, SAAD, Farid, Abdelatif, Mehdi, Boudiaf, Nadjim, Jdir, et les deux fameux Jugurtha Ait OUARAB et Madjid Guirad pour leurs soutiens incontestables.

Mes amis de LA région : AZOUAOU, NACER, YANIS et Ghiles, HAMZA, Slimane, Madjid, HAKIM, Rezki, Younes, SAID, Ghiles BELGACEM, et mes chère copain d'enfance HAMZA SAMILI et Ghiles Termoul sans oublier M. KAMAL LOUNAS et tout les jeunes de Boghni.

Enfin spécial dédicace pour mon binôme HAMZA et toute sa famille.

Merci A tous

HANINE

Sommaire

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Présentation du site et estimation des besoins en eau	
I .1.Introduction.....	3
I.2. Aperçu géographique et administrative	3
I.2.1. Aire d'étude	4
I.3. Aperçu climatique.....	6
I.3.1. Température	6
I.3.2. Évapotranspiration potentielle.....	6
I.3.3. Précipitation.....	6
I.4. Aperçu géologique.....	7
I.5. population	8
I.5.1. Évaluation 2008.....	8
I.5.2. projectiondelapopulationexistante(PNE)	8
I.5.3. Méthodologie générale	8
I.6. Systèmed'AEPexistant	9
I.6.1. Données Disponibles	9
I.6.2. Taux de Raccordement	10
I.6.3. Productions	10
I.6.4. Plages de distribution.....	11
Conclusion.....	11

Chapitre II : Dotation et estimation des besoins

II.1. Introduction	12
II.2. Situation démographique en 2008... ..	12
II.3. Situation démographique future (estimation de la population).....	12
II.4. La norme de consommation.....	13
II.5. La consommation moyenne journalière.....	13
II.6. Les équipements existant	14
II.7. Calcul des différents besoins	14
II.7.1. Besoins domestiques.....	14
II.7.2. Besoins scolaires.....	15
II.7.3. Besoins sanitaires.....	15
II.7.4. Besoins socio-culturels	16
II.7.5. Besoins administratifs	17
II.7.6. Besoin des cheptels.....	17
II.7.7. Récapitulation des différentes besoins.....	17
II.8. Majoration de la consommation moyenne journalière.....	19
II.9. variation de la consommation journalière.....	19
II.9.1. consommation maximale journalière ($Q_{max j}$)	19
II.9.2. consommation minimale journalière ($Q_{min j}$).....	19
II.10. Variation de la consommation horaire	20
II.11. Coefficient de variation horaire $K_{max h}$	21

Conclusion.....	22
-----------------	----

Chapitre III	:	Réservoir	
		III.1.Introduction	23
III.2. Utilité des réservoirs			23
III.3. Classification des réservoirs.....			23
III.4. Equipements du réservoir.....			24
III.4.1 Système de matérialisation de la réserve d’incendie			26
III.5. Emplacement de réservoir.....			27
III.6. Le choix du type de réservoir			28
III.7. Capacité du réservoir.....			28
III.7.1. La méthode analytique			28
III.7.2. Méthode graphique.....			29
III.8. Détermination de la capacité des réservoirs			30
III.8.1. Dimensionnement de la station de reprise.....			30
III.8.2. Dimensionnement du réservoir principal(Rp).....			30
III.8.3. Dimensionnement du réservoir du la commune CHIGARA (R2)			31
III.8.4. Dimensionnement du réservoir du la commune BAINEN (R3)			33
Conclusion.....			34

Chapitre IV : Adduction

IV.1. Introduction.....	36
IV.2. Choix du tracé	36
IV.3. Topologie des systèmes d’adduction	36
IV.4. Choix du type des conduites	37
IV.5. Description du schéma d'adduction.....	38
IV.6. Etude technico-économique	40
VI. 6.1.Calcul du diamètre économique de la conduite	40

IV.7. Calcul du diamètre économique de l'adduction.....	43
IV.7.1. Station du pompage 1-station de reprise 1 (Adduction par refoulement)	43
IV.7.2. Tronçon STR1-STR2 (adduction refoulement)	45
VI.7.3. Tronçon STR2-Rp (Adduction par refoulement).....	47
IV.7.4. Tronçon Rp- R chigara (Adduction gravitaire).....	48
IV.7.5. Calcul des pertes de charge totales	49
IV.7.6. Tronçon R chigara-R bienen (Adduction gravitaire)	50
IV.7.6.1. Calcul des pertes de charge totales	50
IV.7.6.2. Calcul des pertes de charge totales	51
Conclusion	51

Chapitre V : Pompe et station de pompes

V.1. Introduction	52
V.2. Eléments constitutifs d'une station de pompage	52
V.3. Classifications des pompes.....	52
V.3.1. Les turbopompes	52
V.3.2. Les pompes volumétriques	52
V.4. Choix des pompes.....	53
V.5. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges	53
V.6. Modes de couplage des pompes	55
V.7. Etude de la cavitation	55
V.8. Choix du type de pompes pour les différentes stations	56
V.8.1. Tronçon : station de pompage1- station de reprise 1.....	56
V.8.2. Tronçon : station de reprise1- station de reprise 2.....	58
V.8.3. Tronçon : station de reprise2- Rp	60
Conclusion.....	62

Chapitre VI : Pose des conduites

VI.1. Introduction.....	63
VI.2. Pose des conduites	63

VI.2.1. Généralités	63
VI.2.2. Différentes poses de la canalisation	63
Conclusion	68

Chapitre VI : Protection des conduites

VII.1. Introduction	69
VII.2. Phénomène du coup de bélier.....	69
VII.2.1. Causes du coup de bélier	69
VII.2.2. Conséquences du coup de bélier	69
VII.2.3. Systèmes de protection contre le coup de bélier	70
VII.2.4. Etude du coup de bélier	71
VII. 3 Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons.....	73
VII. 3. 1 Calcul de la dépression et la surpression des différents tronçons	73
VII.3.2. Méthode de calcul du réservoir d'air	74
VII.3.2.1. Principe de calcul de réservoir d'air	74
VII.4. Application sur les tronçons	77
VI.4.1 Application du calcul pour le tronçon (STP1-STR1).....	77
VI.4.2. Application du calcul pour le tronçon (STR1- STR2)	81
VII.4.3. Application du calcul pour le tronçon (STR2-Rp).....	86
Conclusion.....	90

Conclusion générale 91

Liste des tableaux

Tableau (I.1) : Daïras et communes de l'aire d'étude	4
Tableau (I.2) : Caractéristiques des communes de la zone d'étude dans la Wilaya Mila	5
Tableau (1.3) : Températures moyennes mensuelles de l'air (⁰ C) (d'après l'Atlas d'ANRH)	6
Tableau (1.4) : Distribution mensuelle de l'évapotranspiration potentielle (d'après l'Atlas d'ANRH)	6
Tableau(I.5): Population actuelle pour les communes de la Wilaya de Mila (2008)	8
Tableau (I.6) : projection démographique	8
Tableau (1.7) : Taux de raccordement (%)	10
Tableau (1.8) : Plages de distribution des communes en étude de la Wilaya de Mila.....	11
Tableau (II.1) : Nombre d'habitants par commune pour l'année 2008	12
Tableau (II.2) : Evaluation de la population aux différents horizons.....	13
Tableau (II.3) : Equipements existants	14
Tableau (II.4) : Détermination des besoins domestiques	15
Tableau (II.5) : Détermination des besoins scolaires	15
Tableau (II.6) : Détermination des besoins sanitaires	16
Tableau (II.7) : Détermination des besoins socio-culturels	16
Tableau (II.8) : Détermination des besoins Administratifs	17
Tableau (II.9) : Détermination des besoins des cheptels.....	17
Tableau (II.10) : Détermination des différents besoins en eau pour 2044	18
Tableau (II.11) : Majoration de la consommation moyenne journalière	19
Tableau (II.12) : Les consommations Q_{moy} ; $Q_{min j}$; $Q_{max j}$	20
Tableau (II.13) : Valeurs du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitants	21

Tableau (II.14) : Détermination des valeurs des coefficients $K_{max h}$ en fonction du nombre d'habitant.....	22
Tableau(III.1) : Dimensionnement du réservoir de CHIGRA(R2).....	31
Tableau (III.2) : Dimensionnement du réservoir de BAINEN	32
Tableau (III.3) : Dimensionnement du réservoir de BAINEN	33
Tableau (IV.1) : Calcul de la Hmt	44
Tableau(IV.2) : Calcul des frais d'exploitation	44
Tableau (IV.3) : Calcul des frais d'amortissement.....	44
Tableau(IV.4) : Calcul du Bilan	45
Tableau(IV.5) : Calcul de la Hmt	45
Tableau(IV.6) : Calcul des frais d'exploitation	46
Tableau (IV.7) : Calcul des frais d'amortissement.....	46
Tableau(IV.8) : Calcul du Bilan	46
Tableau(IV.9) : Calcul de la Hmt	47
Tableau (IV.10) : Calcul des frais d'exploitation	47
Tableau(IV.11): Calcul des frais d'amortissement.....	48
Tableau (IV.12) : Calcul du Bilan	48
Tableau (IV.13) : Calcul des pertes de charge totales	49
Tableau (IV.14) : Calcul des pertes de charge totales	50
Tableau (IV.15) : Tableau récapitulatif des diamètres des différents tronçons	51
Tableau(V.1): Vérification de la non-cavitation.....	58
Tableau (V.2) : Vérification de la non-cavitation.....	60
Tableau (V.3) : Vérification de la non-cavitation.....	62
Tableau (VII.1) : Tableau récapitulatif des dépressions et surpressions des différents tronçons.....	73

Liste des figures

Figure (I.1) : Situation de la Wilaya de Mila	4
Figure (I.2) : Carte pluviométrique du Nord de l'Algérie (ANRH, 2002) et région d'étude	7
Figure (III.1) : Schéma de fonctionnement d'un réservoir	24
Figure (III.2) : Conduite avec chute libre	25
Figure (III.3) : Adduction noyée	25
Figure (III.4) : Conduite de départ	25
Figure (III.5) : Système à deux prises	26
Figure (III.6) : Système à siphon	27
Figure (IV. 1) : Adduction par refoulement	37
Figure (IV.2) : Adduction gravitaire	37
Figure (IV.3) : Schéma d'adduction	39
Figure(V.1): Recherche du point de fonctionnement	54
Figure (V.2) : Courbes caractéristiques de la pompe P14C	57
Figure (V.3) : Courbes caractéristiques de la pompe PM125	59
Figure (V.4) : Courbes caractéristiques de la pompe PML150	61
Figure (VI.1) : Coupe transversale d'une conduite enterrée	64
Figure (VI.2) : Traversée d'un oued ou d'une rivière	65
Figure (VI.3) : Traversée d'une route	66
Figure (VI.4) : Butée sur un branchement	67
Figure (VI.5): Butée sur un coude horizontal	67
Figure (VI.6) : Butée sur un coude vertical	67
Figure VII. 1 Cheminée d'équilibre sur refoulement	71
Figure (VII.2) : Épure de BERGERON pour le tronçon (STP1-STR1)	78
Figure (VII.3) : variation de pression absolue pour le tronçon (STP1-STPR1)	79
Figure (VII.4) : Epure de BERGRON pour le tronçon (STP1STR)	79

Figure (VII.5) : Enveloppe des pression en régime permanent et transitoire pour le tronçon(STP1-STR1)	80
Figure (VII.6) : Développement des résultats de calcul du réservoir d'air du tronçon (STR1-STR2)	83
Figure (VII. 7) : Variation de pression absolue pour le tronçon (STR1-STR2)	84
Figure (VII.8) : Epure de BERGERON pour le tronçon (STR1-STR2).....	84
Figure (VII.9) : Enveloppe des pressions en régime permanent et transitoire pour le tronçon (STR1STR2).....	85
Figure (VII.10) : Développement des résultats de calcul du réservoir d'air du tronçon (STR2-Rp).....	87
Figure (VII.11): Variation de pression absolue pour le tronçon (STR2-R _p).....	88

Liste des symboles

A : L'amortissement annuel (Annuité).

a : Célérité de l'onde (m/s).

B : Bilan (DA).

B' : Valeur du coup de bélier (m).

CTN : Côte Terrain Naturel en (m).

CTP : Côte Trop Plein en (m).

Ca : Côte du plan d'aspiration.

Cp : Côte de l'axe de la pompe.

C' : Coefficient de perte de charge dans une tuyère, cas de montée d'eau.

C'' : Coefficient de perte de charge dans une tuyère, cas de descente d'eau.

D : Diamètre de la conduite (m).

De : Diamètre intérieur de la conduite (m).

d : Le diamètre de la tuyère (m).

d' : Diamètre de la veine contractée en (m).

E : Energie consommée par la pompe (kwh).

e : Prix d'un KWh, (DA /KWh).

ep : Epaisseur de la conduite (m).

Fam : Frais d'amortissement (Da).

Fexp : Frais d'exploitation (DA).

g : Accélération de la pesanteur en m/s^2 .

H : Hauteur du réservoir (m).

Hasp : Pertes de charge à l'aspiration en (m).

Hd : La charge disponible.

H_{dep} : La valeur maximale de la pression-dépression en (m).

H_g : Hauteur géométrique en (m).

H_l : Pertes de charge linéaire (m).

H_{mt} : hauteur manométrique totale (m).

H_{ref} : Pertes de charge au refoulement en (m).

H_s : pertes de charge singulières (m).

H_{sup} : La valeur maximale de la pression-surpression en (m).

i : Taux d'annuité.

J_v : pertes de charge dans la vanne.

K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi.

K_c : Coefficient dépendant de la nature de la conduite.

K_f : coefficient de fuite.

K_{max h} : Coefficients de variation de consommation maximum horaire.

K_{max j} : Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance d'agglomération.

K_{min h} : Coefficients de variation de consommation minimum horaire.

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

K₁ : Le rapport des vitesses, cas de la montée.

K₂ : Le rapport des vitesses, cas de descente.

L : Longueur de la conduite (m).

m' : Le rapport du diamètre de la section de la veine contracté et du diamètre de la tubulure.

m'' : Le rapport du diamètre de la tuyère et du diamètre de la tubulure.

N : vitesse de rotation de la pompe (tr/min).

N_i : nombre de consommateurs.

NPSH_d : Charge nette d'aspiration disponible (m).

NPSH_r : Charge nette d'aspiration requise (m).

n : Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement ($n = 25$ ans).

P : Population future à l'horizon considéré .

Pa : Puissance absorbée par la pompe (kw).

Pmax(%) : Résidu maximal dans le réservoir (%).

P₀ : Population de base.

Pu : Prix du mètre linéaire de la conduite (Da/ml).

Pu' : Puissance utile ((KW).

Q : Débit véhiculé dans la conduite (m^3/s).

Qdom : Débit domestique (m^3/j).

Qéqui : débit des équipements (m^3/j).

Qmax h : Débit maximal horaire en (m^3/h).

Qmin.h : Débit minimal horaire en (m^3/h).

Qmax j : la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année.

Qmin j : la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année.

Qmoy h : Débit moyen horaire (m^3/h).

Qmoy j : consommation moyenne journalière des consommateurs en (m^3/s).

Qpointe : Débit de pointe en (l/s).

q : dotation moyenne journalière des consommateurs en (l/j/cons).

Re : Nombre de Reynolds.

R⁺ : Valeur maximale du résidu dans le réservoir (%).

R⁻ : Valeur minimale du résidu dans le réservoir (%).

S : Section de la conduite (m^2).

T : Taux de croissance (%).

Tf : Temps de fermeture de la vanne en seconde.

Tr : Temps d'aller et retour de l'onde (s).

T_v : C'est la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée (mce).

T' : Nombre d'heures de pompage en (h).

t : Température de l'eau (C°).

t' : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($t' = 0,25$ h).

U : Volume nouveau de l'air (m³).

U₀ : Volume d'air initial (m³).

V : Vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s).

VS.R. : volume de la station de reprise.

VT : volume total du réservoir (m³).

Vf : Vitesse finale choisie.

Vinc : volume d'incendie (120m³).

Vm : Vitesse moyenne de l'eau dans un intervalle de temps (m/s).

Vmax : Volume maximal de stockage pour la consommation (m³).

Vt : volume total du réservoir anti-bélier (m³).

V₀ : vitesse d'écoulement en régime permanent initiale (m/s).

V1 : Vitesse dans la tuyère (m/s) ; cas de montée de l'eau.

V2 : Vitesse de l'eau dans la tuyère (m/s) ; cas de descente de l'eau.

Z : Pression dans le réservoir d'air.

Z0 : La pression absolue au point le plus haut de la conduite.

α : Angle d'ouverture de la vanne (°).

α max : coefficient qui dépend du confort au sein de l'agglomération.

βmax : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant.

δ_0 : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal.

λ : Coefficient de perte de charge.

ΔH : pertes de charges totales (m).

$\Delta H1$: Pertes de charge à la montée en m.

$\Delta H2$: Pertes de charge à la descente (m).

ΔU : Variation du volume d'air (m^3).

+ $\Delta U i$: lorsque le réservoir d'air se vide.

- $\Delta U i$: lorsque le réservoir d'air se remplit.

ξ : Coefficient d'ouverture de la vanne en (%).

ϕ : diamètre de la tubulure (m).

η : Le rendement de la pompe en (%).

ν : Viscosité cinématique de l'eau (m^2/s).

INTRODUCTION

L'existence de la vie est tributaire de la disponibilité des ressources en eau c'est pour quoi que « l'eau c'est la vie ».

L'importance de l'eau dans l'économie humaine ne cesse de croître et l'approvisionnement en eau potable devient ainsi de plus en plus difficile, toute en raison de l'accroissement de la population et de son niveau de vie accéléré

Les pays en voie de développement qui n'ont pas des ressources en eau considérables dont l'Algérie fait partie, souffrent d'un déficit notable qui est dû en général aux causes suivantes :

- Une pluviométrie annuelle faible selon les périodes.
- Mal répartition de la ressource en eau
- Risque de sécheresse s'étendant sur plusieurs années.
- Une baisse des taux de régénération de la nappe phréatique.

Dans ce cadre, le sujet de notre mémoire de fin d'étude est intitulé alimentation en eau potable des communes Chigara et Terrai Bienen (wilaya de Mila) a partir de barrage BENI HAROUN.

Nous avons structuré notre modeste travail en sept chapitres que nous présentons comme suit:

- On commencera notre étude par une présentation globale du site, dans laquelle on trouve des données de base, afin de décrire les différentes situations du site qui fera l'objet du premier chapitre.
- Dans le deuxième chapitre, nous procéderons à l'estimation des différents besoins en eau aux différents horizons futurs ainsi que le nombre d'habitants et cela, dans le but d'établir un bilan des besoins à satisfaire à long terme.
- Le troisième chapitre consistera à dimensionner les réservoirs et à comparer leur capacité avec celle existantes, ensuite, en cas de nécessité, nous devons projeter des réservoirs pour stocker le volume d'eau supplémentaire demandé.

- Dans le quatrième chapitre, nous passerons au choix du tracé, le type de conduite, ainsi que l'étude technico-économique qui portera sur le dimensionnement des conduites en déterminant leur diamètre économique.
- Dans le cinquième chapitre sera consacré au choix des pompes adéquates, répondant aux exigences du projet, en cherchant leurs points de fonctionnement ainsi que l'éventuelle modification, et l'étude de leur cavitation.
- Le sixième chapitre qui se concentre essentiellement sur l'étude du réseau pour le pose et protection des conduites.
- Le septième chapitre qui traitera la protection des conduites contre le phénomène de coup de bélier, dont nous étudierons les causes qui peuvent lui donner naissance, les différents dispositifs de protection et la valeur numérique du coup de bélier afin de placer des ouvrages de protection sur les tronçons concernés.
- Et on terminera avec une conclusion générale.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1.Introduction

Il s'agit à travers ce premier chapitre de bien faire une description de notre zone d'étude en cernant ses limites administratives, ses caractéristiques topographiques, hydrographiques, hydrogéologiques et climatiques, mais aussi la composition du réseau hydraulique existant dans cette partie du projet.

I.2.Aperçu géographique et administrative

L'aire de l'étude comprend deux communes Chigara et Bainen de la wilaya de Mila. Géographiquement, la wilaya de Mila est située dans la région de la Kabylie Orientale, au nord-est de l'Algérie. Elle est bordée au nord par les wilayas de Jijel et de Skikda, à l'est par la wilaya de Constantine, au sud par les wilayas de Batna et d'Oum el Bouaghi et à l'ouest par la wilaya de Sétif, comme le montre Figure (I-1). La wilaya de Mila s'étend sur une superficie de 9 373 km², et se subdivise en 13 daïras et 32 communes. Selon les résultats du RGPH 2008, la population de la wilaya de Mila était de 768 669 habitants, avec une densité de 220 hab./km². Notre aire d'étude est focalisée sur la commune de Chigara et Bainen, la première commune est délimitée au nord par Ouled Rabah de Jijet sidi Maarouf, à l'ouest Terrai Bainen, à l'est Hamala et Gragem Gouga finalement au sud Zeghaia et sidi merouane. Pour la seconde commune bainen se délimite par ouled Rabah ou nord, Amira Arrès au ouest, à l'est Chigara, finalement Zghiaia au sud.



Figure (I.1) : Situation de la Wilaya de Mila.

I.2.1. Aire d'étude

L'aire d'étude correspond au nord de la wilaya de Mila. Le Tableau ci-après récapitule les communes et daïras de la région d'étude.

Tableau (I.1) : Daïras et communes de l'aire d'étude.

Communes	Daïras
Chigara	Sidi Merouane
Terrai Bainen	Terrai Bainen

Le tableau suivant présente les caractéristiques générales des communes de la zone d'étude. Les populations, superficies et densités ont été retirées de publications officielles, notamment :
-la publication de la DPSB concernant la wilaya de Mila.

Tableau (I.2) : Caractéristiques des communes dans la Wilaya Mila.

Communes	Coordonnées géographiques de l'ACL	Population (hab) 2008)	Densité (hab/km ²)	Superficie Totale (km ²)	Altitude (m)	Limite			
						Nord	Ouest	Est	Sud
Terrai Bainen	36 ⁰ 31' 59'' N et 60 7' 37'' E	25473	323	79	200 – 800 (1230)	Ouled Rabah (Jijel)	Amira Arrès	Chigara	Zeghaia
Chigara	36 ⁰ 33' 36'' N et 60 13' 21'' E	16029	303	52.90	200 -800 (1292)	Ouled Rabah (Jijel) et Sidi Maarouf	Terrai Bainen	Hamala et Gragem Gouga	Zeghaia et Sidi Merouane

I.3. Aperçu climatique

I.3.1. Température

L'Atlas des Températures et des Évapotranspirations du Nord de l'Algérie (2002), publié par l'ANRH fournit les valeurs des températures moyennes mensuelles de l'air observées aux stations météorologiques de Mila et de Jijel. Ces valeurs moyennes de la température de l'air sont obtenues à partir de séries mensuelles de 25 ans d'observations.

Tableau (1.3) : Températures moyennes mensuelles de l'air ($^{\circ}\text{C}$) (d'après l'Atlas d'ANRH).

Station	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Dec	Année
Mila	5	7	11	13	17	23	25.5	29	25	17	13	6	15.96

I.3.2. Évapotranspiration potentielle

Le tableau (1.4) présente les valeurs de l'évapotranspiration potentielle, extraits du Atlas des Températures et des Évapotranspirations du Nord de l'Algérie (ANRH (2002)) considérant la zone du 'ACW des wilayas de la présente étude.

Tableau (1.4) : Distribution mensuelle de l'évapotranspiration potentielle (d'après l'Atlas d'ANRH)

EPT (mm)	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Dec	Année
Mila	25	45	80	100	140	170	190	180	130	75	40	25	1200
Jijel	43	53	86	117	145	166	185	170	128	86	52	38	1269

I.3.3. Précipitation

Dans la Figure (1.3) est présenté un extrait de la carte pluviométrique du Nord de l'Algérie (ANRH, 2002), avec les précipitations moyennes (en mm) de la région d'étude.

On constate qu'il y a une différence accentuée entre de la précipitation au nord et au sud, comme suit:

- Mila, communes du nord, 900 mm/an.
- Mila, communes du sud, 500.

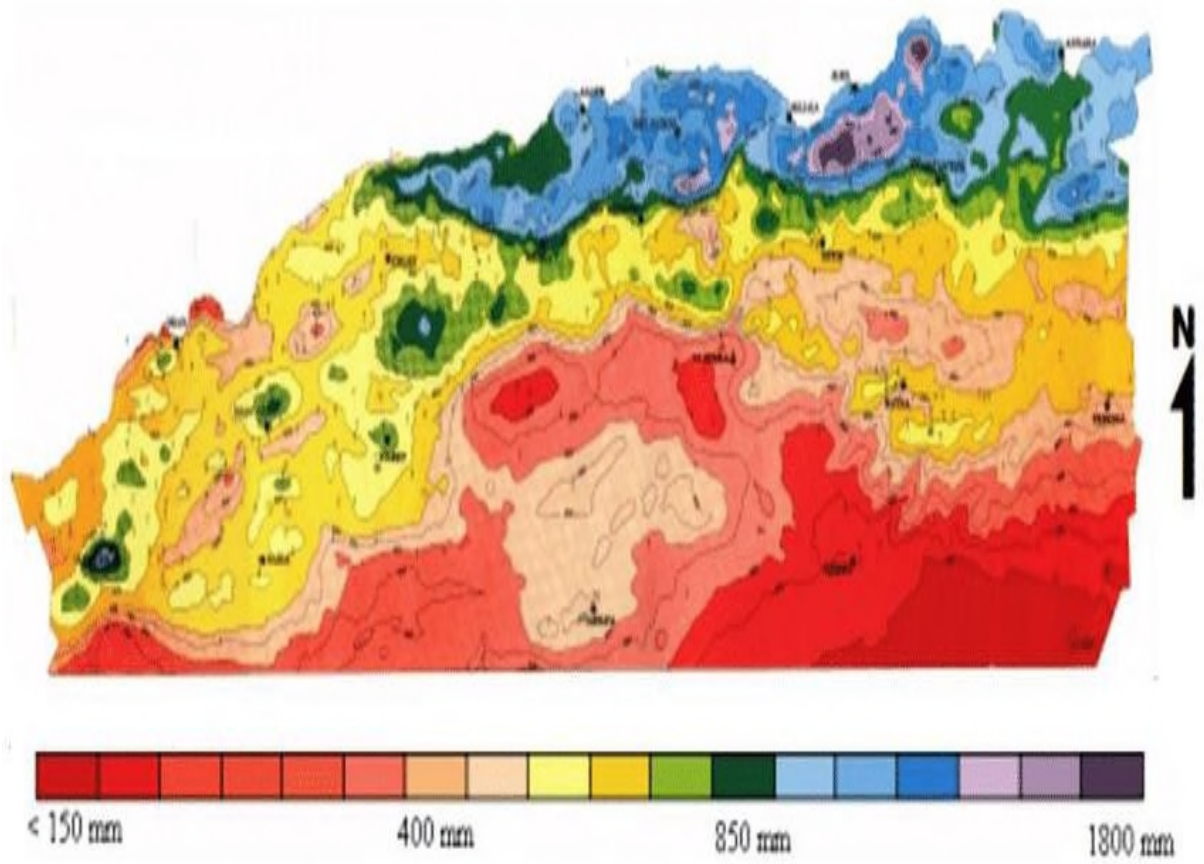


Figure (I.2) : Carte pluviométrique du Nord de l'Algérie (ANRH, 2002) et région d'étude.

I.4. Aperçu géologique

Le secteur d'étude fait partie de la chaîne Alpine de l'Algérie nord orientale. Cette dernière constitue un tronçon des chaînes plissées d'Afrique du nord, les Maghrébines, qui vont du Rif (Maroc) à la Sicile (Italie) en passant par l'Algérie et la Tunisie.

La chaîne des Maghrébines résulte probablement de la convergence et de la collision d'un élément de la marge sud européenne avec la marge nord-africaine d'un bassin Téthysien Maghrébin qui faisait communiquer la Téthys ligure avec l'Atlantique central (Wildi W., 1983). Le bassin Maghrébin s'est différencié en plusieurs domaines paléogéographiques qui sont actuellement en partie superposés [11].

I.5. Population

I.5.1. Évaluation 2008

Dans les tableaux ci-après sont présentées les données de la population actuelle (2008) des communes de l'étude.

Tableau(I.5) : Population actuelle pour les communes de la Wilaya de Mila (2008)

Code Commune	Nom Commune	RGPH-ONS
		2008
4323	Terrai Bainen	25473
4332	Chigara	16023
Total (hab.)		41502

I.5.2. Projections de population existantes (PNE)

Dans le tableau ci-dessous, les projections démographiques jusqu'en 2030 sont présentées dans le et d'autres sources (si disponibles) pour les municipalités de l'étude.

Tableau (I.6) : projection démographique

Code Commune	Nom Commune	PNE		
		2008	2025	2030
4323	Terrai Bainen	25473	27850	30002
4332	Chigara	16029	17524	18972
Total (hab.)		41502	45374	48974

I.5.3. Méthodologie Générale

Les populations jusqu'à 2044 ont été estimées, en se basant dans les projections du PNE. Comme les projections du PNE ne vont que jusqu'à 2030, il a fallu les extrapoler pour la période 2030-2044.

Loi géométrique et taux de croissance

Pour référence la loi de croissance géométrique est donnée par l'expression

$$P = P_0 \times (1 + T)^n \dots\dots\dots (I.1)$$

Où:

-P : Population à l'horizon d'étude ;

-P₀: Population de base;

-T : Taux de croissance ;

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

Inversement, connues les populations au début et à la fin d'une période de n années, on calculerait le taux de croissance par l'expression suivante :

$$T = [(P/P_0)^{(1/n)} - 1] \times 100 \dots\dots\dots (I.2)$$

I.6. Système d'AEP existant

I.6.1. Données Disponibles

En matière de systèmes d'AEP existants nous avons collecté et analysé les données suivantes :

- De la part des ADE et DRE de Mila :

Des listes de Sources, Forages et Puits, ainsi que les informations de productions d'eau des diverses sources (superficielles et souterraines) respectives pour chaque commune, ainsi que les contrôles physico-chimiques réalisés et volumes distribués. On a aussi reçu des inventaires des ouvrages existants, programmes d'ouvrages en cours et prévus d'être lancés et la localisation (coordonnées) d'infrastructures.

- De la part des APC :

Des enquêtes remplies sur quelques données des communes et de leurs infrastructures d'eau.

I.6.2. Taux de Raccordement

Un résumé des taux de raccordement totaux des communes en étude de Wilaya de Mila est présenté dans le tableau ci-après.

Tableau (1.7) : Taux de raccordement (%)

Code Commune	Nom de Commune	Taux de Raccordement (%)
4316	Tassala Lamtai	54%
4322	Amira Arres	71%
4323	Terrai Bainen	54%
4324	Hamala	96%
4317	Grarem Gouga	99%
4332	Chigara	40%

I.6.3. Productions

Dans le tableau ci-après on résume les ressources mobilisés/exploités dans la région d'étude d'après les données de DRE de wilaya de Mila, présentés dans l'Annexe 1, notamment ceux qui concernent la production de la dernière année. On constat premièrement que la somme des débits mobilisables dépasse largement celle des débits exploités. Le pourcentage :

débit exploité/ débit mobilisable est de l'ordre de 10%. Une telle valeur s'explique parce que beaucoup des sources/ forages exploités se dégradent et ne donnent pas les débits souhaités.

En outre, il y a une grande variabilité saisonnière ; ceci peut être constaté dans les tableaux concernant les sources des communes de Jijel, qui montrent le rapport été/hiver qui est de l'ordre de 1/3 à 1/4.

Les deux faits antérieurs, la dispersion de la population et de l'absence de réserves élevées (soit en termes d'eaux de surface, soit souterraines) aident à expliquer le très grand nombre de sources en exploitation.

I.6.4. Plages de distribution

Un résumé des plages de distribution des communes en étude de la Wilaya de Mila, fournies par l'ADE de Mila, est présenté dans le tableau ci-dessous.

Tableau (1.8) : Plages de distribution des communes en étude de la Wilaya de Mila

Nom Commune	Population desservie	H24 (%)	Quotidien (%)	Plage horaire	1j/2 (%)	Plage horaire	1j/3 (%)	Plage horaire
Hamala	10868	/	/	/	100	2	/	/
Grerem Gouga	45681	/	/	5	100	5	/	/
Amira Arres	14643	/	/	/	/	/	100	6
Terrai Bainen	25211	/	/	/	/	/	100	5

Conclusion

Ce premier chapitre nous a permis de d'enregistrer d'une manière général un déficit d'approvisionnement dans l'aire d'étude, surtout durant la saison sèche lorsque les productions de quelques sources se réduisent.

D'après les données obtenues, ce déficit résulte d'une combinaison de :

- manques de ressources naturelles (surtout, manque de réservoirs souterrains et de surface suffisamment grands, qui permettent de régulariser les apports naturels) ;
- pertes élevées dans les réseaux.
- Bien qu'un diagnostic précis et exhaustif n'ait pas été fait, nous avons aussi pu constater des difficultés variées en matière de capacité des systèmes existants, d'entretien et de gestion.

Chapitre II : Dotation et estimation des besoins

II.1.Introduction

Dans ce chapitre, nous examinerons les besoins en eau des communes d'ici 25 ans, donc à l'horizon 2044, pour cela on doit tenir compte de l'accroissement de la consommation due essentiellement à:

L'amélioration du cadre de vie ;

L'industrialisation ;

L'accroissement de la population ;

La consommation de l'eau varie en fonction des types de consommateurs. Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder au recensement de toutes les catégories de consommateurs existants au niveau de l'agglomération.

II.2. Situation démographique en 2008 [12]

Les données suivantes sont recueillies à l'APC du chef lieu ; selon le RGPH2008 remis par l'administration, le nombre d'habitant par village est résumé dans le tableau suivant :

Tableau (II.1) : Nombre d'habitants par commune pour l'année 2008

Communes	Nombre d'habitants
Chigara	16029
Terrai Bainen	25473

II.3. Situation démographique future (estimation de la population)

L'évolution démographique en Algérie, suit la loi des accroissements géométriques donnée par la relation des intérêts composés qui tient compte des naissances, du taux d'immigration et du taux de mortalité, à savoir :

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

Avec :P : population future à l'horizon considéré

P₀ : Population de l'année de référence.

T : Taux d'accroissement considéré en %.

n : nombre d'année séparent l'horizon considéré de l'année de référence.

D’après les renseignements fournis par le PDAU (Plan Directeur d’Aménagement et de l’Urbanisme) de l’APC, le taux d’accroissement démographique de la zone d’étude est estimé à 2.8%.

Prenons exemple de calcul de la situation futur de la commune Chigara :

Pour 2008 : $P = 16029 \text{ hab.}$

Pour 2019 : $n = 11 \text{ ans, } P_{2019} = 16029 (1+0.028)^{11} = 21718 \text{ hab.}$

Pour 2044 : $n = 25 \text{ ans, } P_{2044} = 16029 (1+0.028)^{36} = 43318 \text{ hab}$
:

On calcul de la même façon pour les autres communes :

Tableau (II.2) : Evaluation de la population aux différents horizons

Communes	Horizons		
	2008	2019	2044
Chigara	16029	21718	43318
Terrai Beinen	25473	34514	68839
Total	41502	56232	112157

II.4. La norme de consommation

La consommation en eau par personne et par jour est différente, elle dépend du type de l’agglomération, du nombre d’habitants et du niveau de confort des habitants. Pour une agglomération urbaine (de 20000 à 100000), elle varie de 200 l/j.hab à 300 l/j.hab. Pour notre étude, on opte pour une consommation moyenne journalière de 200 l/j.hab.

II.5. La consommation moyenne journalière

Afin d’estimer la consommation moyenne journalière d’une agglomération, il est nécessaire de calculer les besoins en eau potable des différents secteurs existants et projetés : domestiques, sanitaires, socioculturelles, scolaires,

La consommation moyenne se détermine par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy j}} = \Sigma (q.N_i / 1000) \dots\dots\dots (II.2)$$

Avec :

$Q_{moy j}$: consommation moyenne journalière des consommateurs en m^3/s .

q : dotation moyenne journalière des consommateurs en l/j/cons

N_i : nombre de consommateurs.

II.6. Les équipements existant [12]

Les différents équipements que disposent les deux communes sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau (II.3) : Equipements existants

Localités	Secteurs	Equipements
Chigara	Sanitaire	2 polytechniques 2 pharmacies
	Scolaire	1 Crèche 2 Ecoles primaires 3 Lycée 1 CEM
	Socioculturels	3 mosquées 1 stade 1 maison de jeune
	Administratif	1 APC 1 poste 1 Archive
Beinen	Sanitaire	2 pharmacies 1 dispensaire
	Scolaire	1 primaire 2 lycées
	Socio-culturels	2 mosquées 1 stade 1 maison de jeune 1 salle de sport 1 crèche
	Administratif	1 APC 1 poste

II.7. Calcul des différents besoins

II.7.1. Besoins domestiques

Les besoins domestiques de commune Bainen et Chigara sont représentés par le tableau suivant :

Tableau (II.4) : Détermination des besoins domestiques

Commune	Population 2044	Dotation (l/j/hab)	Besoin (m ³ /j)
Chigara	43318	200	8663.6
Beinen	68839	200	13767.8
Total	112157	200	22431.4

II.7.2. Besoins scolaires

Les besoins scolaires des deux communes sont représentés par le tableau suivant

Tableau (II.5) : Détermination des besoins scolaires

Commune	Type d'équipement	Nombre d'élèves	Dotation (l/j/hab)	Besoin(m ³ /j)
Chigara	1 Crèche	60	20	1.2
	2 Primaires	180	20	3.6
	3 Lycées	2900	20	58
Total Chigara		3140		62.8
Beinen	1 primaire	200	20	4
	2 Lycées	3335	20	66.7
Total Beinen		3535		70.7
Total		6675		133.5

II.7.3. Besoins sanitaires

Les besoins sanitaires des communes Chigara et Bainen sont représentés par le tableau suivant :

Tableau (II.6) : Détermination des besoins sanitaires

Communes	Type d'équipements	Surface(m ²)	Dotation(l/j/m)	Besoin(m ³ /j)
Chigara	2 Polyethniques	1075	7	7.525
	2 Pharmacie	49	7	0.343
Total		1124		7.868
Beinen	2 Pharmacie	75	7	0.525
	1 Dispensaire	200	7	1.4
Total		275		1.925
Total		1399		9.793

II.7.4. Besoins socio-culturels

Les besoins socioculturels des communes Chigara et Beinen sont représentés par le tableau

Suivant :

Tableau (II.7) : Détermination des besoins socio-culturels

Communes	Type d'équipements	Nombre d'usagers	Dotations (l/j/hab)	Besoins (m ³ /j)
Chigara	3 Mosquées	900	20	18
	1 Stade	400	40	16
	1 Maison de culture	2900	10	29
Total Chigara		4200		63
Beinen	2 Mosquées	850	20	17
	1 Stade	750	40	30
	1 Maison de jeune	1250	30	37.5
	1 Salle de sport	1120	30	33.6
	1 Crèche	195	20	3.9
	Total Beinen		4165	
Total		8365		185

II.7.5. Besoins administratifs

Les besoins administratifs des communes Chigara et Bainen sont comme sont Suit :

Tableau (II.8) : Détermination des besoins Administratifs

Communes	Equipements	Nombre d usager	Dotation (l/j/hab)	Besoins (m ³ /j)
Chigara	1 APC	28	10	0.28
	1 Poste	13	10	0.13
	1 Archive	20	10	0.2
Total		61		0.61
Bainen	1 APC	28	10	0.28
	1 poste	12	10	0.12
Total Beinen		40		0.4
Total		101		1,01

II.7.6. Besoin des cheptels

Les besoins cheptels sont représentés par le tableau suivant :

Tableau (II.9) : Détermination des besoins des cheptels

Commune	Types cheptels	Nombre de tête	Dotation (l/j/tête)	Besoin (m ³ /j)
Chigara	Bovins	120	50	6
	Ovins	140	10	1.4
	Caprins	200	10	2
Total Chigara		460		9.4
Beinen	Bovins	70	50	3.5
	Ovins	140	10	1.4
	Caprins	130	10	1.3
Total Bainen		340		6.2
Total		800		15.6

II.7.7. Récapitulation des différents besoins

A ce niveau nous allons présenter un récapitulatifs de la consommation des deux communes.

Tableau (II.10) : Détermination des différents besoins en eau pour 2044

Commune	Secteur	Besoins (m ³ /j)
Chigara	Domestique	8663.6
	Scolaire	62.8
	Socio-culturel	63
	Cheptels	9.4
	Administratif	0.61
	Sanitaire	7.868
Total Chigara		8807.278
Bainen	Domestique	13767.8
	Scolaire	70.7
	Socio-culturel	122
	Cheptels	6.2
	Administratif	0.4
	Sanitaire	1.925
Total Bainen		13969.025
Total		22776.303

II.8. Majoration de la consommation moyenne journalière

Pour éviter l’insuffisance dans la consommation journalière, on prévoit une majoration de **20%** des besoins totaux journaliers. Cela pour combler les fuites qui sont dues essentiellement:

- à la consommation non quantifiée (illégal).
- aux fuites dans le système de distribution qui sont en fonction du type de tuyau ;
vieillissent du réseau, les différents équipements hydrauliques la nature du terrain et la qualité d’entretien
- aux fuites chez le consommateur (robinets).

$$Q_{moy j} = Kf. (Q_{dom} + Q_{equi}) \dots\dots\dots(II.3)$$

Tableau (II.11) : Majoration de la consommation moyenne journalière

Commune	Majoration(%)	Besoins(m ³ /j)
Chigara	1.2	10568.733
Bainen	1.2	16762.83
Total		27331.563

II.9. variation de la consommation journalière

En fonction des jours, des semaines, et des mois ; on observe des variations de la consommation. Le débit d'eau consommé n'est pas constant, mais varie en présentant des maximums et des minimums. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité $K_{max j}$ et $K_{min j}$.

Avec :

$$K_{max j} = \frac{\text{consommation maximale journalière } Q_{max}}{\text{consommation moyenne journalière } Q_{moy}} \dots\dots\dots (II.4)$$

$$K_{min j} = \frac{\text{consommation minimale journalière } Q_{min}}{\text{consommation moyenne journalière } Q_{moy}} \dots\dots\dots (II.5)$$

II.9.1. consommation maximale journalière ($Q_{max j}$)

$Q_{max j}$ représente la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année, il s'obtient par la relation suivante :

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

- $K_{max j}$: Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance d'agglomération sa valeur est comprise entre 1.1 et 1.3 ; on prendra $K_{max j} = 1.2$.

D'où :

$$Q_{max j} = 1.2 * Q_{moy j} \dots\dots\dots (II.7)$$

II.9.2. consommation minimale journalière ($Q_{min j}$)

Ce débit représente la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année. Il sera déterminé en affectant le débit moyen journalier ($Q_{moy j}$) d'un coefficient

d'irrégularité $K_{min j}$ qui varie entre 0.7 et 0.9.

Pour les villes de faible densité d'habitant, il est estimé à 0.8.

D'où :

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

Alors :

$$Q_{min j} = 0.8 * Q_{moy j} \dots\dots\dots (II.9)$$

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

Tableau (II.12) : Les consommations $Q_{moy j}$; $Q_{min j}$; $Q_{max j}$.

Commune	$Q_{moy.j}$ (m³/j)	$Q_{max.j}$ (m³/j)	$Q_{min.j}$ (m³/j)
Chigara	10568.733	12682.4796	8454.986
Beinen	16762.83	20115.396	13410.264
Total	27331.563	32797.876	21865.25

II.10. Variation de la consommation horaire

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

$$K_{max h} = \frac{\text{consommation maximale horaire}}{\text{consommation moyenne horaire}} = \frac{Q_{maxh}}{Q_{moyh}} \dots\dots\dots (II.10)$$

$$K_{min h} = \frac{\text{consommation minimale horaire}}{\text{consommation moyenne horaire}} = \frac{Q_{minh}}{Q_{moyh}} \dots\dots\dots (II.11)$$

Avec:

La consommation moyenne horaire:

$$Q_{moy h} = \frac{Q_{maxj}}{24h} \dots\dots\dots (II.12)$$

La consommation maximale horaire:

$$Q_{\max h} = K_{\max h} \times Q_{\text{moy } h} \dots\dots\dots (II.13)$$

La consommation minimale horaire :

$$Q_{\min h} = K_{\min h} \times Q_{\text{moy } h} \dots\dots\dots (II.14)$$

II.11. Coefficient de variation horaire $K_{\max h}$

Le débit maximal de variation horaire caractérisée par le coefficient de variation horaire $K_{\max h}$; ou :

$$K_{\max h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \dots\dots\dots (II.15)$$

Avec :

α_{\max} : coefficient qui dépend du confort au sein de l’agglomération qui varie de 1.2 à

4 On prend : $\alpha_{\max} = 1.3$

β_{\max} : coefficient qui dépend du nombre d’habitants de l’agglomération, il est donné par le tableau suivant :

La valeur de β_{\max} est déterminée par interpolation en fonction du nombre d’habitant.

D’après ce tableau, on trouve les valeurs de β_{\max} comme suit :

- CHIGARA : $\beta_{\max} = 1.14$
- Ensemble des commune : $\beta_{\max} = 1.096$

Les résultats du coefficient $K_{\max h}$ sont portés dans le tableau suivant :

Tableau (II.13) : Valeurs du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

Nombre d’habitants *10 ³	1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	>1000
Les valeurs de β_{\max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1

Tableau (II.14) : Détermination des valeurs des coefficients $K_{max h}$ en fonction du nombre d'habitant.

Commune	Nombre d'habitant	α max	β max	K max h
Chigara	43318	1.3	1.14	1.482
Bainen	68839	1.3	1.122	1.4586

$$Q_{\text{pointe chigara}} = (Q_{\text{max j}} / 24) \cdot K_{\text{max h}} \dots \dots \dots \text{(II.16)}$$

$$= (12682.4796 / 24) \times 1.482 = 783,143 \text{ m}^3/\text{h} = 217,54 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{pointe bainen}} = (Q_{\text{max j}} / 24) \cdot K_{\text{max h}} \dots \dots \dots \text{(II.17)}$$

$$= (20115.396 / 24) \times 1.4586 = 1222,513 \text{ m}^3/\text{h} = 339,587 \text{ l/s}$$

Conclusion

Au terme de ce chapitre, on a pu déterminer la population future ainsi que ces besoins en eau, par la suite le débit max journalier correspondant qui servira comme donnée de base pour le reste du mémoire.

Chapitre III : Réservoir**III.1.Introduction**

Avant d'être distribuée l'eau est stockée dans des réservoirs aux châteaux d'eau. Ces derniers contribuent à améliorer les conditions de distribution de l'eau et à en sécuriser l'alimentation. Ce sont des ouvrages hydrotechniques très importants qui doivent présenter certains impératifs à savoir : la résistance, l'étanchéité et la durabilité. C'est aussi une réserve qui garantit l'autonomie en cas d'incendie sur le réseau d'eau potable [10]. Ce chapitre est consacré pour étudier cet ouvrage, et déterminer les volumes de stockage qui représentent nos réservoirs pour assurer le bon fonctionnement de réseau de distribution.

III.2. Utilité des réservoirs

Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et le régime de consommation, ils permettent [7] :

- D'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituer lorsque la consommation devient supérieure à la production.
- Une certaine souplesse pour faire face, sans gêne, pour les utilisateurs, aux incidents suivant:
 - Panne électrique ;
 - Remplacement d'une pompe ;
 - Accident sur la conduite de refoulement.
- Une régularité de fonctionnement des groupes de pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.

En résumé, les réservoirs constituent un volant qui permet d'assurer aux heures de pointe, les débits maximaux demandés. De plus, ils permettent de combattre efficacement les incendies.

III.3. Classification des réservoirs

Il existe plusieurs types de réservoirs, on peut les classifier selon trois paramètres [6] :

a. D'après la nature des matériaux

- ✓ Les réservoirs métalliques ;
- ✓ Les réservoirs en maçonnerie ;
- ✓ Les réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint.

b. D'après la situation des lieux, ils peuvent être

- ✓ Réservoir au sol ;
- ✓ Enterrés ;

- ✓ Semi-enterrés ;
- ✓ Surélevés, sur tour.

c. D’après des considérations esthétiques, soit

- ✓ Affirmer les fonctions de l’ouvrage ;
- ✓ S’intégrer au paysage.

III.4. Equipements du réservoir

La figure (III.1) montre les équipements d’un réservoir [1, 10] :

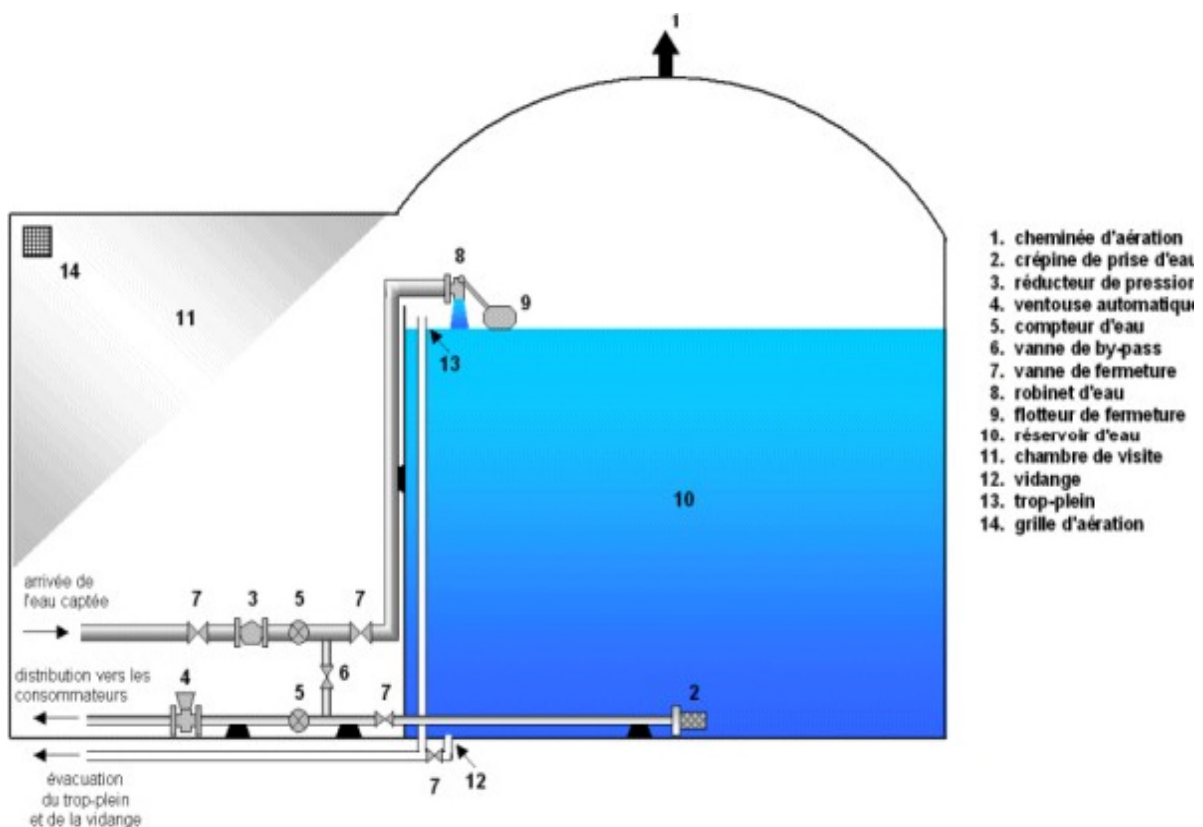


Figure (III.1) : Schéma de fonctionnement d’un réservoir

•Conduite d’arrivée (adduction)

L’eau arrive au réservoir par averse, soit à chute libre, provoquant une oxygénation de l’eau, ce qui peut être favorable aux eaux souterraines, ordinairement pauvres en oxygène dissous, soit en prolongeant la conduite de façon à ce que l’extrémité soit toujours noyée. Les figures(III.2), (III.3) nous représentent une conduite d’arrivée [6].

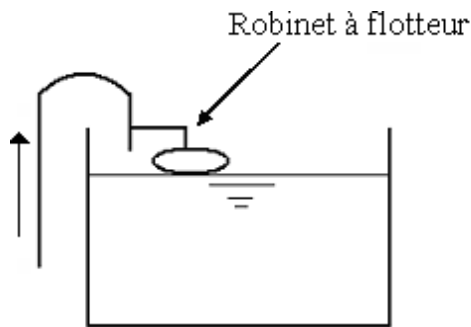


Figure (III.2) : Conduite avec chute libre

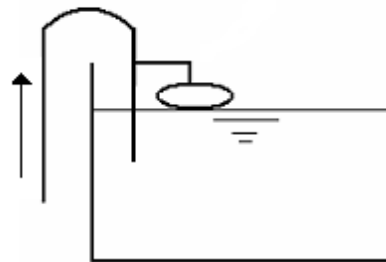


Figure (III.3) : Adduction noyée

• Conduite de départ (distribution)

Contrairement à la conduite d'arrivée qui monte au sommet de la réserve, la conduite de départ d'eau part du fond de la réserve (0,15 à 0,20m au-dessus du radier), elle doit être opposée à la conduite d'amenée et munie d'une crépine en vue d'éviter l'introduction dans la distribution, des boues ou des sables qui peuvent se déposer dans la cuve. La figure (III.4) nous représente une conduite de départ [6].

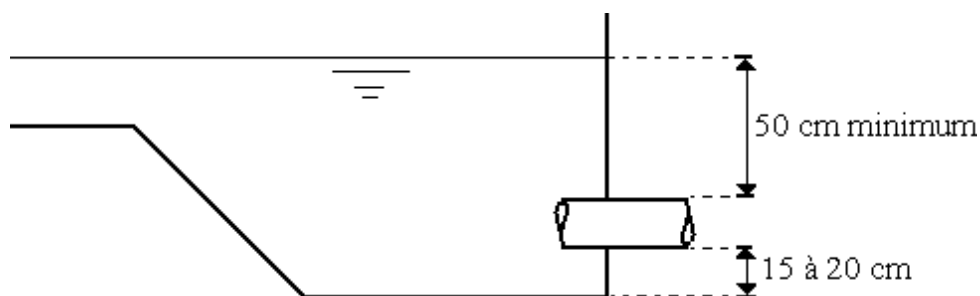


Figure (III.4) : Conduite de départ

• Conduite de vidange

Elle permet de vidanger le réservoir en vue de nettoyage ou de réparation. Cette conduite partira au point bas du réservoir ou son sol est fait de telle manière que l'eau s'écoule naturellement vers cette vidange. Elle sera munie d'un robinet vanne et sera raccordée à la conduite de trop plein[6].

• Conduite de trop plein

Pour éviter le débordement de réservoir lorsque ce dernier reçoit plus d'eau qu'il n'en distribue ou en cas de défaillance du système d'arrêt de pompage, l'ouvrage est muni d'un trop plein, lorsque

l'eau monte trop haut dans l'ouvrage elle tombe par surverse dans cette conduite, ensuite dégagée par le puisard de la chambre de visite et évacuée en dehors du captage[6].

.Conduite by-pass

Ce tronçon de conduite relie les conduites d'alimentation (arrivée) et de distribution (départ), il fait circuler l'eau sans la faire passer au réservoir, permettant d'isoler le réservoir en cas de besoin (nettoyage de la cuve ou réparation du château) [2].

.Une chambre de visite

Appelée également chambre sèche ou chambre de vanne, c'est la partie du réservoir où les agents peuvent venir faire des prélèvements d'eau, contrôler les compteurs généraux ou inspecter le niveau du réservoir. Cette chambre contient tous les appareils hydrauliques nécessaires au bon fonctionnement du réservoir, c'est aussi dans la chambre de visite qu'arrivent et partent les conduites d'arrivée et de départ d'eau.

III.4.1. Système de matérialisation de la réserve d'incendie [6]

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre un incendie, il faut en interdire matériellement son utilisation en service normal, et la rendre accessible par la manœuvre d'une vanne spéciale en cas de nécessité, à cet effet on utilise deux solutions, en l'occurrence.

- **Le système à deux prises**

Il consiste à distribuer l'eau en régime normal à partir d'une prise située au-dessus du volume réservé et commandée par la vanne 2 (figure III/ 5).

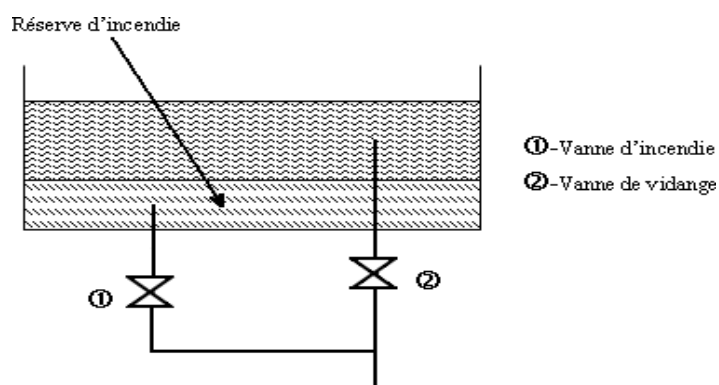


Figure (III.5) : Système à deux prises

La prise située au voisinage du fondest condamnée par la vanne 1 (vanne d'incendie), qui peut avantageusement être télécommandée en cas de sinistre. L'inconvénient de cette solution est que, sauf en cas d'alimentation du réservoir par le fond, il subsiste entre les prises 1 et 2 une zone mal renouvelée, ou risque de développement de micro-organismes qui peuvent contaminer toute l'eau du réservoir et risquant de surcroît de lui donner un goût désagréable.

En temps normal, 1 est fermée et 2 est ouverte.

En cas d'incendie, 1 est ouverte.

• **Le système à siphon**

Le système à siphon consiste à prélever, dans tous les cas l'eau au voisinage du fond du réservoir mais on la faisant transiter au service normal par un siphon situé à la coté supérieure de la réserve d'incendie et muni d'un évent qui la désamorce dès que l'eau atteint ce niveau. En cas de sinistre, la vanne 2 (vanne d'incendie) court-circuite le siphon et assure la mise en service de la réserve d'incendie, cette solution présente l'avantage d'éviter la stagnation de l'eau au voisinage du fond du réservoir.

En temps normal, 1 et 3 sont ouvertes et 2 fermée.

En cas d'incendie, 2 est ouverte et 1 est fermée.

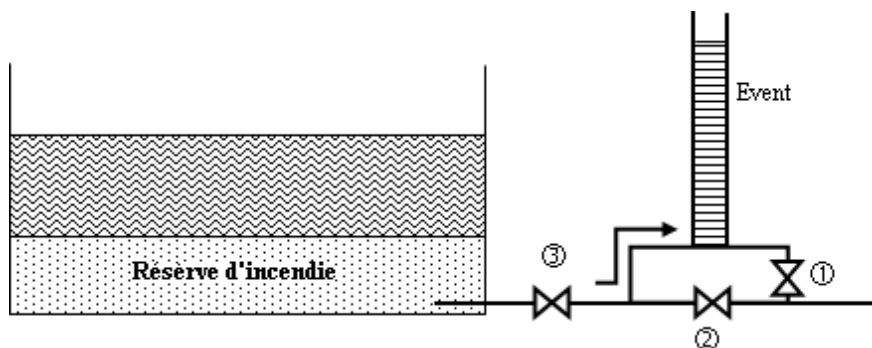


Figure (III.6) : Système à siphon

III.5. Emplacement de réservoir

Pour le bon fonctionnement du réseau, il faut choisir convenablement l'emplacement du réservoir donc il faut tenir compte des points suivants :

- L'emplacement de réservoir doit être aussi bien choisi afin de donner aux abonnés une pression suffisante au moment de la pointe.

- L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau pour effectuer une alimentation gravitaire de réseau de distribution.
- Il faut évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point de plus haute cote piézométrique à desservir pour avoir en première approximation, l'altitude du radier.
- Il faut tenir compte de la topographie et la géologie des lieux. Il ne faut pas oublier les extensions futures de l'agglomération [6].

III.6. Le choix du type de réservoir

En règle générale, les réservoirs sont rectangulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit être adapté à la forme de la parcelle ou aux conditions du terrain) [4]. Mais Il est préférable de réaliser des réservoirs circulaires qui représentent les avantages suivants [5] :

- Des frais de construction économique.
- Conservation de l'eau à une température constante.
- Une étude architecturale simplifiée.
- Une bonne étanchéité facile a réalisée

III.7. Capacité du réservoir

Pour satisfaire au rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité de stockage suffisante. Elle est définie comme étant la capacité correspondante à une journée de consommation, augmentée de la réserve d'incendie. Elle doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée et à la sortie, c'est-à-dire, du régime d'approvisionnement et de distribution, le calcul de la capacité se fait par deux méthodes :

- Méthode analytique.
- Méthode graphique.

III.7.1. La méthode analytique

Le volume maximal de stockage du réservoir, pour la consommation, est déterminé par la formule suivante :

$$V_{max} = P_{max}(\%) \times \frac{Q_{maxj}}{100} \dots\dots\dots (III.1)$$

Avec : V_{max} = Volume maximal de stockage pour la consommation (m^3).

$Q_{max j}$ = consommation maximale journalière (m^3/j)

$P_{max j}$ = résidu maximal dans le réservoir (%).

.Détermination de la valeur de Pmax

Connaissant les valeurs de α max et β max on détermine la valeur du coefficient de variation horaire K max par la relation suivante :

$$K \text{ max} = \alpha \text{ max} \times \beta \text{ max} \dots\dots\dots (III.2)$$

- la répartition de la consommation maximale journalière sur les 24 heures se détermine à l'aide du tableau de distribution du débit journalier sur 24 heures (voir annexe (2)).
- on répartit ensuite le débit de pompage tout au long de la journée.
- la différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, sera reportée dans la colonne des surplus ou des déficits selon son signe.
- on détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée (P_{max}) sera le pourcentage du volume de stockage.

$$P_{max} = |R^+_{max}| + |R^-_{max}| \dots\dots\dots (III.3)$$

Avec : R^+_{max} : résidu maximum positif (%).

R^-_{max} : résidu minimum négatif (%).

III.7.2. Méthode graphique

C'est une méthode rapprochée à la méthode analytique. Elle tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir de coefficients de variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage. La capacité est déduite à partir des extremums des cumuls de la consommation vis-à-vis de celle des apports. On trace, sur un même graphique, les courbes cumulées des débits d'apports et de consommation en fonction du temps. Le volume maximal de stockage est obtenu en sommant en valeur absolue les écarts des deux extremums par rapport à la courbe d'apport.

$$P_{max} = |\Delta V^+| + |\Delta V^-| \dots\dots\dots (III.4)$$

Remarque :

Le volume maximal sera déterminé de la même façon que la méthode analytique.

Le volume total du réservoir est de :

$$V_T = V_{max} + V_{inc} \dots\dots\dots (III.5)$$

Avec : V_T : volume total du réservoir.

V_{max} : volume maximal de stockage.

V_{inc} : volume d'incendie (120m³).

III.8. Détermination de la capacité des réservoirs

III.8.1. Dimensionnement de la station de reprise

La station de reprise est un ouvrage composée d'un réservoir et d'une station de pompage;le dimensionnement de la station de reprise est déterminé d'après le tempsnécessaire pour maintenir la crépine en charge et pour que la pompe ne se désamorcepas, dans notre cas on prend un temps de stockage de 1/4heure ;

$$VSR = \frac{Q_{maxj} * t}{T} \dots\dots\dots(III.6)$$

Avec :

VSR. : Volume de la station de reprise.

Q_{max j} : débit entrant à la station.

T' : temps de pompage (21h)

t' : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (1/4 h).

$$Q_{max j} = 32797.876 \text{ m}^3/j$$

$$VS.R. = (32797.876 \times 0.25) / 24$$

$$VS.R = 341.644 \text{ m}^3.$$

On prend une station de capacité standard de 350m³.

III.8.2. Dimensionnement du réservoir principal(Rp)

Le réservoir principal assure l'adduction pour les réservoirs des deux communes CHIGARA et BAINEN donc dans ce cas le dimensionnement du réservoir sera comme suit :

$$D'où \text{ on aura : } P (\%) = 9.92+2.59 = 12.51$$

$$V_{max} = 12.51 \times 32797.876 / 100$$

$$V_{max} = 4103.014 \text{ m}^3.$$

$$V_T = 4103.014 + 120$$

$$V_T = 4223.014 \text{ m}^3.$$

On optera pour un réservoir de 4500 m³.

Tableau (III.1) : dimensionnement du réservoir principal(Rp)

Heure	Apport (%)	Adduction (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00-01	4.76	4.16	0.6		0.6
01-02	4.76	4.16	0.6		1.2
02-03	4.76	4.16	0.6		1.8
03-04	4.76	4.16	0.6		2.4
04-05	4.76	4.16	0.6		3.0
05-06	4.76	4.16	0.6		3.6
06-07	4.76	4.16	0.6		4.0
07-08	4.76	4.16	0.6		4.8
08-09	4.76	4.17	0.59		5.39
09-10	4.76	4.17	0.59		5.98
10-11	4.76	4.17	0.59		6.57
11-12	4.76	4.17	0.59		6.16
12-13	4.76	4.17	0.59		7.75
13-14	4.76	4.17	0.59		8.34
14-15	4.76	4.17	0.59		8.93
15-16	4.76	4.17	0.59		9.52
16-17	4.76	4.17	0.59		10.11
17-18	0	4.17		-4.17	5.94
18-19	0	4.17		-4.17	1.77
19-20	0	4.17		-4.17	-2.4
20-21	4.77	4.17	0.6		-1.8
21-22	4.77	4.17	0.6		-1.2
22-23	4.77	4.17	0.6		-0.6
23-24	4.77	4.17	0.6		00
Total	100	100	12.51	-12.51	

III.8.3. Dimensionnement du réservoir de la commune CHIGARA (R2)

Le réservoir de CHIGARA assure une distribution pour la population de cette commune par le système gravitaire avec un débit de $Q_{max\ j} = 12682.4976\ m^3/j$.

Nous avons: $\alpha\ max = 1.3$; $\beta\ max = 1.14$; $K_{max} = 1.482$

Donc on prend $K_{max} = 1.5$

Tableau (III.2) : Dimensionnement du réservoir de CHIGRA(R2)

Heure	Apport %	Distribution %	Adduction %	Sortie %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
00-01	4.16	0.387	2.55	2.937	1.223		1.223
01-02	4.16	0.387	2.55	2.937	1.223		2.446
02-03	4.16	0.387	2.55	2.937	1.223		3.669
03-04	4.16	0.387	2.55	2.937	1.223		4.892
04-05	4.16	0.774	2.55	3.324	0.836		5.728
05-06	4.16	1.161	2.55	3.711	0.449		6.177
06-07	4.16	1.935	2.55	4.485		-0.325	5.852
07-08	4.16	2.515	2.55	5.065		-0.905	4.947
08-09	4.17	2.515	2.55	5.065		-0.895	4.052
09-10	4.17	2.128	2.55	4.678		-0.508	3.544
10-11	4.17	1.742	2.55	4.292		-0.122	3.422
11-12	4.17	2.128	2.55	4.678		-0.508	2.914
12-13	4.17	2.709	2.55	5.259		-1.089	1.825
13-14	4.17	2.709	2.55	5.259		-1.089	0.736
14-15	4.17	2.128	2.56	4.688		-0.518	0.218
15-16	4.17	1.742	2.56	4.302		-0.132	0.086
16-17	4.17	1.935	2.56	4.495		-0.325	-0.239
17-18	4.17	2.515	2.56	5.075		-0.905	-1.144
18-19	4.17	2.515	2.56	5.075		-0.905	-2.049
19-20	4.17	1.935	2.56	4.495		-0.325	-2.374
20-21	4.17	1.742	2.56	4.302		-0.132	-2.506
21-22	4.17	1.161	2.56	3.721	0.449		-2.057
22-23	4.17	0.774	2.56	3.334	0.834		-1.221
23-24	4.17	0.387	2.56	2.947	1.223		0.0
Total	100	38.70	61.3	100	2.506		
					8.685	-8.685	

D'où on aura : $P (\%) = 6.177+2.506=8.683$, $V_{max} = 8.683 \times 32797.876 / 100 = 2847.839 \text{ m}^3$;

$V_T = 2847.839 + 120 = 2967.839 \text{ m}^3$.

On optera pour un réservoir de 3000 m^3 .

III.8.4. Dimensionnement du réservoir de la commune BAINEN (R3)

Le réservoir de BAINEN (figure III.3) assure une distribution pour la population de cette commune par le système gravitaire avec un débit de $Q_{\max j} = 20115.936 \text{ m}^3/\text{j}$.

On a: $\alpha_{\max} = 1.3$; $\beta_{\max} = 1.122$; $K_{\max} = 1.4586$ soit : $K_{\max} = 1.45$

Tableau (III.3) : Dimensionnement du réservoir de BAINEN

Heure	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00-01	2.55	0.613	1.937		1.937
01-02	2.55	0.613	1.937		1.937
02-03	2.55	0.613	1.937		5.811
03-04	2.55	0.613	1.937		7.748
04-05	2.55	1.226	1.324		9.072
05-06	2.55	1.839	0.711		9.783
06-07	2.55	3.065		-0.515	9.268
07-08	2.55	3.985		-1.435	7.833
08-09	2.55	3.985		-1.435	6.398
09-10	2.55	3.373		-0.823	5.575
10-11	2.55	2.759		-0.209	5.366
11-12	2.55	3.373		-0.823	4.543
12-13	2.55	4.292		-1.742	2.801
13-14	2.55	4.292		-1.742	1.059
14-15	2.56	3.373		-0.813	0.246
15-16	2.56	2.759		-0.199	0.047
16-17	2.56	3.065		-0.505	-0.458
17-18	2.56	3.985		-1.425	-1.883
18-19	2.56	3.985		-1.425	-3.308
19-20	2.56	3.065		-0.505	-3.813
20-21	2.56	2.759		-0.199	-4.012
21-22	2.56	1.839	0.721		-3.291
22-23	2.56	1.225	1.334		-1.957
23-24	2.56	0.613	1.947		0.0
Total	61.3	61.3	13.785	-13.785	

D'où on aura : $P (\%) = 9.783+0.458=10.241$

$V_{\max} = 10.241 \times 20105.098 / 100$

$V_{\max} = 2058.963 \text{ m}^3.$

$V_T=2058.963 + 120$

$V_T= 2178.963\text{m}^3.$

On optera pour un réservoir de $2500 \text{ m}^3.$

La capacité du réservoir à projeter sera de $2500 \text{ m}^3.$

Calcul du diamètre des réservoirs :

Calcul du diamètre du réservoir de la station est de reprise :

$$D = (4.VSR/3.14. H)^{1/2} \dots \dots \dots (III.7)$$

$$D = (4 \times 100 / 3.14 \times 4)^{1/2}$$

$$D = 1.72\text{m}.$$

$$D = 2\text{m}.$$

La hauteur du réservoir : $H = 4 \text{ m}.$

Etant donné que les deux réservoirs des deux stations sont de même capacité ; alors ils seront de même diamètre et de même hauteur.

Calcul du diamètre du réservoir principal :

$$D = (4.VR/3.14. H)^{1/2}$$

$$D = (4. 4500/ 3.14. 6)^{1/2} = 30.99$$

$D = 30.99 \text{ m}.$ (la hauteur du réservoir est de 6 m)

Calcul du diamètre du réservoir CHIGARA :

$$D = (4.VR/3.14. H)^{1/2}$$

$$D = (4. 3000 / 3.14. 5)^{1/2} = 27.64$$

$D = 27.64 \text{ m}.$ (la hauteur du réservoir est de $5 \text{ m}.$)

Calcul du diamètre du réservoir BAINEN :

$$D = (4.VR/3.14. H)^{1/2}$$

$$D = (4. 2500 / 3.14. 5)^{1/2} = 25.24$$

$D = 25.24 \text{ m}.$ (la hauteur du réservoir est de 5 m)

Conclusion

Cette partie de l'étude nous a permis de titrer les dimensions des ouvrages de stockage (réservoir) et de transits (station de reprise).

Après avoir effectué tous les calculs sur le dimensionnement final des réservoirs, ils'est avéré nécessaire de projeter :

- Une bâche à eau au niveau de la SR de capacité de 350m³.
- Un réservoir principal (Rp) de 4500 m³.
- Un réservoir au niveau de la R1 de capacité de 3000 m³ à CHIGARA.
- Une réservoir R2 de capacité de 2500 m³ à BAINEN.

Après avoir fait le dimensionnement final des réservoirs, il nous parait nécessaire de dimensionner les conduites véhiculant l'eau entre les réservoirs, ou cette étudesera détaillée dans le chapitre ci-après.

Chapitre IV : Adduction**IV.1.Introduction**

L'adduction consiste à un transport des eaux d'un point de captage ou de stockage vers un autre point, suivant la nature du relief de la zone en question, on distingue deux procédés d'adduction :

- Adduction gravitaire : l'eau se déplace sous l'effet de la pesanteur, soit par un aqueduc avec écoulement à surface libre de l'eau sans pression, ou bien dans des conduites forcées.
- Adduction par refoulement : dans ce cas, l'eau se situe à un niveau bas par rapport au point où se fera son stockage, d'où la nécessité d'utilisation d'une station de pompage.

IV.2. Choix du tracé

Le tracé de la conduite est choisi selon certains facteurs d'ordre technique et économique il exige les conditions suivantes:

- Le profil doit être le plus régulier et le plus court possible (sur-profondeur et sous profondeur sont parfois inévitables) afin de réduire les frais d'investissement ;
- Le profil sera étudié pour que l'air puisse être évacué facilement, car le cantonnement d'air engendre la rupture de la veine liquide ;
- Pour les conduites de longueurs importantes (plusieurs kilomètres), il sera bon de prévoir quelques vannes de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles ;
- Les contres pentes qui peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer, sont à éviter ;
- Il y a lieu de concevoir un tracé en plan, avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, le parcours emprunté ne suivra pas facilement les accotements de la route ;
- On préfère souvent de le concevoir le long des routes ou bien des pistes pour faciliter la pose des conduites et son exploitation c'est-à-dire :
 - Faciliter l'accès pour l'entretien et les réparations.
 - Faciliter la détection des fuites et les vannes défectueuses.

IV.3. Topologie des systèmes d'adduction

Il y a deux types d'adduction :

- **Adduction gravitaire** : où l'écoulement de l'eau à des pressions importantes est causé par la différence des niveaux hydrauliques : l'altitude de la source est supérieure à l'altitude du point

de consommation ; et se déplace donc grâce à la force de gravitation, d'où son nom. **Adduction par refoulement [6]**: ou la pression sur le réseau et l'acheminement de l'eau se fait à l'aide de pompes à l'intérieur de stations de pompage. Dans ce cas, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir.

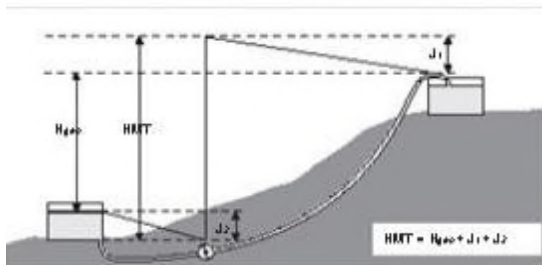


Figure (IV. 1) : Adduction par refoulement

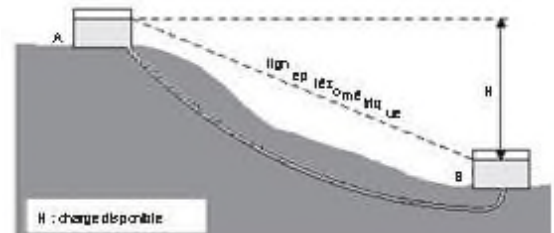


Figure (IV.2) : Adduction gravitaire

IV.4. Choix du type des conduites [5]

Le marché du matériel hydraulique a évolué avec l'évolution des récentes technologies spécialisées dans le domaine.

De ce fait, une conduite est constituée par des tuyaux assemblés les uns aux autres, on dispose de différents types de conduites. Selon le matériau constitutif, on distingue :

Conduite en acier ;

Conduite en fonte ;

Conduite en PVC (chlorure de polyvinyle) ;

Conduite en PEHD (polyéthylène haute densité).

Dans le cas de notre projet, on a opté pour des conduites en fonte; vu les avantages qu'elles présentent :

Une longue vie jusqu'à 140 années - Très grandes charges mécaniques admissibles : d'où une grande réserve de sécurité - Possibilité de pose très profonde ou avec un faible recouvrement -

Un ensemble homogène complet - Le matériau ne diffusant pas, cela évite toute pollution des eaux transportées et de la nappe phréatique - Une économie rationnelle et un montage simple.

IV.5. Description du schéma d'adduction

Notre schéma d'adduction commence au niveau du barrage Beni Haroun, à l'aide d'une station de pompage qui se situe à 215 m du hauteur, en suite la station du reprise qui se trouve à 270 m au niveau du barrage, pour y aller a une troisième station de pompage 640m du hauteur, l'adduction se poursuit au réservoir principal pour assurer une adduction gravitaire (CTN=1010m, CTP=1017), pour aller au premier réservoir du distribution pour la commune CHIGARA(CTN=865, CTP=871m), pour finir au niveau du réservoir du commune BEINEN (CTN=940m, CTP=94). Voir le schéma d'adduction.

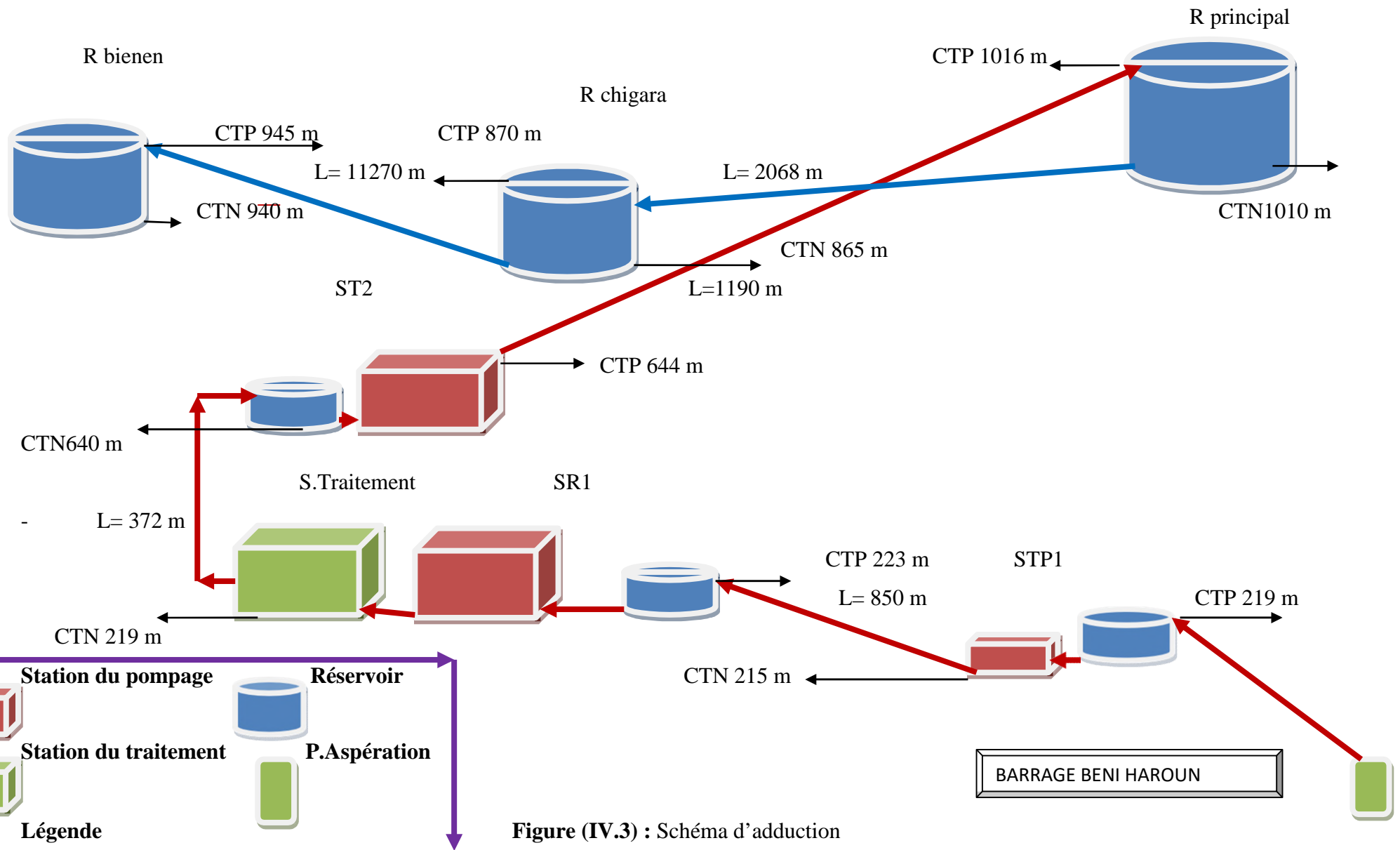


Figure (IV.3) : Schéma d'adduction

IV.6. Etude technico-économique

Elle consiste à étudier le choix le plus économique pour le diamètre de la conduite. Le choix de ce dernier repose sur deux critères [8]:

- Techniquement le diamètre de la conduite doit pouvoir faire transiter le plus grand débit à des vitesses acceptables, en assurant une pression de service compatible avec la résistance de la conduite.
- Les frais d'investissement (frais d'exploitation + frais d'amortissement) sont proportionnels aux diamètres des conduites.

VI. 6.1.Calcul du diamètre économique de la conduite [3]

Les formules qui nous permettent de calculer le diamètre économique sont :

- La formule de BONNIN : $D = \sqrt{Q} \dots \dots \dots (IV.1)$
- La formule de BRESS : $D = 1,5 * \sqrt{Q} \dots \dots \dots (IV.2)$

Avec :

- D : Diamètre de la conduite (m) ;
- Q : Débit véhiculé dans la conduite (m³/s).

Avec ces deux formules on détermine une gamme du diamètre économique, suivant plusieurs diamètres normalisés, notre choix se portera sur le plus économique c'est-à-dire, celui qui présente un bilan minimale et une vitesse comprise entre **0,5 et 1,5 m/s**.

• **Calcul de la vitesse**

La vitesse dans la conduite se calcule comme suit:

D'après l'équation de continuité : $Q = V \times S \quad \longrightarrow \quad V = \frac{Q}{S}$

On a : $S = \frac{\pi D^2}{4}$

Donc: $V = \frac{4Q}{\pi D^2} \dots \dots \dots (IV.3)$

Avec:

- V : Vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;
- Q : Débit véhiculé dans la conduite (m³/s) ;
- D : Diamètre de la conduite (m).

• **Calcul des pertes de charges**

Les pertes de charge représentent une portion de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet des frottements entre les particules de l'eau et les parois des canalisations. Elles se présentent sous deux formes : Les pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières.

• **Les pertes de charges linéaires**

Elles se produisent tout au long de la conduite, elles peuvent être déterminées par la formule de DARCY-WIESBACH suivante :

$$Hl = \lambda \cdot L \cdot \frac{v^2}{2gD} \dots\dots\dots (IV.4)$$

Avec :

- Hl : Pertes de charge linéaire (m) ;
- L : Longueur de la conduite (m) ;
- V : Vitesse d'écoulement (m/s) ;
- g : Accélération de la pesanteur (g = 9,81 m/s²) ;
- D : Diamètre du tuyau (m) ;
- λ : Coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

• **Calcul du coefficient des pertes de charge λ**

Appelé aussi coefficient de frottement, il dépend de la rugosité et de la nature du régime d'écoulement, pour le calculer aux différents régimes, on utilise les formules suivantes :

• **Régime turbulent rugueux**

Formule de NIKURADZE : $\lambda = [1.14 - 0.86 \ln \frac{K}{D}]^2 \dots\dots\dots (IV.5)$

• **Régime de transition :**

Formule de COLEBROOK : $-2 \log \left[\frac{K}{3.71 \cdot D} + \frac{2.51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} \right] \dots\dots\dots (IV.6)$

Avec :

- λ: Coefficient de perte de charge ou de frottement ;
- D : Diamètre du tuyau (m) ;
- K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie comme suit :

Pour les tube en acier : K= 10-3 mm

Pour les tubes en fonte : K = 0,03 mm

Pour les tubes en PEHD

$K = 0,01\text{mm}$ si $D \leq 200$ mm

$K = 0,02$ mm si $D > 200$ mm

- Re : Nombre de REYNOLDS déterminé par la formule suivante :

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu} \dots\dots\dots (IV.7)$$

Avec :

- ν : Viscosité cinématique de l'eau (m^2/s), calculé par la formule de STOCKES suivante :

$$\nu = \frac{0.0178}{1 + 0.0337t + 0.00221t^2} \dots\dots\dots (IV.8)$$

Pour : $t = 20 \text{ C}^\circ \longrightarrow \nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

- t : Température de l'eau.

- **Les pertes de charge singulières**

Les pertes de charge singulières représentent les pertes occasionnées par les singularités dans les conduites (coudes, vannes, clapets et branchements,...etc.); dans la pratique, ces pertes de charge sont estimées à 15% (pour la fonte) des pertes de charge linéaires :

$$HS = 0.15 * HL \dots\dots\dots (IV. 9)$$

- **Calcul de la hauteur manométrique totale**

Elle représente la somme de la hauteur géométrique (H_g) et des pertes de charge totales (ΔH) :

$$H_{mt} = H_g + \Delta H \dots\dots\dots (IV.12)$$

H_g : Hauteur géométrique (m) ;

ΔH : pertes de charges totales (m).

- **Puissance de pompage**

$$P_a = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta} \dots\dots\dots (IV.13)$$

- P_a : puissance absorbée par la pompe (kw).

- H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m).

- Q : Débit à transitité (m^3/s).

- η : le rendement de la pompe en % .

- **Energie consommée par la pompe :**

Elle se calcule comme suit :

$$E = Pa * t' * 360 \dots \dots \dots (IV.14)$$

E : Energie consommée par la pompe (kwh)

PA : puissance absorbée par la pompe (kw)

t' : temps de pompage (h).

• Frais d'exploitation

$$F_{exp} = E * e \dots \dots \dots (IV.15)$$

Avec :

F_{exp} : frais d'exploitation (DA) ;

E : énergie consommée par la pompe (KWh) ;

e : prix d'un KWh, (e = 4,179 DA /KWh).

• Frais d'amortissement

Ils sont donnés par la formule suivante :

$$F_{am} = Pu \times L \times A \dots \dots \dots (IV.16)$$

Avec :

F_{am} : Frais d'amortissement (Da).

Pu : prix du mètre linéaire de la conduite (Da/ml) (voir l'annexe (4))

L : Longueur de la conduite (m).

A : Amortissement annuel.

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \dots \dots \dots (IV.17)$$

i : Taux d'intérêt annuel (annuité), i = 8% ;

n : nombre d'années d'amortissement (n = 25 ans).

D'où :

$$A = \frac{0.08}{(1+0.08)^{25} - 1} + 0,08 \text{ soit : } A = 0.0937.$$

➤ Calcul du bilan total des frais

Il est la somme des frais d'exploitation et d'amortissement, il se calcule par la formule :

$$B = F_{exp} + F_{am} \dots \dots \dots (IV.18)$$

IV.7. Calcul du diamètre économique de l'adduction

IV.7.1. Station du pompage 1-station de reprise 1 (Adduction par refoulement)

Données :

Débit : 0.379 m³/s

Hauteur géométrique (Hg) : 55 m.

Longueur de l'adduction : 850 m.

$D_{\text{BONNIN}} = (0.379)^{1/2} = 0.616$ m

$D_{\text{BRESS}} = 1.5 \times (0.379)^{1/2} = 0.923$ m

Les diamètres normalisés choisis sont selon le fabriquant : 700 mm, 800 mm, 1000 mm

- **Calcul de la Hmt**

Tableau (IV.1) : Calcul de la Hmt

Re	D (m)	V (m/s)	J (m/m)	L (m)	ΔH (m)	Hmt (m)	λ	f
689717,925	0,7	0,985	0,0009	850	0,907	55,90	0,01313	-7,90376E-06
603503,185	0,8	0,754	0,0004	850	0,471	55,47	0,01329	0,000405798
482802,548	1	0,482	0,0001	850	0,158	55,15	0,01365	3,26635E-05

- **Le frais d'exploitation :**

Tableau(IV.2) : Calcul des frais d'exploitation

D (m)	P (Kw)	E (Kwh)	Fexp (Da)
0,7	277,1510236	2023202,472	11066917,52
0,8	274,9892903	2007421,819	10980597,35
1	273,4386548	1996102,18	10918678,93

- **Calcul des frais d'amortissement**

Tableau (IV.3) : Calcul des frais d'amortissement

D (m)	Prix ml (Da)	L (m)	Frais amort (Da)
0,7	1 961,26	850	156169,1759
0,8	3 184,82	850	253597,5417
1	4 948,62	850	394043,5777

- Calcul du bilan

Tableau(IV.4) : Calcul du Bilan

D (mm)	F _{exp} (Da)	Frais amortissement (Da)	Bilan (DA)
0.7	11066917.52	156169.1759	11223086.7
0.8	10980597.35	253597.5417	11234194.89
1	10918678.93	394043.5777	11312722.5

D'après le tableau (IV-4), on constate que le diamètre économique est le 700 mm ; du fait qu'il présente le plus petit bilan, tout en étant le siège d'une vitesse raisonnable de 0.907 m/s, par conséquent, c'est ce diamètre qui sera adopté pour le projet, vu la Hmt de 55.907m.

IV.7.2. Tronçon STR1-STR2 (adduction refoulement)

Données :

Débit : 0.379 m³/s

Hauteur géométrique (Hg) : 372m.

Longueur de l'adduction : 2820m

DBONNIN = $(0.379)^{1/2} = 0.616$ DBRESS = $1.5 \times (0.379)^{1/2} = 0.923$

- Calcul de la Hmt

Tableau(IV.5) : Calcul de la Hmt

Re	D (m)	V (m/s)	J (m/m)	L (m)	ΔH (m)	Hmt (m)	λ	f
804670.913	0.6	1.341	0.0019	2820	6.153	378.15	0.0129	-0.000851305
603503.185	0.8	0.754	0.0004	2820	1.495	373.49	0.0133	-4.60652E-06
482803.548	1	0.4828	0.00016	2820	0.503	372.50	0.01365	-0.00017587

- **Le frais d'exploitation**

Tableau(IV.6) : Calcul des frais d'exploitation

D (m)	P (Kw)	E (Kwh)	Fexp (Da)
0,6	2008,531028	15395390,33	71896472,83
0,8	1983,79173	15205763,61	71010916,05
1	1978,518878	15165347,2	70822171,43

- **Calcul des frais d'amortissement**

Tableau (IV.7) : Calcul des frais d'amortissement

D (m)	Prix ml (Da)	L (m)	Frais d'amortissement (Da)
0,6	1209,53	2820	319526,568
0,8	1892,38	2820	499917,8911
1	2937,81	2820	776093,48

- **Calcul du bilan**

Tableau(IV.8) : Calcul du Bilan

D (mm)	Fexp (Da)	Frais amortissement (Da)	Bilan (DA)
0.6	71896472,83	319526,568	72215999,4
0.8	71010916,05	499917,8911	71510833,94
1	70822171,43	776093,48	71598264,91

D'après le tableau (IV-8), on constate que le diamètre économique est le 800 mm; du fait qu'il présente le plus petit bilan, tout en étant le siège d'une vitesse raisonnable de 0.7544 m/s, par conséquent, c'est ce diamètre qui sera adopté pour le projet, vu la Hmt de 373.4959 m.

VI.7.3. Tronçon STR2-Rp (Adduction par refoulement)

Données :

Débit : 0.379

Hauteur géométrique (Hg) : 376m.

Longueur de l'adduction : 1190m

DBONNIN = $(0.379)^{1/2} = 0.616$

DBRESS = $1.5 \times (0.379)^{1/2} = 0.923$

- **Calcul de la Hmt**

Tableau(IV.9) : Calcul de la Hmt

Re	D (m)	V (m/s)	J (m/m)	L (m)	ΔH (m)	Hmt (m)	λ	f
804670.913	0.6	1.3411	0.0019	1190	2.5968	378.5968	0.0129	-0.0008
603503.185	0.8	0.7544	0.0005	1190	0.6313	376.6313	0.0133	-4.60652E-06
482802.548	1	0.4828	0.0002	1190	376.2123	376.2123	0.0137	-0.00017587

•Le frais d'exploitation

Tableau (IV.10) : Calcul des frais d'exploitation

D (m)	P (Kw)	E (Kwh)	Fexp (Da)
0,6	2010,884341	15413428,48	71980710,98
0,8	2000,444708	15333408,69	71607018,58
1	1998,21964	15316353,54	71527371,03

.Calcul des frais d'amortissement

Tableau(IV.11): Calcul des frais d'amortissement

D (m)	Prix ml (Da)	L (m)	Frais d'amortissement (DA)
0,6	1209,53	1190	134835,6794
0,8	1892,38	1190	210958,259
1	2937,81	1190	327500,4401

•Calcul du bilan

Tableau (IV.12) : Calcul du Bilan

D (mm)	Fexp (Da)	Frais amortissement (Da)	Bilan (DA)
0.6	71980710.98	13483.6794	72115546.66
0.8	71607018.58	210958.254	71817976.84
1	71527371.03	327500.4401	7185487.47

D'après le tableau (IV-9), on constate que le diamètre économique est le 800mm ; du fait qu'il présente le plus petit bilan, tout en étant le siège d'une vitesse raisonnable de 0.7544m/s, par conséquent, c'est ce diamètre qui sera adopté pour le projet, vu la Hmt de 376.6313 m.

IV.7.4. Tronçon Rp- R chigara (Adduction gravitaire)

Données :

Débit : 0.379 m³/s

Hauteur géométrique (Hd) :140 m.

Longueur de l'adduction : 2068 m.

$$DBONNIN = (0.379)^{1/2} = 0.617\text{m}$$

$$DBRESS = 1.5 \times (0.379)^{1/2} = 0.923\text{m}$$

Les diamètres normalisés choisis sont selon le fabriquant : 600mm , 800mm,1000mm.

IV.7.5. Calcul des pertes de charge totales

Tableau (IV.13) : Calcul des pertes de charge totales

Re	D(m)	V (m/s)	j (m/m)	L (m)	ΔH (m)	Hmt (m)	λ	f
804670,913	0,6	1,3411	0,0031	2068	9,4901	149,4901	0,0261	-2,7801
603503,185	0,8	0,7544	0,0009	2068	2,1771	142,1771	0,0253	-2,5871
482802,548	1	0,4828	0,0002	2068	0,6773	140,6773	0,0231	-2,3013

Pour que l'eau arrive au réservoir Rchigara, il faut que : $\Delta H \leq H_d$

Où : - ΔH : Perte de charge totale dans la conduite

- H_d : La charge disponible

Par conséquent, on optera pour un diamètre de **600 mm**, car ΔH **9.45** est inférieure à $H_d = 140$ m, à une vitesse acceptable de **1.34 m/s**.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le diamètre 600 mm, on utilise une vanne. (vanne à papillon)

□ Calcul des pertes de charge dans la vanne :

$$J_v = H_d - \Delta H = 140 - 9.45 \dots\dots\dots (IV.19)$$

$$J_v = 130.55 \text{ m.}$$

- Calcul du coefficient de perte de charge dans la vanne ξ :

On a : $J_v = \frac{v^2 \cdot k}{2g}$ d'où : $\xi = j_v \cdot \frac{2g}{v^2} \dots\dots\dots (IV.20)$

$$\xi = 130.55 \cdot (2.9.81 / 1.34^2) = 1426.481$$

- Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne α (°) :

En utilisant les données du tableau se trouvant dans (l'annexe(3)) et par interpolation on trouve: $\alpha = 81.513^\circ$

IV.7.6. Tronçon R chigara-R bienen (Adduction gravitaire)

Données :

Débit : 0.233m³/s

Hauteur géométrique (Hd) :81 m.

Longueur de l'adduction : 11270 m.

- $D_{\text{BONNIN}} = (0.223)^{1/2} = 0.472\text{m}$

- $D_{\text{BRESS}} = 1.5 \times (0.223)^{1/2} = 0.708\text{m}$

Les diamètres normalisés choisis sont selon le fabriquant :600mm , 800mm,1000mm

IV.7.6.1. Calcul des pertes de charge totales

Tableau (IV.14) : Calcul des pertes de charge totales

Re	D(m)	V (m/s)	j (m/m)	L (m)	ΔH (m)	Hmt (m)	λ	f
593630,573	0,5	1,1873	0,0011	11270	25,4061	106,4061	0,0136	0,000512073
494692,144	0,6	0,8245	0,0008	11270	10,3725	91,3725	0,0139	0,000117717
371019,108	0,8	0,4638	0,0002	11270	2,54572	83,5457	0,0143	4,39239E-06

Pour que l'eau arrive au réservoir Rbienen, il faut que : $\Delta H \leq Hd$

Où : - ΔH : Perte de charge totale dans la conduite

- Hd : La charge disponible

Par conséquent, on optera pour un diamètre de **500 mm**, car $\Delta H = 25.406$ m est inférieure à Hd = 81m, à une vitesse acceptable de **1.187 m/s**.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le diamètre 600 mm, on utilise une vanne. (vanne à papillon)

□ Calcul des pertes de charge dans la vanne :

$J_v = Hd - \Delta H = 81 - 25.406$

$J_v = 55.594\text{m}$.

- Calcul du coefficient de perte de charge dans la vanne ξ :

On a : $J_v = \frac{v^2 * k}{2g}$ d'où : $\xi = j_v * \frac{2g}{v^2}$

$\xi = 55.594 * (2.9.81 / 1.187^2) = 774.151$

- Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne α (°) :

En utilisant les données du tableau se trouvant dans (l'annexe(3)) et par interpolation on trouve:

$$\alpha = 72.158^\circ$$

IV.7.6.2. Calcul des pertes de charge totales

Tableau (IV.15) : Tableau récapitulatif des diamètres des différents tronçons

Adduction	Trançons	Débit(m ³ /s))	Type du conduite	Diamètre (mm)	PN (bar)	Hmt(m)
refoulement	Barrage-STP	0.379	Fonte	700	27	159.938
	STP-STR	0.379	Fonte	800	25	373.496
	STR-Rp	0.379	Fonte	800	25	376.631
Gravitaire	Rp-Rchigara	0.379	Fonte	600	30	149.490
	Rchigara-Rb	0.233	fonte	500	30	106.406

Conclusion

A travers ce chapitre consacré à l'adduction, et après avoir dimensionné les conduites d'adduction, il est nécessaire de choisir les pompes adéquates qui répondent aux conditions de refoulement ; ce qui est l'objectif du chapitre suivant : on fera une étude minutieuse pour le choix de la pompe pour chaque station de pompage.

Chapitre V : Pompe et station de pompages**V.1.Introduction**

La pompe est une machine hydraulique, son fonctionnement consiste à transformer L'énergie mécanique de son moteur d'entraînement en énergie hydraulique ; c'est-à-dire qu'elle transmet au courant liquide qui la traverse une certaine puissance. L'énergie reçue par le liquide lui permet de s'élever de la zone à basse pression vers une autre à plus haute pression.

V.2. Eléments constitutifs d'une station de pompage

Chaque station de pompage est généralement constituée d'une bache de reprise, divisée en deux compartiments afin de pouvoir mettre un des deux hors service lors des travaux de maintenance (principalement le nettoyage) ou d'éventuelles réparations. Dans le but de pouvoir mettre hors service l'un des compartiments, il est prévu d'installer des vannes de sectionnement dans la chambre des vannes. Le débit d'alimentation des pompes doit être assuré par un seul compartiment. La station de pompage est équipée aussi d'une chambre des pompes et moteurs dont le radier est situé en contrebas de la bache de reprise ainsi qu'une que sa protection contre le coup de bélier qui est généralement situé à l'extérieur du bâtiment, la station possède aussi une clôture permettant de délimiter le périmètre des installations.

V.3. Classifications des pompes [3]**V.3.1. Les turbopompes**

Dans les turbopompes une roue, munie d'aubes ou d'ailettes, animée d'un mouvement de rotation, fournit au fluide de l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression, par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur. On distingue dans la catégorie des turbopompes :

- Pompes centrifuges,
- Pompes hélices,
- Pompes hélico-centrifuges.

V.3.2. Les pompes volumétriques

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

- translation
- rotation

- ou mixte (translation et rotation)

V.4. Choix des pompes

Le choix des pompes à installer portera sur, le débit appelé à être refoulé ;La hauteur d’élévation à atteindre ; le rendement de la pompe qui doit être élevé, de manière à avoir un coût minimum d’exploitation ; la fiabilité ; la vitesse de rotation la plus élevée et enfin la condition de non cavitation[6]. Les pompes les plus utilisées sont les pompes centrifuges, vu qu’elles permettent le refoulement des débits importants à des hauteurs considérables, et qu’elles constituent des groupes légers peu couteux et présentent un bon rendement.

V.5. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges

•Hauteur manométrique [6]

C’est la somme de la hauteur géométrique et les pertes de charge à l’aspiration ainsi qu’au refoulement:

$$H_{mt} = H_g + H_{asp} + H_{ref} \dots \dots \dots (V.1)$$

Avec:

- H_{mt} : Hauteur manométrique en (m).
- H_g : Hauteur géométrique en (m).
- H_{asp} : Pertes de charge à l’aspiration en (m)
- H_{ref} : Pertes de charge au refoulement en (m).

• La vitesse de rotation et puissance

Une pompe est caractérisée par sa vitesse de rotation ainsi que les différentes puissances :

La puissance absorbée par la pompe qui est la puissance disponible au niveau de l’ordre d’entraînement de la roue de la pompe notée par (P_a), unité de mesure (Kw) ainsi que la puissance transmise au fluide par la pompe, notée puissances s’expriment comme suit :

$$P_a = \frac{g \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta} \dots \dots \dots (V.2)$$

$$P_u = g \cdot H_{mt} \cdot Q \dots \dots \dots (V.3)$$

Où : P_a : Puissance totale consommée (KW), Q : Débit refoulé par la pompe (m^3/s), H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m) et η :rendement total de l'installation.

Les pompes sont caractérisées aussi par des courbes caractéristiques qui déterminent leurs performances à savoir : La courbe débit-hauteur [$H= f(Q)$], la courbe puissance-débit $P= f(Q)$ la courbe rendement-débit $\eta= f(Q)$ et la courbes $NPSH=f(Q)$.

• **Point de fonctionnement d'une pompe**

La conduite de refoulement ayant été déterminée par des conditions économiques(le diamètre et la longueur sont connus), on peut tracer sa courbe caractéristique.

En portant sur le même graphe la courbe caractéristique du réseau et celle de la pompe, le point d'intersection des deux courbes est le point de fonctionnement de l'ensemble (P). Ce point détermine donc un débit Q et une hauteur H .

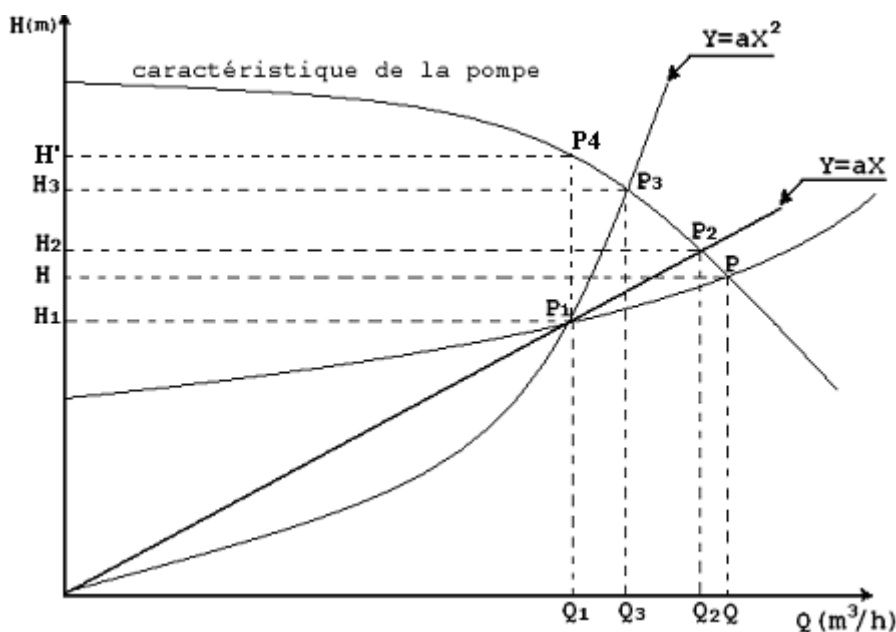
➤ Réglage du point de fonctionnement

Première variante : "Réduction ou augmentation du temps de pompage" ,

Deuxième variante : "Régulation par étouffement (Le vannage)" ,

Troisième variante : "Rognage de la roue " ,

Quatrième variante : Variation de la vitesse de rotation.



Figure(V.1): Recherche du point de fonctionnement

V.6. Modes de couplage des pompes

Dans certains cas, les besoins (Hmt -Q) ne peuvent être satisfaits que par une seule pompe, ou, pour des raisons de souplesse, on préfère utiliser plusieurs pompes. Dans ce cas, on sera amené à utiliser un couplage de pompes. Les pompes peuvent être couplées en série ou en parallèle, selon le but recherché, soit d'augmenter la hauteur ou bien le débit. Les couplages existants sont : les couplages en parallèle et les couplages en série [6].

- **Couplage en série**

Ce montage s'emploie lorsqu'on désire augmenter la hauteur de refoulement, dans ce cas le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde, le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe s'ajoutent. Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à une hauteur importante.

- **Couplage en parallèle**

Ce montage se rencontre lorsqu'on désire, pour une même hauteur de refoulement, augmenter le débit, dans ce cas chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun et le débit du collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe. Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit variable à une hauteur constante.

V.7. Etude de la cavitation

Le phénomène de cavitation apparaît dans l'écoulement d'un liquide lorsqu'en un point quelconque de celui-ci la pression absolue devient égale à la pression de vapeur saturante pour la température du liquide transporté. Il se produit en ce point une bulle, cavité remplie de vapeur du liquide. Ces cavités remplies de vapeur du liquide s'écrasent dans les zones où elles rencontrent des pressions absolues plus élevées produisant ainsi des bruits et des vibrations diverses [9]. Dans les pompes centrifuges monocellulaires les plus basses pressions s'observent sur la face arrière des aubes de la roue (extrados). Dans les pompes centrifuges multicellulaires c'est toujours au niveau de la première roue que se manifeste le phénomène de cavitation. Pour éviter

ce phénomène, on doit assurer à l'aspiration une certaine pression dite: Charge nette minimale disponible à l'aspiration (NPSH)_d (donnée par l'utilisateur), qui sera supérieure à la “

Charge nette minimale requise à l'aspiration” (NPSH)_r (donnée par le constructeur) :

$NPSH_d > NPSH_r$

✓ NPSH_d: La charge nette d'aspiration disponible, est simplement une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression dans la pompe.

✓ NPSH_r: La charge d'aspiration requise par le constructeur, est la hauteur minimale de liquide, supposée à sa température d'ébullition, nécessaire au-dessus de l'aspiration pour empêcher la cavitation.

V.8. Choix du type de pompes pour les différentes stations

V.8.1. Tronçon : station de pompage 1- station de reprise 1

- **Caractéristique de la conduite**

Le débit refoulé : $Q = 0.379 \text{ m}^3/\text{s}$.

La hauteur géométrique : $H_g = 55 \text{ m}$.

Les pertes de charges : $\Delta H = 0.907 \text{ m}$ (tableau IV.1)

La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 55.907 \text{ m}$.

On consultant le catalogue des pompes, nous n'avons pas pu trouver une pompe adéquate au débit de 379 l/s à une hauteur de 55,9 m, alors on a opté pour l'assemblage des cinq pompes en parallèle.

Après plusieurs essais, l'utilisation de quatre pompes à axe horizontal multicellulaire en parallèle nous assurera le débit et la Hmt désirés, avec un débit de 75.8 l/s pour une Hauteur de 55,9 m pour chaque pompe.

Les caractéristiques de la pompe à axe horizontal multicellulaire marque PM15: (voir annexe(5))

Vitesse de rotation $N = 1450 \text{ tr/min}$

Débit $Q = 78.81 \text{ l/s}$

$H_{mt} = 55,9 \text{ m}$

Le rendement $\eta = 79.5 \%$

La puissance absorbée $P_a = 261 \text{ KW}$

NPSH (requis) = 2.7m.

- Le point du fonctionnement : y1 (Q1= 379 l/s ; Hmt1=55.9m).

- Le point désiré est : y1 (Q1=379 l/s ; Hmt1=55.9m).

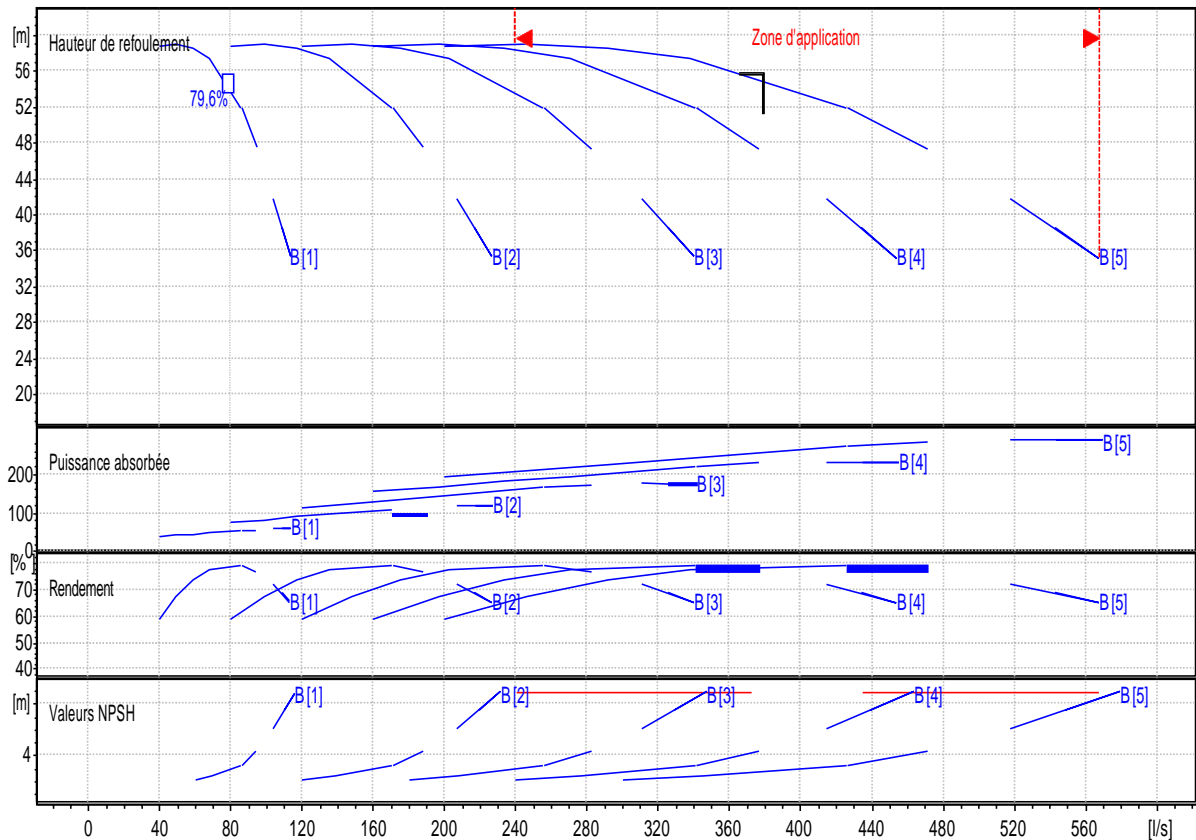


Figure (V.2) : Courbes caractéristiques de la pompe PM 150

• **Etude de la cavitation**

Côte du plan d'aspiration : $C_a = 215 \text{ m}$;

Côte de l'axe de la pompe : $C_p = 215 \text{ m}$;

Hauteur d'aspiration : $H_{asp} = C_p - C_a = 0$.

$H_{asp} < 0$, d'où la pompe est montée en charge.

Calcul de la pression à la côte d'aspiration :

$$10,33 - 0,0016 \times 215 = 9,986 \text{ m.}$$

$$NPSH_d = 9,986 + 0 - (0 + 0,238) = 10,224 \text{ m.}$$

$NPSH_d > NPSH_r$ alors la pompe est hors domaine de la cavitation.

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau(V.1): Vérification de la non-cavitation

Type de pompe	Hasp	P0/g*p	Tv	NPSH _d	NPSH _r	Observation
Psr	0	9.986	0.238	10.224	2.7	Régime non cavitant

V.8.2. Tronçon : station de reprise1- station de reprise 2

- **Caractéristique de la conduite**

- Le débit refoulé : $Q = 0.379$ m/s.
- La hauteur géométrique : $H_g = 372$ m.
- Les pertes de charges : $\Delta H = 1.495$ m. D'après le tableau.....(IV.5).
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 373.496$ m.

On consultant le catalogue des pompes, nous n'avons pas pu trouver une pompe adéquate au débit de 379 l/s à une hauteur de 75.8m, alors on a opté pour l'assemblage des cinq pompes en parallèle.

Après plusieurs essais, l'utilisation de quatre pompes centrifuge à axe horizontal en parallèle nous assurera le débit et la Hmt désirés(e), avec un débit de 75.8 l/s pour une Hauteur de 373.496 m pour chaque pompe.

Les caractéristiques du la pompe centrifuge à axe horizontal marque PML125:(annexe (6))

- Vitesse de rotation $N = 2900$ tr/min
- Débit $Q = 75.8$ l/s
- $H_{mt} = 373.496$ m
- Le rendement $\eta = 76.2$ %
- La puissance absorbée $P_a = 1820$ KW
- NPSH (requis) = 6.93 m.
- Le point du fonctionnement : y_2 ($Q_2 = 379$ l/s ; $H_{mt2} = 373.495$ m)
- Le point désiré : y_2 ($Q_2 = 379$ l/s ; $H_{mt2} = 373.496$ m)
- Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré (voir la figure ci-dessous) :

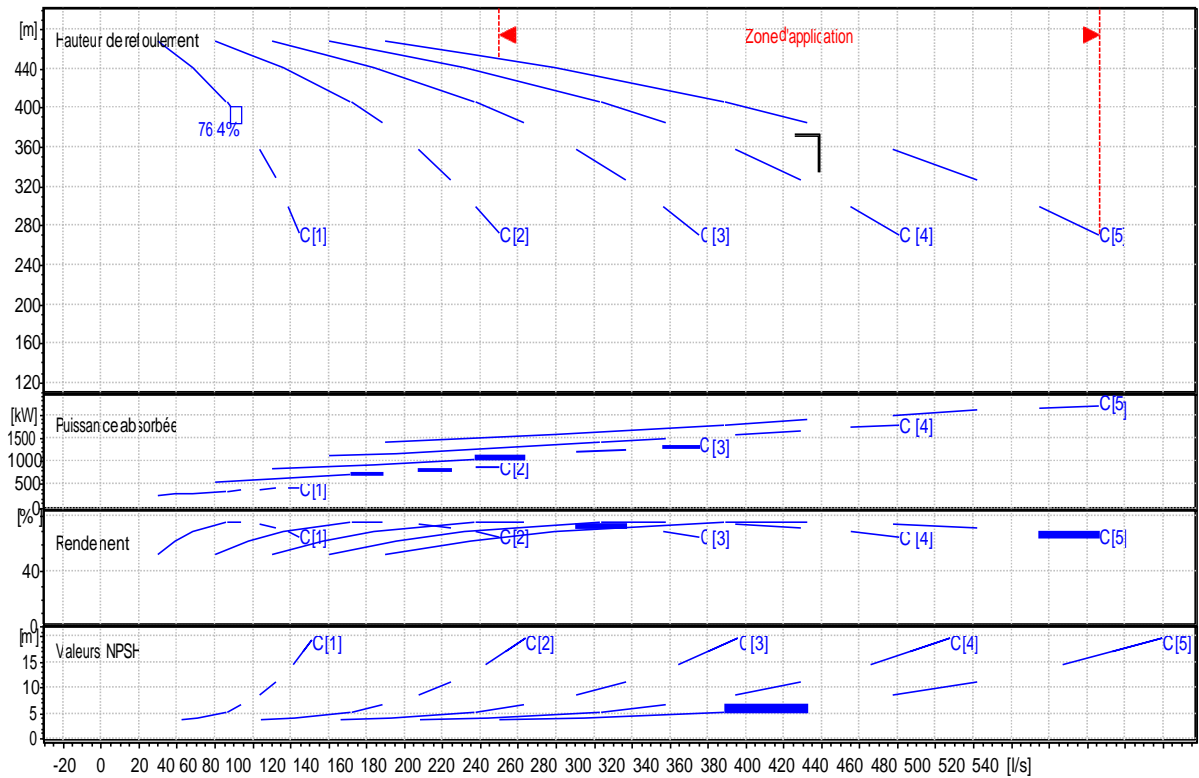


Figure (V.3) : Courbes caractéristiques de la pompe PM125

• **Etude de la cavitation**

-Côte du plan d'aspiration : $C_a = 270 \text{ m}$;

-Côte de l'axe de la pompe : $C_p = 270 \text{ m}$;

-Hauteur d'aspiration : $H_{asp} = C_p - C_a = 0$.

$H_{asp} < 0$, d'où la pompe est montée en charge.

- Calcule de la pression à la côte d'aspiration :

$$= 10,33 - 0,0016 \times 270 = 9,898 \text{ m.}$$

$$NPSH_d = 9,898 + 0 - (0 + 0,238) = 10,136 \text{ m.}$$

On a : $NPSH_d > NPSH_r$ alors la pompe est hors domaine de la cavitation.

Les résultats de la vérification de la non-cavitation de la pompe de station de reprise sont mentionnés dans le tableau (V.2) suivant :

Tableau (V.2) : Vérification de la non-cavitation

Type du pompe	Hasp	P0/g*p	Tv	NPSHd	NPSHr	Observation
Psr	0	9.898	0.238	10.136	6.93	Non-caviter

V.8.3. Tronçon : station de reprise2- Rp

- **Caractéristique de la conduite**

- Le débit refoulé : $Q = 0.379$ m/s.
- La hauteur géométrique : $H_g = 376$ m.
- Les pertes de charges : $\Delta H = 0.754$ m. D'après le tableau... (IV.9).
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 376.632$ m.

On consultant le catalogue des pompes, nous n'avons pas pu trouver une

pompe adéquate au débit de 379 l/s à une hauteur de 94.75m, alors on a opté pour l'assemblage des quatre pompes en parallèle.

Après plusieurs essais, l'utilisation de quatre pompes centrifuge à axe horizontal en parallèle

nous assurera le débit et la Hmt désirés(e), avec un débit de 94.75 l/s pour une Hauteur de 373.496 m pour chaque pompe.

Les caractéristiques du la pompe centrifuge à axe horizontal marque PML150:(annexe (7))

- Vitesse de rotation $N = 2900$ tr/min
 - Débit $Q = 94.75$ l/s
 - $H_{mt} = 376.632$ m
 - Le rendement $\eta = 72$ %
 - La puissance absorbée $P_a = 1940$ KW
 - NPSH (requis) = 6.5 m.
 - Le point du fonctionnement : y3 ($Q_3 = 379$ l/s ; $H_{mt3} = 373.495$ m)
 - Le point désiré : y3 ($Q_3 = 379$ l/s ; $H_{mt3} = 373.496$ m)

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré (voir la figure ci-dessous) :

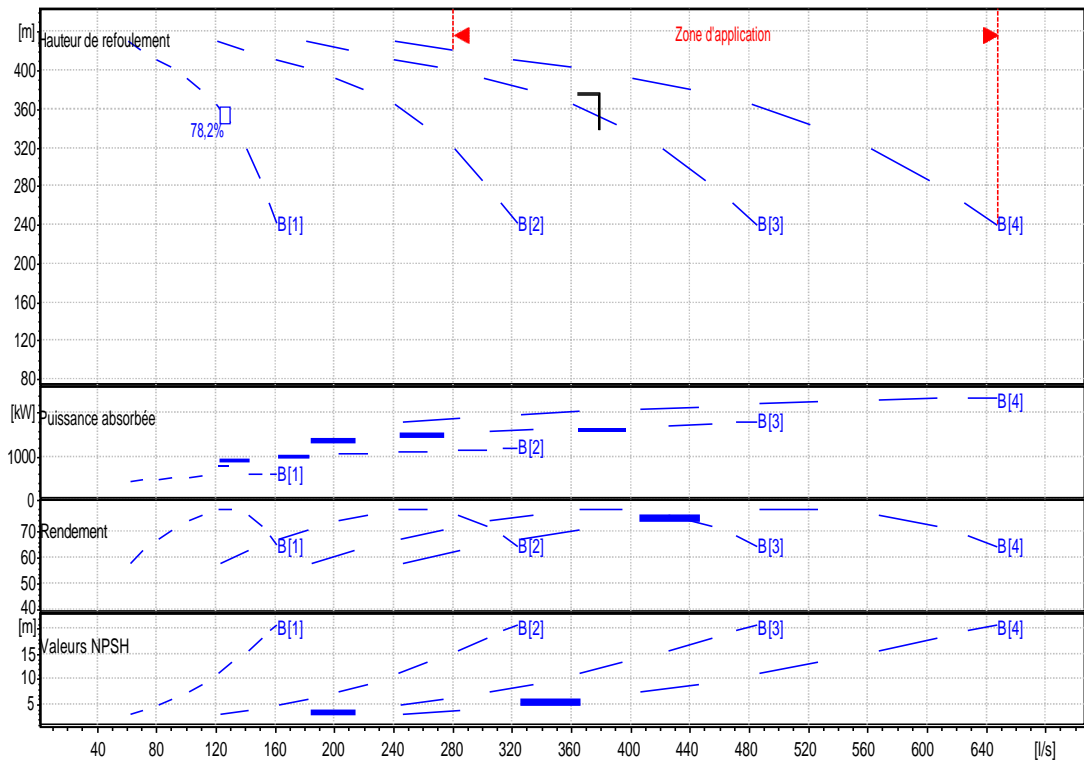


Figure (V.4) : Courbes caractéristiques de la pompe PML150

- Etude de la cavitation

-Côte du plan d'aspiration : $C_a = 640 \text{ m}$;

-Côte de l'axe de la pompe : $C_p = 640 \text{ m}$;

-Hauteur d'aspiration : $H_{asp} = C_p - C_a = 0$.

$H_{asp} < 0$, d'où la pompe est montée en charge.

- Calcule de la pression à la côte d'aspiration :

$$= 10,33 - 0,0016 \times 640 = 9,306 \text{ m.}$$

$$NPSH_d = 9,306 + 0 - (0 + 0,238) = 9,068 \text{ m.}$$

On a : $NPSH_d > NPSH_r$ alors la pompe est hors domaine de la cavitation.

Les résultats de la vérification de la non-cavitation de la pompe de station de reprise sont

mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau (V.3) : Vérification de la non-cavitation.

Type de pompe	Hasp	P0/g*p	Tv	NPSHd	NPSHr	Observation
Psr	0	9.068	0.238	9.068	6.5	Non-caviter

Conclusion

Après plusieurs essais, nous avons convenus que la combinaison de quatre ou cinq pompes travaillant en parallèle conviendrait le mieux à nos besoins, ajouter que nous ne serons pas obligés d'apporter des modifications à ces pompes vu la concordance du point de fonctionnement avec le débit et la Hmt désirés(e).

Pour ce qui est de la cavitation, le $NPSHd > NPSHr$, donc le phénomène de la cavitation ne risque pas de se produire pour nos pompes.

Chapitre VI : Pose des conduites**VI.1.Introduction**

Le rôle d'une canalisation est de pouvoir transporter un débit souhaité en résistant aux pressions et aux dépressions éventuelles, et aux flexions longitudinales (dus à son propre poids (au poids de l'eau), à celui des terrains et aux surcharges roulantes et à l'agressivité des sols.

Dans ce chapitre nous allons mentionner les différents types de pose des conduites selon le lieu et les obstacles qui peuvent être rencontrés et aussi les méthodes de protection des conduites.

VI.2. Pose des conduites**VI.2.1. Généralités [6]**

Les conduites peuvent être posées en terre, en galerie, en élévation au-dessous du sol, sur les Ouvrages d'art, dans le lit d'une rivière ou dans un sous-sol marin. Généralement, sont posées en tranchées afin d'être protégées et d'être des obstacles à la circulation.

VI.2.2. Différentes poses de la canalisation**. Pose en terre [6]**

La pose en terre s'effectue dans une tranchée dont la largeur minimale est de 0.6 m, permettant aux ouvriers d'y accéder. La profondeur de la tranchée est déterminée comme suit :

- Une distance suffisante doit être aménagée au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite afin d'éviter les dégâts pouvant être causés par les différentes sollicitations extérieures des charges mobiles. Cette distance est comprise entre 0,6 à 1,2 m suivant que les régions soient exposées aux gels ou non.
- Le fond de la tranchée est ensuite recouvert d'un lit de pose de 0,15 à 0,2 m d'épaisseur, ce lit de pose est assuré par :
 - Du gravier dans les terres ordinaires ;

- Des pierres cassées à l'anneau de 5 cm pour former des drains dans les terrains rocheux ou imperméables ;

-Un lit de béton maigre dans les parties rocheuses possédant des pentes importantes.

Avant la descente en fouille, nous examinons les tuyaux afin d'éliminer ceux ayant subi des chocs, et nous débarrassons les autres de tout corps étranger.

Finalement, nous passons au remblaiement de la tranchée en la bourrant soigneusement par couches successives arrosées et bien tassées au-dessous et sur les côtés des conduites avec une terre purgée de pierres. La figure (VI.1) suivante illustre une coupe transversale d'une conduite enterrée.

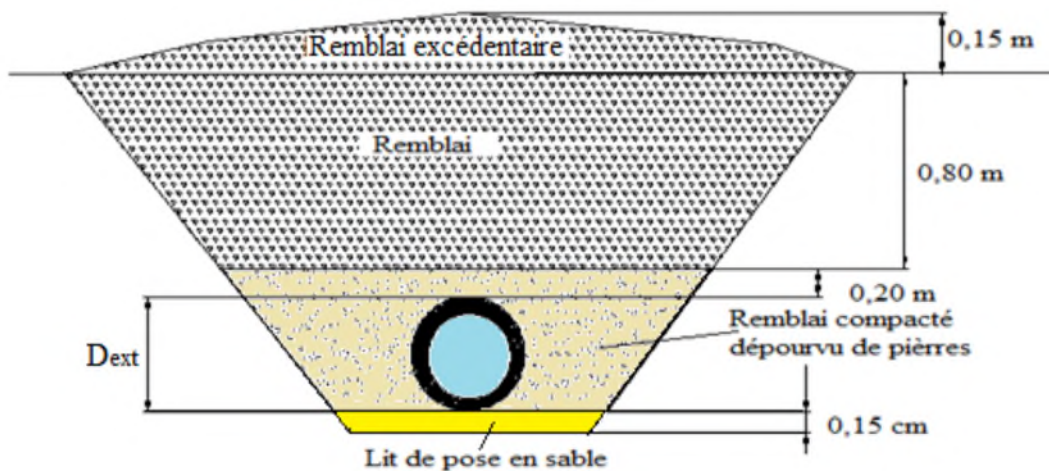


Figure (VI.1) : Coupe transversale d'une conduite enterrée

Le choix du matériau du remblaiement utilisé et le soin apporté lors de la pose, ont une incidence primordiale sur le vieillissement des canalisations.

Il est tout d'abord nécessaire de choisir un matériau qui permette une meilleure stabilisation de la conduite, tel que le sable ou le gravier.

Un grand soin doit être apporté lors de la pose des conduites afin d'éviter certains chocs à la canalisation : des chocs qui pourraient engendrer une dégradation du revêtement de la paroi extérieure impliquant une fragilisation de la conduite à la corrosion.

. Traversée des oueds ou des rivières

Pour le passage des oueds, la conduite peut emprunter les caniveaux qui ont été réservés sur le trottoir d'un pont s'il existe, sinon elle peut être posée dans le lit même des oueds, dans ce dernier cas il est nécessaire d'établir une fouille dans laquelle la conduite sera posée et recouverte de béton. La traversée des oueds ou des rivières est représenté dans la figure (VI.2) suivante [6] :

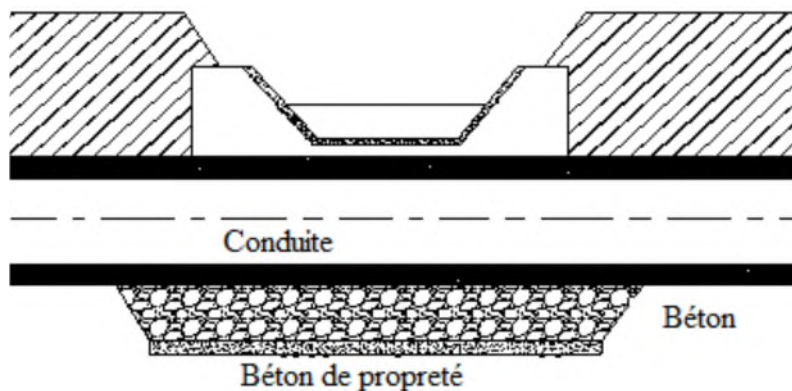


Figure (VI.2) : Traversée d'un oued ou d'une rivière

. Passage d'une route

En raison des charges à supporter, qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite comme à la route, la canalisation sera introduite à l'intérieur d'une buse de diamètre supérieur, ce qui la préservera des vibrations et des surcharges qui pourraient être les causes des infiltrations, par suite des fissures. La figure (VI.3) suivante représente un passage d'une route.

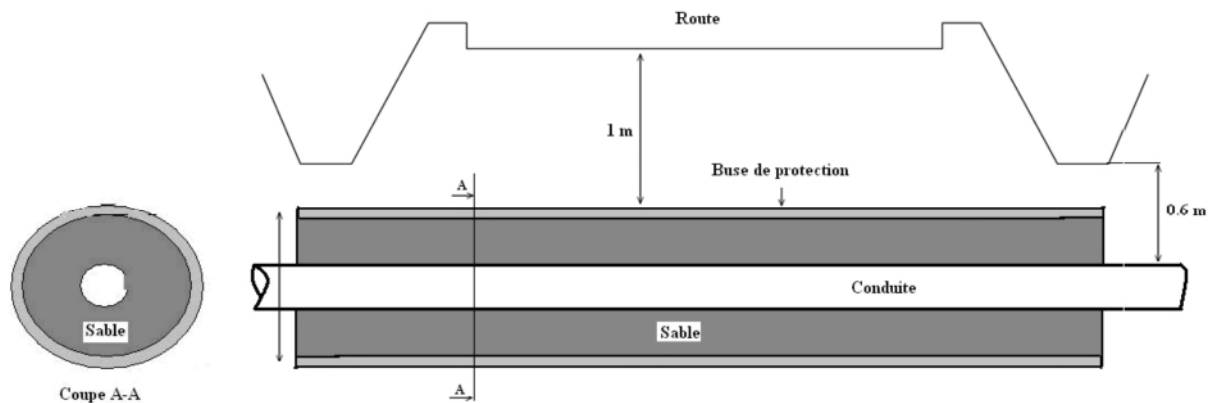


Figure (VI.3) : Traversée d'une route

. Butées et ancrages des conduites

A cause de la poussée de l'eau, il y'a risque d'un déboitement des joints dans les parties soudées ou la rupture des soudures soit au niveau des branchements ou dans le cas d'un changement de direction. Pour remédier à ce type de problème, on construit des massifs en béton, qui s'opposent aux déboitements et ruptures grâce à leur poids, on peut les associés à des fers d'amarrage, nécessaires même pour les conduites à joints soudés ou à brides si l'intensité des efforts en jeu l'exige.

On distingue [6] :

- ✓ Butée sur un branchement, qui est représenté dans la figure (VI.4) ;
- ✓ Butée sur un coude horizontal, qui est représenté dans la figure (VI.5) ;
- ✓ Butée sur un coude vertical, qui est représenté dans la figure (VI.6) ;

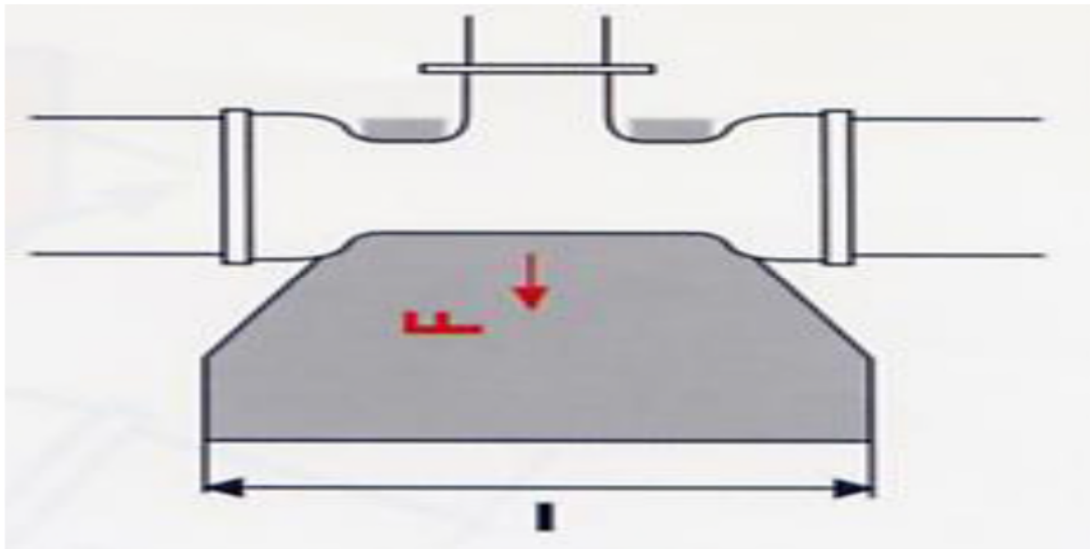


Figure (VI.4) : Butée sur un branchement

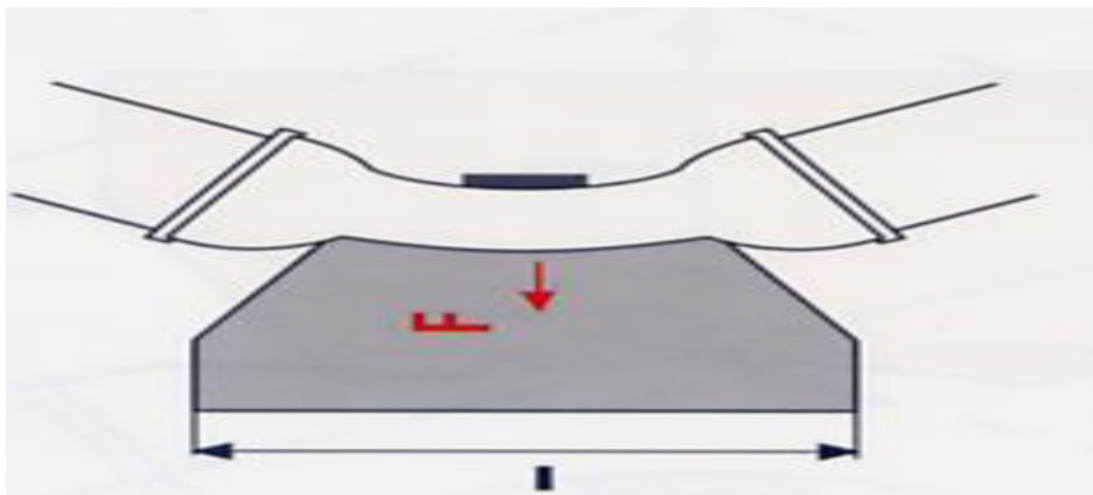


Figure (VI.5): Butée sur un coude horizontal

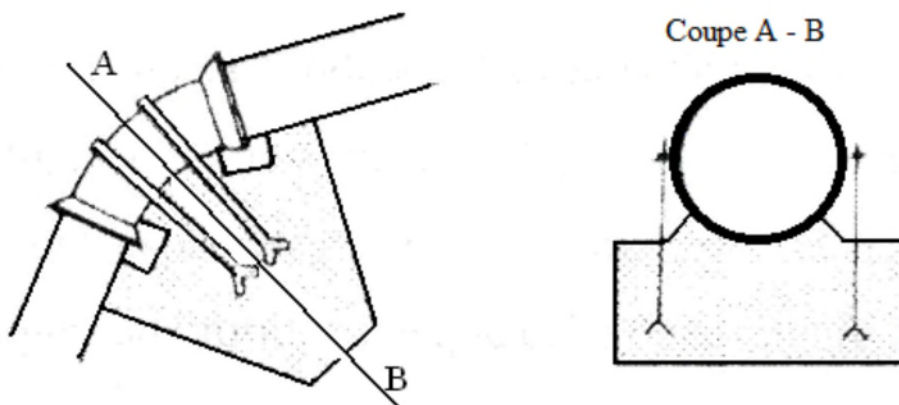


Figure (VI.6) : Butée sur un coude vertical

. Désinfection des conduites [6]

Une fois les travaux de pose des conduites sont achevés, la livraison de l'eau au consommateur ne peut se faire qu'après une désinfection totale du réseau. Cette opération peut s'effectuer selon les instructions du laboratoire, soit au clore ou au permanganate de potassium. Après la désinfection, nous procéderons au rinçage de la conduite avec de l'eau claire avant de livrer l'eau à la consommation publique.

Conclusion

Dans ce chapitre, on a intéressé a étudié la pose des conduites qui est d'une importance majeure vu les conséquences que peut engendrer une mauvaise pose. Une pose convenable sert à assurer l'étanchéité des joints ainsi que l'équilibre des tuyaux, il permet une stabilité très importante d'où une durée d'exploitation acceptable.

Chapitre : Protection des conduites**VII.1. Introduction**

En général, les conduites d'adduction qu'elles soient gravitaires ou par refoulement sont exposées aux dangers de destruction et de dégradation, causés par des phénomènes naturels ou artificiels tels que la corrosion et le coup de bélier. Dans le cas général, on est confronté au phénomène du coup de bélier. Il est impossible de supprimer les effets de ce dernier une fois créé, mais il convient de rechercher leur limitation à une valeur compatible avec la résistance des installations. Les appareils anti bélier devront donc avoir essentiellement pour effet de limiter la surpression et la dépression.

VII.2. Phénomène du coup de bélier

Le coup de bélier ou régime transitoire en hydraulique, est un phénomène résultant d'un écoulement non permanent (transitoire) qui apparaît dans une conduite lorsqu'on provoque une variation importante du débit à l'extrémité aval de celle-ci. Autrement dit, les coups de bélier sont des ondes de surpression et de dépression liées à un changement brutal de l'écoulement dans la conduite, c'est-à-dire que chaque tranche d'eau de la conduite subit des variations brusques de pression et de vitesse à des instants différents (propagation par onde) ; le coup de bélier est un phénomène oscillatoire [13].

VII.2.1. Causes du coup de bélier

Les principales causes sont :

- Fermeture instantanée (trop rapide) d'un robinet vanne placé au bout d'une conduite d'adduction.
- Arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou de plusieurs groupes de pompes, alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir.
- Démarrage d'un groupe d'électropompes à vanne ouverte.
- Démarrage ou arrêt d'une pompe débitant dans une conduite déjà alimentée.

VII.2.2. Conséquences du coup de bélier

Les conséquences de ce phénomène sont les suivantes [13] :

- Déboitement des conduites ;

- Détérioration des joints ;
- Erosion des joints, rendant la conduite non étanche ;
- Détérioration des revêtements intérieurs ;
- Rupture de la conduite, éclatement du à la surpression et l'écrasement qui est du a la dépression.

VII.2.3. Systèmes de protection contre le coup de bélier

Les appareils anti-bélier devront avoir essentiellement pour effet de limiter la surpression et la dépression. Les principaux types de protection anti-bélier sont explicités dans ce qui suit [2,6] :

- **Volant d'inertie**

C'est un organe placé sur le groupe électropompe, qui stock une quantité d'énergie cinétique, pendant la marche normale de la pompe, pour la restituer en cas d'arrêt inopiné de son moteur. La pompe sera alimentée pendant un peu de temps, ce qui permettra de garder la conduite pleine d'eau pour un peu de temps ce qui permet de diminuer l'intensité du coup de bélier.

- **Soupape de décharge**

C'est un appareil avec un ressort à boudin qui est obturé par compression, en marche normale. On la place dans les endroits où la surpression est maximale. Dans le cas où une surpression survienne, le ressort est comprimé par l'eau qui est à l'intérieur de la conduite car sa pression dépasse la pression admissible et l'eau sur pressée sort de la conduite. Il y a lieu de prévoir un moyen pour l'évacuation vers l'extérieur de l'eau ainsi libérée.

- **Ventouses (Les reniflards)**

On distingue des ventouses à trois fonctions, à savoir, l'évacuation de l'air contenu dans les conduites, l'admission de l'air dans ces conduites lorsqu'on procède à leur vidange et l'élimination des poches d'air qui se manifestent aux points hauts du circuit (qui peuvent provoquer des coups de bélier), d'où leur installation en des points hauts. Il y a également des ventouses à fonction unique en l'occurrence, l'évacuation des poches d'air seulement.

- **Réservoirs d'air**

Ce sont des réservoirs cylindriques fermés contenant l'eau et l'air comprimé, protégeant l'installation contre les surpressions et les dépressions. Pendant la surpression, l'eau rentre dans le réservoir, en rencontrant l'air comprimé, elle sort en passant par un orifice ou une tuyère qui jouent le rôle d'un amortisseur d'ondes. Pendant la dépression, le réservoir libère une quantité d'eau dans la conduite pour minimiser cette dépression.

- **Cheminées d'équilibre**

C'est un réservoir à l'air libre, qui stock une certaine quantité d'eau et la restitue à la conduite en cas d'arrêt du système. Une cheminée d'équilibre est généralement aménagée en dérivation à la jonction d'une galerie d'amenée en charge et d'une conduite forcée, dans le but de réduire la valeur des surpressions produites par le coup de bélier, elle est aussi utilisée sur le tracé de refoulement qui comporte des points hauts où peut survenir une cavitation en régime transitoire et qui ne sont pas facilement accessibles [7].

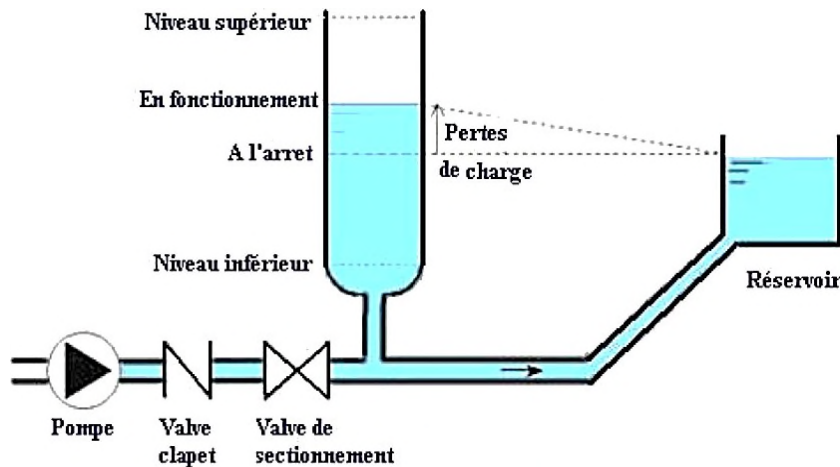


Figure VII. 1 : Cheminée d'équilibre sur refoulement

VII.2.4. Etude du coup de bélier

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons des conduites de refoulement, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service [2].

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + \frac{Kc \cdot De}{ep}}} \dots \dots \dots (VII.1)$$

Avec :

- ✓ Kc : Coefficient dépendant de la nature de la conduite ;
Où : Kc=0.6 pour la fonte.
- ✓ De : Diamètre intérieur de la conduite (m) ;
- ✓ ep : Epaisseur de la conduite (m).

Pour la valeur maximale de coup de bélier, on distingue deux cas :

- Premier cas : Fermeture brusque

La fermeture brusque est caractérisée par un temps T_f , tel que :

$$T_f < \frac{2*L}{a} \dots\dots\dots (VII.2)$$

Où :

- L : Longueur de la conduite en m ;
- a : Célérité des ondes en m/s.

Et la valeur maximale du coup de bélier est :

$$B' = \frac{a*V_0}{g} \dots\dots\dots (VII.3)$$

Avec :

- B' : La valeur du coup de bélier (m) ;
- a : La célérité de l'onde (m/s) ;
- V₀ : Vitesse initiale d'écoulement (m/s) ;
- g : Accélération de la pesanteur (m/s²).

On trouvera ainsi les valeurs maximales de la surpression et de la dépression.

La première est donnée comme suit :

$$H_{sup} = Z_0 + B' \dots\dots\dots (VII.4)$$

La valeur maximale de la dépression est :

$$H_{dep} = Z_0 - B' \dots\dots\dots (VII.5)$$

Où :

- Z₀: La pression absolue au point le plus haut de la conduite, tel que :

$$Z_0 = Hg + 10 \dots\dots\dots (VII.6)$$

- Deuxième cas : Fermeture lente de la vanne

La variation de la vitesse d'écoulement en fonction du temps est linéaire. Le temps T_f est tel que :

$$T_f > \frac{2*L}{a} \dots\dots\dots (VII.7)$$

- **Interprétation**

D’après les résultats obtenus sur les tableaux on remarque qu’il y a une dépression au niveau des tronçons (STP1-STR1) et ($R_{chigara}-R_{bainen}$) vu de leurs valeurs négatives, comme il existe une légère dépression au tronçon ($R_p- R_{chigara}$) mais ne présente pas un risque car sa valeur absolue ne dépasse pas la valeur de la pression atmosphérique. Comme on remarque l’existence des surpressions au niveau des tronçons (STR1-STR2) et (STR2- R_p) car leurs valeurs maximales dépassent la pression de service admissible. Cela veut dire que les tronçons du refoulement nécessitent une protection anti-bélier, et pour cela on optera pour des réservoirs d’airs. Pour le tronçon gravitaire ($R_{chigara}-R_{bainen}$) il sera donc nécessaire de prévoir une protection avec des vannes à fermeture lente (T_f).

VII.3.2. Méthode de calcul du réservoir d’air

Le calcul du réservoir d’air consiste à déterminer les valeurs de la surpression et la dépression maximale dans la conduite par approximations successives en utilisant la méthode graphique de Louis BERGERON.

VII.3.2.1. Principe de calcul de réservoir d’air

Les étapes à suivre pour le dimensionnement du réservoir d’air sont les suivantes:

1. Le temps se suit selon les valeurs de T_r

$$T_r = \frac{2 \times L}{a} \dots\dots\dots (VII.9)$$

2. Variation du volume d’air

$$\Delta U = S \times V_m \times T_r \dots\dots\dots (VII.10)$$

Avec :

ΔU : Variation du volume d’air (m^3) ;

S : Section de la conduite (m^2) ;

V_m : moyenne arithmétique de la vitesse finale de l’intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie;

T_f : Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite.

$$V_m = \frac{V_0 + V_f}{2} \dots\dots\dots (VII.11)$$

3. Le volume d'air comprimé

$$U_i = U_{i-1} \pm \Delta U_i \dots\dots\dots (VII.12)$$

Avec :

+ ΔU_i : lorsque le réservoir d'air se vide ;

- ΔU_i : lorsque le réservoir d'air se remplit. ∇

4. la pression dans le réservoir d'air est donnée par la loi de Poisson

$$(Z_0 + \delta_0) \times U_0^{1,4} = Z \times U^{1,4} \dots\dots\dots (VII.13)$$

Avec :

δ_0 :Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal ;

Z_0 : Pression absolue ;

U_0 : Volume d'air initial ;

U : Volume nouveau de l'air ;

Z : Pression dans le réservoir d'air.

5. La vitesse dans la tubulure

• **Cas de la montée de l'eau**

A la montée de l'eau. On a un coefficient de débit de 0,92

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{d'^2} = K \dots\dots\dots (VII.14)$$

Avec:

- V_1 : Vitesse dans la tuyère;

- V_f : Vitesse finale choisie ;

- D : Diamètre de la conduite ;

- d' : Diamètre de la veine contractée.

D'où : $d' = 0,92 \times d$ (VII.15)

(d) sera choisi pour que K_1 reste compris entre 15 et 20.

- **Cas de la descente de l'eau**

La tuyère agit comme un ajutage BORDA avec un coefficient de 0,5 à la descente de l'eau.

$$\frac{V_2}{V_f} = 2 \times \frac{D^2}{d^2} = K \text{(VII.16)}$$

Avec :

- V_2 : Vitesse de l'eau dans la tuyère ;

- V_f : Vitesse de l'eau dans la conduite.

6. Calcul des pertes de charge

- **Cas de la montée de l'eau**

$$\Delta h_1 = C \times \frac{V_1^2}{2 \times g} \text{(VII.17)}$$

$$C = f(m')$$

$$m' = \frac{(0,92 \times d)^2}{\phi^2} \text{(VII.18)}$$

Avec:

ϕ : diamètre de la tubulure.

La valeur de C est lue sur l'abaque (Annexe (8)).

- **Cas de la descente de l'eau**

$$\Delta h_2 = C' \times \frac{V_2^2}{2 \times g} \text{(VII.19)}$$

$$C' = f(m'')$$

Avec:

$$m'' = \frac{1}{2} \times \frac{d^2}{\phi^2} \text{(VII.20)}$$

La valeur de (C') est lue sur l'abaque (Annexe (8)).

VII.4. Application sur les tronçons

VII.4.1. Application du calcul pour le tronçon (STP1-STR1)

On dispose d'une tuyère de diamètre $d = 180$ mm qui est incorporée dans une tubulure de diamètre $\phi = 350$ mm

Les caractéristiques de la tuyère sont :

- **Montée de l'eau**

$$K = \frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{d'^2} = \frac{D^2}{(0,92 \times d)^2} = \frac{0,7^2}{(0,92 \times 0,18)^2} = 17,87 \Rightarrow V_1 = 17,87 \times V_f$$

Donc, $K = 17,87$. Compris entre 15 et 20, d'où la condition pour K est vérifiée.

Par ailleurs,
$$m' = \frac{(0,92 \times d)^2}{\phi^2} = \frac{(0,92 \times 0,18)^2}{0,35^2} = 0,224 \quad m' = 0,224$$

A partir de l'annexe (8), on déterminera la valeur du coefficient de perte de charge «c» dans la tuyère. Ce qui nous donne $c = 0,62$.

D'où la perte de charge correspondant au cas de la montée de l'eau est :

$$\Delta h_1 = C \times \frac{V^2}{2 \times g}; \quad \Delta h_1 = 0,62 \times \frac{V_1^2}{2 \times g} = 10,09 V_f^2$$

- **Descente de l'eau**

$$K' = \frac{V_2}{V_f} = \frac{2 \times D^2}{d^2} = \frac{2 \times 0,7^2}{0,18^2} = 30,25$$

Ce que donne : $V_2 = K' \times V_f = 30,25 \times V_f$

Par ailleurs,
$$m' = \frac{1}{2} \times \frac{d^2}{\phi^2} = \frac{1}{2} \times \frac{0,18^2}{0,35^2} = 0,132$$

A partir de l'annexe (8), on aura la valeur du coefficient de perte de charge $C' = 0,75$, d'où, la perte de charge correspondant au cas de la descente de l'eau est :

$$\Delta h_2 = C' \times \frac{V^2}{2 \times g}; \quad \Delta h_2 = 0,75 \times \frac{V^2}{2 \times g} = 34,98 V_f^2$$

- **Variation du volume d'air**

$$\Delta U = S \times V_m \times Tr$$

$$Tr = \frac{2 \times L}{a}; \quad Tr = \frac{2 \times 850}{985,35} = 1,73s ;$$

$$S = \pi \times r^2; \quad S = \pi \times 0,35^2 = 0,384m^2$$

$$\Delta U = S \times Tr \times V_m = 0,384 \times 1,73 \times V_m = 0,66 \times V_m$$

• Résultats de calcul du réservoir d'air

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon (STP1-STR1) en utilisant la méthode de BERGERON, sont donnés dans la figure (VII.2) ci-dessous.

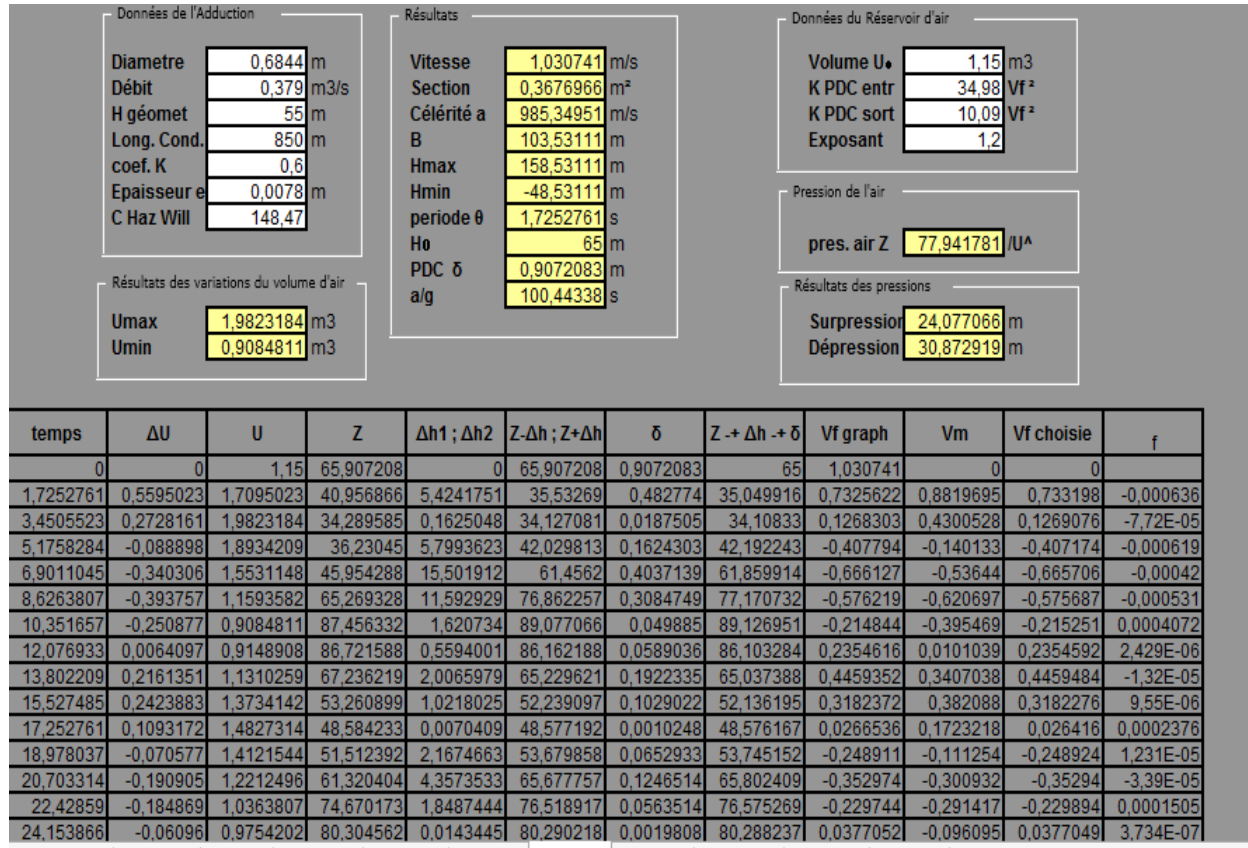


Figure (VII.2) : Épure de BERGERON pour le tronçon (STP1-STR1)

L'explication graphique est figurée sur la Coubre (Figure (VII.3)), qui montre d'une façon claire que la dissipation progressive du front d'onde tout en protégeant la conduite.

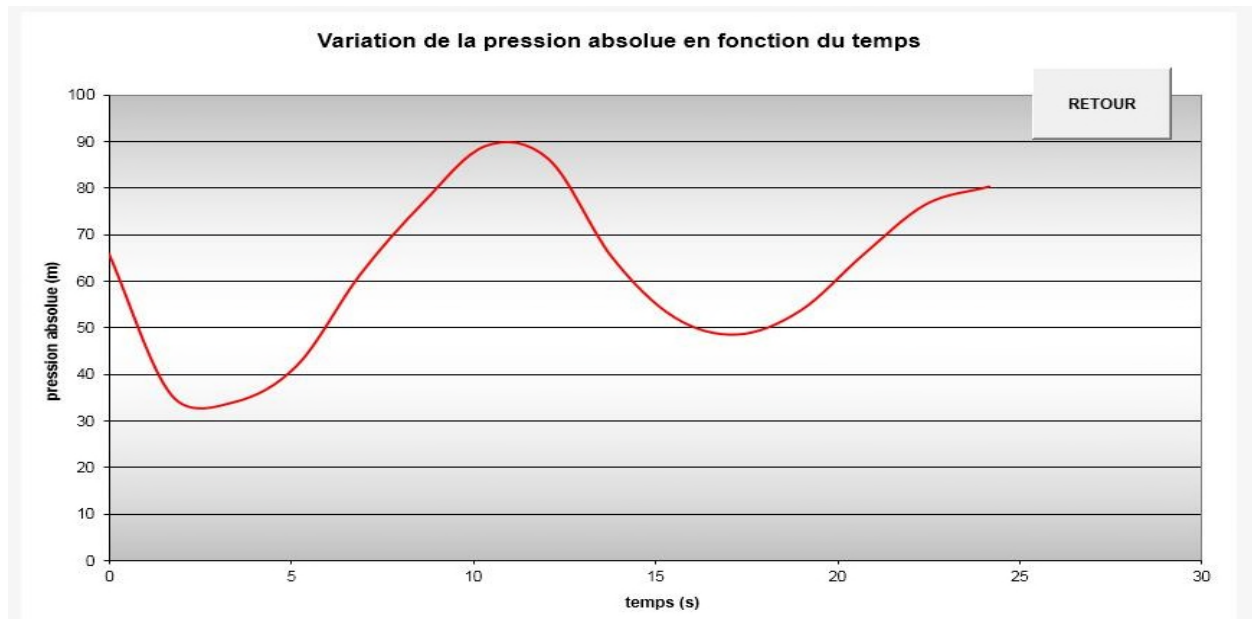


Figure (VII.3) : Variation de pression absolue pour le tronçon (STP1-STR1).

Sur le diagramme $H=f(V)$, on mène une horizontale $Z_0=65$ m correspondant au régime normal et sur laquelle on fixe la vitesse initiale (Figure (VII.4)).

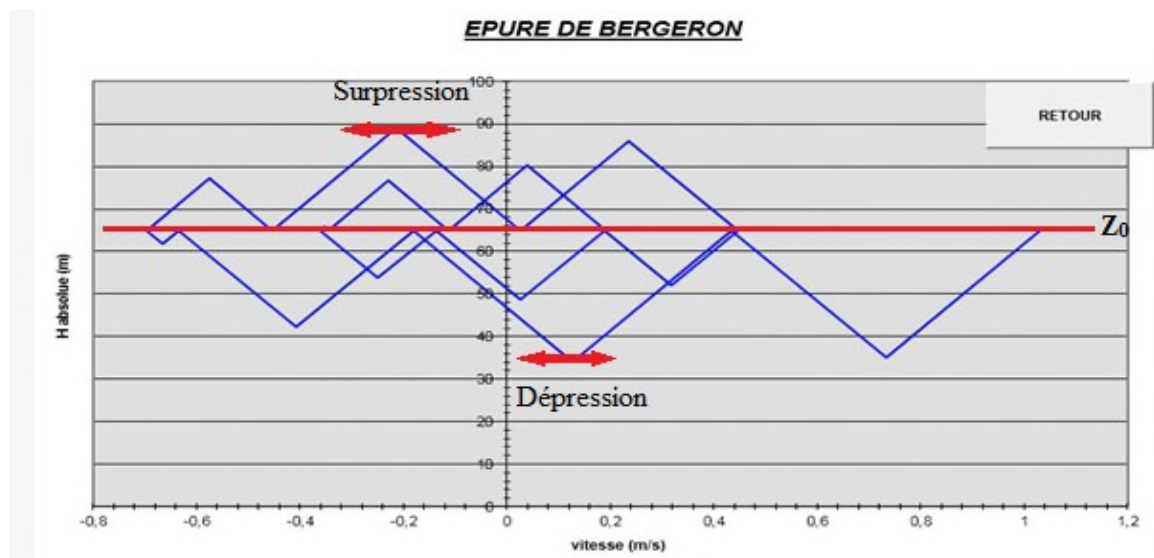


Figure (VII.4) : Epure de BERGERON pour le tronçon (STP1-STR1)

Le profil de pression en régime normal et transitoire est illustré sur la figure (VII.5) ci-dessous.

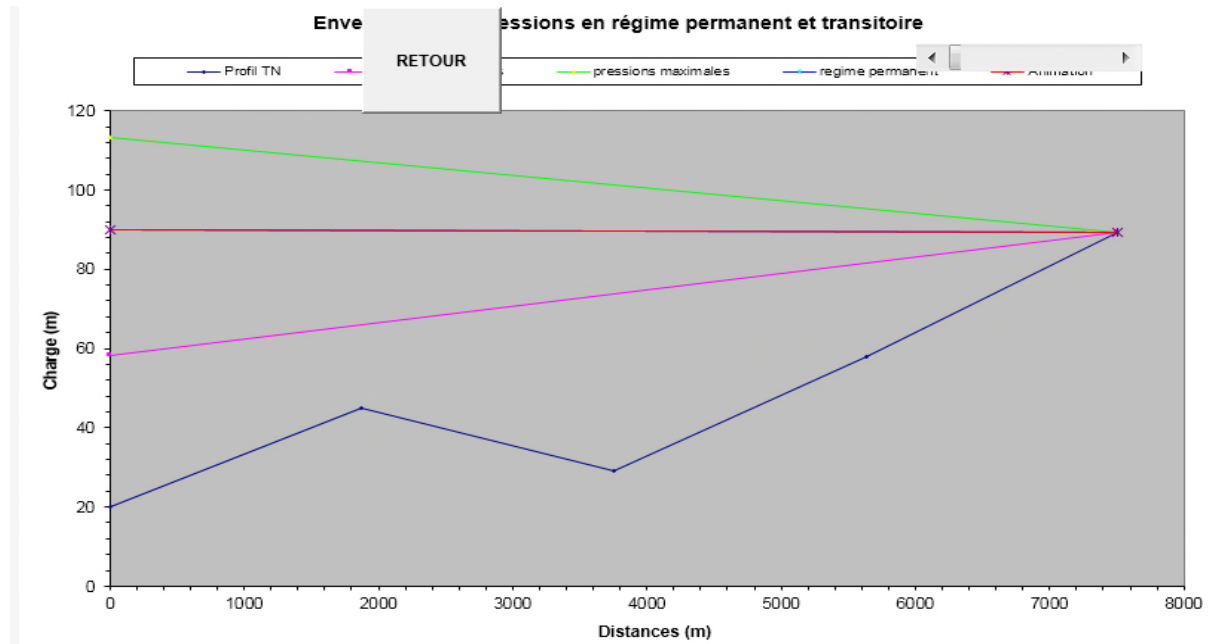


Figure (VII.5) : Enveloppe des pressions en régime permanent et transitoire pour le tronçon (STP1STR1)

- **Interprétation des résultats**

D'après la figure (VII.2) et l'épure caractéristique du tronçon (Figure (VII.4)), on

déduit que :

Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de **30,87 m**.

Le volume d'air à la fin de cette dépression est de **1,98m³**.

Pendant la phase de surpression, on a enregistré une surpression maximale de

24,077m.

Le volume d'air à la fin de cette surpression est de **0,9m³**

- **Dimensionnement du réservoir d'air**

A partir de la figure (VII.6), on a le volume maximal d'air de l'ordre $1,98 \text{ m}^3$, par conséquent, il est possible à présent de calculer le volume total du réservoir anti bélier pour le tronçon

(STP1-STR1), tel que :

$$V_t = 1,2 \times U_{\max} = 1,2 \times 1,98$$

$$\text{D'où : } V_t = 2,376 \text{ m}^3$$

On optera alors pour un réservoir de **2500l**.

VI.4.2. Application du calcul pour le tronçon (STR1- STR2)

On dispose d'une tuyère de diamètre $d = 200 \text{ mm}$ qui est incorporée dans une tubulure de diamètre $\phi = 400 \text{ mm}$.

Les caractéristiques de la tuyère sont :

- **Montée de l'eau**

$$K = \frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{d'^2} = \frac{D^2}{(0,92 \times d)^2} = \frac{0,8^2}{(0,92 \times 0,2)^2} = 18,9 \Rightarrow V_1 = 18,9 \times V_f$$

Donc, $K = 18,9$. Compris entre 15 et 20, d'où la condition pour K est vérifiée.

$$\text{Par ailleurs, } m' = \frac{(0,92 \times d)^2}{\phi^2} = \frac{(0,92 \times 0,2)^2}{0,4^2} = 0,212 \quad m' = 0,212$$

A partir de l'annexe (8), on déterminera la valeur du coefficient de perte de charge «c» dans la tuyère. Ce qui nous donne $c = 0,63$.

D'où la perte de charge correspondant au cas de la montée de l'eau est :

$$\Delta h_1 = C \times \frac{V_2^2}{2 \times g}; \Delta h_1 = 0,63 \times \frac{V_2^2}{2 \times g} = 11,47 V_2^2$$

- **Descente de l'eau**

$$K' = \frac{V_2}{V_f} = \frac{2 \times D^2}{d^2} = \frac{2 \times 0,8^2}{0,2^2} = 32$$

Ce que donne : $V_2 = K' \times V_f = 32 \times V_f$

$$\text{Par ailleurs, } m' = \frac{1}{2} \times \frac{d^2}{\phi^2} = \frac{1}{2} \times \frac{0,2^2}{0,4^2} = 0,125$$

A partir de l'annexe (8), on aura la valeur du coefficient de perte de charge

$C' = 0,78$ d'où, la perte de charge correspondant au cas de la descente de l'eau est :

$$\Delta h_2 = C' \times \frac{V_2^2}{2 \times g}; \Delta h_2 = 0,78 \times \frac{V_2^2}{2 \times g} = 40,71 V_f^2$$

- **Variation du volume d'air**

$$\Delta U = S \times V_m \times \text{Tr}$$

$$\text{Tr} = \frac{2 \times L}{a}; \text{Tr} = \frac{2 \times 2820}{985,35} = 5,72 \text{ s};$$

$$S = \pi \times r^2; S = \pi \times 0,4^2 = 0,502 \text{ m}^2$$

$$\Delta U = S \times \text{Tr} \times V_m = 0,502 \times 5,72 \times V_m = 2,87 \times V_m$$

- **Résultats de calcul du réservoir d'air**

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon (STR1-STR2) en utilisant la méthode de BERGERON, sont donnés dans la figure(VII.6) ci-dessous. L'épure de BERGERON est illustrée par la figure (VII.8)

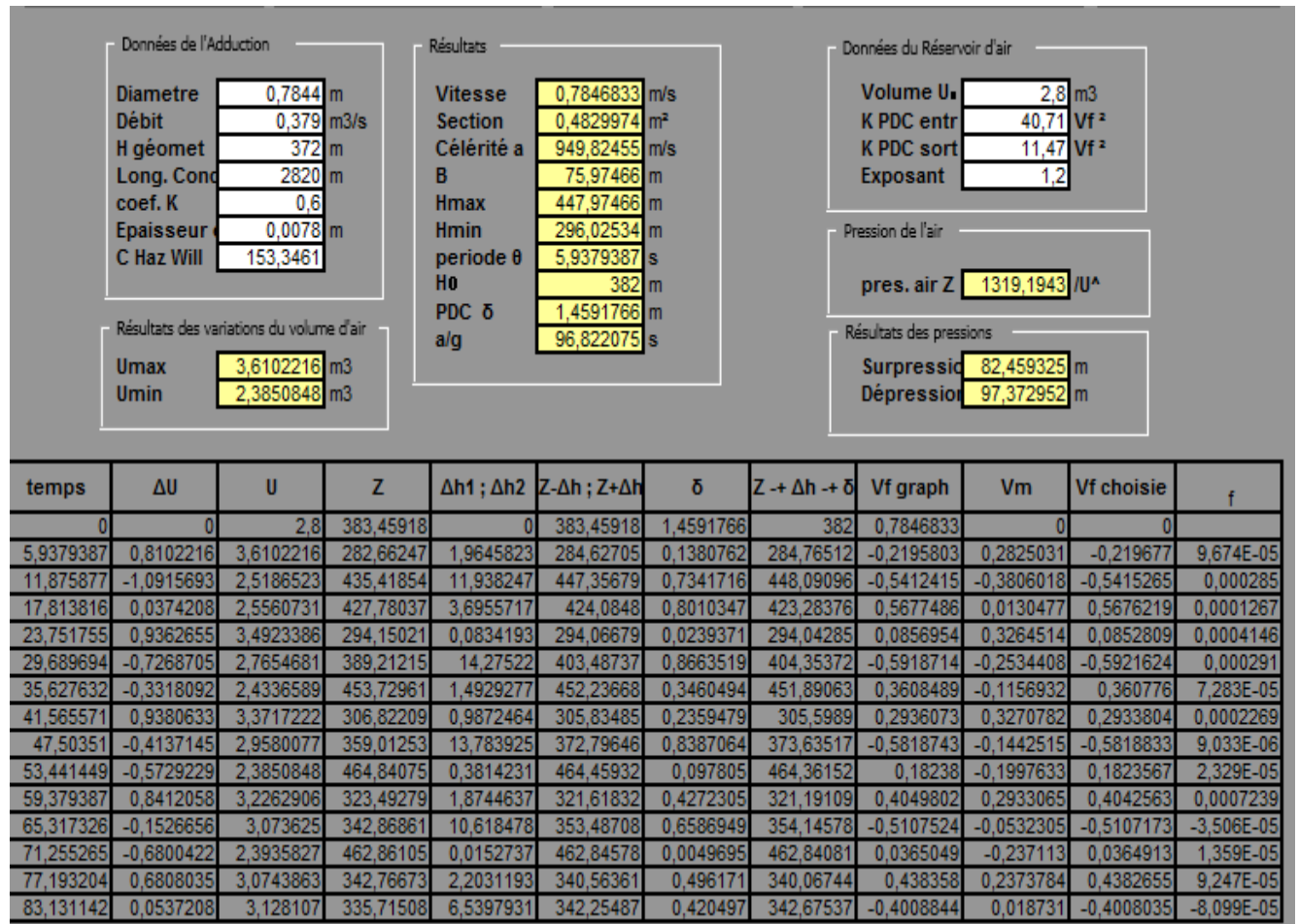


Figure (VII.6) : Développement des résultats de calcul du réservoir d'air du tronçon (STR1-STR2)

L'explication graphique est figurée sur la Coubre (Figure (VII.7)), qui montre d'une façon claire que la dissipation progressive du front d'onde tout en protégeant la conduite.

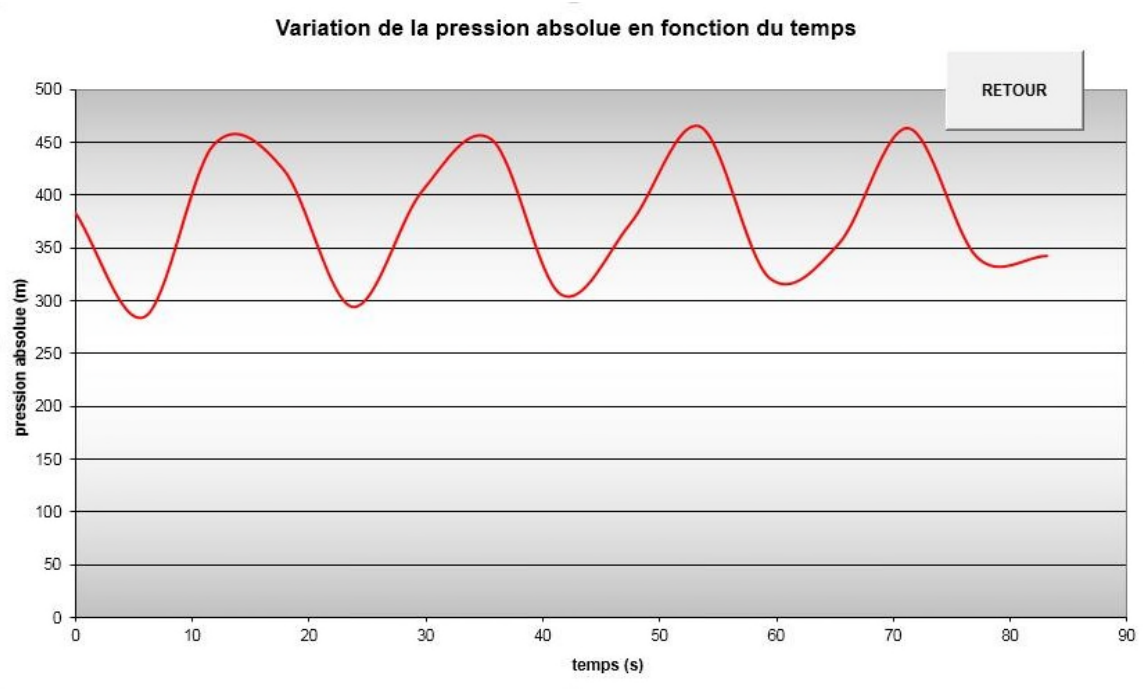


Figure (VII.7) : Variation de pression absolue pour le tronçon (STR1-STR2)

Sur le diagramme $H=f(V)$, on mène une horizontale $Z_0=382$ m correspondant au régime normal et sur laquelle on fixe la vitesse initiale (Figure (VII.8)).

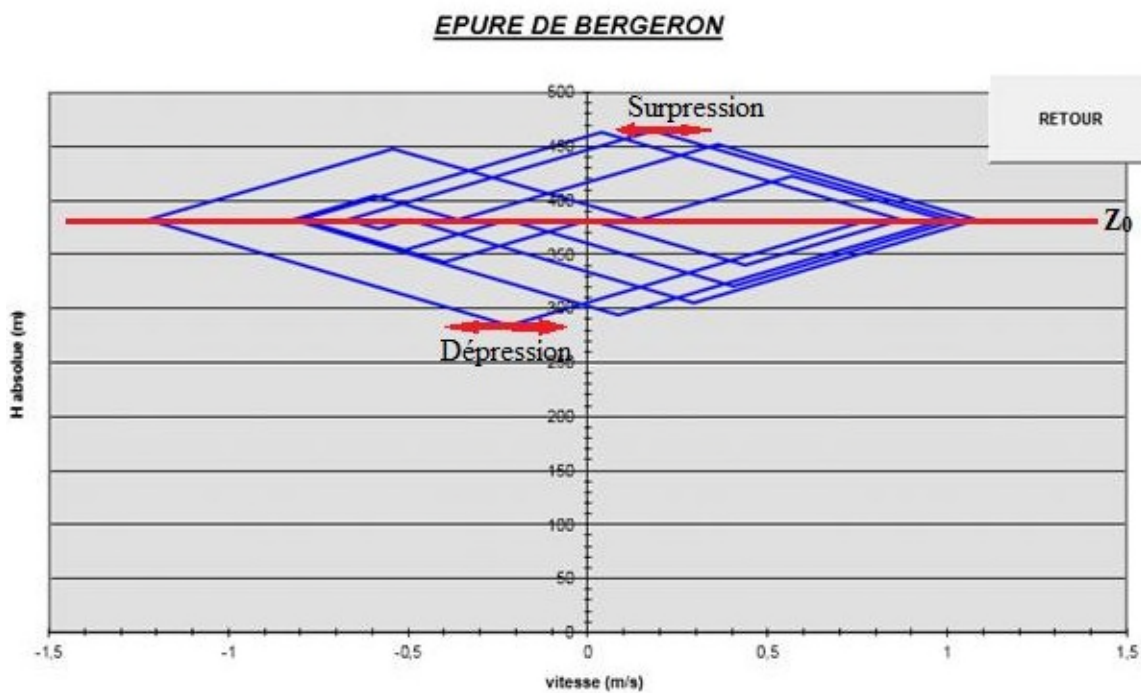


Figure (VII. 8) : Epure de BERGERON pour le tronçon (STR1-STR2)

Le profil de pression en régime normal et transitoire est illustré sur la figure (VII.13) ci-dessous.

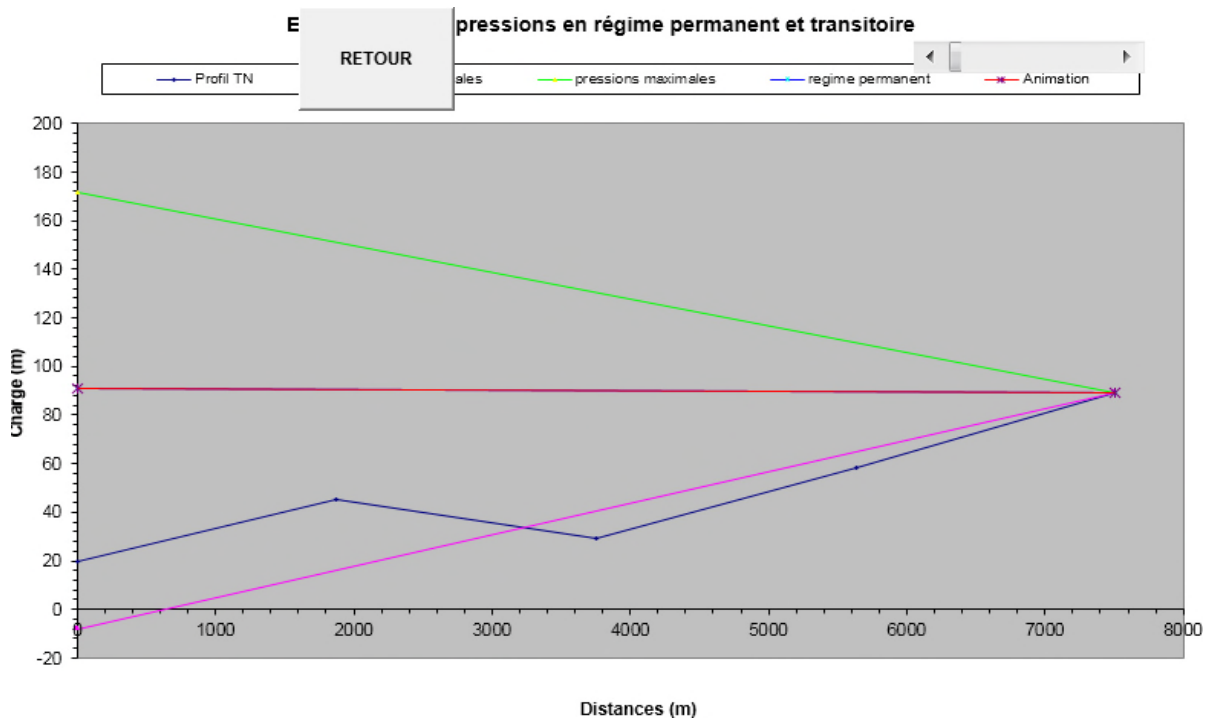


Figure (VII.9) : Enveloppe des pressions en régime permanent et transitoire pour le tronçon (STR1-STR2)

- **Interprétation des résultats**

D'après la figure (VII.6) et l'épure caractéristique du tronçon (Figure (VII.8)), on déduit que: Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de **97.37 m**. Le volume d'air à la fin de cette dépression est de **3,61m³**.

Pendant la phase de surpression, on a enregistré une surpression maximale de **82.46m**. Le volume d'air à la fin de cette surpression est de **2,39m³**.

- **Dimensionnement du réservoir d'air**

A partir de la figure (VII.6), on a le volume maximal d'air de l'ordre 3,61 m³, par conséquent, il est possible à présent de calculer le volume total du réservoir anti bélier pour le tronçon (STR1-STR2), tel que :

$$V_t = 1,2 \times U_{\max} = 1,2 \times 3,61$$

$$\text{D'où : } V_t = 4,332 \text{ m}^3$$

On optera alors pour un réservoir de **4500l**.

VII.4.3. Application du calcul pour le tronçon (STR2-Rp)

On dispose d'une tuyère de diamètre $d = 200$ mm qui est incorporée dans une tubulure de diamètre $\phi = 400$ mm.

Les caractéristiques de la tuyère sont :

- **Montée de l'eau**

$$K = \frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{d^2} = \frac{D^2}{(0,92 \times d)^2} = \frac{0,8^2}{(0,92 \times 0,2)^2} = 18,9 \Rightarrow V_1 = 18,9 \times V_f$$

Donc, $K = 18,9$. Compris entre 15 et 20, d'où la condition pour K est vérifiée.

$$\text{Par ailleurs, } m' = \frac{(0,92 \times d)^2}{\phi^2} = \frac{(0,92 \times 0,2)^2}{0,4^2} = 0,212 \quad m' = 0,212$$

A partir de l'annexe (8), on déterminera la valeur du coefficient de perte de charge «c» dans la tuyère. Ce qui nous donne $c = 0,63$.

D'où la perte de charge correspondant au cas de la montée de l'eau est :

$$\Delta h_1 = C \times \frac{V_1^2}{2 \times g}; \quad \Delta h_1 = 0,63 \times \frac{V_1^2}{2 \times g} = 11,47 V_1^2$$

- **Descente de l'eau**

$$K' = \frac{V_2}{V_f} = \frac{2 \times D^2}{d^2} = \frac{2 \times 0,8^2}{0,2^2} = 32$$

Ce que donne : $V_2 = K' \times V_f = 32 \times V_f$

$$\text{Par ailleurs, } m' = \frac{1}{2} \times \frac{d^2}{\phi^2} = \frac{1}{2} \times \frac{0,2^2}{0,4^2} = 0,125$$

A partir de l'annexe (8), on aura la valeur du coefficient de perte de charge $C' = 0,78$ d'où, la perte de charge correspondant au cas de la descente de l'eau est :

$$\Delta h_2 = C' \times \frac{V^2}{2 \times g}; \Delta h_2 = 0,78 \times \frac{V^2}{2 \times g} = 40,71 V_f^2$$

• Variation du volume d'air

$$\Delta U = S \times V_m \times Tr$$

$$Tr = \frac{2 \times L}{a}; Tr = \frac{2 \times 1190}{949,82} = 2.51s$$

$$S = \pi \times r^2; S = \pi \times 0,4^2 = 0,502m^2$$

$$\Delta U = S \times Tr \times V_m = 0,502 \times 2.51 \times V_m = 1,26 \times V_m$$

• Résultats de calcul du réservoir d'air

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon (STR2-R_p) en utilisant la méthode de BERGERON, sont donnés dans la figure (VII.10) ci-dessous. L'épure de BERGERON est illustrée par la figure (VII.12).

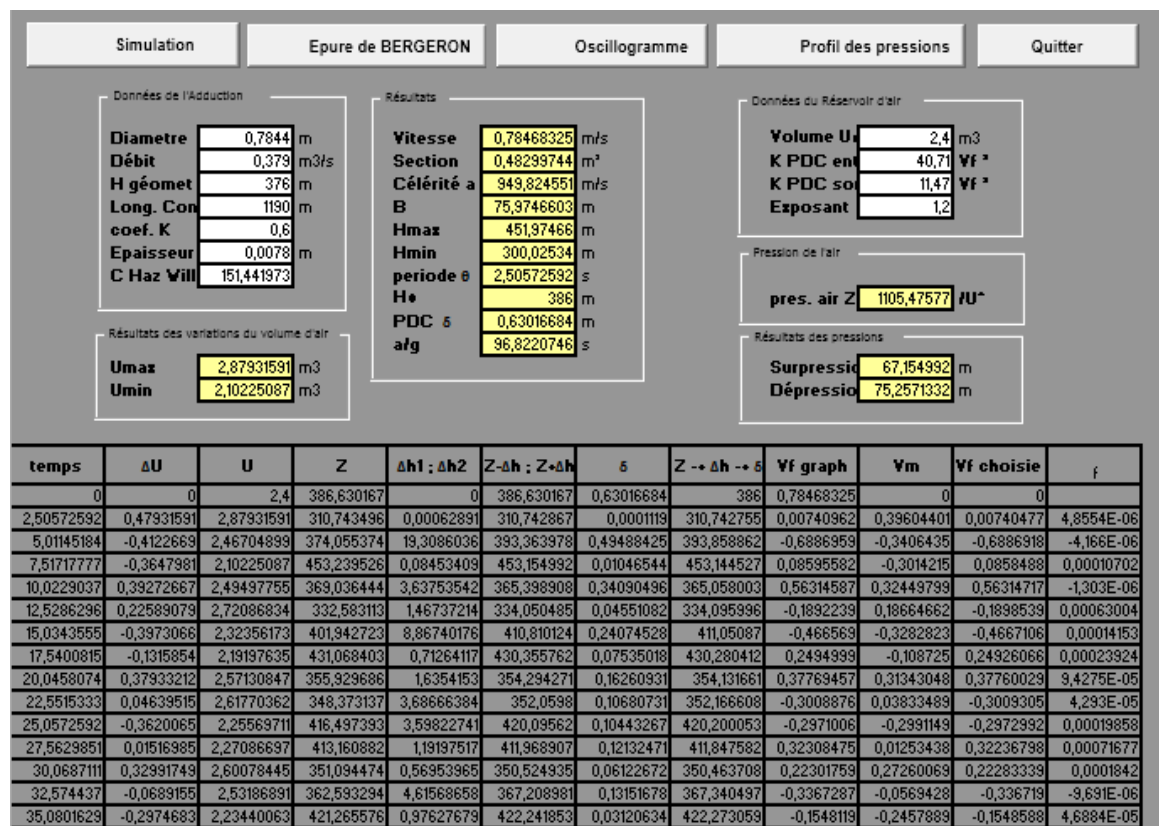


Figure (VII.10) : Développement des résultats de calcul du réservoir d'air du tronçon (STR2-R_p).

L'explication graphique est figurée sur la Coubre (Figure (VII.11)), qui montre d'une façon claire que la dissipation progressive du front d'onde tout en protégeant la conduite.

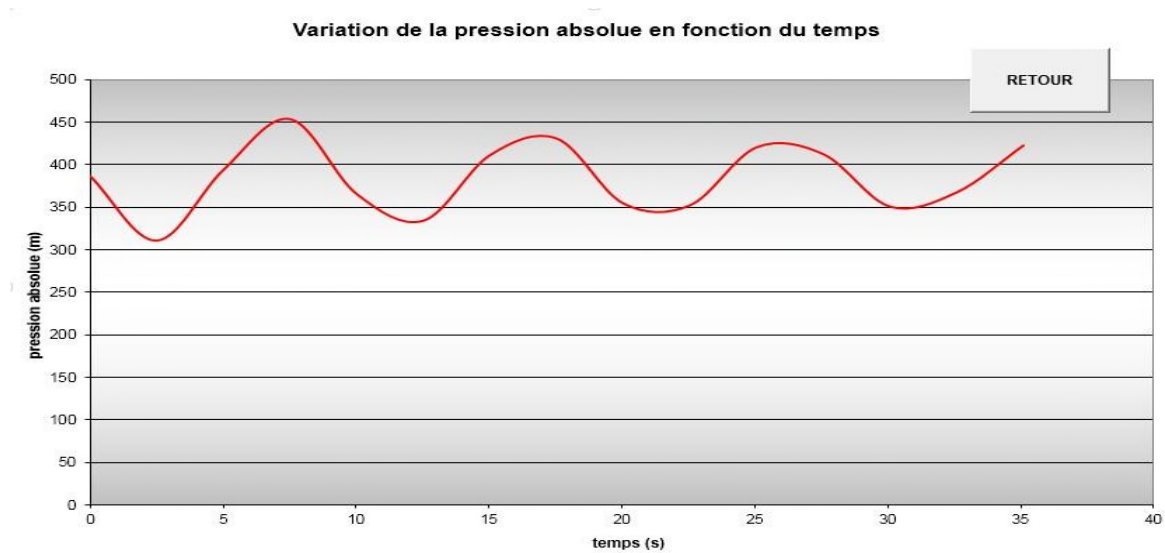


Figure (VII.11) : Variation de pression absolue pour le tronçon (STR2-R_p)

Sur le diagramme $H=f(V)$, on mène une horizontale $Z_0=386$ m correspondant au régime normal et sur laquelle on fixe la vitesse initiale (Figure (VII.12)).

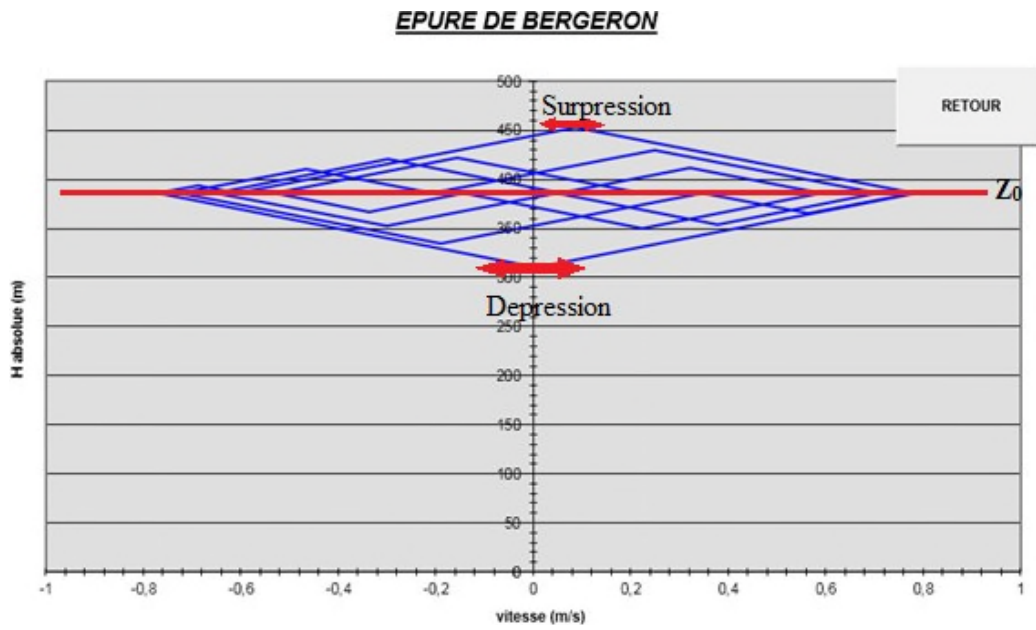


Figure (VII.12): Epure de BERGERON pour le tronçon (STR2-Rp)

Le profil de pression en régime normal et transitoire est illustré sur la figure (VII.13) ci-dessous.

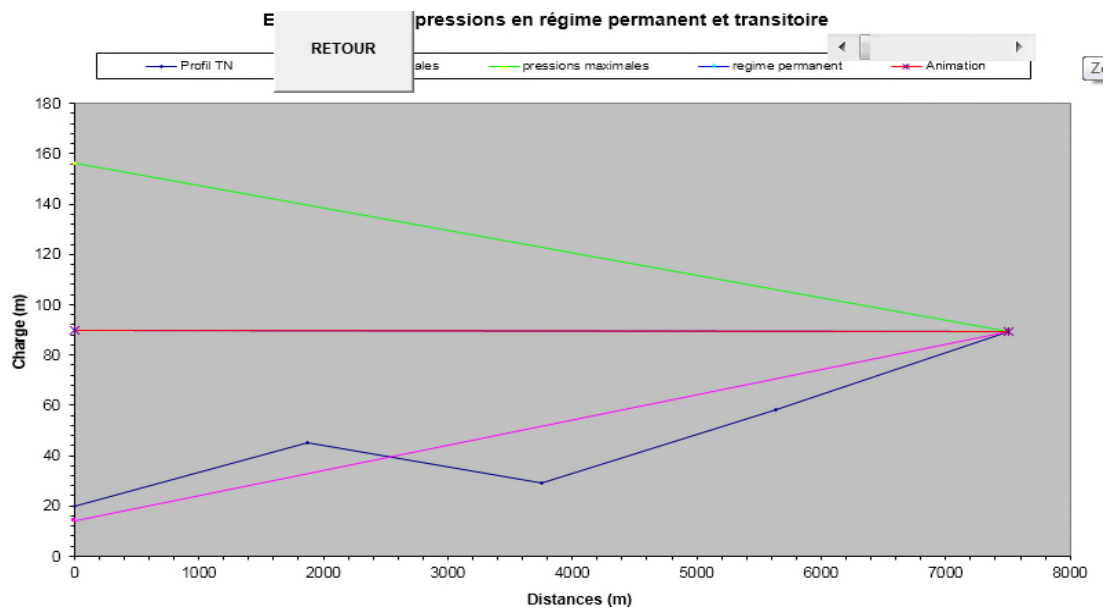


Figure (VII.13) : Enveloppe des pressions en régime permanent et transitoire pour le tronçon (STR2-R_p)

- **Interprétation des résultats**

D'après la figure (VII.10) et l'épure caractéristique du tronçon (Figure (VII.12)), on déduit que : Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de **75,26 m**. Le volume d'air à la fin de cette dépression est de **2,88m³**.

Pendant la phase de surpression, on a enregistré une surpression maximale de **67,15m**. Le volume d'air à la fin de cette surpression est de **2,10m³**.

- **Dimensionnement du réservoir d'air**

A partir de la figure (VII.10), on a le volume maximal d'air de l'ordre 2,88 m³, par conséquent, il est possible à présent de calculer le volume total du réservoir anti bélier pour le tronçon (STR2-R_p), tel que :

$$V_t = 1,2 \times U_{\max} = 1,2 \times 2,88$$

$$\text{D'où : } V_t = 3,456 \text{ m}^3$$

On optera alors pour un réservoir de **3500l**.

Conclusion

Après avoir fait les calculs de surpression et de dépression pour chaque tronçon, on a opté pour la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier : Des réservoirs d'air pour les conduites d'adduction par refoulement, à savoir :

- Un réservoir d'air d'une capacité **2.5 m³** pour le tronçon (STP1-STR1).
- Un réservoir d'air d'une capacité **4.5m³** pour le tronçon (STR1-STR2).
- Un réservoir d'air d'une capacité **3.5 m³** pour le tronçon (STR2-R_p).
- prévoir une protection avec des vannes à fermeture lente (T_f) pour le tronçon gravitaire (R_{chigara}-R_{bainen}).

Conclusion générale

Dans ce modeste travail, nous avons traité une étude d'AEP des deux commune de Chigara et Bainen (wilaya de Mila) à partir du barrage de Beni Haroun, et pour cela il nous a été nécessaire de tenir en compte les caractéristiques hydrauliques et la composante démographique projetée à partir des données existantes vers un horizon de 25 ans, avec un taux d'accroissement de la population de 2.8 %, sans oublier l'aspect technico-économique afin d'assurer une bonne conception et réalisation du projet.

Après avoir estimé les différents besoins à l'horizon visé qui sont de $32797,876\text{m}^3/\text{j}$, nous avons procédé au dimensionnement des ouvrages de stockage.

Pour le dimensionnement de la conduite, nous avons choisi les diamètres les plus économiques avec des vitesses acceptables. En ce qui concerne les matériaux des conduites Nous avons opté pour la fonte, vu des avantages qu'elle présente, en comparant aux autres Matériaux.

Le choix des pompes adéquates au refoulement pour les stations de reprise et de pompage et les réservoirs ont été réalisés à l'aide de logiciel CAPRARI, à titre purement indicatif tout en assurant qu'il n'y a pas un risque de cavitation.

Et en fin pour faire face au phénomène transitoire du coup de bélier contre les tronçons de refoulement, nous avons opté pour des réservoirs d'air, et des vannes à fermeture lente pour les tronçons gravitaires.

Bibliographie

- [1] : **Allaichi, T.** : « Projet d'adduction d'eau potable dans la ville d'Amzoer, Tchad », Mémoire de fins d'études, Institut Internationale d'Ingénierie de l'eau et de l'environnement, Burkina Faso, 38 pages, 2012
- [2] : **Bendahmane, B. et Oubelgha, N.** : « Renforcement de l'AEP de la commune de Ouadhias, wilaya de Tizi-Ouzou », Mémoire de fin d'études, Ingéniorat, Université de BEJAIA, 2007.
- [3] : **Bonnin, J.** : « Hydraulique urbaine », Collection de la direction des études et recherche d'électricité de France, Edition Eyrolles, 216 pages, 1977.
- [4] : **Bonnin, J.** : « Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance ». Edition Eyrolles, 1977.
- [5] : Direction d'Hydraulique de la wilaya de Mila
- [6] : **Dupont, A.** : « Hydraulique Urbaine », Tome II : Ouvrage de transport-Élévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, 484 pages, 1979.
- [7] : **Hugues Godart**, « Adduction et distribution », Article de référence C5195V2, 10 Février 2000.
- [8] : **NAIT ALI, N. et BOUZIANE, C.** : « Etude de l'adduction des douzes villages de TOUDJA, wilaya de Bejaia », Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, 2006.
- [9] : **P. Pernes**, Hydraulique unidimensionnelle partie 2, Edition Cenagref, Massy 2004.
- [10] : **Référence web** :
- www.eaudemarseille-metropole.fr/Le-Patrimoine/Les.reservoirs-d-potable.
- www.siaep-faye.free.fr/reseau/reservoirs/reservoirs-html.
- [11] : **Raoult J.F.**, 1974.
- [12] : Service technique de la commune de CHIGARA et BAINEN.

- [13] : **Zerarga, A.** : « Etude de l'adduction des douzes villages de TOUDJA, wilaya de Bejaia», Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, 2006.

Annexe(2) : Statistiques des régimes de consommations des agglomérations

Heures	Coefficient de variation maximal horaire de la consommation (Kmax h)											
	1.2	1.25	1.3	1.35	1.4	1.45	1.5	1.7	1.8	1.9	2	2.5
0-1	3.5	3.35	3.2	3	2.5	2	1.5	1	0.9	0.85	0.75	0.6
1-2	3.45	3.35	3.25	3.2	2.65	2.1	1.5	1	0.9	0.85	0.75	0.6
2-3	3.45	3.3	2.9	2.5	2.2	1.85	1.5	1	0.9	0.85	1	1.2
3-4	3.4	3.2	2.9	2.6	2.25	1.9	1.5	1	1	1	1	2
4-5	3.4	3.25	3.35	3.5	3.2	2.85	2.5	2	1.35	2.7	3	3.5
5-6	3.55	3.4	3.75	4.1	3.9	3.7	3.5	3	3.85	4.7	5.5	3.5
6-7	4	3.85	4.15	4.5	4.5	4.5	4.5	5	5.2	5.35	5.5	4.5
7-8	4.4	4.45	4.55	4.9	5.1	5.3	5.5	6.5	6.2	5.85	5.5	10.2
8-9	5	5.2	5.05	4.9	5.35	5.8	6.25	6.5	5.5	4.5	3.5	8.8
9-10	4.8	5.05	5.4	5.6	5.85	6.05	6.25	5.5	5.85	4.2	3.5	6.5
10-11	4.7	4.85	4.85	4.9	5.35	5.8	6.25	4.5	5	5.5	6	4.1
11-12	4.55	4.6	4.6	4.7	5.25	5.7	6.25	5.5	6.5	7.5	8.5	4.1
12-13	4.55	4.6	4.6	4.4	4.6	4.8	5	7	7.57	7.9	8.5	3.5
13-14	4.55	4.55	4.3	4.1	4.4	4.7	5	7	6.7	6.35	6	3.5
14-15	4.6	4.75	4.4	4.1	4.6	5.05	5.5	5.5	5.35	5.2	5	4.7
15-16	4.6	4.7	4.55	4.4	4.6	5.3	6	4.5	4.65	4.8	5	6.2
16-17	4.6	4.65	4.5	4.3	4.9	5.45	6	5	4.5	4	3.5	10.4
17-18	4.3	4.35	4.25	4.1	4.6	5.05	5.5	6.5	5.5	4.5	3.5	9.4
18-19	4.35	4.4	4.25	4.5	4.7	4.85	5	6.5	6.3	6.2	6	7.3
19-20	4.25	4.3	4.4	4.5	4.5	4.5	4.5	5	5.35	5.7	6	1.6
20-21	4.25	4.3	4.4	4.5	4.4	4.2	4	4.5	5	5.5	6	1.6
21-22	4.15	4.2	4.5	4.8	4.2	3.6	3	3	3	3	3	1
22-23	3.9	3.75	4.2	4.6	3.7	2.85	2	2	2	2	2	0.6
23-24	3.8	3.7	3.5	3.3	2.7	2.1	1.5	1	1	1	1	0.6

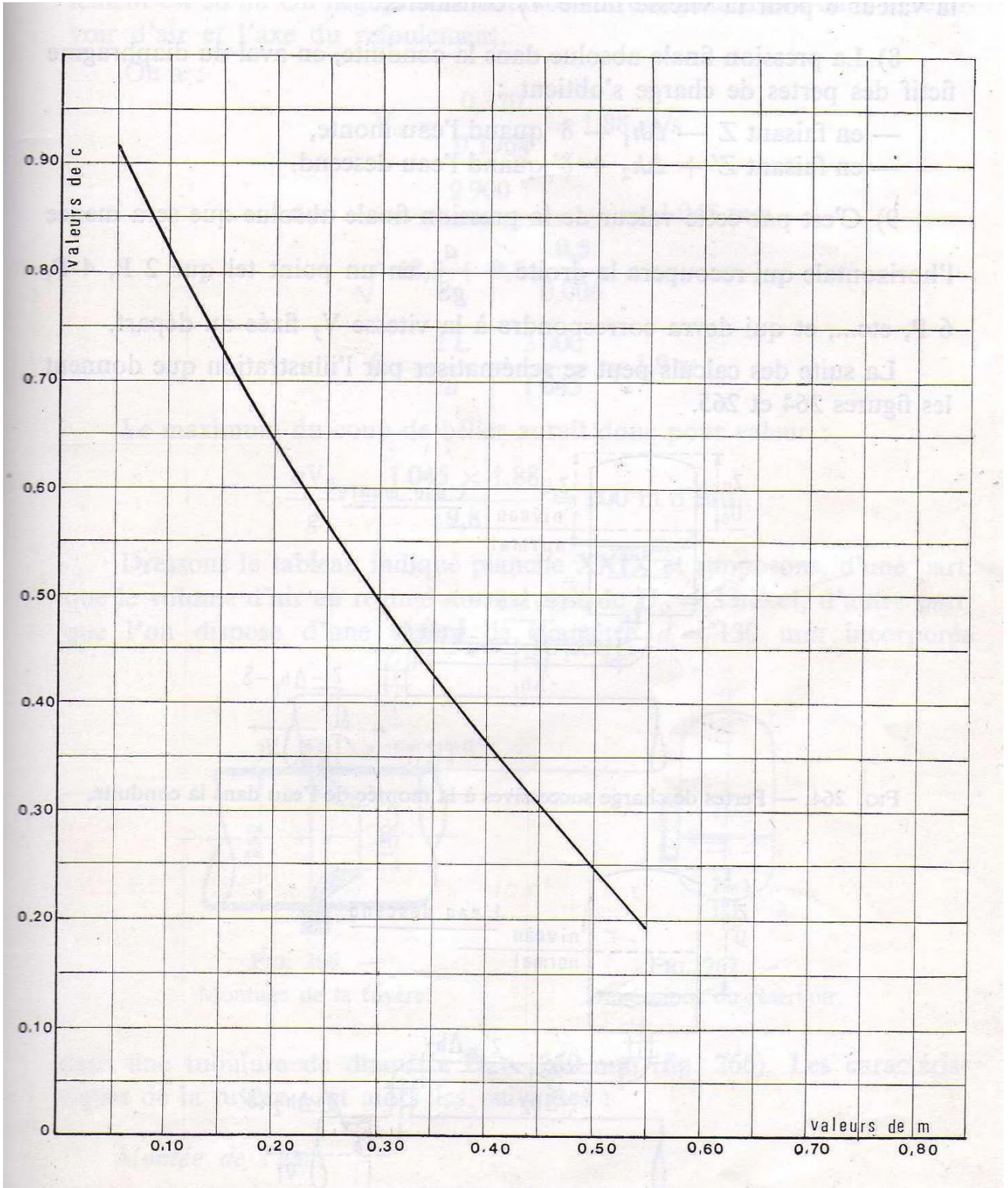
Annexe(3) : Variation de l'angle d'ouverture d'une vanne à papillon en fonction de ξ

L'angle d'inclinaison α°	0-5	10	20	30	40	45	50	60	70	80
ξ	0.25	0.52	1.54	3.91	10.8	18.7	32.6	118	751	1400

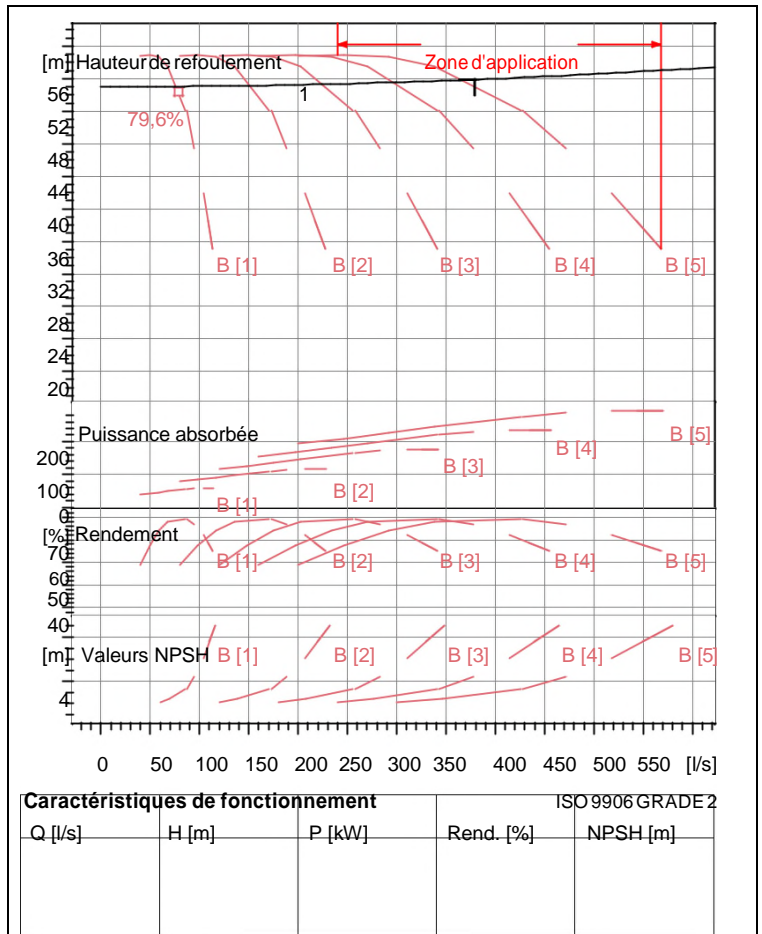
Annexe(4) : Prix et pression nominale des conduites en fonte ductile

Diamètre (mm)	Pression normale (bar)	Prix unitaire (DA/ml)
100	64	3 458.30
125	64	4 029.42
150	60	4 428.24
200	52	5 663.86
250	46	7 461.72
300	40	8 948.09
350	38	12 318.19
400	35	14 136.10
450	32	17 614.03
500	30	19 617.93
600	30	26 893.15
700	27	35 377.32
800	25	38 342.72
900	25	47 070.72
1000	25	53 618.62

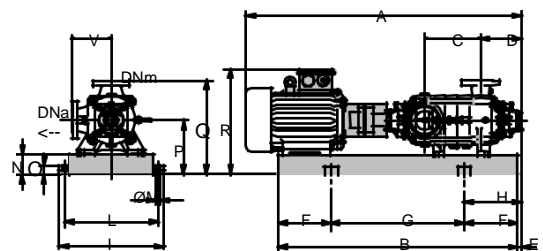
Annexe(8) : Coefficient de perte de charge « c » dans une tuyère



PM 150/ 2 B	
Caractéristiques requises	
Débit	379 l/s
Hauteur de refoulement	55,9 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	5
Caractéristiques de la pompe	
Débit	75,8 l/s
Hauteur de refoulement	55,9 m
Puissance absorbée	51,9 kW
Rendement	79,5%
Hauteur manométrique H(Q=0)	71 m
Orif. de refoulement	DN 150 (UNI PN40)
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1480 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance P2	55 kW
Intensité nominale	98 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
P2 maxi arbre pompe	348 kW
Caractéristiques générales	
Poids	1150 kg
Matériaux	
Corps de refoulement	Fonte
Corps aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Stuffing box	Fonte
Packing	Tresse graphitée



- Dimensions mm**
- A = 2083
 - B = 1700
 - C = 360
 - D = 351
 - DNa = 200/PN8-25
 - DNm = DN 150 (UNI PN40)
 - E = 241
 - F = 300
 - G = 1100
 - H = 541
 - I = 870
 - L = 820
 - M = 20
 - N = 160
 - O = 42
 - P = 475
 - Q = 845
 - R = 868
 - V = 370



Notes:

Date 05.07.2019	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

PMS 125/ 5 C	
Caractéristiques requises	
Débit	379 l/s
Hauteur de refoulement	374 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	5

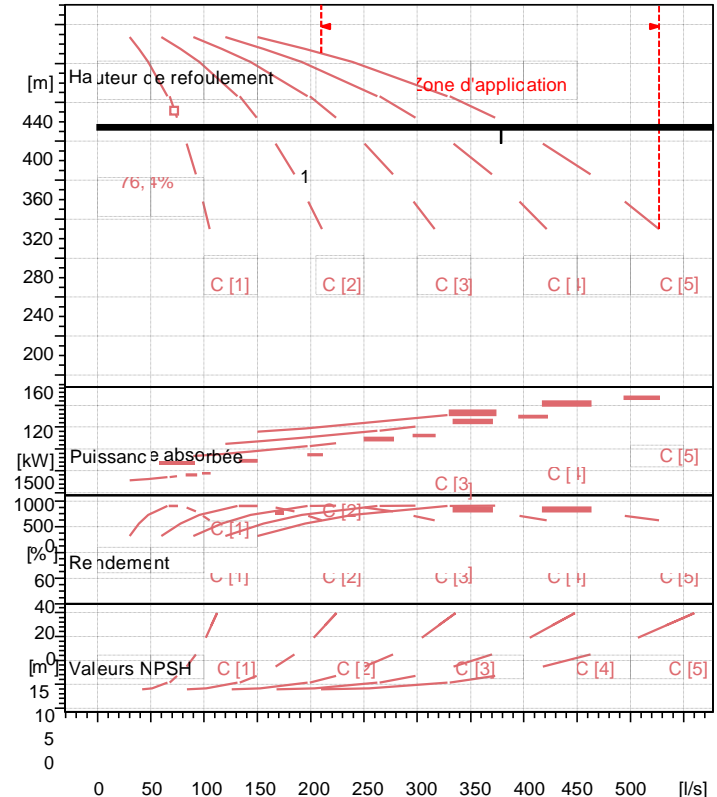
Caractéristiques de la pompe	
Débit	75,8 l/s
Hauteur de refoulement	374 m
Puissance absorbée	380 kW
Rendement	76,2%
Hauteur manométrique H(Q=0)	501 m
Orif. de refoulement	DN 125 (UNI PN64)

Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	355 kW
Intensité nominale	0 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
P2 maxi arbre pompe	522 kW

Caractéristiques générales	
Poids	2675 kg

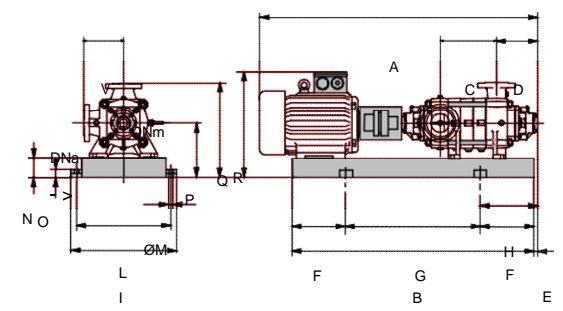
Matériaux	
Corps de refoulement (PMS)	Fonte sphéroïdale
Corps aspiration	Fonte sphéroïdale
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte sphéroïdale
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Stuffing box	Fonte
Packing	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement ISO 9906 GRADE 2

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

- Dimensions mm**
- A = 2937
 - B = 2680
 - C = 545
 - D = 337
 - DNa = 150/PN8-25
 - DNm = DN 125 (UNI PN64)
 - E = 181
 - F = 400
 - G = 1880
 - H = 581
 - I = 870
 - L = 820
 - M = 22
 - N = 180
 - O = 50
 - P = 535
 - Q = 855
 - R = 1080
 - V = 320



Notes:			
--------	--	--	--

PMLS 150H/ 4 B

Caractéristiques requises	
Débit	379 l/s
Hauteur de refoulement	377 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	4

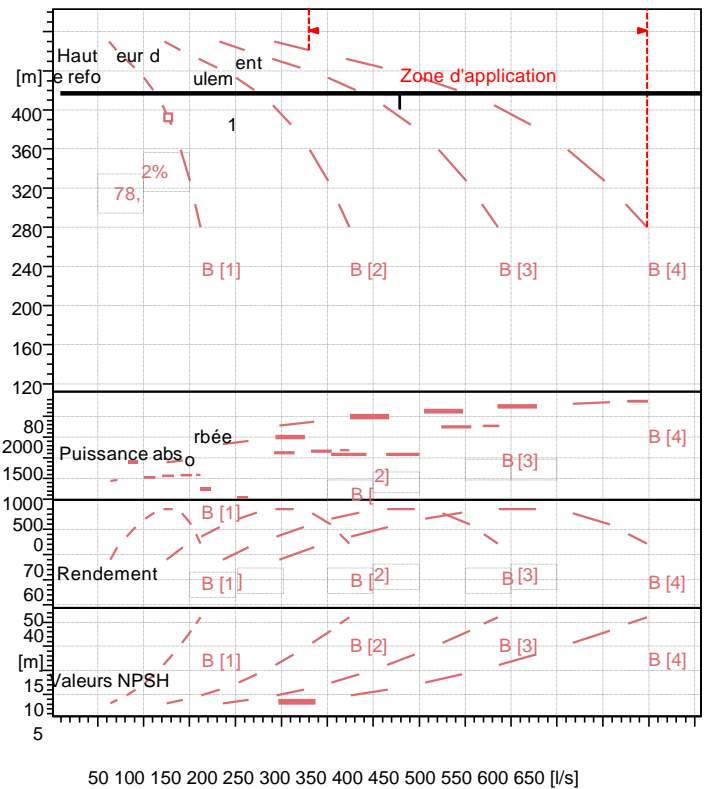
Caractéristiques de la pompe	
Débit	94,7 l/s
Hauteur de refoulement	377 m
Puissance absorbée	514 kW
Rendement	72%
Hauteur manométrique H(Q=0)	512 m
Orif. de refoulement	DN 150 (UNI PN64)

Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	355 kW
Intensité nominale	0 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
P2 maxi arbre pompe	696 kW

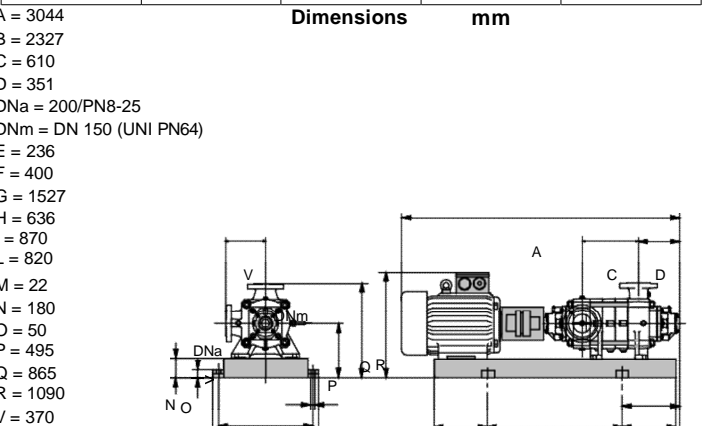
Caractéristiques générales	
Poids	2892 kg

Matériaux	
Corps de refoulement (PMS)	Fonte sphéroïdale
Corps aspiration	Fonte sphéroïdale
Roue	Bronze
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étagé	Fonte
Chemise	Fonte sphéroïdale
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Stuffing box	Fonte
Packing	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement ISO 9906 GRADE 2

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]



Notes:			
Date	Page	Offre n°	Pos.N°

Résumé

Dans le présent travail, nous avons fait une étude d'adduction du projet d'AEP des deux communes Chigara et Bainen (wilaya de Mila) à partir du barrage Beni Haroun à l'horizon de 2044. Afin d'aboutir aux objectifs du projet, nous avons commencé par recueillir les informations portant l'intérêt majeur pour établir un bilan des besoins en eau de toutes les catégories d'utilisateurs à satisfaire au long terme, et pour permettre le dimensionnement des différents réservoirs de la zone d'étude tout en suivant le régime de consommation des agglomérations. Puis, nous avons établi une étude technico-économique pour le dimensionnement de la chaîne d'adduction. Ensuite, nous avons procédé au choix des pompes pouvant répondre aux exigences du projet après l'adoption des diamètres économiques. Enfin, pour conclure, nous avons opté pour la protection des différents tronçons qui risquent d'être atteints par le phénomène transitoire du coup de bélier.

Mots-clés : AEP, Réservoir, Adduction, Pompe, Coup de bélier.

Abstract

In the present work, we have made a complete adduction study of the EPA project of the two Chigara and Bainen municipalities (wilaya of Mila) from the Beni Haroun dam on the horizon of 2044. In order to achieve the objectives of the project, we started by collecting the information with major interest in establishing a water needs assessment for all categories users in the long term, and to permit the sizing of different tanks in the study area while following the consumption regime of the agglomerations. Then, we established a technical-economic study for the dimensioning of the supply chain. Then we proceeded to the choice of pumps that can meet the requirements of the project after the adoption of economic diameters. Finally, to conclude, we opted for the protection of the various sections which risk to be reached by the transient phenomenon of water hammer.

Keywords: Drinking water supply, Tank, Adduction, Pump, Water hammer.

ملخص

في هذا العمل، قمنا بإجراء دراسة عن تقييم مشروع إمداد المياه للبلديات شغارا وبائين (ولاية ميلة) من سد بني هارون بحلول عام 2044. من أجل الوصول إلى أهداف المشروع، بدأنا من خلال جمع المعلومات ذات الأهمية الكبرى لإنشاء حوصلة الاحتياجات المياه لجميع نوات المستهلكين لتكون مرضية على المدى الطويل، والسماح للمباني الخزانات المخزنة لمنطقة الدراسة في حين ونأخذ لنظام اسبلك المواطنين. بعد ذلك، أنشأنا دراسة توثيقية لتقييم أبعاد سلسلة التوريد. بعد ذلك، انتقلنا إلى اختيار المضخات التي يمكن أن تلبي متطلبات المشروع بعد اعتماد الأقطار الاقتصادية وأخيرا، في الختام، اخترنا حماية المقاطع المخزنة التي يمكن الوصول إليها ظاهرة لمطرزة المائية.

الكلمات المفتاحية: إمداد مياه الشرب، الخزان، سلسلة التوريد، المضخات، المطرزة المائية.