

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
POPULAIRE**



**Ministère de l'enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique**

**Université Mouloud Mammeri de
Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la
Construction**

Département d'hydraulique

Mémoire de fin d'étude

**En vue de l'obtention du Diplôme de Master académique en
Hydraulique**

Option : Ouvrages Hydrauliques

Thème :

***Alimentation en eau potable du village
MLIHA commune de CHELLATA daïra
d'AKBOU***

Préparé par :

**MELLAH Lyes
LASFRI Abderzak**

Dirigé par :

**BOUHALIS
HAMANI. S**

Promotion 2022/2023

Remerciements

Après avoir rendu grâce à Dieu le tout puissant et le miséricordieux de nous avoir accordé le courage et la volonté pour accomplir ce travail, nous tenons à remercier vivement tous ceux qui de près ou de loin ont participé à la rédaction de ce document. Il s'agit plus particulièrement de :

*Notre promoteur Mr **BOUHALI Sofiane** pour son aide, sa patience, ses encouragements, ses précieuses remarques et orientations qui ont permis de bien structurer le travail, améliorer la qualité des différentes sections et le temps qu'il a consacré à nous apporter les outils méthodologiques indispensables à la conduite de cette recherche. Son exigence nous a grandement stimulés.*

*Mr **HAMANI Sofiane** comme Co-promoteur. Nous sommes reconnaissants pour le temps qu'il nous a accordé tout au long de l'expérience enrichissante en répondant à nos questions; sans oublier son encadrement et sa participation à l'acheminement de ce travail*

Nos sincères remerciements s'adressent aussi aux membres de jury d'avoir accepté de juger notre travail.

De plus, nous remercions tous les enseignants du département d'hydraulique et de génie civil. Nos remerciements vont également à :

- ✚ A nos familles et mes amis pour leur aide également.*
- ✚ A Mr. **BELMEHDI SALAH** pour son accueil et sa contribution à bien maîtriser mon mémoire de fin d'étude et ses conseils dans le domaine du travail, ainsi que nous remercions toutes les personnes qui travaillent dans son bureau, en particulier M^{lle} **BOUCHELLAH ZAHRA***
- ✚ A Mr. **BENABBAS NORDINE** pour son accueil et sa contribution à bien maîtriser mon mémoire de fin d'étude et ses conseils dans le domaine du travail, ainsi que nous remercions toutes les personnes qui travaillent dans son bureau.*
- ✚ Au service d'hydraulique de la commune de **CHELLATA**.*

Nous remercions très chaleureusement toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

MELLAH.L et LASFRIA

Dédicace

A mes chers parents, AHMED et GHENIMA qui m'avez toujours soutenu, encouragé et inspiré tout au long de mon parcours académique, je dédie ce mémoire. Votre amour, vos sacrifices et votre constante bienveillance ont été ma source de motivation. Ce travail est le fruit de notre collaboration silencieuse, de votre inestimable soutien et de la fois que vous avez toujours eue en moi. Que cette réussite soit également la vôtre. Vous êtes mes héros. Avec tout mon amour et ma gratitude.

A mon précieux binôme LASFRI ABDERZAK, ce mémoire a été réalisé grâce à notre collaboration, notre dévouement et notre soutien mutuel. Tes idées et ton travail acharné ont été essentiels pour atteindre ce résultat. Cette réussite est le fruit de notre partenariat, et je te remercie sincèrement pour ta contribution inestimable, et je suis fier de ce que nous Avon accompli

A nos promoteurs, Mr BOUHALI et Mr HAMANI, je dédie ce mémoire. Votre expertise, vos précieux conseils, et votre soutien tout au long de ce projet de recherche ont été d'une importance capitale. Votre guidance a éclairé mon chemin académique, et j'ai énormément appris grâce à vous ».

A tous les enseignants qui ont partagé leurs connaissances, leur expérience et leur passion avec notre promotion.

Lyes

Dédicace

Je dédie ce travail à mes chers parents HOURIA et MOHAND SAID, pour leur amour et leur soutien inconditionnel au long de ce parcours

A mes amis, qui ont rendu cette aventure inoubliable, avec tant de rires et de bons moments partagés.

A mon cher binôme LYES pour son aide indéfectible en tout temps

A mes chers promoteurs Mr BOUHALI et Mr HAMANI pour leur enseignement précieux et leurs guidance tout au long de cette étape importante de ma vie

A toutes les personnes qui m'ont encouragé et inspiré je vous dédie ce mémoire avec gratitude.

Abderzak

Sommaire

Introduction général	1
----------------------------	---

Chapitre I : Présentation de site

I.1 Introduction.....	2
I.2 Présentation du site	2
I.2.1 Situation géographique	2
I.2.2 Situation climatologique	3
I.2.2.1 Le climat	3
I.2.2.2 Les températures	3
I.2.2.3 La pluviométrie	4
I.2.2.4 Le régime des vents	4
I.2.3 Situation topographique	5
I.2.4 Situation géologique	5
I.2.5 Situation sismique.....	5
I.2.5.1 Situation démographique	6
I.2.6. Situation hydraulique	6
I.2.6.1 Ressources disponible	6
I.2.6.2 Diagnostic du réseau existant.....	6
I.3 Conclusion	8

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

II.1 Introduction	9
II.2 Estimation des besoins en eau de la population.....	9
II.2.1 Evolution de la population.....	9
II.2.2 Normes de consommation (dotation)	9
II.2.3 Consommation moyenne journalière.....	10
II.3 Différents types de besoins.....	10
II.3.1 Besoins domestiques.....	10

II.3.2 Besoins scolaires.....	10
II.3.3 Besoins socioculturels	11
II.3.4 Besoins commerciales	11
II.3.5 Besoins des cheptels	12
II.4 Majoration de la consommation en tenant compte des fuites.....	12
II.5 Etude de variation de la consommation.....	13
II.5.1 Variation journalière de la consommation.....	13
A. Débit maximal journalier.....	14
B. Débit minimal journalier	14
II.5.2 Variation horaire de la consommation.....	15
A. Débit maximal horaire.....	15
B. Débit minimal horaire.....	16
II.6 Bilan ressources-besoins.....	17
II.7 Conclusion	17

Chapitre III : Les réservoirs

III.1 Introduction	18
III.2 Importances et rôle des réservoirs d'eau potable	18
III.3 Classification de réservoir	18
III.4 Emplacement de réservoir	19
III.5 Choix de type de réservoir	19
III.6 Equipement des réservoirs	19
A. Conduite d'adduction ou d'arrivée.....	20

B. Conduite de distribution	21
C. Trop –plein	21
D. Conduite de vidange	21
E. Conduite de by-pass	22
F. Matérialisation de la réserve d’incendie	22
III.7 Entretien des réservoirs	23
III.8 Exigences techniques à satisfaire dans la construction d’un réservoir.....	23
III.9 Hygiène et sécurité	24
III.10 Détermination de la capacité théorique des réservoirs.....	24
III.10.1 Calcul du résidu P_{max}	25
III.10.2 Le volume total de réservoir.....	25
III.11 Détermination de la capacité des réservoirs	26
III.11.1 Vérification Du réservoir 300 m ³	26
III.11.2 Vérification de réservoir 500 m ³	27
III.11.3 Dimensionnement de premier réservoir projeté (RP1).....	28
III.11.4 Dimensionnement du deuxième réservoir projeté (RP2)	30
III.12 Conclusion.....	31

Chapitre IV : Adduction

IV.1 Introduction.....	32
IV.2 Type d’adduction	32
IV.2.1 Adduction gravitaire	32
IV.2.2 Adduction par refoulement	32
IV.2.3 Adduction mixte.....	33
IV.3 Quelques notions simples sur l’adduction	33

IV.3.1 Choix du tracé	33
IV.3.2 Choix type des conduites	33
IV.4 Equipement des conduites d'adduction.....	34
IV.4.1 Les vannes de sectionnement	34
IV.4.2 Les ventouses	35
IV.4.3 Les robinet de décharge (vidange)	35
IV.4.4 Les clapets.....	35
IV.4.5 les crépines	36
IV.4.6 Les régulateur de pression.....	36
IV.4.6.1 Régulateur de pression aval	36
IV.4.6.2 Régulateur de pression amont	36
IV.5 Etude technico-économique des conduites	37
IV.5.1 Calcule du diamètre économique de la conduite	37
IV.5.2 Calcule de la vitesse	37
IV.6 Calcul des pertes de charge	37
IV.6.1 Pertes de charge linéaire	37
IV.6.2 Perte de charge singulière	39
IV.6.3 Pertes de charge totale.....	39
IV.6.4 Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)	39
IV.6.5 Calcule de la puissance absorbée par la pompe	39
IV.6.6 Calcule de l'énergie consommée par la pompe	40
IV.6.7 Évaluation des frais d'exploitation	40
IV.6.8 Évaluation des frais d'amortissement	40
IV.6.9 Calcul du bilan	41
IV.7 Description de schéma d'adduction	41
IV.8 Dimensionnement de réseau d'adduction	41
IV.8.1 Partie gravitaire	41
IV.8.1.1 Tronçon R500—RP1.....	41
IV.8.1.2 Tronçon RP1—RP2	42

IV.8.2 Partie refoulement	43
IV.8.2.1 Tronçon R75---R300.....	43
IV.8.2.2 Tronçon R300---R500.....	45
IV.9 Récapitulatif sur le réseau d'adduction	46
IV.10 Conclusion	46

Chapitre V : Étude de pompage

V.1 Introduction	47
V.2 Classification des pompes	47
V.3 Caractéristique des pompes centrifuges	48
V.4 Principe de fonctionnement des pompes centrifuges	48
V.4 Principe de fonctionnement des pompes centrifuges	48
V.5.1 Couplage en série	48
V.5.2 Couplage en parallèle	48
V.6 Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge	48
V.6.1 Vitesse de rotation	49
V.6.2 Le débit d'une pompe.....	49
V.6.3 Hauteur manométrique	49
V.6.4 La hauteur géométrique de refoulement(Hr).....	49
V.6.5 La hauteur géométrique d'aspiration (Ha)	49
V.6.6 Perte de charge	50
V.6.7 Les puissances	50
V.6.7.1. Puissance absorbée par la pompe	50
V.6.7.2. Puissance hydraulique (utile)	50
V.6.8 Le rendement de la pompe	50
V.7 Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	50
V.8 Caractéristiques d'une conduite	51
V.9 Le point de fonctionnement de la pompe	51
V.10 Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré	52
V.10.1 Réduction ou augmentation du temps de pompage.....	52

V.10.2 Régulation par étouffement (le vannage)	52
V.10.3 Rognage de la roue	53
V.10.4 Variation de la vitesse de rotation	53
V.11 Le phénomène de cavitation	53
V.11.1 La cavitation dans les pompes	53
V.12 Choix de pompe.....	55
V.12.1 Tronçon R75---R300	56
V.12.2 Tronçon R300---R500	57
V.13 Etude de cavitation	59
V.14 Conclusion.....	60

Chapitre VI : Pose et protection des conduites

VI Introduction.....	61
VI.2 Première partie : Pose des conduites	61
VI.2.1 Pose en tranchées	61
VI.2.2 Traversé des points spéciaux.....	62
VI.2.2.1 Traversée d'une route.....	62
VI.2.2.2 Traversées d'oueds.....	63
VI.2.2.3 Pose en élévation.....	63
VI.2.2.4 Les butées.....	63
VI.2.3 Désinfection des conduites.....	64
VI.3 Deuxième partie : protection contre la corrosion.....	65
VI.3.1 La corrosion externe.....	65
VI.3.2 La corrosion interne	65
VI.4 Troisième partie : protection contre le coup de bélier.....	65
VI.4.1 Les causes du coup de bélier	65
VI.4.2 Conséquences du phénomène	65
VI.4.3 Equipement et moyens de protection	66
VI.4.3.1 Le volant d'inertie	66
VI.4.3.2 Les soupapes de décharge	66

VI.4.3.3 Clapet by-pass	67
VI.4.3.4 Les ventouses	68
VI.4.3.5 Cheminées d'équilibre	68
VI.4.3.6 Le réservoir d'air.....	69
VI.5 Etude de coup de bélier	69
a. La valeur maximale de la pression –surpression	70
b. La valeur maximale de la pression dépression.....	70
VI.6 Calcul de la valeur de coup de bélier pour les différents tronçons	71
VI.6.1 Partie refoulement	71
VI.6.1.1 Tronçon R75—R300.....	71
VI.6.1.2 Tronçon R300—R500.....	71
VI.6.2 Partie gravitaire	71
VI.6.2.1 Tronçon R500—RP1.....	71
VI.6.2.2 Tronçon RP1—RP2	72
❖ Récapulatif des résultats de coup de bélier	72
VI.6.3 Interprétation des résultats	73
VI.6.4 Méthode de calcul du réservoir d'air	73
VI.6.4.1 Principe de calcul de réservoir d'air	73
VI.6.4.2 Application de calcul pour le tronçon (R75—R300).....	74
VI.6.4.2 Application du calcul pour le tronçon (R300—R500).....	78
VI.7 Conclusion	80
Conclusion générale	81

Listes des figures

<i>Figure I.1</i> : Situation géographique de la commune <i>Chellata</i>	2
<i>Figure I.2</i> : Limite géographique de village MLIHA (source : Google Earth)	3
<i>Figure I.3</i> : Représentation graphique des températures mensuelles (°C).....	4
<i>Figure I.4</i> : Diagramme ombrothermique.....	4
<i>Figure I.5</i> : Représentation graphique des précipitations moyennes annuelles (mm).....	5
<i>Figure I.6</i> : Situation géographique de la région d'étude	5
<i>Figure I.7</i> : Carte de sismicité du nord d'Algérie	6
<i>Figure I.8</i> : Conduites de distribution dérivée traversant un caniveau.....	7
<i>Figure I.9</i> : Les regards de vanne	8
<i>Figure I.10</i> : état extérieur du réservoir 300m ³ du village MLIHA.....	8
<i>Figure III.1</i> : Coupe transversal d'un réservoir semi-enterré.....	20
<i>Figure III.2</i> : Adduction à chute libre.....	20
<i>Figure III.3</i> : Adduction noyée	20
<i>Figure III.4</i> : Emplacements de la conduite de distribution	21
<i>Figure III.5</i> : Conduite de by-pass.....	22
<i>Figure III.6</i> : Système d'incendie à deux prises	22
<i>Figure III.7</i> : Système d'incendie à siphon	23
<i>Figure III.8</i> : Calcul graphique de P_{max}	24
<i>Figure III.9</i> : Capacité de réservoir projeté 1	29
<i>Figure III.10</i> : Capacité de réservoir projeté 2	31
<i>Figure IV.1</i> : schéma d'adduction gravitaire	32
<i>Figure IV.2</i> : Schéma d'adduction par refoulement	32
<i>Figure IV.3</i> : Canalisation en PEHD pour l'alimentation en eau potables	34
<i>Figure IV.4</i> : Les vannes de sectionnement.....	34
<i>Figure IV.5</i> : La vanteuse	35
<i>Figure IV.6</i> : Clapet anti retour.....	36
<i>Figure IV.7</i> : Régulateur de pression aval.....	36
<i>Figure IV.8</i> : Schéma d'adduction d'eau potable de village <i>Mliha</i>	41
<i>Figure V.1</i> : Constitution d'une pompe centrifuge	48
<i>Figure V.2</i> : les différents éléments constitutifs d'une pompe centrifuge.....	49
<i>Figure V.3</i> : Caractéristique d'une pompe centrifuge.....	51
<i>Figure V.4</i> : Point de fonctionnement d'une pompe	51
<i>Figure V.5</i> : L'effet de cavitation sur les aubes	54
<i>Figure V.6</i> : Calcul le NPSH disponible pour une pompe en charge.....	54
<i>Figure V.7</i> : Calcul le NPSH disponible pour une pompe en dépression	55
<i>Figure V.8</i> : Courbe caractéristique de (NPSH) disponible et (NPSH) requis	55
<i>Figure V.9</i> : Courbe caractéristique de la pompe de tronçon R75_R300	56
<i>Figure V.10</i> : Courbe caractéristique de la pompe de tronçon R300_R500	58

Figure VI.1 : Pose de la conduite en tranchée	62
Figure VI.2 : protection pour les traversé des routes	62
Figure VI.3 : protection pour la traversé d'oued	63
Figure VI.4 : Butée sur code horizontale	64
Figure VI.5 : Butée sur code verticale	64
Figure VI.6 : Butée sur branchement.....	64
Figure VI.7 : Schéma d'un volant d'inertie	66
Figure VI.8 : Soupape de décharge.....	67
Figure VI.9 : by-pass	67
Figure VI.10 : Une ventouse.....	68
Figure VI.11 : Cheminée d'équilibre	69
Figure VI.12 : Réservoir d'air.....	69
Figure VI.13 : Épure de BERGERON pour le tronçon (R75—R300)	77
Figure VI.14 : Variation de pression absolue pour le tronçon R75—R300	77
Figure VI.15 : Calcul du réservoir d'air de tronçon (R300—R500).....	79
Figure IV.16 : Variation de pression absolue pour le tronçon R300—R500	80

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Les températures mensuelles de la région d'étude en °C (source : subdivision d'agriculture de Chellata).....	3
Tableau I.2 : Précipitation moyenne annuelle de la région d'étude.....	4
Tableau I.3 : Ressources disponibles de réseau d'hydraulique.....	6
Tableau II.1 : variation de nombre d'habitant par horizon.....	9
Tableau II.2 : Détermination des besoins domestiques.....	10
Tableau II.3 : Détermination des besoins scolaires.....	10
Tableau II.4 : Détermination des besoins socioculturels.....	11
Tableau II.5 : Détermination des besoins commerciaux.....	11
Tableau II.6 : Détermination des besoins des cheptels.....	12
Tableau II.7 : Récapulatif des besoins en eau.....	12
Tableau II.8 : Récapulatif des besoins en eau majorés de 20% pour différents horizons ...	13
Tableau II.9 : Débit maximal journalier.....	14
Tableau II.10 : les débits minimaux journalier.....	15
Tableau II.11 : β_{max} en fonction de nombre d'habitants.....	15
Tableau II.12 : Valeur de $K_{max,h}$ de chaque localité.....	16
Tableau II.13 : β_{min} en fonction de la population.....	16
Tableau II.14 : Valeur de $K_{min,h}$ de chaque localité.....	16
Tableau II.15 : Les différents débits maximal et minimal.....	17
Tableau II.16 : Le bilan ressources-besoins.....	17
Tableau III.1 : Vérification Du réservoir 300 m ³	26
Tableau III.2 : Vérification de réservoir 500 m ³	27
Tableau III.3 : Dimensionnement de premier réservoir projeté (RP1).....	28
Tableau III.4 : Dimensionnement de deuxième réservoir projeté RP2.....	30
Tableau IV.1 : Calcul des pertes de charge totale de tronçon R500---RP1.....	42
Tableau IV.2 : Calcul des pertes de charge totale de tronçon RP1---RP2.....	43
Tableau IV.3 : Calcul de la hauteur manométrique totale.....	44
Tableau IV.4 : Calcul des frais d'amortissement.....	44
Tableau IV.5 : Calcul des frais d'amortissement.....	44
Tableau IV.6 : Calcul des frais d'amortissement.....	44
Tableau IV.7 : Calcul de la hauteur manométrique totale.....	45
Tableau IV.8 : Calcul des frais d'exploitation.....	45
Tableau IV.9 : Les frais d'amortissement.....	45
Tableau IV.10 : Le bilan des frais.....	46
Tableau IV.11 : Récapulatif sur le réseau d'adduction.....	46
Tableau V.1 : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.....	55
Tableau V.2 : Vérification de non cavitation.....	59

Tableau VI.1 : Les différents matériaux utilisés dans la tranchée.....	61
Tableau VI.2 : Valeur de coefficient K	70
Tableau VI.3 : Valeur de coup de bélier pour R75-R300	71
Tableau VI.4 : Valeur de coup de bélier pour R300-R500	71
Tableau VI.5 : Valeur de coup de bélier pour R500-RP1	72
Tableau VI.6 : Valeur de coup de bélier pour RP1-RP2.....	72
Tableau VI.7 : Récapitulatif d'étude de coup de bélier.....	72
Tableau VI.8 : Calcul du réservoir d'air de tronçon (R75—R300).....	76
Tableau VI.9 : Calcul du réservoir d'air de tronçon (R300—R500).....	78

Liste des symboles

A : L'amortissement annuel (Annuité) ;

a : La célérité de l'onde (m/s) ;

AEP : Alimentation en Eau Potable ;

BL : Le bilan en (DA) ;

B : La valeur du coup de bélier (m) ;

C : Coefficient de perte de charge de la tuyère ;

CTN : Côte Terrain Naturel en (m) ;

CTP : Côte Trop Plein en (m) ;

C' : coefficient de perte de charge dans un diaphragme ;

D : Diamètre de la conduite (m) ;

D_{ext} : Diamètre extérieur ;

D_{int} : Diamètre intérieur ;

D_{min} : diamètre minimal de la conduite (m) ;

D_{max} : diamètre maximal de la conduite (m) ;

d : Diamètre de la tuyère (m) ;

d' : Diamètre de la veine contractée (m) ;

E : Energie consommée par la pompe (KWh) ;

e : Epaisseur de la conduite (mm) ;

g : Accélération de la pesanteur en (m^2/s) ;

Ha : Hauteur d'aspiration en (m) ;

Hg : Hauteur géométrique en (m) ;

HMT : La hauteur manométrique totale (m) ;

i : Taux d'annuité (%) ;

J : Pertes de charge par frottement en (m/ml) ;

Ja : Perte de charge à l'aspiration en (m) ;

hv : Perte de charge créer par la vanne en (m) ;

K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi ;

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

K_{min,j} : Coefficient d'irrégularité minimal ;

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

$K_{\min,h}$: Coefficients de variation de consommation minimum horaire ;

J_L : Perte de charge linéaire (m) ;

J_S : Perte de charge singulière (m) ;

J_T : Perte de charge totale (m) ;

L : Longueur de la conduite en (m) ;

m : Coefficient de rognage ;

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

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

(NPSH) d : Charge nette minimale disponible à l'aspiration (m) ;

(NPSH) r : Charge nette minimale requise à l'aspiration (m) ;

P_a : Puissance absorbée par la pompe en (KW) ;

P_u : Prix unitaire du KWh. en (DA) ;

$P\%$: Résidu maximal dans le réservoir (%) ;

Q_i : Dotation moyenne journalière pour chaque catégorie (l/j/usager)

Q : débit dans la conduite en (m^3/s) ;

$Q_{\max,h}$: Débit entrant dans la station (m^3/h) ;

$Q_{\max,j}$: Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année (m^3/j) ;

$Q_{\min,j}$: Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année (m^3/j) ;

$Q_{\text{moy},j}$: Consommation moyenne journalière des consommateurs en (m^3/j) ;

$Q_{\max,j}$: Consommation maximale journalière (m^3/j) ;

RP1 : Réservoir projeté 1 ;

RP2 : Réservoir projeté 2 ;

Re : Nombre de Reynolds ;

r : Le pourcentage de rognage ;

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

T_v : C'est la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée ;

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

T : Nombre d'heure de pompage (h) ;

τ : Taux d'accroissement ;

U_0 : Volume d'air initial ;

V : Vitesse d'écoulement en (m/s) ;

V_{\max} : Volume maximal de stockage (m^3) ;

Z : Pression dans le réservoir d'air ;

α_{\max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort ;

β_{\max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant ;

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

η : Rendement de la pompe en % ;

λ : Coefficient de pertes de charge ;

ϕ : Diamètre de la veine contractée (m) ;

Δh_1 : Perte de charge à la montée de l'eau ;

Δh_2 : Perte de charge à la descente de l'eau.

Introduction générale

Introduction générale

L'eau, en tant que source de la vie et un élément vital pour le progrès social et économique, est une richesse naturelle extrêmement précieuse. En Algérie, comme dans de nombreux autres pays, la pénurie d'eau potable est un problème majeur, largement causé par la croissance démographique rapide et l'amélioration du niveau de vie. Face à cette situation, il devient essentiel de développer des systèmes novateurs pour l'approvisionnement et la gestion des ressources en eau afin de répondre à une demande croissante.

Afin de réaliser ce projet nous avons divisé cette étude en 6 chapitres :

Le premier chapitre fera l'objet d'une présentation globale de la région d'étude, dans laquelle on trouve des données de base et bien d'autres caractéristiques de la localité.

Le second chapitre du projet sera consacré à la détermination des besoins en eau nécessaires pour satisfaire la population à l'horizon d'étude projeté.

Dans le troisième chapitre, on passera à la vérification de la capacité des ouvrages de stockage existants, et à la conception et dimensionnement de nouveaux ouvrages, en cas de nécessité, pour mieux harmoniser entre les demandes en eau et le développement démographique.

Tandis que le quatrième chapitre portera sur l'adduction, où on étudiera, le type des conduites et l'étude technico-économique qui comportera le dimensionnement des conduites.

Par la suite, le cinquième chapitre sera consacré pour le choix des pompes adéquates qui devrait répondre aux exigences du projet.

Pour le dernier chapitre, on va étudier techniques de pose pour chaque matériau. On apportera aussi une grande importance à prévention de l'intégrité des conduites contre les différents phénomènes pour prévenir toute perturbation du bon fonctionnement du réseau.

Vers la fin, une conclusion générale achèvera notre étude.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1 Introduction :

La présentation de la zone d'étude est un chapitre extrêmement important qui portera sur la collecte des données de base. Cette phase consiste à rechercher toutes les informations disponibles de la région à étudier toutes les caractéristiques du lieu ainsi que les facteurs qui influent sur la conception du projet,

I.2 Présentation du site :

I.2.1 Situation géographique :

Chellata est une commune qui fait partie du massif montagneux au sud-ouest de la wilaya de Bejaïa avec une superficie de 41.6 km². Administrativement, elle est délimitée par :

- la commune d'*Ouzellaguen* au nord,
- La commune de Ait zikki (*Tizi Ouzou*) à l'ouest,
- la commune d'*Akbou* à l'est,
- la commune d'*Ighrem* au sud.

Depuis sa création, la commune de *Chellata* est composée des localités suivantes : *Chellata, Alma, Fethoune, Feldène, Aït Sidi Amar, Mliha, Takhlidjt, Tizi N'Siib, Taourirt, Tala Mellal, Ighil Oumced, Aït Makhadam, Aït Heyani, Aït Annane et Ait Bessaai.*



Figure I.1 : Situation géographique de la commune *Chellata* [1]

Mliha est notre zone d'étude, c'est une localité rurale au cœur de la Kabylie, située à 60 km au sud-ouest de la wilaya de Bejaïa. Elle est traversée par la RN26A. Elle est délimitée par :

- La commune de *Chellata* au nord ;

- La localité de *Sidi Ali* à l'Ouest ;
- L'Oued *Tifrit* à l'est ;
- Le village *Tifrit* au sud.

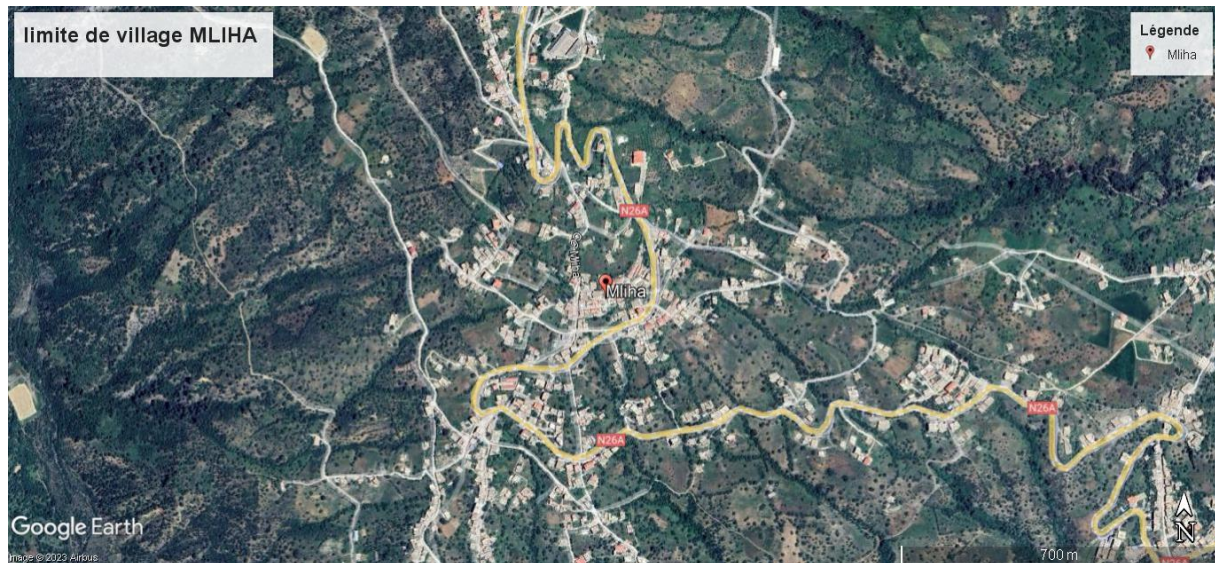


Figure I.2: Limite géographique de village MLIHA (source : Google Earth) [1]

I.2.2 Situation climatologique :

I.2.2.1 Le climat :

Notre zone d'étude a un climat qui fait partie des étages bioclimatiques subhumide caractérisé par un été chaud ou la température atteint 40°C ,et par un hiver froid avec chute de neige .[2]

I.2.2.2 Les températures :

La température moyenne de cette région est de l'ordre de 10°C en hiver et de 30°C en été.

Tableau I.1 : Les températures moyennes mensuelles de la région d'étude en °C (source : subdivision d'agriculture de *Chellata*).[2]

Mois	Jan	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout	Sep	Oct.	Nov.	Déc.
Temp °C	12.18	19.93	16.47	18.48	23.7	33.43	29.22	24.46	29.22	24.46	17.37	13.53

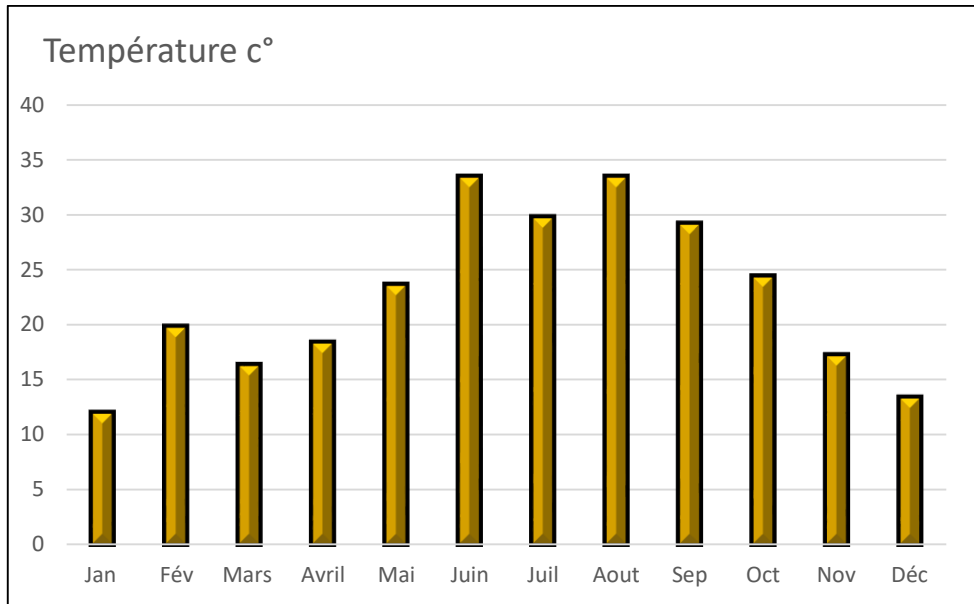


Figure I.3 : Représentation graphique des températures mensuelles (°C)

I.2.2.3 La pluviométrie :

La région reçoit une pluviométrie moyenne annuelle de 820 mm durant les années de 2009 à 2012 [APC de Chellata]

Tableau I.2 : Précipitation moyenne annuelle de la région d'étude

Mois	Jan	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout	Sep	Oct.	Nov.	Déc.
P (mm)	167.09	92.43	60.3	86.62	85.95	5.59	1.6	9.61	43.36	64.51	120.32	163.07

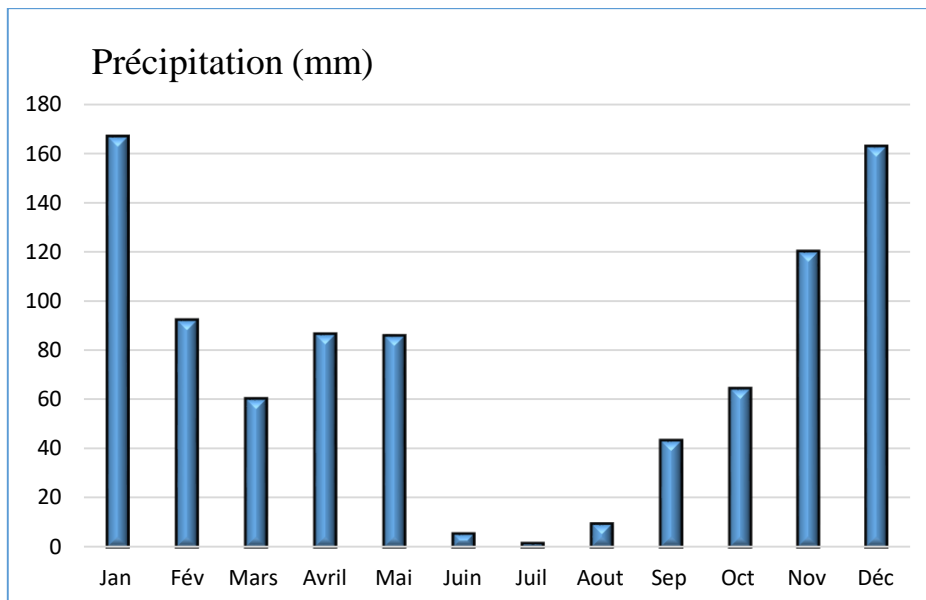


Figure I.4 : Représentation graphique des précipitations moyennes annuelles (mm)[2]

I.2.2.4 Le régime des vents :

Les vents dominants sont ceux qui soufflent le long de la vallée à partir du littoral. Ils sont humides et frais en hivers. Par contre en été, ils sont caractérisés par une forte chaleur venant du Sud.

I.2.3 Situation topographique :

Le village *Mliha*, est une région montagneuse de l'Atlas Tellien. Les sommets de la région culminent entre 800 et 1000 mètres d'altitude. Le sol est difficile à exploiter et le relief est accidenté.

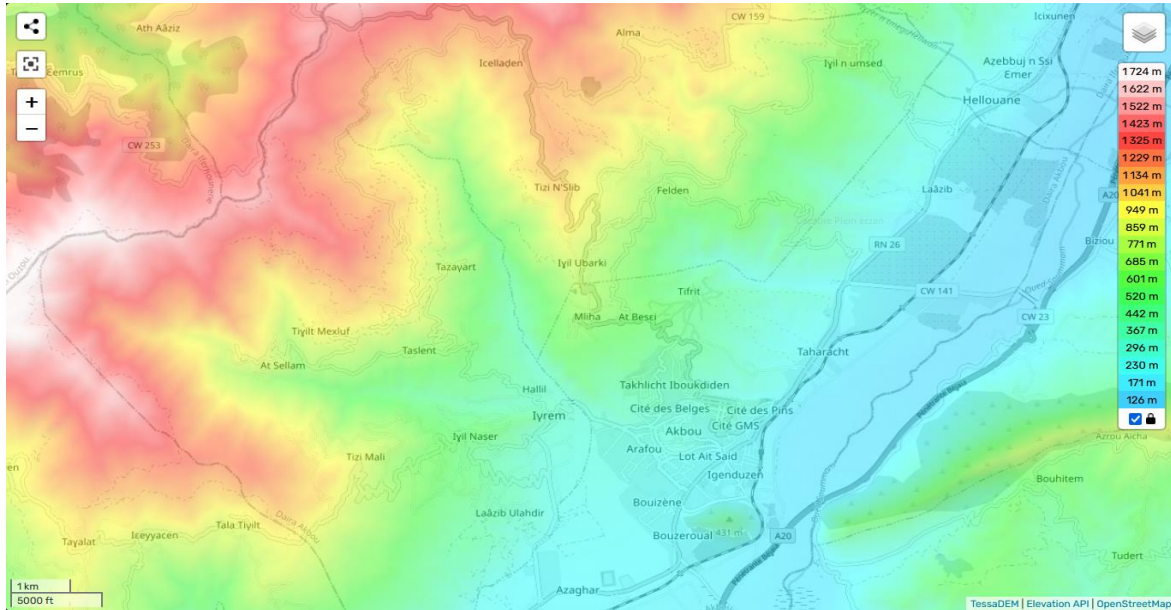


Figure I.5 : Situation géographique de la région d'étude[1]

I.2.4 Situation géologique :

Le terrain de la région d'étude, qui fait partie d'un massif montagneux, est constitué de schistes et d'alternances de calcaire marneux. Ce terrain a été façonné par plusieurs phases tectoniques et une intense érosion, ce qui lui a donné un relief très complexe.

I.2.5 Situation sismique :

L'Algérie est découpée en quatre zones sismiques. La commune de CHELLATA au même titre que toute la wilaya de Bejaia est située en zone *II-a*, c'est-à-dire en zone de sismicité moyenne ou des reconnaissances et études de sols approfondies sont obligatoires pour les ouvrages d'importance moyenne ou plus.



Figure I.6 : Cadre de sismicité du nord d’Algérie [1]

I.2.5. Situation démographique :

D’après le dernier recensement de 2021, la population de village est de l’ordre de 2000 habitants (source : APC de Chellata)

I.2.6.Situation hydraulique:

I.2.6.1 Ressources disponible :

Sur la base des informations fournies par les services de l’APC de *Chellata* et de nos compagnes de reconnaissance sur le terrain, la situation hydraulique en matière d’alimentation en eau potable se résume comme suit :

Tableau I.3 : Ressources disponibles de réseau d’hydraulique

Ressources disponible	Réseau d’alimentation	Débit
Réservoir 300 m ³	Alimenté par la source au lieu-dit <i>Alma</i>	291,76 m ³ /j
Réservoir 500 m ³	Alimenté par un forage (actuellement hors service)	/
Réservoir 75 m ³ d’ <i>Ait Bessai</i>	Alimenté par la source au lieu-dit <i>Boukriche</i> et d’un picage au niveau de la chaine de refoulement allant vers <i>Chellata</i>	Manque de données

I.2.6.2 Diagnostic du réseau existant :

Faute d’absence de plans et de tracé du réseau d’AEP existant au niveau des services concernés, nous nous sommes confié aux donnés et témoignage des habitants et des agents concernés par la gestion du réseau d’AEP de *Mliha*. Ajoutant à cela ; Le réseau de distribution est vétuste et se compose de conduites en acier galvanisé. Des interventions répétitives sont enregistrées à maintes reprises pour réparer les fuites.

- Comme nous l’avons constaté, le relief du village MLIHA est accidenté, la différence d’altitude entre le réservoir et la partie basse du village est estimée à plus 200 mètres en moyenne. C’est une configuration qui pourrait créer de dommage au niveau des installations ménagères par excès de pression (>>60m). D’ailleurs c’est le témoignage des habitants qui habitent dans cette zone ;

- Des conduites du réseau de distribution dans certains endroits sont déterrées comme le montre les images de la figure (I.8) ;
- Le regard des vannes est mal fait avec un encombrement à l'intérieur ce qui engendre des difficultés de réparation en cas de fuites (voir la figure I.9)
- Des regards de vanne de sectionnement sont conçus sans respect des normes, en particulier le couvercle qui est fait des tôles trais fragiles ; (voir la figure I.10)
- Des regards de vanne avec des buses en ciment.



Figure I.7 : conduites de distribution déterrée traversant un caniveau.



Figure I.8 : Les regards de vanne



Figure I.9 : état extérieur du réservoir 300m³ du village MLIHA.

I.3.Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de récolter le maximum de données sur notre zone d'études telles que les informations sur la géographie, la climatologie, la démographie...etc.

Dans le chapitre qui suit, on va procéder au calcul des besoins en eau de chaque localité du village *Mliha*.

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

II.1 Introduction :

L'estimation des besoins en eau est une étape essentielle dans la planification et la gestion des ressources hydriques. Elle consiste à évaluer la quantité d'eau nécessaire pour répondre aux besoins actuels et futurs (usages domestiques, industriels, culturels...etc.), dans le cadre d'un horizon de 25 ans à partir de 2023. C'est l'objectif de ce chapitre.

II.2 Estimation des besoins en eau de la population :

II.2.1 Evolution de la population :

D'après le dernier RGPH de 2021, et selon les autorités de la commune de *Chellata*, le nombre d'habitants du village *Mliha* s'arrête à 2000 habitants. L'objectif de partager en 03 zones est de bien gérer le réseau et d'assurer une desserte de qualité et de quantité. Afin de prévoir l'évolution de la population à la fois à court, à moyen et à long terme, on se réfère à la loi des accroissements géométriques, basée sur la formule des intérêts composés suivante :

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

Avec :

P_n : Population à l'horizon d'étude ;

P_0 : Population de référence ;

τ : Taux d'accroissement de la population en (%). ($\tau = 1\%$ selon le service technique de l'APC de *Chellata*).

n : Nombre d'années séparant les deux horizons (de référence et future).

Après tous calculs faits, on peut regrouper les résultats dans le tableau suivant :

Tableau II.1: variation de nombre d'habitant par horizon

Localité	Horizon				2048
	2021	2023	2027	2037	
Haut de <i>Mliha</i>	499	509	530	585	653
Centre de <i>Mliha</i>	1022	1043	1085	1199	1337
Bas de <i>Mliha</i>	479	488	508	562	626
Total	2000	2040	2123	2345	2616

II.2.2 Normes de consommation (dotation) :

La dotation en eau potable est la fourniture d'eau salubre à une zone ou communauté pour répondre à ses besoins quotidiens, provenant de sources variées. Elle dépend de plusieurs facteurs :

- La disponibilité des ressources ;
- Le climat de la région ;
- Les habitudes socioculturelles de la population ;
- Le niveau de vie de la population ;
- Le caractère et l'importance de la zone à alimenter (urbaine ou rurale ou industrielle, petite ville ou grande ville...) ;
- La tarification.

Pour notre cas d'étude, on opte pour une dotation de 150 l/j/hab.

II.2.3 Consommation moyenne journalière :

Afin d'estimer la consommation moyenne journalière, on doit tenir compte de toutes les catégories de consommation citées auparavant. Elle est donnée en (m³/j) par la formule suivante :

$$Q_{moy.j} = \sum \frac{q_i \times N_i}{1000} \quad \text{II.2}$$

Avec :

$$\begin{cases} Q_{moy.j}: \text{Consommation moyenne journalière (globale) en (m}^3\text{/j)} \\ q_i: \text{Dotation moyenne journalière pour chaque catégorie de consommation (l/j/usager)} \\ N_i: \text{Nombre d'usagers pour chaque catégorie de consommation} \end{cases}$$

II.3 Différents types de besoins :

II.3.1 Besoins domestiques :

Il s'agit de différents usages domestiques de l'eau à savoir l'usage hygiéniques, alimentaires (boire et cuisiner) d'une région donnée. Les besoins domestiques sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.2 : Détermination des besoins domestiques

Localisation	Besoins domestique en (m ³ /j) pour différents horizons			
	2023	2027	2037	2048
Mliha haute	76,354	79,454	87,766	97,918
Mliha centre	156,402	162,752	179,780	200,574
Mliha basse	73,275	76,250	84,227	93,970
Total	306,030	318,456	351,774	392,463

II.3.2 Besoins scolaires :

Pour les établissements scolaires, il y a une seule école primaire. Les besoins de cette école sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau II.3 : Détermination des besoins scolaires

Localisation	Nombre d'équipement	Nombre d'usagers	Dotation (l/j/élève)	Besoin en m ³ /j pour différents horizons			
				2023	2027	2037	2048
Haut de Mliha	—	—	20	—	—	—	—
Centre de Mliha	1	260		5,2	5,41	5,98	6,67
Bas de Mliha	—	—		—	—	—	—

II.3.3 Besoins socioculturels :

Le tableau(II.4) résume les besoins socioculturelles

Tableau II.4 : Détermination des besoins socioculturels

Localité	Désignation	Effectif	Dotation (l/j/eff)	Besoin (m ³ /j) 2023	Besoin (m ³ /j) 2027	Besoin (m ³ /j) 2037	Besoin (m ³ /j) 2048
Haut de Mliha	/	/	/	/	/	/	/
Centre de Mliha	Mosquée	250	10	2,500	2,602	2,874	3,206
Bas de Mliha	Maison de jeunes	200	5	1,000	1,282	1,149	1,282

II.3.4 Besoins commerciales :

Les besoins commerciales sont groupés dans le tableau ci-après :

Tableau II.5 : Détermination des besoins commerciaux

Localisation	Equipement	Nombre d'équipement	Dotation (l/j)	Besoins (m ³ /j) pour différents horizons			
				2023	2027	2037	2048
Haut de Mliha	Menuiserie	1	50	0,050	0,052	0,057	0,064
	Huilerie	1	1000	1,000	1,041	1,149	1,282
	Alimentation générale	1	10	0,010	0,010	0,011	0,013
Centre de Mliha	Boulangerie	1	500	0,500	0,520	0,575	0,641
	Cafeteria	2	300	0,600	0,624	0,690	0,769
	Alimentation générale	2	10	0,020	0,021	0,023	0,026
	Restaurant	2	500	1,000	1,041	1,149	1,282
	Librairie	1	10	0,010	0,010	0,011	0,013
	Pharmacie	1	50	0,050	0,052	0,057	0,064
	Salon de coiffure	1	30	0,030	0,031	0,034	0,038
	Menuiserie	2	50	0,100	0,104	0,115	0,128
	Mécanique Auto	1	50	0,050	0,052	0,057	0,064
	Alimentation de bétails	1	20	0,020	0,021	0,023	0,026
Bas de Mliha	Huilerie	1	1000	1,000	1,041	1,149	1,282
	Pâtisserie	1	300	0,300	0,312	0,345	0,385
	Librairie	1	10	0,010	0,010	0,011	0,013
	Alimentation générale	1	10	0,010	0,010	0,011	0,013

Total	21		4,760	4,953	5,471	6,104
--------------	-----------	--	--------------	--------------	--------------	--------------

II.3.5 Besoins des cheptels :

Les différents besoins des cheptels sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.6 : Détermination des besoins des cheptels

Catégorie	Type	Localisation	Type	Nombre	Besoins (m ³ /j) pour différents horizons			
					2023	2027	2037	2048
Cheptel	Bovin	Village <i>Mliha</i>	Bovin	21	2,100	2,185	2,414	2,693
	Ovin		Ovin	75	1,500	1,561	1,724	1,924
	Caprin		Caprin	25	0,500	0,520	0,575	0,641
	Volaille		Volaille	1200	0,120	1,041	0,138	0,154
	Total		Total	1321	4,220	4,391	4,851	5,412

➤ **Récapitulatif des besoins en eau :**

Cette opération on peut la résumée par le tableau (II.7) suivant :

Tableau II.7 : Récapitulatif des besoins en eau

Localité	Secteur	Besoins actuelle (m ³ /J)	Besoins futur (m ³ /J)		
		2023	2027	2037	2048
Haut de <i>Mliha</i>	Domestique	76,354	79,454	87,766	97,918
	Scolaire	/	/	/	/
	Socioculturel	/	/	/	/
	commercial	1,060	1,103	1,218	1,359
Centre de <i>Mliha</i>	Domestique	156,402	162,752	179,780	200,574
	Scolaire	5,2	5,41	5,98	6,67
	Socioculturel	/	/	/	/
	commercial	3,380	3,517	3,885	4,335
Bas de <i>Mliha</i>	Domestique	73,275	76,250	84,227	93,970
	Scolaire	/	/	/	/
	Socioculturel	1,000	1,282	1,149	1,282
	commercial	0,320	0,333	0,410	0,410
Total		316,990	330,103	364,372	406,518

II.4 Majoration de la consommation en tenant compte des fuites :

Les pertes d'eau sont inévitables dans tout réseau d'alimentation en eau potable. C'est pourquoi il est nécessaire de majorer la consommation prévue pour tenir compte de ces pertes.

Dans notre cas d'étude, qui concerne un réseau neuf, la majoration sera de 20 %. Ces pertes dépendent essentiellement de paramètres liés :

- Aux caractéristiques des conduites (matériau) ;

- À l'âge et l'état du réseau ;
- Aux conditions de pose des conduites (nature du terrain) ;
- Au nombre de branchements ;
- Aux conditions de la gestion technique (pression excessive, coup de bélier, etc.) ;
- A la compétence et l'efficacité du service de maintenance du réseau (diagnostic du réseau, identification des anomalies, localisation des fuites, réhabilitation).

Le tableau suivant (II.8) regroupe les différents besoins majorés.

Tableau II.8 : Récapitulatif des besoins en eau majorés de 20% pour différents horizons

Localité	Secteur	Besoins actuelle (m ³ /j)	Besoins futur (m ³ /j)		
		2023	2027	2037	2048
Haut de Mliha	Domestique	91,624	95,345	105,320	117,502
	Scolaire	/	/	/	/
	Socioculturel	/	/	/	/
	commercial	1,272	1,324	1,462	1,631
Centre de Mliha	Domestique	187,682	195,303	215,736	240,689
	Scolaire	6,240	6,493	7,173	8,002
	Socioculturel	/	/	/	/
	commercial	4,056	4,221	4,662	5,202
² Bas de Mliha	Domestique	87,930	91,500	101,073	112,764
	Scolaire	/	/	/	/
	Socioculturel	1,200	1,539	1,379	1,539
	commercial	0,384	0,400	0,492	0,492
Total		380,388	396,123	437,297	487,822

II.5 Etude de variation de la consommation :

Pour dimensionner correctement un réseau d'alimentation en eau potable et garantir le bon fonctionnement de ses éléments, il est essentiel de connaître le régime de consommation.

II.5.1 Variation journalière de la consommation :

En raison de l'irrégularité dans la consommation, le débit exigé par ce dernier est soumis à plusieurs variations qui sont horaires, journalières, mensuelles et annuelles.

Afin de dimensionnés le réseau d'adduction, on affecte un débit journalier des coefficients d'irrégularité, permettant d'évaluer la consommation minimale et maximale. Ces variations sont caractérisées par des coefficients d'irrégularités ($K_{max.j}$ et $K_{min.j}$)

$$K_{max.j} = \frac{Q_{max.j}}{Q_{moy.j}} \tag{II.3}$$

$$K_{min.j} = \frac{Q_{min.j}}{Q_{moy.j}} \tag{II.4}$$

Avec

$Q_{max.j}$: Débit maximal journalier ;

$Q_{min.j}$: Débit minimal journalier ;

$Q_{moy.j}$: Débit moyen journalier ;

$K_{max.j}$: Coefficient d'irrégularité maximal journalier ;

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

A. Débit maximal journalier :

C'est le jour de l'année où la consommation d'eau est maximale. $K_{max.j} \in [1,1-1,3]$; pour notre cas d'étude, il s'agit d'un village de faible importance, donc on peut prendre

$K_{max.j} = 1,2$.

Tableau II.9 : Débit maximal journalier

Localité	Secteur	Besoins actuels (m ³ /j)	Besoins futurs (m ³ /j)		
		2023	2027	2037	2048
Haut de Mliha	Domestique	109,949	114,414	126,384	141,002
	Scolaire	/	/	/	/
	Socioculturel	/	/	/	/
	commercial	1,526	1,588	1,755	1,958
Centre de Mliha	Domestique	225,218	234,363	258,883	288,827
	Scolaire	7,488	7,792	8,607	9,603
	Socioculturel	/	/	/	/
	commercial	4,867	5,065	5,595	6,242
Bas de Mliha	Domestique	105,516	109,800	121,288	135,317
	Scolaire	/	/	/	/
	Socioculturel	1,440	1,847	1,655	1,847
	commercial	0,461	0,480	0,591	0,591
Total		456,466	475,348	524,757	585,386

B. Débit minimal journalier :

C'est le jour de l'année où la demande en eau est moins chargée.

Tels que :

$K_{min.j} \in [0,7-0,9]$ pour la présente étude en travail avec coefficient $K_{min.j} = 0,8$

Le tableau suivant résume ces différents débits.

Tableau II.10 : les débits minimaux journalier

Localité	Secteur	Besoins actuelle (m ³ /j)	Besoins futur (m ³ /j)		
		2023	2027	2037	2048
Haut de Mliha	Domestique	73,299	76,276	84,256	94,002
	Scolaire	/	/	/	/
	Socioculturel	/	/	/	/
	commercial	1,018	1,059	1,170	1,305
Centre de Mliha	Domestique	150,146	156,242	172,588	192,552
	Scolaire	4,992	6,234	5,738	6,402
	Socioculturel	/	/	/	/
	commercial	3,245	4,052	3,730	4,161
Bas de Mliha	Domestique	70,344	73,200	97,030	90,211
	Scolaire	/	/	/	/
	Socioculturel	1,152	1,231	1,103	1,231
	commercial	0,307	0,320	0,394	0,394
Total		304,502	318,613	366,009	390,257

II.5.2 Variation horaire de la consommation :

La variation horaire de la consommation en eau potable est un aspect très important à prendre en compte dans la gestion de l'approvisionnement en eau. Elle varie d'une heure à l'autre selon plusieurs facteurs notamment la densité de la population. Elle est caractérisée par deux débits, maximale et minimale.

A. Débit maximal horaire :

Il représente l'augmentation de la consommation pendant la journée. Ce débit tient compte de niveau de confort de vie des utilisateurs. Il est caractérisé par un coefficient maximal horaire ($K_{max.h}$), tel que :

$$K_{max.h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad \text{II.5}$$

Avec :

- α_{max} : C'est un coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail, varie de 1,2 à 1,4 pour notre cas d'étude, on travaille pour un coefficient $\alpha_{max} = 1,3$;
- β_{max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population, pour exprimer ses valeurs, on fait appel au tableau (II.11) suivant :

Tableau II.11 : β_{max} en fonction de nombre d'habitants

Habitants x10 ³	<1,0	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	>10 ³
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1

Le tableau suivant résume les différents $K_{max.h}$.

Tableau II.12 : Valeur de $K_{max.h}$ de chaque localité

Localité	population 2048	α_{max}	β_{max}	$K_{max.h}$
Haut de <i>Mliha</i>	653	1,3	2	2,6
Centre de <i>Mliha</i>	1337	1,3	1,99	2,59
Bas de <i>Mliha</i>	626	1,3	2	2,6

B. Débit minimal horaire

Il est caractérisé par un coefficient d'irrégularité ($K_{min.h}$), ce dernier permet de déterminer la sous consommation horaire tel que :

$$K_{min.h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \tag{II.6}$$

Avec :

- α_{min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas, $\alpha_{min} = 0,5$;
- β_{min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Tableau II.13 : β_{min} en fonction de la population

Habitants $\times 10^3$	<1,0	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7

Après tout calcul, on peut inscrire les résultats dans le tableau suivant :

Tableau II.14 : Valeur de $K_{min.h}$ de chaque localité

Localité	Population 2048	α_{min}	β_{min}	$K_{min.h}$
Haut de <i>Mliha</i>	653	0,5	0,1	0,05
Centre de <i>Mliha</i>	1337	0,5	0,1	0,05
Bas de <i>Mliha</i>	626	0,5	0,1	0,05

Le tableau (II.15) regroupe les différents débits minimaux et maximaux horaire.

Tableau II.15 : les différents débits maximal et minimal

Localisation	Population future (2048)	$Q_{max.j}$ (m ³ /j)	$K_{max.h}$	$Q_{max.h}$ (m ³ /h)	$Q_{min.j}$ (m ³ /j)	$K_{min.h}$	$Q_{min.h}$ (m ³ /h)
Haut de <i>Mliha</i>	653	142,960	2,6	15,49	95,307	0,05	0,199
Centre de <i>Mliha</i>	1337	304,676	2,59	32,88	203,115	0,05	0,210
Bas de <i>Mliha</i>	626	137,754	2,6	14,92	91,836	0,05	0,191

II.6 Bilan ressources-besoins :

D'après les responsable de village *Mliha*, la ressource disponible débite environ 293,76 m³/j, elle se trouve au niveau de localité dite *Elma*. Le bilan ressources-besoins représente la différence entre la ressource disponible et le débit maximal journalier calculé, autrement dit ;

$$\text{Bilan} = \text{Ressources disponible} - \text{Besoins}$$

Si le bilan est positif, donc les ressources mobilisées répondent correctement aux besoins, dans le cas contraire il faut mobiliser d'autres ressources.

Le bilan est présenté dans le tableau suivant :

Tableau II.16: le bilan ressources-besoins

Localité	Volume d'eau	Bilan hydrique (m ³ /j)			
		2023	2027	2037	2048
Village <i>Mliha</i>	Apport (m ³ /j)	293,760	293,760	293,760	293,760
	Besoins (m ³ /j)	456,466	475,348	524,695	585,386
	Bilan (m³/j)	-162,706	-181,588	-230,935	-291,626

II.7 Conclusion :

En analysant les résultats du bilan hydrique, il est évident que la région de *Mliha* fait actuellement face à une pénurie d'eau, en effet on enregistre un déficit de 162,706 m³/j en 2023 qui pourra atteindre 291,626 m³/j à l'horizon 2048. Donc il faut mobiliser d'autre ressources notamment le réservoir 75m³ de village d'*Ait Bessai* par une chaine d'adduction par refoulement.

Chapitre III : Réservoirs

III.1 Introduction :

Les réservoirs sont des ouvrages très importants dans le réseau d'alimentation en eaux potable. Ils permettent d'assurer la jonction entre le réseau d'adduction et celui de distribution.

Sur le plan hydraulique le stockage d'eau peut se faire soit :

- Au niveau des stations de traitement d'eau ;
- Au niveau des stations de reprises ;
- Et en fin sur les réseaux de distributions d'eau potable.

L'objectif de ce chapitre est de :

- Vérifier la capacité des réservoirs existants ;
- Dimensionner les réservoirs projetés.

III.2 Importances et rôle des réservoirs d'eau potable :

- Ils permettent la régulation entre le débit de consommation (réseau de distribution) et celui de la production (réseau d'adduction), sachant que la demande en eau est variable alors que le volume produit est constant ;
- Assure une pression suffisante dans le réseau de distribution, généralement elle est comprise entre (20-60) m ;
- Assurer l'alimentation du réseau en cas de panne ou de l'arrêt des ouvrages situés à l'amont et à l'aval du réservoir ;
- Maintenir l'eau à l'abri des risques de contamination et préserver contre les fortes variations de température ;
- Assurer une réserve d'incendie.

III.3 Classification de réservoirs :

Les réservoirs peuvent être classés d'après les facteurs suivants:

a) Selon le type de matériaux de construction :

Les réservoirs peuvent être soit :

- Maçonnerie ;
- Métalliques ;
- En béton armé ou précontraints.

b) Selon le type d'emplacement dans le sol on distingue les :

- Réservoirs enterrés ;
- Réservoirs semi enterrés ;
- Réservoirs surélevés sur tour.

c) Selon la forme géométrique ils peuvent être soit :

- De forme rectangulaire ou carré ;
- Ou bien cylindrique.

d) Selon l'aspect esthétique, ils peuvent :

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

e) Selon l'usage on peut les classés en :

- Réservoir principale d'accumulation et de stockage ;
- Réservoir d'équilibre (tampon) ;
- Réservoir de traitement.

III.4 Emplacement de réservoir :

L'emplacement du réservoir revêt une importance cruciale dans la distribution d'eau potable, car il doit être judicieusement situé en termes d'altitude pour garantir une pression adéquate pendant les pics de demande.

Le meilleur emplacement n'est déterminé qu'après une étude technico-économique approfondie ; en prenant en considération les conditions suivantes :

- Doit être placé à un niveau supérieur à celui de l'agglomération qu'ils desservent ;
- Doit assurer aux usagers une pression suffisante au moment des débits de 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 ;
- Le site du réservoir doit être le plus proche possible de l'agglomération (économie) ;
- Il doit être construit sur des terrains stables et solides.

III.5 Choix de type de réservoir :

Vu la topographie des lieux et les emplacements disponibles, nous optons pour des réservoirs circulaires semi-enterrés pour les réseaux suivantes :

- Economie sur les frais de construction ;
- L'étanchéité est assurée ;
- Etude d'architectural très simplifiée ;
- Conservation de l'eau se fait à une faible variable de température.

III.6 Equipement des réservoirs :

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

- D'une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- D'une conduite de départ ou de distribution ;
- D'une conduite de vidange ;
- D'une conduite de trop plein ;
- D'un système de matérialisation de la réserve d'incendie;
- D'une conduite by-pass.

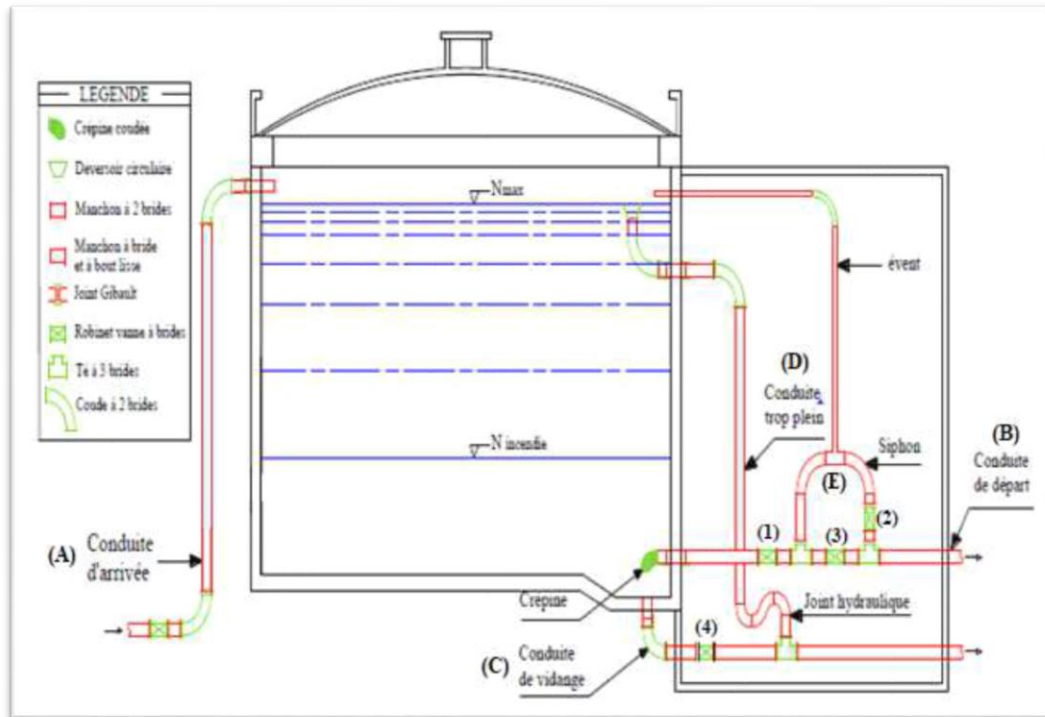


Figure III.1 : Coupe transversal d'un réservoir semi-enterré

A. Conduite d'adduction ou d'arrivée :

La conduite d'arrivée peut être de type refoulement comme elle peut être gravitaire. Le branchement de cette conduite sur le mur du réservoir a une grande influence sur le phénomène de brassage des eaux qui rentrent et quittent le réservoir après un certain temps.

L'arrivée des eaux par la conduite peut être soit par le haut, soit par une conduite noyée à partir d'un plan d'eau. On préfère l'arrivée en siphon noyé pour permettre le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations et un écoulement par rouleau.

Le débouché de la conduite d'adduction dans le réservoir, doit pouvoir s'obstruer quand l'eau atteint, dans la cuve, son niveau maximal : obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement. [3]

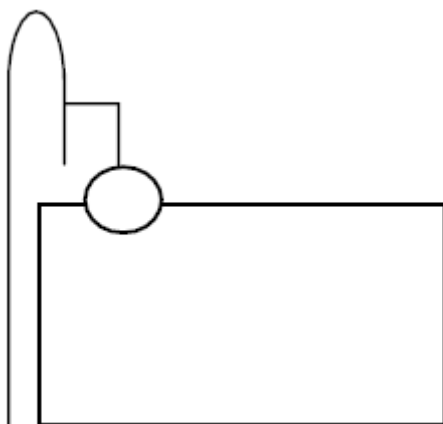


Figure III.2 : Adduction à chute libre

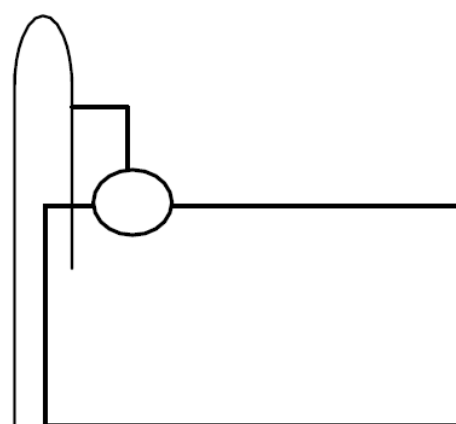


Figure III.3 : Adduction noyée

B. Conduite de distribution :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à **0,15** ou **0,20 m** au-dessus du radier et cela pour éviter l'introduction dans la distribution des boues ou des sables qui, éventuellement, pourraient se décanter dans la cuve.

S'il y a une rupture de la conduite maitresse de distribution et dans l'hypothèse d'un réservoir de grande capacité, il faut avoir la possibilité d'isoler rapidement la fermeture du robinet en utilisant une vanne-papillon à commande hydraulique qui se mettra en marche dès qu'une surtension se manifestera dans la conduite.[4]

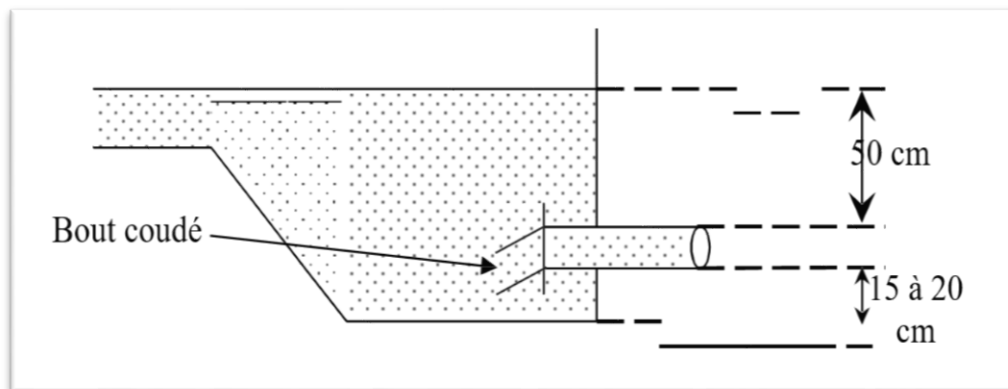


Figure III.4 : Emplacements de la conduite de distribution

C. TROP -plein :

Elle sert à évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir vers un exutoire lorsque le niveau d'eau dans celui-ci atteint sa limite maximale .il est prévu en cas de défaillance du système d'arrêt le pompage.

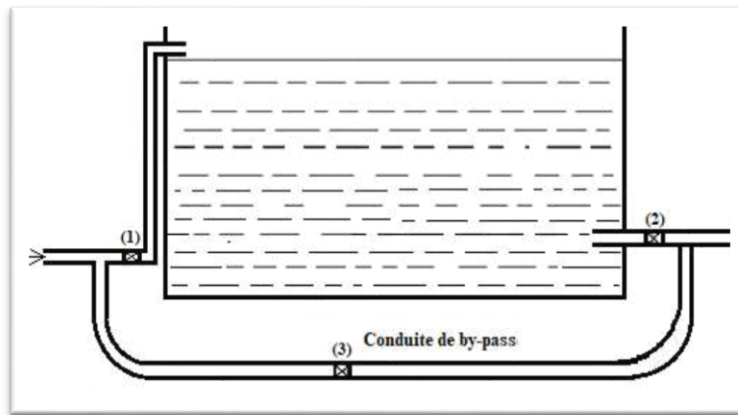
Pour éviter l'intrusion d'insectes ou des moustiques, on aménage un siphon dans la conduite.

D. Conduite de vidange :

La conduite de vidange comporte un robinet vanne. Elle est nécessaire pour le nettoyage et l'inspection ainsi que les éventuelles réparations. Elle est placée en bas du réservoir et reliée généralement à la conduite de trop plein.

E. Conduite de by-pass :

Le by-pass est un dispositif reliant la conduite d'amenée d'eau à la conduite de départ, on l'utilise lorsqu'on désire assurer la distribution pendant la vidange ou la réparation du



réservoir.

Figure III.5: Conduite du by-pass

F. Matérialisation de la réserve d'incendie :

Pour éviter le passage d'eau de la réserve incendie dans la conduite de distribution, il faut prévoir une disposition idéale afin de préserver cette quantité. Et parmi ces dispositions on distingue deux types de systèmes :

❖ 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) (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.

En temps normal (2) est fermée et (1) est ouverte. En cas d'incendie, (2) est ouverte.

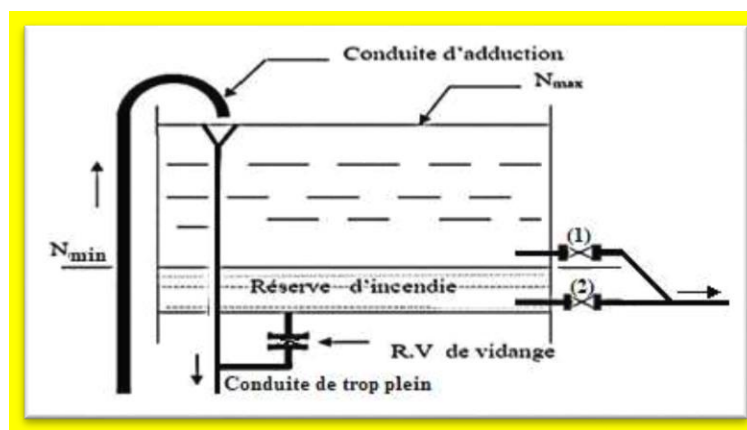


Figure III.6 : Système d'incendie à deux prises

❖ 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 cote 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-circuit 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 de la réserve.

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

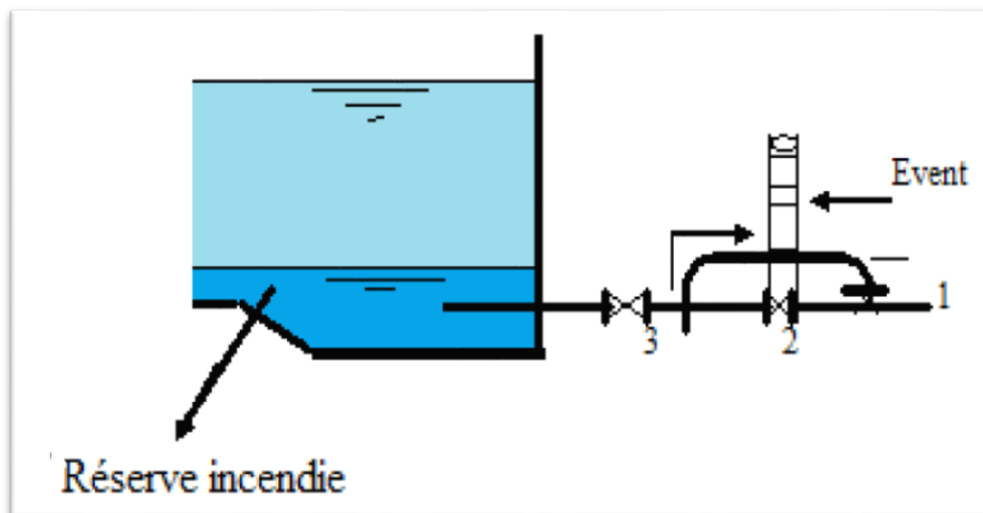


Figure III.7 : Système d'incendie à siphon

III.7 Entretien des réservoirs :

L'humidité qui règne dans les réservoirs augmente le phénomène de corrosion des parties métalliques, donc une surveillance régulière est nécessaire pour empêcher à la fois l'apparition de ces phénomènes, ainsi que d'éventuelles fissures.

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

- Isolement et vidange de la cuve ;
- Elimination des dépôts sur les parois ;
- Réparation éventuelles des parois ;
- Désinfection à l'aide des produits chlorés ;
- Remise en service.

III.8 Exigences techniques à satisfaire dans la construction d'un réservoir :

Un bon réservoir doit répondre aux différents impératifs et aux exigences suivantes :[6]

- **Résistance** : Le réservoir doit, dans toutes ses parties, équilibrer les efforts auxquels il est soumis.
- **Étanchéité** : Il doit constituer pour le liquide qu'il contient un volume clos sans fuite. Il doit donc être étanche.
- **Durabilité** : Le réservoir doit durer dans le temps, c'est-à-dire que le matériau dont il est constitué, doit conserver ses propriétés initiales après un contact prolongé avec l'eau.

III.9 Hygiène et sécurité :

Certaines normes d'hygiène et de sécurité sont exigées dans les réservoirs afin de protéger l'eau qu'ils contiennent de toute pollution d'origine extérieure par conséquent, les réservoirs doivent :

- Comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers ;
- Avoir un périmètre de protection afin d'éviter tout rapprochements d'animaux ou d'individus étrangers (sauf le personnel) ;
- Etre aérés par les orifices de grillage ;
- Etre éclairés en laissant quelques ouvertures munies d'épaisses plaques de verre ;
- Avoir les robinets de puisage, et cela pour faciliter l'exécution des prélèvements pour le contrôle de l'eau.

III.10 Détermination de la capacité théorique des réservoirs :[6]

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 graphique ;
- Méthode analytique.

📊 La méthode graphique :

La méthode graphique se détermine en traçant sur le même graphe, la courbe cumulée de consommation totale et la courbe cumulée des débits d'apport en fonction du temps (0 à 24h).

Le volume de stockage du réservoir s'obtient en additionnant la valeur absolue des écarts des deux extremums entre les deux courbes.

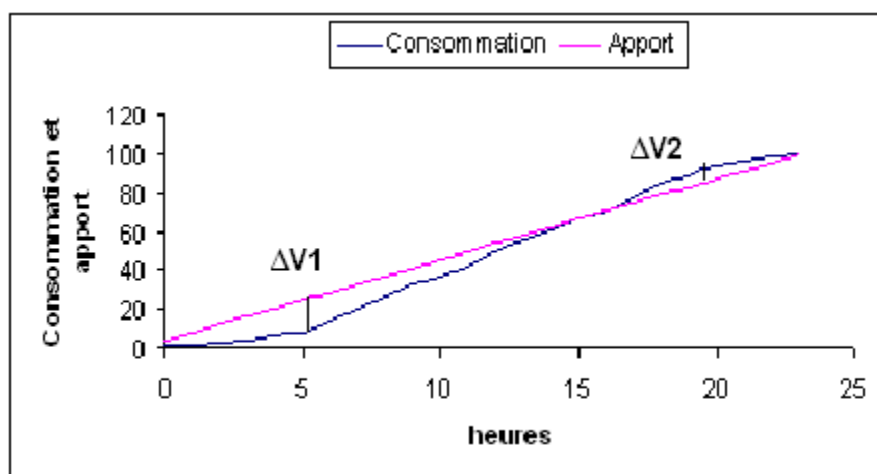


Figure III.8 : Calcul graphique de P_{max}

✚ La méthode analytique :

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

$$V_r = \frac{P_{\max} \times Q_{\max j}}{100} \quad \text{III.1}$$

Avec :

- V_r : Volume de régulation du réservoir (m³) ;
- $Q_{\max j}$: Consommation maximale journalière (m³/j) ;
- P_{\max} : Résidu maximum dans le réservoir (%).

III.10.1 Calcul du résidu P_{\max} :

- ❖ La distribution du débit journalier sur les heures de jour est déterminée par la variation du coefficient de variation horaire ($K_{\max, h}$), le débit de pompage est réparti sur 20 h le long de la journée, on détermine la différence entre le l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée alors on aura un surplus ou un déficit. Ainsi, on détermine le résidu dans le réservoir pour chaque heure, la valeur maximale trouvée, sera le pourcentage de volume de stockage
- ❖ La capacité du réservoir est déterminée à partir de la différence entre le débit entrant et le débit sortant du réservoir, on calculera le résidu pour chaque heure, la valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.

$$P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\max}| \quad \text{III.2}$$

Avec :

- R^+_{\max} : Résidu maximum positif (%)
- R^-_{\max} : Résidu minimum négatif (%)

III.10.2 Le volume total de réservoir :

Pour déterminer la valeur totale de réservoir nous devons tenir compte de la réserve d'incendie, cette réserve égale à 120 m³

$$V_t = V_r + V_{\text{inc}} \quad \text{III.3}$$

Avec :

- V_t : volume totale du réservoir
- V_r : Volume de régularisation du réservoir (m³)
- V_{inc} : la réserve d'incendie (égale à 120 m³)

➤ Calcul de diamètre :

Pour calculer le diamètre des réservoirs on procède comme suit :

H [3 ; 6] m

N.B :

- Pour les réservoirs de moins de 500 m³, la hauteur H =4m
- Pour les réservoirs ayant plus de 500 m³, H=6m

$$V = S \times H = \frac{\pi D^2}{4} \times H \rightarrow D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} \quad \text{III.4}$$

Avec

V : Capacité du réservoir (m³) ;

S : Section du réservoir (m²) ;

H : Hauteur utile d'eau (m) ;

D : Diamètre du réservoir (m).

➤ **Calcul de la hauteur d'incendie (H_{inc}) :**

On utilise directement la relation suivante :

$$H_{inc} = \frac{4V_{inc}}{\pi D^2} \quad \text{III.5}$$

➤ **Calcul de la hauteur d'eau à desservir :**

$$H_d = H - H_{inc} \quad \text{III.6}$$

III.11 Détermination de la capacité des réservoirs :

III.11.1 Vérification Du réservoir 300 m³ :

Ce réservoir assure la distribution gravitaire pour les villageois de la partie haute de *Mliha* dont le débit est de l'ordre de 142,960 m³/j et une adduction gravitaire d'un débit de 734,052 m³/j vers le réservoir 500 m³ avec un coefficient $K_{max,h} = 2,6$ (Annexe III.1). Les variations des débits à l'entrée et à la sortie du réservoir ainsi que les résidus sont exprimés en termes de pourcentage dans le tableau suivant :

Tableau III.1 : Vérification Du réservoir 300 m³

Heure	Apport à partir d'ELMA (%)	Distribution vers la partie haute (%)	Adduc vers réservoir 500m ³ (%)	Déficit ou surplus (%)	Bilan (%)
0-1	4,167	0,147	3,149	0,87	0,87
1-2	4,167	0,147	3,149	0,87	1,74
2-3	4,167	0,293	3,149	0,72	2,47
3-4	4,167	0,488	3,149	0,53	3,00
4-5	4,167	0,855	3,149	0,16	3,16
5-6	4,167	0,855	3,149	0,16	3,32
6-7	4,167	1,099	3,149	-0,08	3,24
7-8	4,167	2,491	3,149	-1,47	1,77
8-9	4,167	2,149	3,149	-1,13	0,63
9-10	4,167	1,587	3,149	-0,57	0,07
10-11	4,167	1,001	3,149	0,02	0,08
11-12	4,167	1,001	3,149	0,02	0,10
12-13	4,167	0,855	3,149	0,16	0,26
13-14	4,167	0,855	3,149	0,16	0,42
14-15	4,167	1,148	3,149	-0,13	0,29
15-16	4,167	1,514	3,149	-0,50	-0,20

16-17	4,167	2,540	3,149	-1,52	-1,73
17-18	4,167	2,296	3,149	-1,28	-3,00
18-19	4,167	1,783	3,149	-0,77	-3,77
19-20	4,167	0,391	3,149	0,63	-3,14
20-21	4,167	0,391	3,149	0,63	-2,52
21-22	4,167	0,244	3,149	0,77	-1,74
22-23	4,167	0,147	3,149	0,87	-0,87
23-24	4,167	0,147	3,149	0,87	0,00
Total	100	24,421	75,579		

➤ **Vérification de la capacité de stockage de réservoir 300 m³ :**

D'après le tableau (III.1) on a :

- $P_{\max} = |R_{\max}^+| + |R_{\max}^-| = |3,32| + |-3,88| = 7,09 \%$
- $V_r = \frac{P_{\max} \times Q_{\max}}{100} = \frac{7,09 \times 585,386}{100} = 41,291 \text{ m}^3$
- $V_t = V_r + V_{\text{inc}} = 41,29 + 120 = 161,291 \text{ m}^3$

Donc le réservoir du 300 m³ assure largement sa mission.

III.11.2 Vérification de réservoir 500 m³

Ce réservoir fait l'adduction gravitaire de 442,426 m³/j vers le réservoir projeté RP1. Les résultats de ce dimensionnement seront présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.2 : Vérification de réservoir 500 m³

Heure	Apport (%)	Distribution (%)	Déficit ou surplus(%)	Bilan (%)
0-1	4,167	0,6	3,57	3,57
1-2	4,167	0,6	3,57	7,13
2-3	4,167	1,2	2,97	10,10
3-4	4,167	2	2,17	12,27
4-5	4,167	3,5	0,67	12,93
5-6	4,167	3,5	0,67	13,60
6-7	4,167	4,5	-0,33	13,27
7-8	4,167	10,2	-6,03	7,23
8-9	4,167	8,8	-4,63	2,60
9-10	4,167	6,5	-2,33	0,27
10-11	4,167	4,1	0,07	0,33
11-12	4,167	4,1	0,07	0,40
12-13	4,167	3,5	0,67	1,07
13-14	4,167	3,5	0,67	1,73
14-15	4,167	4,7	-0,53	1,20
15-16	4,167	6,2	-2,03	-0,83
16-17	4,167	10,4	-6,23	-7,07

17-18	4,167	9,4	-5,23	-12,30
18-19	4,167	7,3	-3,13	-15,43
19-20	4,167	1,6	2,57	-12,87
20-21	4,167	1,6	2,57	-10,30
21-22	4,167	1	3,17	-7,13
22-23	4,167	0,6	3,57	-3,57
23-24	4,167	0,6	3,57	0,00
total	100	100		

➤ **Vérification de la capacité de stockage de réservoir 500 m³ :**

D'après le tableau (III.2) on a :

- $P_{\max} = |R_{\max}^+| + |R_{\max}^-| = |13,60| + |-15,43| = 29,03 \%$
- $V_r = \frac{P_{\max} \times Q_{\max}}{100} = \frac{29,03 \times 442,426}{100} = 128,436 \text{ m}^3$
- $V_t = V_r + V_{\text{inc}} = 128,436 + 120 = 248,436 \text{ m}^3$

Ce réservoir assure largement sa mission.

III.11.3 Dimensionnement de premier réservoir projeté (RP1) :

Le réservoir (RP1) joue un double rôle ; assure la distribution pour La partie centrale du *Mliha* avec un débit de 151,161 m³/j, et assure aussi l'adduction d'un débit de 137,754 m³/j vers le réservoir (RP2). Tel que $K_{\max.h} = 2,6$ (Annexe III.1) .Le détail de ce dimensionnement se trouve dans le tableau suivant :

Tableau III.3 : Dimensionnement de premier réservoir projeté (RP1)

Heure	Apport (%)	Distribution (%)	Adduc (%)	Déficit ou surplus(%)	Bilan (%)
0-1	4,167	0,41	1,30	2,46	2,46
1-2	4,167	0,41	1,30	2,46	4,91
2-3	4,167	0,83	1,30	2,04	6,96
3-4	4,167	1,38	1,30	1,49	8,45
4-5	4,167	2,41	1,30	0,46	8,91
5-6	4,167	2,41	1,30	0,46	9,37
6-7	4,167	3,10	1,30	-0,23	9,14
7-8	4,167	7,02	1,30	-4,15	4,98
8-9	4,167	6,06	1,30	-3,19	1,79
9-10	4,167	4,48	1,30	-1,61	0,18
10-11	4,167	2,82	1,30	0,05	0,23
11-12	4,167	2,82	1,30	0,05	0,28
12-13	4,167	2,41	1,30	0,46	0,73
13-14	4,167	2,41	1,30	0,46	1,19
14-15	4,167	3,24	1,30	-0,37	0,83
15-16	4,167	4,27	1,30	-1,40	-0,57
16-17	4,167	7,16	1,30	-4,29	-4,87

17-18	4,167	6,47	1,30	-3,60	-8,47
18-19	4,167	5,03	1,30	-2,16	-10,63
19-20	4,167	1,10	1,30	1,77	-8,86
20-21	4,167	1,10	1,30	1,77	-7,09
21-22	4,167	0,69	1,30	2,18	-4,91
22-23	4,167	0,41	1,30	2,46	-2,46
23-24	4,167	0,41	1,30	2,46	0,00
total	100	68,86	31,14		

➤ Calcul de la capacité de stockage de RP1 :

- $P_{max} = |R^+_{max}| + |R^-_{max}| = |9,37| + |10,63| = 19,99 \%$
- $V_r = \frac{P_{max} \times Q_{max}}{100} = \frac{19,99 \times (151,161 + 137,754)}{100} = 88,456 \text{ m}^3$
- $V_t = V_r + V_{inc} = 88,456 + 120 = 208,456 \text{ m}^3$

Donc on opte sur un réservoir du **250 m³**

➤ Calcul de diamètre de RP1 :

Pour un réservoir de capacité de 200 m³, la hauteur d'eau utile égale à 4 mètre (H=4 m)

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} = \sqrt{\frac{4 \times 250}{\pi \times 4}} = 8,921 \text{ m}$$

On opte pour $D_{RP1} = 9 \text{ m}$

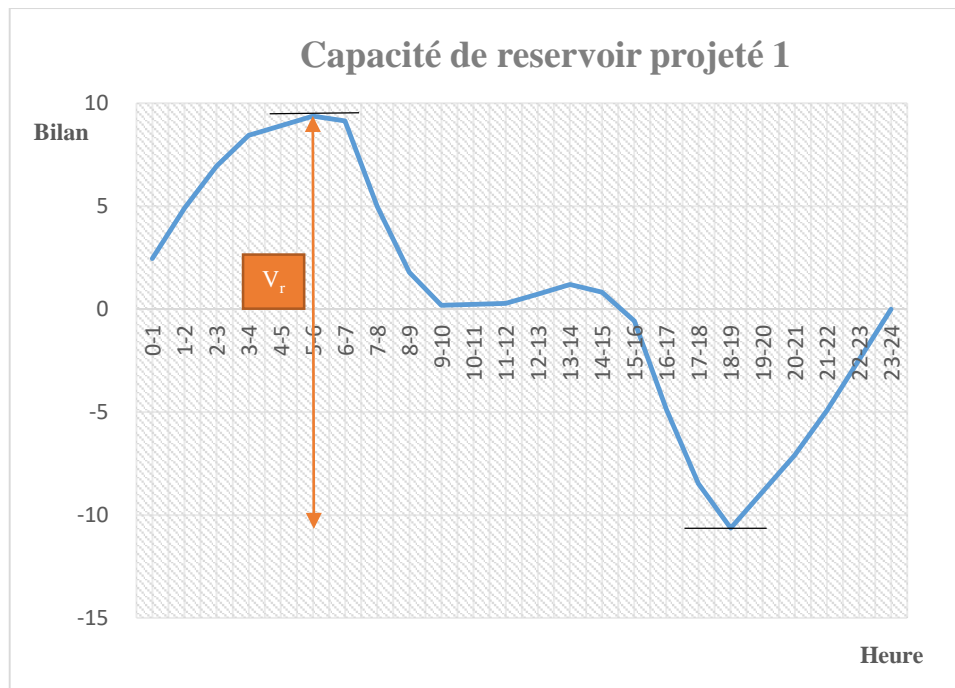


Figure III.9 : Capacité de réservoir projeté 1

III.11.4 Dimensionnement du deuxième réservoir projeté (RP2) :

Concernant la partie basse du *Mliha*, le RP2 assure la distribution dont le débit est de l'ordre de 137,754 m³/j avec un $K_{\max,h}=2,6$ (Annexe 01). Le tableau (III.4) regroupe les résultats de ce dimensionnement.

Tableau III.4 : Dimensionnement de deuxième réservoir projeté RP2

Heure	Apport (%)	Distribution (%)	Déficit ou surplus(%)	Bilan (%)
0-1	4,17	0,6	3,57	3,57
1-2	4,17	0,6	3,57	7,13
2-3	4,17	1,2	2,97	10,10
3-4	4,17	2	2,17	12,27
4-5	4,17	3,5	0,67	12,93
5-6	4,17	3,5	0,67	13,60
6-7	4,17	4,5	-0,33	13,27
7-8	4,17	10,2	-6,03	7,23
8-9	4,17	8,8	-4,63	2,60
9-10	4,17	6,5	-2,33	0,27
10-11	4,17	4,1	0,07	0,33
11-12	4,17	4,1	0,07	0,40
12-13	4,17	3,5	0,67	1,07
13-14	4,17	3,5	0,67	1,73
14-15	4,17	4,7	-0,53	1,20
15-16	4,17	6,2	-2,03	-0,83
16-17	4,17	10,4	-6,23	-7,07
17-18	4,17	9,4	-5,23	-12,30
18-19	4,17	7,3	-3,13	-15,43
19-20	4,17	1,6	2,57	-12,87
20-21	4,17	1,6	2,57	-10,30
21-22	4,17	1	3,17	-7,13
22-23	4,17	0,6	3,57	-3,57
23-24	4,17	0,6	3,57	0,00
total	100	100		

➤ **Calcul de la capacité de stockage de RP2 :**

- $P_{\max} = |R_{\max}^+| + |R_{\max}^-| = |13,60| + |-15,43| = 29,03\%$
- $V_r = \frac{P_{\max} \times Q_{\max}}{100} = \frac{29,03 \times 137,754}{100} = 39,99 \text{ m}^3$

- $V_t = V_r + V_{inc} = 39,99 + 120 = 159,99 \text{ m}^3$

Après ce calcul, le réservoir projeté 2 (RP2) sera d'une capacité de **200 m³**.

➤ **Calcul de diamètre de RP2 :**

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} \quad (H = 4 \text{ m})$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 200}{\pi \times 4}} = 7,98 \text{ m}$$

On adopte donc le diamètre $D_{RP2} = 8 \text{ m}$

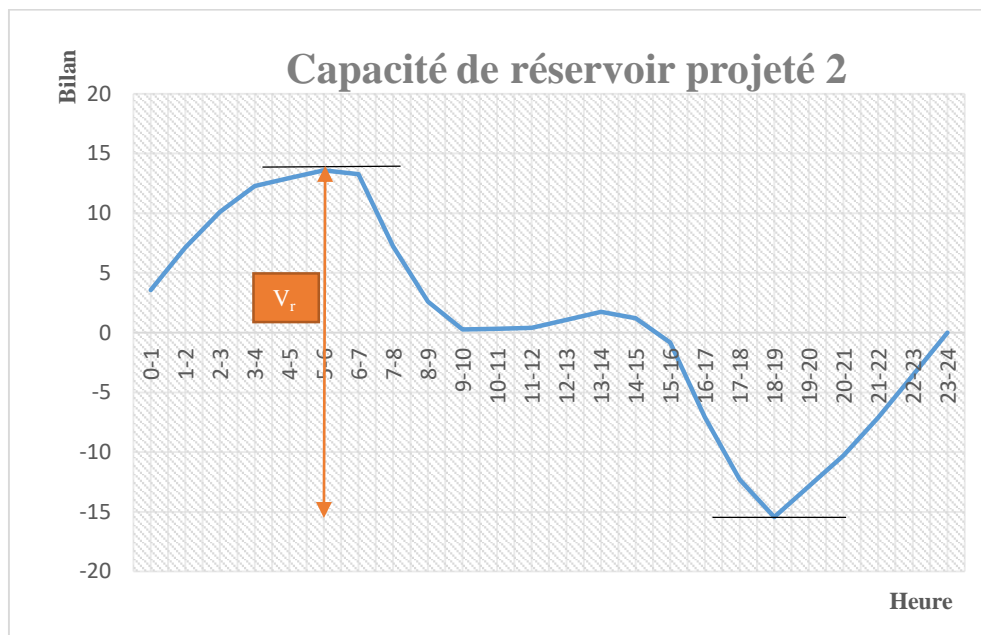


Figure III.10 : Capacité de réservoir projeté 2

III.12 Conclusion :

Après l'estimation des besoins en eau de chaque localité, on a pu vérifier et dimensionner les différents réservoirs existants et projetés qui nous garantiront l'alimentation en eau potable pour notre zone d'étude. Nous passons au dimensionnement du système d'adduction qui fait l'objet du prochain chapitre.

Chapitre IV : Adduction

IV.1 Introduction :

L'adduction est le transfert des eaux depuis le point de captage vers le réservoir de stockage ou de distribution à partir des ouvrages de transport à savoir les canalisations. Le but de cette étude est de parvenir ; à la mise en place d'un système d'adduction suivant deux aspects dépendant l'un de l'autre ; l'un technique et l'autre économique.

IV.2 Type d'adduction :

Selon la nature de relief et celui de terrain naturel, on distingue trois types d'adduction : gravitaire, par refoulement et mixte

IV.2.1 Adduction gravitaire :

L'adduction est dite gravitaire si la source se trouve en altitude par rapport à l'agglomération qu'on veut alimenter.

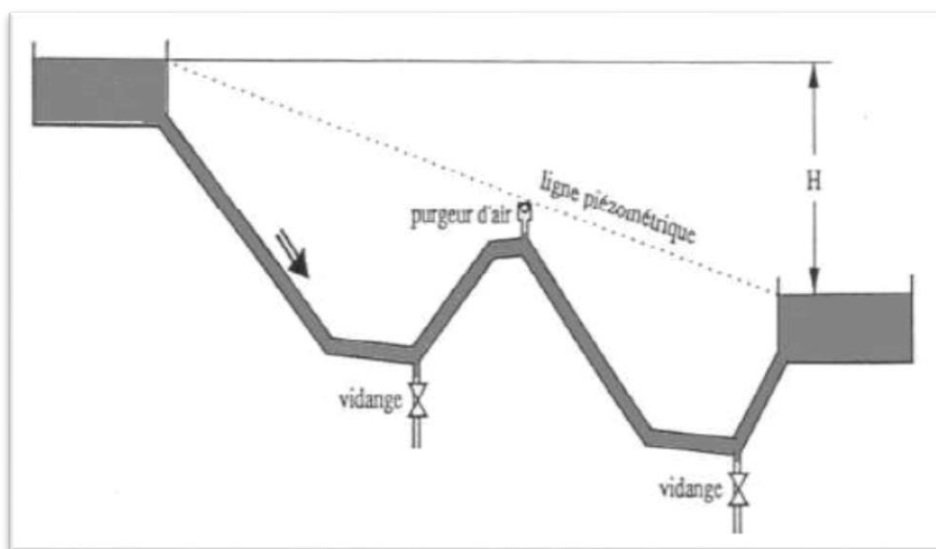


Figure IV.1: schéma d'adduction gravitaire

IV.2.2 Adduction par refoulement :

Contrairement au premier type, l'adduction est dite par refoulement si la source se trouve à un niveau inférieur par rapport à l'agglomération.

Dans notre étude, l'adduction à projeter est une adduction gravitaire.

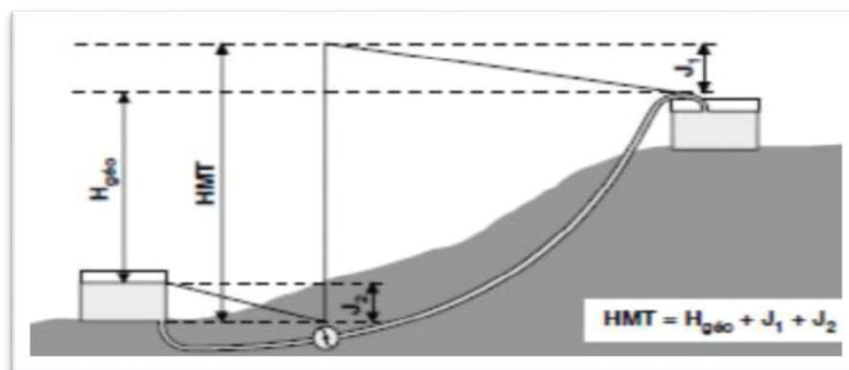


Figure IV.2 : Schéma d'adduction par refoulement

IV.2.3 Adduction mixte :

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

IV.3 Quelques notions simples sur l'adduction :

Pour dimensionner les conduites d'adduction, nous prenons en considération les aspects suivants :

IV.3.1 Choix du tracé :

Le choix du tracé de la conduite d'adduction se base sur les conditions économiques, techniques, et topographiques d'une manière à réduire dans la mesure du possible les coûts de la réalisation du projet, et ces conditions se résument comme suit :

- Dans un but économique du projet, le tracé à choisir doit être le plus court possible ayant un profil en long régulier afin de réduire les frais ;
- Dans le but technique et pour faciliter l'exécution des travaux ainsi que l'acheminement du matériel lors de réalisation, il est recommandé de suivre les voies d'accès préexistantes (route, piste ...) ;
- Rechercher la possibilité d'avoir une adduction gravitaire afin d'alimenter la zone d'étude ;
- Éviter les contres pentes, qui peuvent donner lieu en exploitation, à des cantonnements d'air plus au moins difficile à évacuer ;
- Les coudes doivent être largement ouverts afin d'éviter les butées implantées et afin de minimiser les pertes de charge.

IV.3.2 Choix type des conduites :

Le marché de 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 PEHD ; vu les avantages qu'elles présentent :

- Facilité de transport et d'installation due à leur légèreté et leur flexibilité ;
- Facilité de soudage par électro-soudeur ou fusion bout à bout, offrant un système complètement soudé ;
- Résistance à la corrosion interne et externe ;
- Bonnes propriétés hydrauliques ;
- Longue durabilité ;
- Répondre parfaitement aux normes de potabilité ;

- Son élasticité lors du phénomène transitoire ;
- Son coût faible.



Figure IV.3 : Canalisation en PEHD pour l'alimentation en eau potables

IV.4 Equipement des conduites d'adduction :

Un bon fonctionnement et une meilleure exploitation d'un réseau d'adduction nécessitent, en service normal comme en cas d'incident, que l'on dispose d'un certain nombre d'accessoires : les vannes de sectionnement, les ventouses, Les robinets de décharge, les clapets et les crépines.

IV.4.1 Les vannes de sectionnement :

Elles sont utilisées pour isoler un ou plusieurs tronçons de l'adduction pour l'entretien ou la réparation ; elles permettent aussi la vidange partielle d'un tronçon. On constate deux types de ces vannes :

- Les robinets à boisseau : comporte un corps contenant une clé évidée, cylindrique, tronconique ou sphérique, ajustée dans un corps. L'obturation est obtenue par une rotation de la clé de 90° ;
- Les robinets à soupape : leur obturation est réalisée par une soupape solidaire d'une vis de commande. la rotation de la vis a pour effet d'appliquer ou non la soupape sur son siège.

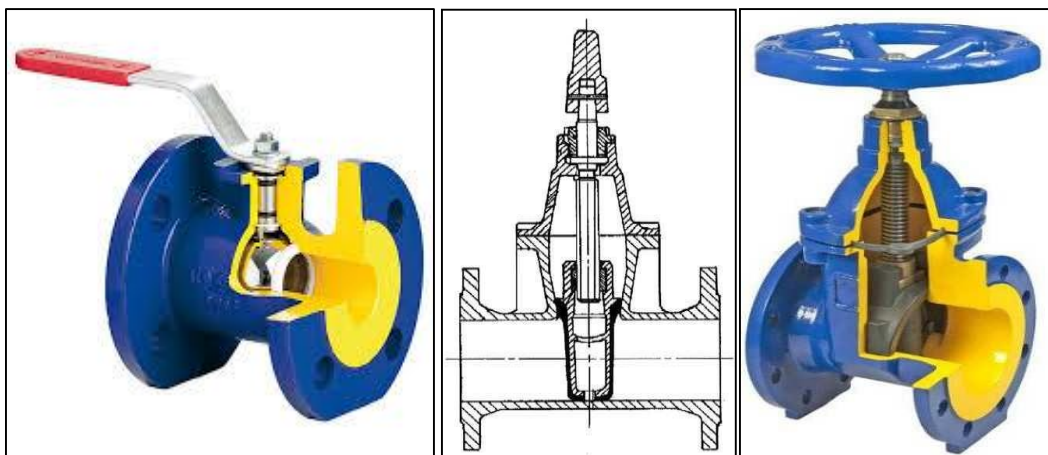


Figure IV.4 : Les vannes de sectionnement

IV.4.2 Les ventouses :

Pour évacuer éventuellement l'air entraîné par l'eau, qui s'accumulerait aux points hauts des conduites du réseau, sans perte initiale d'eau, on peut voir deux types de ventouses :

- Les ventouses manuelles : sont constituées d'une prise verticale montée sur la génératrice supérieure d'un tuyau et d'un robinet à commande manuelle.
- Les ventouses automatiques : comportent un flotteur sphérique logé dans un corps en fonte mis à l'atmosphère par un orifice placé à la partie supérieure de couvercle



Figure IV.5 : La ventouse

IV.4.3 Les robinet de décharge (vidange) :

Une décharge n'est autre qu'un robinet disposé aux points bas du tracé en vue de la vidange de la conduite. Cette évacuation s'effectue à l'égout voisin ou, si le point bas se trouve hors de la ville, dans le fossé de la route. Ce robinet, comme toute pièce de ce genre, sera posé à l'intérieur d'un regard maçonnerie. Cet appareil doit toujours être facilement accessible.

IV.4.4 Les clapets :

Ils sont destinés à empêcher le passage d'un fluide sans certaines conditions. Ils sont surtout utilisés dans les stations de pompage au point des canalisations d'aspiration (désamorçage) ou sur la conduite de refoulement (arrêt de la colonne d'eau).

Les clapets les plus utilisés sont ceux dites des soupapes de retenue à tuyère ou la fermeture est accélérée par un ressort et non provoquée par le retour de l'eau comme dans le clapet à battant, il en résulte une fermeture rapide et sans choc, donc la protection du matériel.

Il existe aussi des clapets en caoutchouc qui sont particulièrement silencieux.



Figure IV.6: Clapet anti retour

IV.4.5 les crépines :

ce sont des appareils en forme de panier, percées en tous et placées a l'extrémité des canalisation d'aspiration ,pour empecher l'introduction de corps étrangers dans celles-ci.

IV.4.6 Les régulateur de pression :

IV.4.6.1 Régulateur de pression aval :

Ce sont des organes de vannage qui introduisent automatiquement une perte de charge variable,de manière a ce que la pression aval soit maintenue à une valeur constante. Quelque soit le débit et la pression en eau ,il faut maintenir ces appareils en état de propreté pour limiter les frottements entre pièces mobiles et éviter le coincement .



*Figure IV.7 :*Régulateur de pression aval

IV.4.6.2 Régulateure de pression amont :

Ce sont les mêmes appareils que les régulateurs aval mais inversé.le réglage étant effectué par la pression amont .Cet appareil est destiné principalement a maintenir une pression suffisante dans les conduites gravitaires.

IV.5 Etude technico-économique des conduites :

Le choix du diamètre de la conduite de refoulement résulte d'un compromis entre les dépenses de fonctionnement et les dépenses d'investissement, l'optimum sera donc de choisir le diamètre qui donne le prix de revient minimal de l'ensemble de l'installation en exploitation.

Cependant la vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0.5 et 1.5 m/s. Les paramètres qui interviennent dans cette étude sont :

- Le débit ;
- Le diamètre ;
- La vitesse ;
- Les pertes de charge.

IV.5.1 Calcul du diamètre économique de la conduite :

La conduite d'adduction sera calculée en fonction du débit maximum horaire ($Q_{\max,j}$), les formules qui nous permettent de calculer le diamètre économique sont :

➤ Formule de BONNIN : $D = \sqrt{Q}$ IV.1

➤ Formule de BRESS : $D=1.5\sqrt{Q}$ IV.2

Avec :

D : diamètre de conduite(m).

Q : débit transitant dans la conduite (m^3/s).

On choisira parmi les diamètres compris entre les deux valeurs calculées par la formule de BONNIN et celle de BRESS, celui qui est le plus économique.

IV.5.2 Calcul de la vitesse :

La vitesse se calcule selon la formule suivante :

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad \text{IV.3}$$

Avec :

Q : débit véhiculé dans la conduite (m^3/s) ;

D : diamètre de la conduite (m).

IV.6 Calcul des pertes de charge :

On rencontre deux types de pertes de charge dans les conduites d'adduction :

- Pertes de charge linéaires ;
- Pertes de charge singulières.

IV.6.1 Pertes de charge linéaires :

L'expression des pertes de charge linéaires est donnée par la formule DARCY WEISBACH

$$J_L = \lambda \times L \times \frac{v^2}{2gD} \quad \text{IV.4}$$

Avec :

- J_L : Perte de charge linéaires (m) ;
- L : Longueur de conduite (m) ;

- g : Accélération de la pesanteur ($g = 9.81\text{m/s}^2$) ;
- λ : coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

➤ **Calcul du coefficient des pertes de charge λ :**

Pour déterminer le coefficient des pertes de charge (λ) aux différents régimes, on utilise les relations suivantes :

✓ **Régime turbulent rugueux :**

On utilise la formule de NIKURADZE :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \times \text{Ln} \frac{K}{D})^{-2} \quad \text{IV.5}$$

✓ **Régime transitoire :**

On utilise la formule de COLEBROOK- WHITE :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{K}{3.71 \times D} + \frac{2.51}{\text{Re} \times \sqrt{\lambda}} \right] \quad \text{IV.6}$$

Avec :

- J : Pertes de charge par frottement en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau,
- λ : Coefficient de pertes de charge ;
- D : Diamètre du tuyau en m ;
- V : Vitesse d'écoulement en m/s ;
- g : Accélération de la pesanteur en m/s^2 ;
- L : Longueur de la conduite en m ;
- K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie comme suit :

$$K = K_0 + \alpha \times t \quad \text{IV.7}$$

Avec :

- K_0 : Rugosité absolue des tuyaux neufs ;
- α : Coefficient de vieillissement déterminé par l'abaque de M.PETER LAMON ;
- α : 0.036mm/ans, qui correspond à la zone de faible agressivité ;
- t : Temps de service=25ans.

✓ Pour les tubes En PEHD :

- $K=0.01$ si $D \leq 200\text{mm}$;
- $K=0.02$ si $D > 200\text{mm}$.

Re : Nombre de Reynolds donné par la formule suivante :

$$\text{Re} = \frac{VD}{\nu} \quad \text{IV.8}$$

Avec :

- V : Vitesse moyenne d'écoulement en (m/s) ;
- D : Diamètre intérieur de la conduite en (m) ;

ν : Viscosité cinématique de l'eau, calculée par la formule de stocks :

$$\nu = \frac{0,0178}{1+0,0337t+0,00221t^2} \quad \text{IV.9}$$

Avec :

t : température de l'eau,

Généralement, la Viscosité cinématique de l'eau prise égale à $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ a 20°C .

En fonction de la valeur de nombre de Re, nous avons la classification suivante :

- **Re < 2400** : correspond au régime laminaire ;
- **2400 < Re < 4000** : correspond au régime transitoire ;
- **Re > 4000** : correspond au régime turbulent.

IV.6.2 Perte de charge singulière :

Indépendamment de la perte de charge due aux frottements le long des éléments rectilignes d'une canalisation, il se produit des pertes de charge accidentelles dues aux diverses singularités qui peuvent être placées le long de la canalisation tels que les coudes, les élargissements et rétrécissement brusques ou progressifs, les branchements et dérivation et enfin robinets-vannes. Ces pertes de charge, notées (J_s), représentent 15% des pertes de charges linéaires, soit :

$$J_s = 0.15 \times J_L \quad \text{IV.10}$$

IV.6.3 Pertes de charge totale :

La perte de charge totale « J_T » le long de la conduite est la somme des pertes de charge linéaires et singulières :

$$J_T = 1.15 \times J_L = 1.15 J_L \quad \text{IV.11}$$

IV.6.4 Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) :

La hauteur manométrique totale présente la somme de la hauteur géométrique (H_g) et la perte de charge (J_T) le long de la conduite.

Elle est donnée par la formule suivant :

$$HMT = H_g + J_T \quad \text{IV.12}$$

Avec :

- HMT: Hauteur manométrique total (m) ;
- H_g : Hauteur géométrique (m) ;
- J_T : Perte de charge totale (m).

IV.6.5 Calcule de la puissance absorbée par la pompe :

La puissance « P_a » représente le travail effectué par la pompe pour élever un débit « Q » à la hauteur manométrique totale (HMT) pendant une unité de temps. Elle est donnée par la formule suivante :

$$P_a = \frac{g \times Q \times HMT}{\eta} \quad \text{IV.13}$$

Avec :

- P_a : Puissance totale en KW ;
- g : Accélération de la pesanteur ;
- Q : Débit refoulé par la pompe en m^3/s ;
- HMT : Hauteur manométrique totale ;
- η : Rendement de la pompe (70%).

IV.6.6 Calcul de l'énergie consommée par la pompe :

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

$$E = P_A \times t \times 365 \quad \text{IV.14}$$

Avec :

- E : énergie consommée par la pompe en (KWh/an) ;
- P_A : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;
- t : Nombre d'heure de pompage (dans notre projet d'étude $t=20$ heures).

IV.6.7 Évaluation des frais d'exploitation :

Par la formule suivante, on peut déterminer les frais d'exploitation

$$F_{exp} = E \times \epsilon \quad \text{IV.15}$$

Avec :

- E : énergie consommée par la pompe (KWh) ;
- ϵ : Prix unitaire de KWh, fixé par la SONALGAZ (4,82 Da).

IV.6.8 Évaluation des frais d'amortissement :

Ils sont donnés par la formule suivante :

$$F_{am} = P_u \times L \times A \quad \text{IV.16}$$

Avec :

- P_u : Prix par mètre linéaire de la conduite, compte tenu de la pose, fourniture et terrassement (DA) ;
- L : Longueur de la conduite ;
- A : Coefficient d'annuité, calculé par la formule suivante :

$$A = \left[\frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \right] \quad \text{IV.17}$$

Où :

- i : taux d'annuité adopté égale à 8% ;
- n : nombre d'années d'amortissement (pour notre cas d'étude 25ans)

D'ou:

$$A = \left[\frac{0,08}{(1+0,08)^{25} - 1} + 0,08 \right] = \mathbf{0,0902}$$

IV.6.9 Calcul du bilan :

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

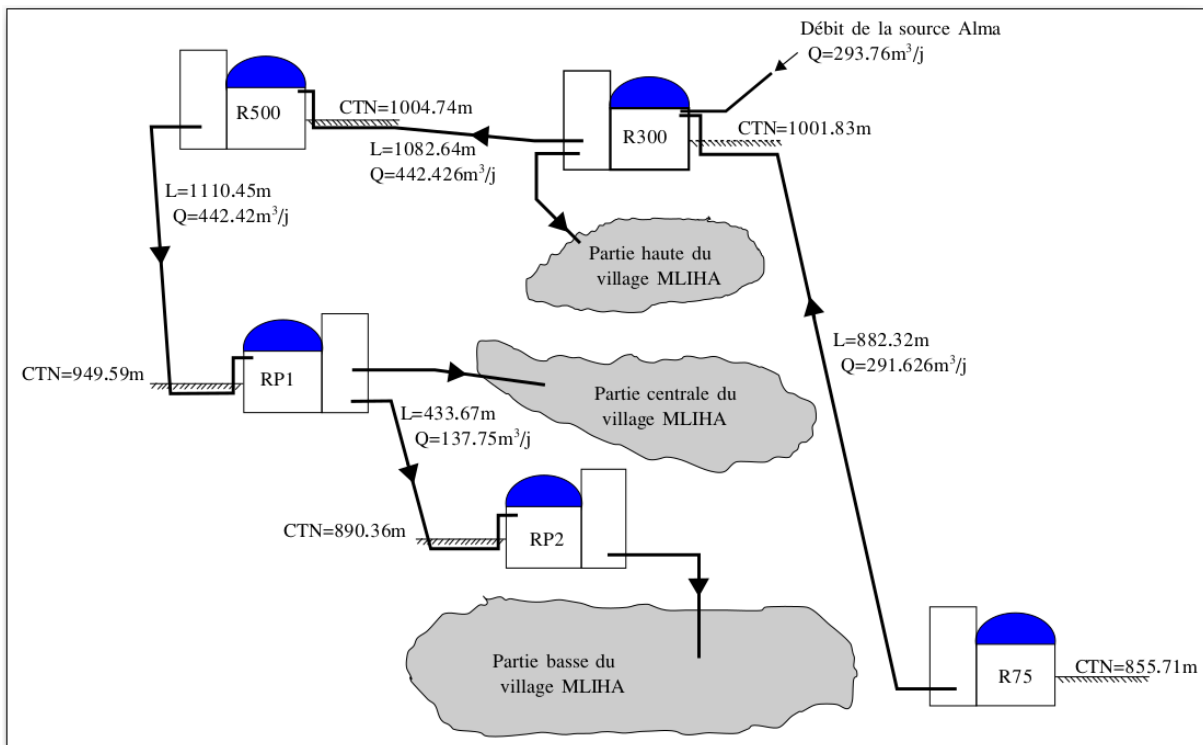
$$B_L = F_{exp} + F_{amort}$$

IV.18

IV.7 Description de schéma d’adduction :

La région de notre étude est devisée en trois parties, l’alimentation de ces trois parties est assurée par deux réservoirs existants de 500 m³ et de 300 m³ et de deux réservoirs projetés chacun de 200 m².

Les débits de ses quatre réservoirs ne répondent pas aux besoins de ce village, alors on a comblé ce déficit avec un débit de 291,62 m³/j à partir de réservoir de 75 m³ d’*Ait Bessai* avec une adduction par refoulement vers le réservoir de 300 m³. Le schéma d’adduction est représenté dans la figure ci-après.



.Figure IV.8 : Schéma d’adduction d’eau potable de village Mliha

IV.8 Dimensionnement de réseau d’adduction :

IV.8.1 Partie gravitaire

IV.8.1.1 Tronçon R500—RP1 :

✚ Caractéristiques du tronçon :

- Débit véhiculé : $Q = 442,426 \text{ m}^3/\text{j}$
- Longueur de tronçon : $L = 1110,451 \text{ m}$
- Charge disponible : $H_g = 51,36 \text{ m}$

✚ Calcul de diamètre :

$$D_{max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{min}}} = 0,114 \text{ m}$$

$$D_{min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{max}}} = 0,066 \text{ m}$$

On choisira le PEHD (PN16) comme matériau ; les diamètres normalisés sont : 90mm, 110mm et 125mm.

✚ Calcul des pertes de charge totales J_T :

Les différents calculs sont calculés et représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Calcul des pertes de charge totale de tronçon R500---RP1.

D (m)	D _{int} (m)	v (m/s)	v (m ² /s)	Re	λ	JL (m)	JT (m)	Hg	H _v (m)
0,09	0,0736	1,20	0,000001	88584,80	0,02152	23,971	27,567	51,36	23,793
0,11	0,09	0,80	0,000001	72442,68	0,02047	8,339	9,590	51,36	41,770
0,125	0,1022	0,62	0,000001	63794,92	0,01984	4,281	4,924	51,36	46,436

Pour le choix de diamètre, on opte pour le diamètre 110 mm car il présente une perte de charge ($J_T=8.339$ m) inférieur à la hauteur géométrique ($H_g=51,36$ m) et une vitesse acceptable ($v=0,8$ m/s).

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et diamètre, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

✚ Calcul des pertes de charge dans la vanne (H_v) :

D'après le tableau (IV.1), $H_v=41,77$ m

✚ Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne ξ :

$$\xi = H_v \times 2 \frac{g}{v^2}$$

$$\xi = 41,77 \times 2 \times \frac{9,81}{0,8^2} = \mathbf{1280,51}$$

✚ Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ :

L'angle de l'ouverture de la vanne est déterminé d'après le tableau et l'abaque donnés dans (l'annexe IV.1) tel que : $\theta = 78^\circ$.

IV.8.1.2 Tronçon RP1—RP2 :

✚ Caractéristiques du tronçon :

- Débit véhiculé : $Q = 137,754$ m³/s
- Longueur de tronçon : $L=433,666$ m
- Charge disponible : $H_g = 55,43$ m

✚ Calcul de diamètre :

$$D_{max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{min}}} = 0,055 \text{ m}$$

$$D_{min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{max}}} = 0,032 \text{ m}$$

On choisira le PEHD (PN16) comme matériau ; les diamètres normalisés sont : 50mm, 63mm et 75mm.

✚ Calcul des pertes de charge totales J_T :

Tableau IV.2 : Calcul des pertes de charge totale de tronçon RP1---RP2.

D (m)	D _{int} (m)	v (m/s)	v (m ² /s)	Re	λ	J _L (m)	J _T (m)	Hg	H _v (m)
0,05	0,0408	1,22	0,000001	49755,55	0,02580	20,788	23,906	55,43	31,524
0,063	0,0514	0,77	0,000001	39494,68	0,02426	6,158	7,082	55,43	48,348
0,075	0,0614	0,54	0,000001	33062,32	0,02316	2,417	2,780	55,43	52,650

D'après les calculs ; on opte pour le diamètre 50mm, car il présente une perte de charge ($J_T=23,91\text{m}$) inférieure à la hauteur géométrique ($H_g=55,43\text{m}$) et une vitesse acceptable ($v=1,22\text{m/s}$).

✚ Calcul des pertes de charge dans la vanne (H_v) :

D'après le tableau (IV.2), $H_v = H_g - J_T = 31,52 \text{ m}$

✚ Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne ξ :

$$\xi = H_v \times 2 \frac{g}{v^2}$$

$$\xi = 31,52 \times 2 \times \frac{9,81}{1,22^2} = \mathbf{415,49}$$

✚ Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ :

D'après l'annexe (IV.1), on trouve que l'angle d'ouverture de la vanne à papillon est de

$$\theta = 65^\circ.$$

IV.8.2 Partie refoulement :

Concernant cette partie, il y a un deux tronçons ; le premier reliant le réservoir 75 m³ d'Ait Bessai vers le réservoir de 300 m³, et un deuxième reliant le réservoir R300 vers le réservoir R500.

IV.8.2.1 Tronçon R75---R300 :

✚ Caractéristiques du tronçon :

- Débit véhiculé : $Q = 291,626 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur de tronçon : $L=882,322 \text{ m}$
- Charge disponible : $H_g = 146.32 \text{ m}$

Pour notre cas d'étude, on opte sur le PEHD PN 16. Les diamètres économiques sont calculés par les relations suivantes :

$$D_{max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{min}}} = 0,093$$

$$D_{min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{max}}} = 0,054$$

On choisira le PEHD (PN16) comme matériau ; les diamètres normalisés sont : 75mm, 90mm et 110mm.

✚ Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) :

Les valeurs de la HMT sont représentées dans le tableau suivant.

Tableau IV.3 : Calcul de la hauteur manométrique totale

D (m)	D _{int} (m)	v (m/s)	Re	λ	J _L (m)	J _T (m)	HMT
0,075	0,0614	1,14	69992,94	0,02254	21,450	24,667	170,987
0,09	0,0736	0,79	58390,85	0,02152	8,275	9,517	155,837
0,11	0,09	0,53	47750,74	0,02047	2,879	3,311	149,631

✚ Calcul des frais d'exploitation :

Le tableau suivant exprime les frais d'exploitation

Tableau IV.4 : Calcul des frais d'amortissement

D (m)	D _{int} (m)	Pa (KW)	E (KWh)	F _{exp}
0,075	0,0614	8,088	59043,305	284588,731
0,09	0,0736	7,371	53811,634	259372,074
0,11	0,09	7,078	51668,580	249042,556

✚ Calcul des frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont donnés par le tableau suivant :

Tableau IV.5 : Calcul des frais d'amortissement

D (m)	Pu (DA)	L (m)	F _{am} (DA)
0,075	664,73	882,322	52899,03
0,09	958,67	882,322	76290,04
0,11	1424,43	882,322	113354,91

✚ Le bilan :

Le tableau (IV.6) exprime les résultats de bilan des frais.

Tableau IV.6: Calcul des frais d'amortissement

D (m)	F _{exp} (DA)	F _{am} (DA)	Bilan (DA)
0,075	284588,73	52899,03	337487,76
0,09	259372,07	76290,04	335662,12
0,11	249042,56	113354,91	362397,47

D'après le bilan, On opte pour une conduite de DN 90 car c'est le plus économique, avec une vitesse d'écoulement acceptable de 0,79 m/s.

IV.8.2.2 Tronçon R300--R500 :

✚ Caractéristiques du tronçon :

- ✚ Débit véhiculé : $Q = 442,426 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✚ Longueur de tronçon : $L = 1082,644 \text{ m}$
- ✚ Charge disponible : $H_g = 6.71 \text{ m}$

Les diamètres économiques sont calculés par les relations suivantes :

$$D_{max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{min}}} = 0,093$$

$$D_{min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{max}}} = 0,054$$

On choisira le PEHD (PN16) comme matériau ; les diamètres normalisés sont : 75mm, 90mm et 110mm.

✚ Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) :

Le tableau suivant donne la hauteur manométrique pour chaque diamètre

Tableau IV.7 : Calcul de la hauteur manométrique totale

D (m)	D _{int}	v (m/s)	Re	λ	J _L (m)	J _T (m)	HMT
0,075	0,0614	1,73	106186,34	0,0225	60,58	70	76,375
0,09	0,0736	1,20	88584,80	0,0215	23,37	27	33,587
0,11	0,09	0,80	72442,68	0,0205	8,13	9	16,059

✚ Calcul des frais d'exploitation :

Concernant les frais d'exploitation, le tableau (IV.8) regroupe les différents frais d'exploitation pour chaque diamètre.

Tableau IV.8 : Calcul des frais d'exploitation

D (m)	D _{int} (m)	Pa (KW)	E (KWh)	F _{exp}
0,075	0,0614	5,481	40010,117	192848,77
0,09	0,0736	2,410	17594,937	84807,60
0,11	0,09	1,152	8412,989	40550,61

✚ Calcul des frais d'amortissement :

Le cout d'amortissement est bien résumé dans le tableau (IV.10).

Tableau IV.9: Les frais d'amortissement

D (m)	Pu (DA)	L (m)	F _{am} (DA)
0,075	664,73	1082,644	64909,20
0,09	958,67	1082,644	93610,90
0,11	1424,43	1082,644	139090,96

✚ Bilan des frais :

Le bilan est résumé dans le tableau suivant.

Tableau IV.10 : Le bilan des frais

D (m)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Bilan (DA)
0,075	192848,77	64909,20	257757,97
0,09	84807,60	93610,90	178418,50
0,11	40550,61	139090,96	179641,57

Après les calculs, on opte donc pour DN 90 qui a une vitesse acceptable (1,20 m/s).

IV.9 Récapitulatif sur le réseau d'adduction :

Les principales caractéristiques du réseau d'adduction sont consignées dans le tableau suivant :

Tableau IV.11 : Récapitulatif sur le réseau d'adduction.

Tronçon	R75-R300	R300-R500	R500-RP1	RP1-RP2
Débit (m³/j)	291,626	442,426	442,426	137,754
Longueur (m)	882,322	1082,644	1110,4507	433,666
Diamètre (mm)	90	90	110	50
Matériau	PEHD	PEHD	PEHD	PEHD
Type d'adduction	REFOULEMENT		GRAVITAIRE	

IV.10 Conclusion :

Afin d'établir un diamètre économique, nous avons calculé les différents paramètres, à savoir, la vitesse d'écoulement, les pertes de charges, ainsi que les frais d'amortissement et d'exploitation, le chapitre suivant sera consacré pour le choix des pompes.

Chapitre V : Etude de pompage

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.

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 coûteux et présente un bon rendement.

V.2 Classification des pompes :

Les pompes peuvent être classées comme suit :

✚ Les turbopompes :

Ce sont les plus employées. On distingue :

- les pompes centrifuges (à basse et haute pression) ;
- les pompes hélices ;
- les pompes hélico-centrifuges.

Cette classification est basée sur la forme de la trajectoire à l'intérieur du rotor de la Pompe (roues radiales, semi-radiales, axiales).

✚ Les pompes volumétriques

Elles sont surtout destinées au pompage des fluides visqueux.

Elles élèvent de faibles débits à des pressions élevées.

On distingue :

- les pompes rotatives ;
- les pompes à rotor excentré, à rotor oscillant, à palettes, à engrenages ;
- les pompes à piston (alternatives) ;
- Les élévateurs à hélice ou vis d'Archimède ;
- Le pompage par émulsion ou air lift.

❖ Classification des pompes centrifuges :

➤ Suivant la forme de la roue :

- Pompes centrifuges radiales ;
- Pompe centrifuges semi axial.

➤ Suivant la forme du corps de la pompe :

- Pompe à volute ou colimaçon ;
- A diffuseur circulaire ou type burine.

➤ Suivant le nombre de roue :

- Monocellulaire : utilisées pour des pressions moyennes de 15 à presque 100 m d'eau ;
- Multicellulaire : utilisées pour des hautes pressions atteignant plusieurs centaines de mètres.

➤ Suivant la position de son axe :

- Pompe à axe horizontal ;
- Pompe à axe vertical.

V.3 Caractéristique des pompes centrifuges :

Les principales caractéristiques d'une pompe centrifuge sont :

- ✚ La hauteur manométrique totale (d'élévation) ;
- ✚ Le débit à refouler (Q) ;
- ✚ La puissance et le rendement ;
- ✚ La vitesse spécifique.

V.4 Principe de fonctionnement des pompes centrifuges :

Les pompes centrifuges font partie de la famille des turbopompes. Dans les turbopompes une roue (rotor), munie d'aubes ou d'ailettes, animée d'un mouvement de rotation (arbre moteur), fournit au fluide l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression, par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur (stator).

Les turbopompes et les pompes centrifuges sont distinguées suivant la forme de la roue **CF**. La force motrice d'entraînement de l'arbre peut provenir d'un moteur thermique, d'un moteur électrique immergée ou émergée ou encore toute autre force comme, par exemple, une turbine sur un fleuve.

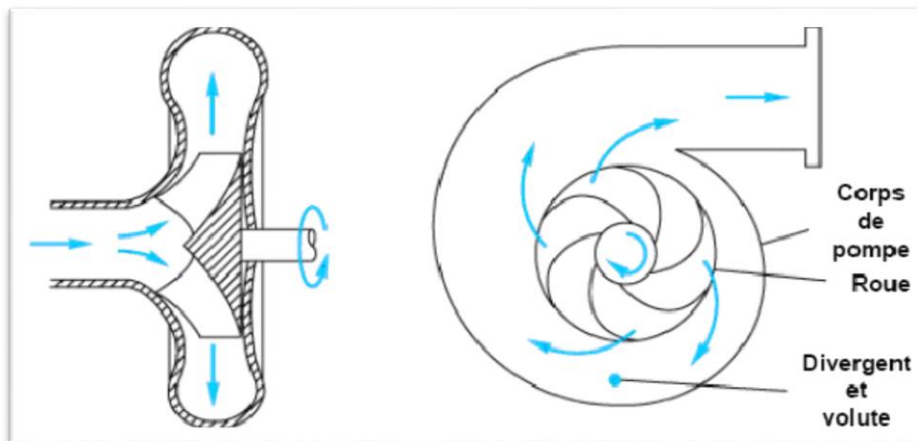


Figure V.1 : Constitution d'une pompe centrifuge.

V.5 Couplage des pompes :

Il peut s'effectuer en série ou en parallèle.

V.5.1 Couplage en série :

Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration du second. Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produite par chaque groupe s'ajoutent.

V.5.2 Couplage en parallèle :

Deux pompes sont couplées en parallèle, c'est -à- dire les débits qui les traversent sont les mêmes et les hauteurs qu'elles fournissent à l'eau s'additionnent.

V.6 Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge :

Avant de donner ces caractéristiques hydrauliques, on présente sur le schéma suivant les différents éléments constitutifs d'une pompe centrifuge.

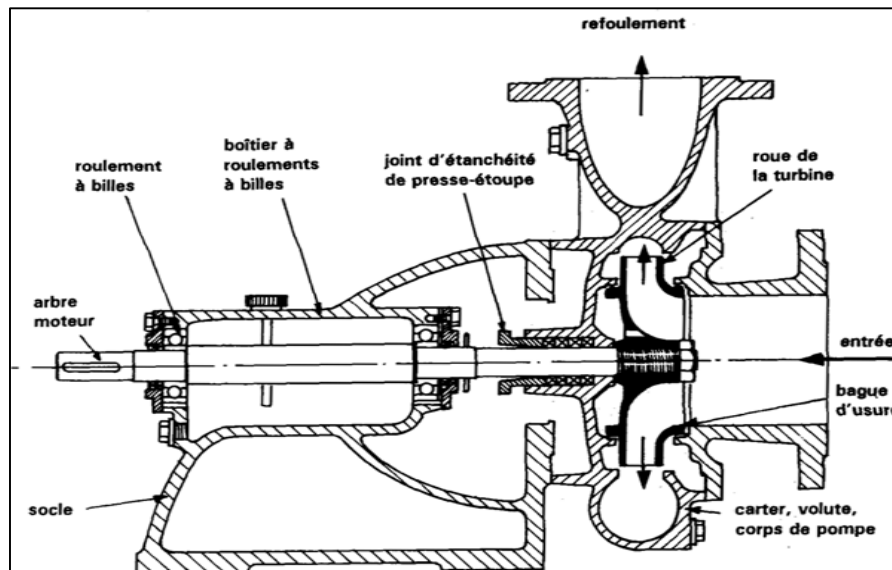


Figure V.2 : les différents éléments constitutifs d'une pompe centrifuge.

V.6.1 Vitesse de rotation :

C'est le nombre de tours qu'effectue la pompe par unité de temps, noté par N, son unité de mesure est (tr/min).

V.6.2 Le débit d'une pompe :

C'est le volume que la pompe doit fournir par unité de temps.

V.6.3 Hauteur manométrique :

Elle est obtenue en sommant la hauteur géométrique et les pertes de charge à l'aspiration ainsi qu'au refoulement. Cette hauteur est donnée comme suit :

$$\text{HMT} = \text{H}_g + \text{J}_{\text{asp}} + \text{J}_{\text{ref}} \quad \text{IV.1}$$

Avec :

- HMT : la hauteur manométrique totale en (m) ;
- H_g : la hauteur géométrique en (m) ;
- J_{asp} : pertes de charge à l'aspiration en (m) ;
- J_{ref} : pertes de charge au refoulement en (m).

V.6.4 La hauteur géométrique de refoulement(H_r) :

C'est la distance entre le point le plus haut à atteindre et l'axe horizontale de la pompe, pour un groupe électropompe vertical elle représente la distance séparant le point le plus haut et le plan de la première roue. Elle est toujours positive pour un groupe électropompe horizontal.

V.6.5 La hauteur géométrique d'aspiration (H_a) :

C'est la distance séparant l'axe de la pompe du plan de pompage pour un groupe électropompe horizontal, pour un groupe vertical elle représente la distance qui sépare le plan de la première roue (pompe multicellulaire) et le plan de pompage. Elle est négative pour une aspiration en dépression et positive pour une aspiration en charge.

V.6.6 Perte de charge

La pompe devra compenser les dissipations d'énergie dans les conduites tant d'aspiration que de refoulement, elles sont évaluées en hauteur d'eau exprimée en mètre

V.6.7 Les puissances :

On distingue deux types de puissance :

V.6.7.1. Puissance absorbée par la pompe :

C'est la puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la roue de la pompe notée par (P_a), unité de mesure (KW).

$$P_a = \frac{g \times H \times Q}{\eta_p} \quad \text{V.2}$$

V.6.7.2. Puissance hydraulique (utile) :

C'est la puissance transmise au fluide de la pompe.

$$P_u = g \times Q \times H \quad \text{V.3}$$

V.6.8 Le rendement de la pompe :

C'est le rapport de la puissance utile (P_u) et la puissance absorbée par la pompe

$$\eta_p = \frac{P_u}{P_a} = \frac{gQH}{Pa} \quad \text{V.4}$$

Avec :

P_a : puissance absorbée en (kW) ;

P_u : puissance utile ;

η_p : rendement de la pompe ;

H : hauteur d'élévation en (m).

V.7 Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge :

Les performances d'une pompe exprimées par les trois types de courbes suivantes :

- ✓ La courbe débit-hauteur (**Q-H**) qui exprime les variations des différentes hauteurs D'élévation en fonction des débits **H=f(Q)** ;
- ✓ La courbe débit-puissance (**Q-P**) qui exprime les variations des différentes puissances absorbées en fonction des débits **P=f(Q)** ;
- ✓ La courbe débit-rendement (**Q-η**) qui exprime les variations des différents rendements de la pompe en fonction des débits **η=f(Q)**.

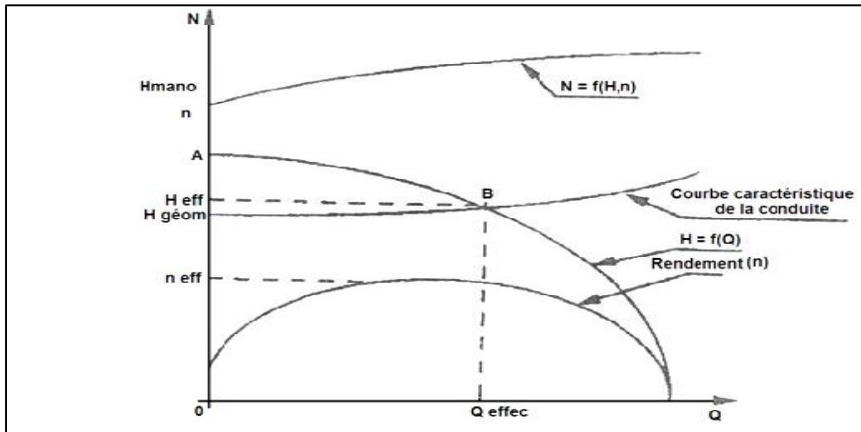


Figure V.3 : Caractéristique d'une pompe centrifuge

Avec :

- ✓ A : point de barbotage ou charge a vanne fermée (Q=0) ;
- ✓ B : point de fonctionnement

V.8 Caractéristiques d'une conduite :

On appelle courbe de réseau (conduite) le tracé des pertes de charge et de variations de pression et d'élévation en fonction de débit. la courbe caractéristique du réseau est définie suivant l'équation suivante :

$$H_c = H_g + \alpha Q^2 \tag{V.5}$$

Avec :

- ✓ H_g : hauteur géométrique(m) ;
- ✓ αQ^2 : perte de charge au point considéré ;
- ✓ α : coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m).

V.9 Le point de fonctionnement de la pompe :

Le point de fonctionnement d'une pompe est défini comme étant le point d'intersection de la courbe ($H=f(Q)$) avec la courbe caractéristique de la conduite ($H_c=f(Q)$) qui sont représenté dans la figure ; et pour un meilleur fonctionnement, ce point doit être situé au droit du rendement maximum de la pompe appelé point nominal.

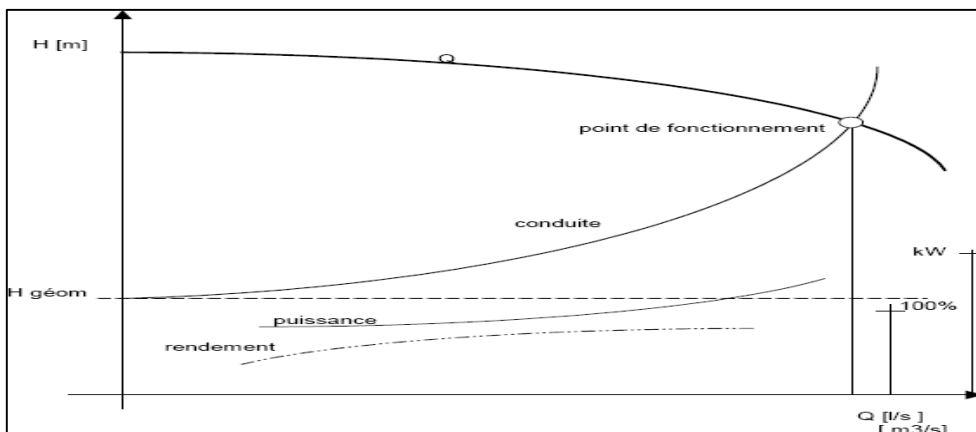


Figure V.4 : Point de fonctionnement d'une pompe

Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré de coordonnées H et Q déterminés, on sera dans l'obligation d'apporter quelques modifications afin d'adapter la pompe aux conditions de travail désirées.

Le point de fonctionnement peut être obtenu par la modification de l'un des paramètres de fonctionnement de la pompe, d'où l'intérêt pratique des lois de similitudes.

V.10 Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré :

Il est rare de ou l'on trouve que les caractéristiques de la pompe coïncident avec les caractéristiques hydrauliques demandées, il est parfois nécessaire d'adopter la pompe aux points de fonctionnements de projet par plusieurs méthodes tel que :

- Variation de temps de pompage ;
- Le vannage ;
- Le rognage de la roue de la pompe ;
- Variation de vitesse de rotation.

✚ Réduction ou augmentation du temps de pompage :

On garde la courbe $H=f(Q)$ telle qu'elle, le débit Q sera plus grand que le débit désiré, nous sommes tenus de faire varier le temps de pompage tout en conservant le volume d'eau constant.

Le volume d'eau entrant dans le réservoir pendant un temps $T_1=20$ heures et de $V=20Q_1$; ce même volume sera obtenu par le refoulement d'un débit Q pendant un temps T. Donc, on peut écrire :

$$T = 20 \times \frac{Q_1}{Q} \quad \text{V.6}$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \times Q \times HMT}{\eta} \quad \text{V.7}$$

✚ Régulation par étouffement (le vannage) :

Elle consiste à vanner au refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q_1 . la puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times Q \times H'}{\eta} \quad \text{V.8}$$

Avec :

$$H' = H_1 + h_v$$

Où

- H' : la distance séparée entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe ;
- h_v : Perte de charge engendrée par vannage (m) ;
- η : le rendement ;
- H_1 : la hauteur manométrique totale de point désiré.

✚ Rognage de la roue :

Il est basé sur la modification du diamètre de la roue, il est valable que si le débit demandé est inférieur au débit du point de fonctionnement, et il faut aussi que le pourcentage de rognage ne dépasse pas 10%.

La solution apportée, a pour but de ramener les deux points de fonctionnement (celui de la pompe et celui désiré) à la même position.

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{1/2} = \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{1/2} \quad \text{V.9}$$

- m : coefficient de rognage. (Le pourcentage de rognage (r) sera $r = 1 - m$ (%))

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H}{\eta'} \quad \text{V.10}$$

❖ Inconvénient :

Il est très difficile de réaliser le rognage de la roue, elle demande une très grande précision.

✚ Variation de la vitesse de rotation :

Cette solution est adoptée dans le cas où on aurait la possibilité de faire varier la vitesse de rotation. Cela consiste à chercher la vitesse souhaitée. Pour que les caractéristiques de la pompe $H=f(Q)$ passe par le point désiré, à cet effet, nous traçons la parabole $H=aQ^2$ qui passe par l'origine du graphe. La valeur de facteur (a) est donnée par la formule suivante [3] :

$$a = \frac{H_1}{Q_1^2} \quad \text{V.11}$$

La parabole tracée passe par le point désiré $P_1 (H_1 ; Q_1)$ et coupe la caractéristique de la pompe au point homologue $V (Q_2 ; H_2)$ de P_1 , nous aurons alors d'après les lois de similitude :

$$N_1 = N \times \frac{Q_1}{Q_2} \quad \text{V.12}$$

La puissance absorbée sera donc :

$$P_a = \frac{g \times H_2 \times Q_2}{\eta} \quad \text{V.13}$$

V.11 Le phénomène de cavitation :

V.11.1 La cavitation dans les pompes :

La cavitation est phénomène hydrodynamique qui peut se produire dans les pompes. Ce phénomène se produit lorsqu'un liquide est aspiré à grande vitesse dans une pompe, sa pression peut descendre en dessous de sa pression de vapeur. Cela provoque la formation des bulles de vapeur dans le liquide. Lorsque ces bulles se déplacent vers des zones de pression plus élevée dans la pompe, elles s'effondrent produisant une énergie importante causant des dommages à la pompe, réduisant sa performance et générant des bruits. Il est crucial d'éviter ce phénomène pour préserver l'intégrité et l'efficacité de la pompe.[6]



Figure V.5 : L'effet de cavitation sur les aubes

Notion du NPSH :

Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la charge minimale disponible à l'aspiration $(NPSH)_d$ fixé par l'utilisateur doit être supérieure à la charge minimale requise à l'aspiration $(NPSH)_r$ donnée par le constructeur sous forme de courbe $(NPSH)_r=f(Q)$

Soit donc la condition de non cavitation :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r \tag{V.14}$$

✚ Pour une alimentation en charge :

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\rho \times g} + H_a - (J_a + T_v) \tag{V.15}$$

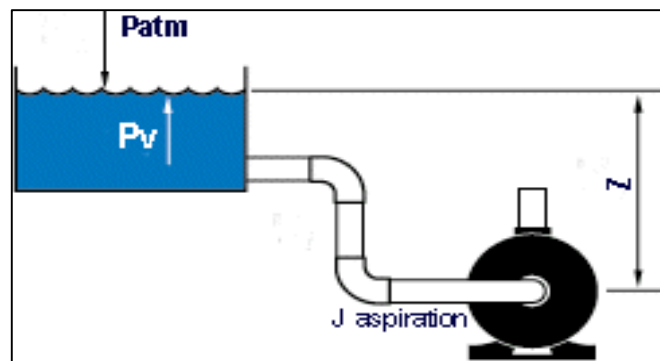


Figure V.6 : Calcul le NPSH disponible pour une pompe en charge.

✚ Pour une alimentation en dépression :

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{\rho \times g} - H_a - (J_a + T_v) \tag{V.16}$$

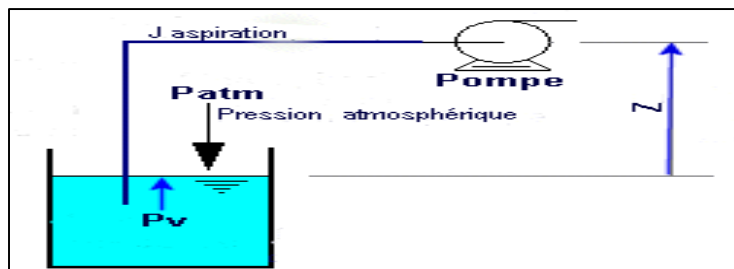


Figure V.7 : Calcul le NPSH disponible pour une pompe en dépression.

Avec :

- H_a : Hauteur géométrique d'aspiration (m) ;
- J_a = Perte de charge à l'aspiration (m) ;
- $\frac{p_0}{\rho \times g}$: Pression en (m.c.e) du plan d'eau d'aspiration ;
- T_v : Pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.

Tableau V.1 : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.

T°C	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
Hv	0,006	0,083	0,125	0,24	0,43	0,75	1,26	2,03	4,1	4,80	10,30

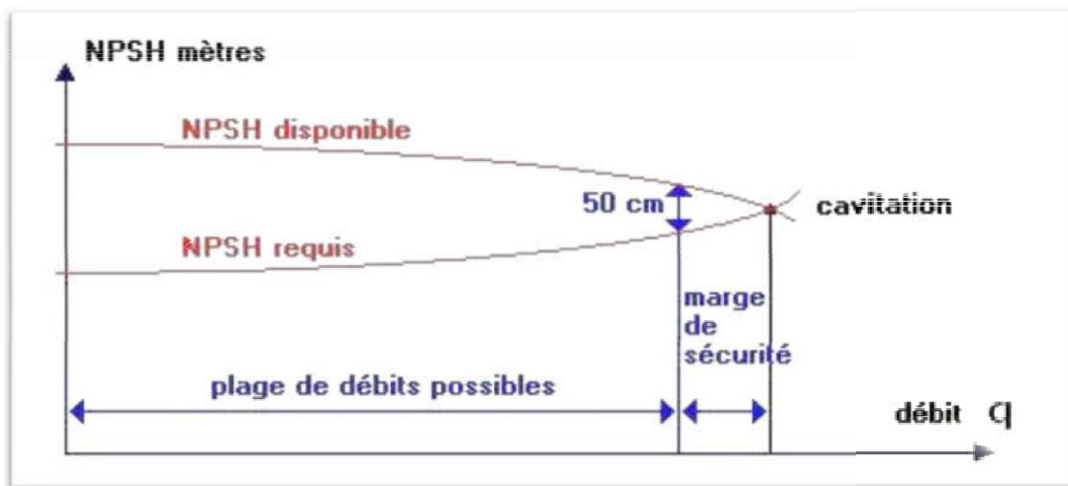


Figure V.8 : Courbe caractéristique de (NPSH) disponible et (NPSH) requis.

V.12 Choix de pompe :

Pour choisir les pompes qui convient pour les deux tronçons ; on utilise le catalogue Caprari et on opte sur celle qui donne les meilleures caractéristiques.

V.12.1 Tronçon R75---R300 :

✚ Caractéristiques de ce tronçon :

- Le débit véhiculé $Q=3,375$ l/s
- La hauteur géométrique $H_g=146,32$ m
- La hauteur manométrique totale $HMT=155,950$ m

✚ Caractéristique de la pompe :

D'après le catalogue Caprari, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire de surface à axe horizontal type "HMU40-2/ 5B" dont les caractéristiques de cette pompe (l'annexe V.1) comme suit :

- $N=2900$ tr/min
- $Q=4,266$ l/s
- $\eta=61$ %
- $NPSH_{requis}=1,89$ m
- Point de fonctionnement demandé ($Q_d ; H_d$) \longrightarrow (3,37 l/s ; 155,95m)
- Point de fonctionnement effectif ($Q_{eff} ; H_{eff}$) \longrightarrow (4,27 l/s ; 161m)

D'après la figure (V.8) ci-après, on constate que le point de fonctionnement désiré ne coïncide pas avec le point effectif (de la pompe), à cet effet, cette pompe nécessite quelques modifications.

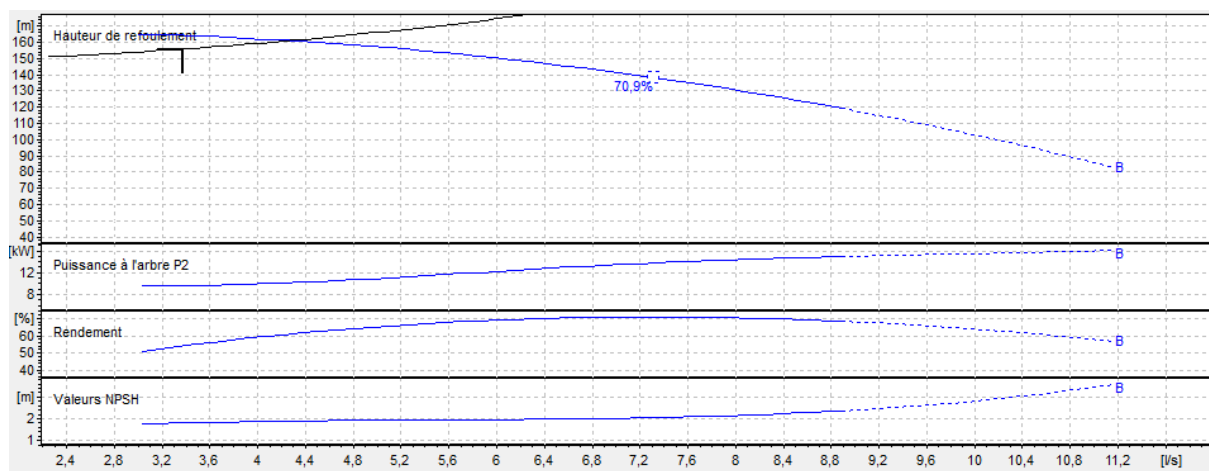


Figure V.9 : Courbe caractéristique de la pompe de tronçon R75_R300

✚ Réalisation de point de fonctionnement :

La courbe caractéristique de la pompe s'écrit comme suit :

$$H_p = a Q^2 + b$$

V.17

D'après la courbe caractéristique de la pompe on tire deux points tel que :

- $H = 156$ m $Q = 3,37$ l/s
- $H = 165$ m $Q = 0$ l/s

Si on remplace ces dernières valeurs dans l'équation (V.15), le système d'équation sera comme suit :

- $156 = a*(3,37^2) + b$

- $166 = a \cdot (0^2) + b \rightarrow b = 166$

L'équation de la courbe caractéristique de la pompe sera donc comme suit :

$$H_p = -0,88Q^2 + 166$$

A. Changement de temps de pompage :

On utilise la loi suivante :

$$Q_1 \times T_1 = Q_2 \times T_2$$

D'où :

$$T_2 = \frac{Q_1}{Q_2} \times T_1 = \frac{3,37}{4,27} \times 20 = 15,78 \text{ h (15h47min)}$$

La puissance absorbée sera donc comme suit :

$$P_a = \frac{g \times Q \times H}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,00427 \times 161}{0,61} = 11,05 \rightarrow P_a = 11,05 \text{ KW}$$

B. Le vannage :

Afin de créer les pertes de charge singulière, on utilise le procédé du vannage tel que :

$$H_v = H' - H_1 = 164 - 155,95 = 8,05 \text{ m}$$

La puissance absorbée sera donc comme suit :

$$P_a = \frac{g \times Q \times H'}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,00337 \times 164}{0,541} = 10,02 \rightarrow P_a = 10,02 \text{ KW}$$

C. Le rognage de la roue :

Le rognage pour les pompes centrifuges multicellulaires n'est pas commode, car il ya plusieurs cellules à rogner.

D. Variation de la vitesse de rotation :

La nouvelle vitesse de rotation de la pompe s'écrit comme suit :

$$N' = N \frac{Q_1}{Q_3} \text{ (tr/min)}$$

La courbe iso-rendement

$$H_2 = \frac{H_1}{Q_2^2} \times Q_1^2 \rightarrow H_2 = \frac{155,95}{3,37^2} \times Q_1^2 = 13,73 Q_1^2$$

Par la suite, on pose $H = H_p$; on trouve que :

$$-0,88Q^2 + 166 = 13,73Q_1^2 \rightarrow [Q_3 = 3,59 \text{ l/s ; } H_3 = 164 \text{ m}]$$

Si on applique la relation (V.10) on trouvera la nouvelle vitesse de rotation tel que :

$$N' = 2900 \times \frac{3,37}{3,59} = 2722,28 \rightarrow N' = 2722,28 \text{ tr/min}$$

La nouvelle puissance sera donc :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta'} = \frac{9,81 \times 0,00359 \times 164}{0,61} = 9,47 \text{ KW}$$

V.12.2 Tronçon R300---R500 :

✚ Caractéristiques de ce tronçon :

- Le débit véhiculé $Q = 5,121 \text{ l/s}$
- La hauteur géométrique $H_g = 6,91 \text{ m}$
- La hauteur manométrique totale $HMT = 12,259 \text{ m}$

✚ Caractéristique de la pompe :

D'après le catalogue Caprari, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire de surface à axe horizontale type " PM 65/ 2 D " dont les caractéristiques de cette pompe (l'annexe V.2) comme suit :

- $N=2450$ tr/min
- $Q=5,78$ l/s
- $\eta=64,3$ %
- $NPSH_{requis}=1,22$ m
- Point de fonctionnement demandé ($Q_d ; H_d$) \longrightarrow (5,12 l/s ; 12,25m)
- Point de fonctionnement effectif ($Q_{eff} ; H_{eff}$) \longrightarrow (5,78 l/s ; 13,7m)

D'après la figure (V.9) ci-après, on constate que le point de fonctionnement demandé ne coïncide pas avec le point effectif (de la pompe), à cet effet, cette pompe nécessite quelques modifications.

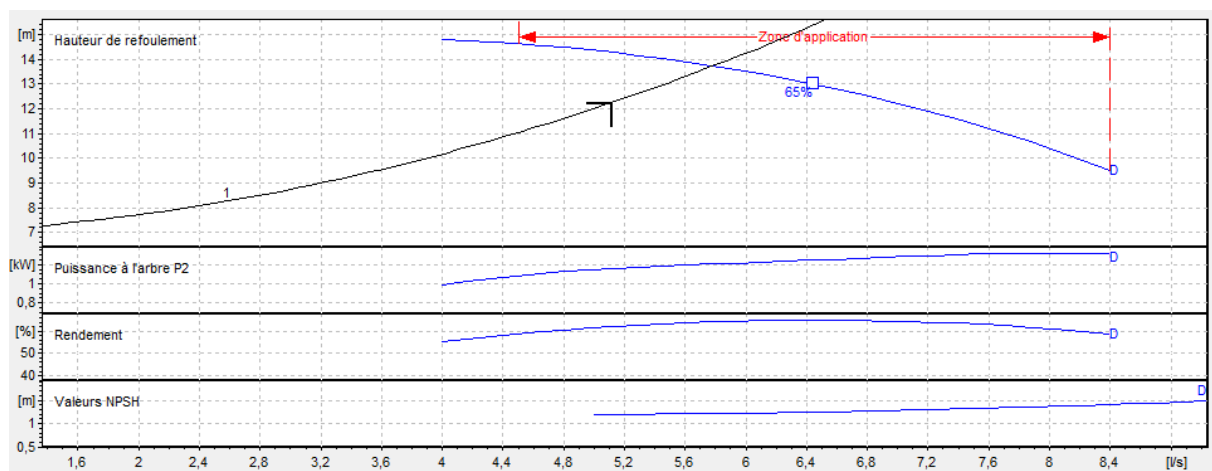


Figure V.10: Courbe caractéristique de la pompe de tronçon R300_R500

✚ Réalisation de point de fonctionnement :

La courbe caractéristique de la pompe s'écrit comme suit :

$$H_P = a Q^2 + b$$

D'après le courbe caractéristique de la pompe on tire deux points tel que :

- $H = 12,25\text{m}$ $Q = 5,12$ l/s
- $H = 15\text{m}$ $Q = 0$ l/s

Si on remplace ces dernières valeurs dans l'équation (V.15), le système d'équation sera comme suit :

- $12,25 = a*(5,12^2) + b$
- $15 = a*(0^2) + b \rightarrow b=15$

L'équation de la courbe caractéristique de la pompe sera donc comme suit :

$$H_p = -0,1Q^2 + 15$$

A. Changement de temps de pompage :

On utilise la loi suivante :

$$Q_1 \times T_1 = Q_2 \times T_2$$

D'où :

$$T_2 = \frac{Q_1}{Q_2} \times T_1 = \frac{5,121}{5,78} \times 20 = 17,71 \text{ (15h42min)}$$

La puissance absorbée sera donc comme suit :

$$P_a = \frac{g \times Q \times H}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,00578 \times 13,7}{0,61} = 1,27 \rightarrow P_a = 1,27 \text{ KW}$$

B. Le vannage :

Pour générer des pertes de charge singulières, on emploie la technique de vannage tel que :

$$H_v = H' - H_1 = 14,3 - 12,25 = 2,05$$

La puissance absorbée sera donc comme suit :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta'} = \frac{9,81 \times 0,00512 \times 14,3}{0,622} = 1,15 \rightarrow P_a = 1,15 \text{ KW}$$

C. Le rognage de la roue :

Le rognage pour les pompes centrifuges multicellulaires n'est pas commode, car il y a plusieurs cellules à rogner.

D. Variation de vitesse de rotation :

La nouvelle vitesse de rotation de la pompe s'écrit comme suit :

$$N' = N \frac{Q_1}{Q_3} \text{ (tr/min)}$$

La courbe iso-rendement

$$H_2 = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q_1^2 \rightarrow H_2 = \frac{12,259}{5,12^2} \times Q_1^2 = 0,47 Q_1^2$$

Par la suite, on pose $H = H_p$; on trouve que :

$$-0,1Q^2 + 15 = 0,47Q_1^2 \rightarrow [Q_3 = 5,13 \text{ l/s ; } H_3 = 14,3 \text{ m}]$$

Si on applique la relation (V.10) on trouvera la nouvelle vitesse de rotation tel que :

$$N' = 2450 \times \frac{5,12}{5,13} = 2445,22 \rightarrow N' = 2445,22 \text{ tr/min}$$

La nouvelle puissance sera donc :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_3}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,00513 \times 14,3}{0,61} = 1,18 \text{ KW}$$

V.13 Etude de cavitation :

L'étude de cavitation pour les deux pompes est représentée dans le tableau suivant

Tableau V.2 : Vérification de non cavitation

Tronçon	Type de la pompe	$P_0 / \rho \times g$	H_a	T_v	$NPSH_d$	$NPSH_r$	Résultat
R75-R300	HMU40-2/ 5B	10,04	0	0,24	9,8	1,89	non cavitation
R300-R500	PM 65/ 2 D	10,04	0	0,24	9,8	1,22	non cavitation

V.14 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons identifié les propriétés des pompes pour chaque station de refoulement projeté. Concernant le phénomène de cavitation, toutes les pompes choisies ne présentent pas le risque de cavitation.

Le prochain chapitre sera consacré pour la protection des conduites et des équipements de ces adductions.

Chapitre VI : Pose et protection des conduites

VI Introduction :

Toute canalisation posée en terre nécessite une protection contre les différentes contraintes éventuelles, tels que l'agressivité des sols et la flexion longitudinale. En plus de ces contraintes, les conduites d'adduction sont soumises au phénomène du coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner les ruptures des tuyaux. Il est donc de toute première importance d'étudier les moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés, notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

VI.2 Première partie : Pose des conduites

La pose des conduites est une étape très importante et très délicate que demande une attention particulière pour que ces dernières résistent aux différentes charges, au mouvement du sol et des conditions climatiques (gel, haute, température.).

Les conduites peuvent être posées en terre, en galerie, en élévation au-dessus 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'éviter des obstacles à la circulation.

VI.2.1 Pose en tranchées :

Il est important de choisir dans chaque cas particulier les engins et le matériel le mieux adopté, de manière à obtenir leurs meilleurs rendements et la plus grande rentabilité, tels que :

- La section transversale de la tranchée dépend essentiellement de la largeur et de la profondeur ;
- La largeur est évidemment fonction du diamètre de la conduite ; elle varie aussi selon la nature de sol ;
- Le fond de la fouille doit être purgé des pierres qui pourraient s'y trouver, et convenablement dressé, après il sera recouvert d'un lit de pose de 10 à 15 cm ;
- La profondeur doit être suffisante pour assurer la protection de la conduite contre le risque d'écrasement sous l'effet des charges et surcharges, et aussi contre la variation de la température pour éviter le gel en temps froid. Pour cela, on prévoit une profondeur de 1m jusqu'à la génératrice supérieure de la conduite ;
- Pour permettre aux ouvriers de travailler aisément, on doit prévoir un espacement de 50cm de part et d'autre de la conduite.

Tableau VI.1 : Les différents matériaux utilisés dans la tranchée

couche	Matériau	Hauteur de remblai
Lit de pose	Sable 0,1 à 5 mm	Couche d'au moins 10cm
Assise	Sable 0,1 à 5 mm	Jusqu'à la hauteur axe du tube
Remblai de protection	Sable 0,1 à 5 mm	10 cm au-dessus de la conduite
Remblai supérieur	Réutilisation déblai	Jusqu'à la surface

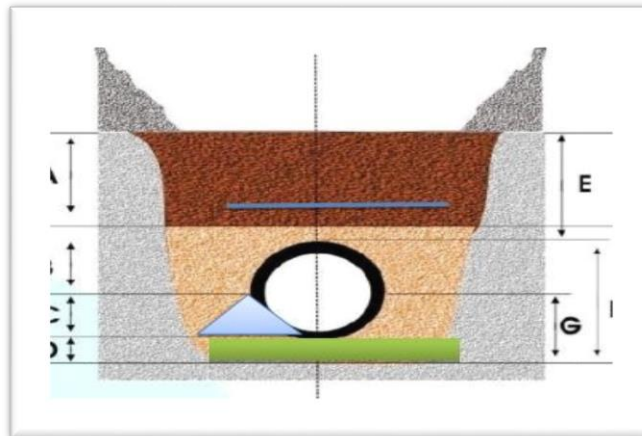


Figure VI.1 : Pose de la conduite en tranchée.

Avec :

- A : remblai supérieur ;
- B : remblai de protection ;
- C : Assise ;
- D : Lit de pose ;
- E : Hauteur de couverture ;
- F : Enrobage ;
- G : Appui ;
- Le trait bleu est Grillage avertisseur.

VI.2.2 Traversé des points spéciaux :

Pendant l'exécution des travaux de terrassement, on s'en trouve dans pas mal des cas, obligés de traverser des points spéciaux : route, chemin de fer ou rivière...etc.

VI.2.2.1 Traversée d'une route :

A cause des différentes charges à supporter qui peuvent provoquer des ruptures au niveau des conduites, et par conséquent des infiltrations nuisibles, la canalisation sera introduite à l'intérieur d'une buse de diamètre supérieur pour la préserver des vibrations et des surcharges.

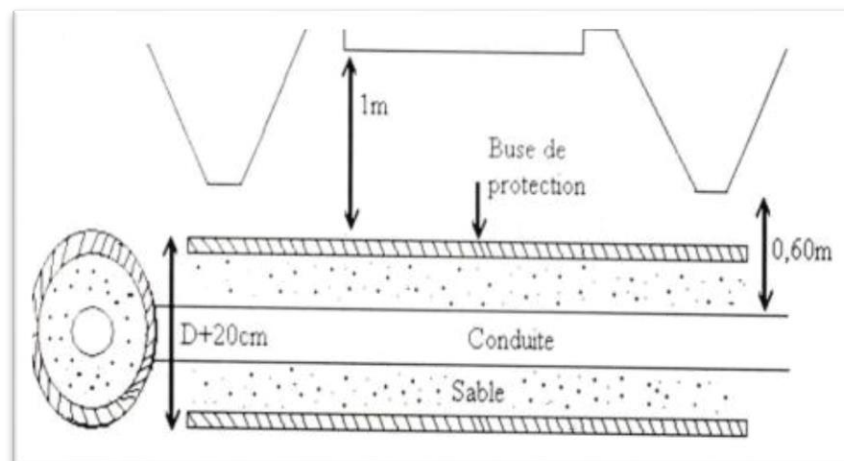


Figure VI.2 : Protection pour les traversés des routes

VI.2.2.2 Traversées d'oueds :

En passant sous le lit d'un oued, il existe un risque de révéler la conduite. Pour ces traversées, il est prévu de positionner la conduite de manière à ce que sa partie supérieure se situe à 2 m sous le point le plus bas du lit de l'oued. Le comblement de la tranchée sera effectué en utilisant le matériau existant sur place.

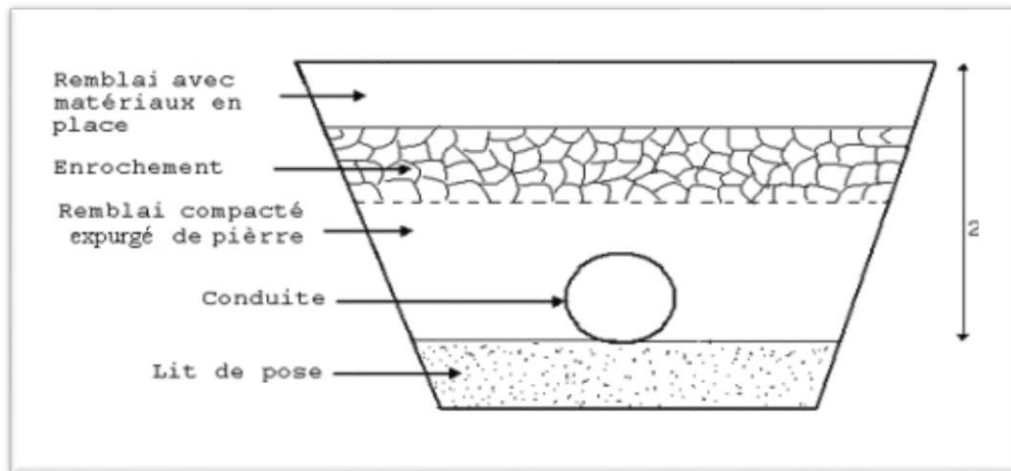


Figure VI.3 : protection pour la traversée d'oued

VI.2.2.3 Pose en élévation :

Lors de la traversée des terrains très accidentés ou de dépressions, la conduite reposera sur des tasseaux en béton dans lesquels des têtes de pieux seront noyées, butées au préalable jusqu'au bon sol.

VI.2.2.4 Les butées :

Pour assurer la stabilité et la résistance des conduites aux poussées dues à la pression de l'eau au niveau des Coudes et des branchements, on prévoit la construction des massifs en béton (butées) qui s'opposent aux déboitements et aux ruptures par leur poids. On distingue :

- Butée sur coude horizontal, voir figure (VI.4) ;
- Butée sur coude vertical, (VI.5) ;
- Butée sur un branchement, (VI.6) ;
- Butée sur un cône.

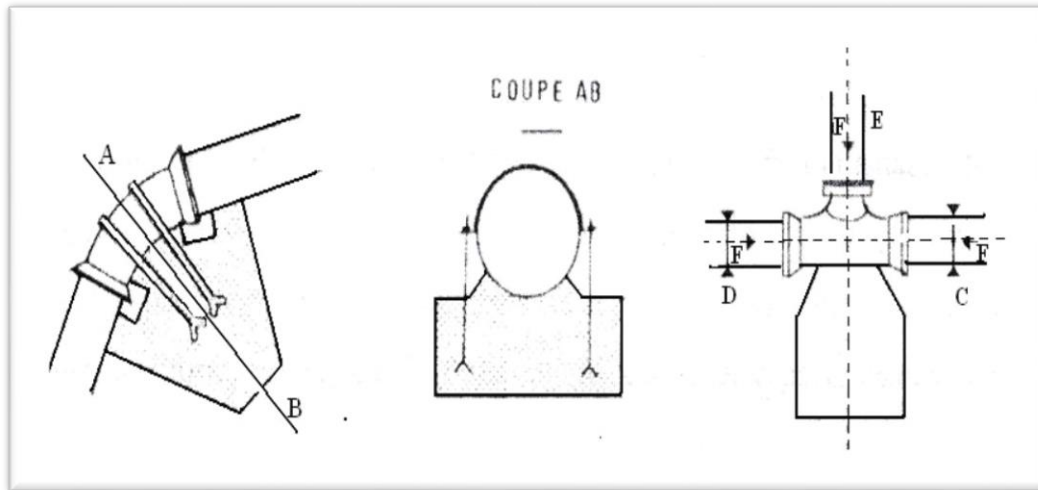


Figure VI.4 : Butée sur code horizontal

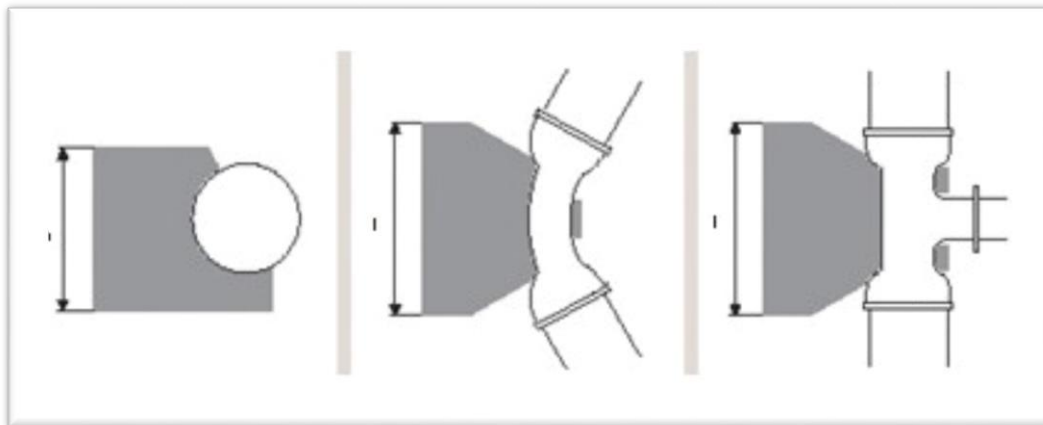


Figure VI.5 : Butée sur code vertical.

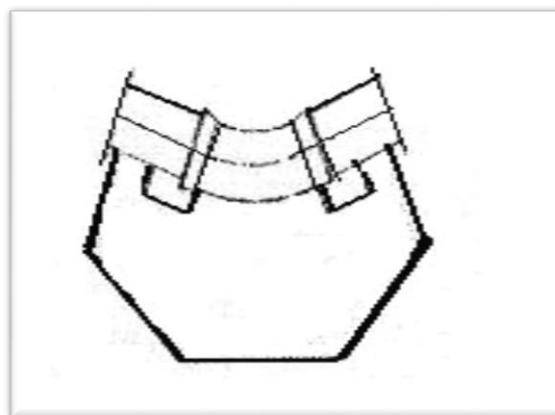


Figure VI.6 : Butée sur un branchement.

VI.2.3 Désinfection des conduites :

Une fois que les travaux d'adduction, de distribution ou après toute réparation sur une canalisation sont achevés, il faut désinfecter le long du réseau selon les instructions du laboratoire avec du chlore ou de permanganate de potassium, ensuite on procédera au rinçage des conduites avec de l'eau claire avant de livrer l'eau à la consommation publique.

VI.3 Deuxième partie : protection contre la corrosion

La corrosion est une action destructrice qu'exerce le milieu ambiant sur les conduites métalliques. Elle est résultante d'un processus d'échange et de déplacement d'ion, qui se manifeste sous deux formes différentes ; externe et interne.

VI.3.1 La corrosion externe :

Cette corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison, le plus souvent, soit avec la nature du sol, soit avec des installations électriques à courant continu situées au voisinage du réseau d'alimentation en eau potable, si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des canalisations par perforation ou attaque sous forme de couche de rouille.

VI.3.2 La corrosion interne :

La corrosion interne des conduites est liée à la nature de l'eau qu'elle véhicule et sa composition, elle dépend en particulier :

- Du PH ;
- De la teneur en carbonate et bicarbonate ;
- De la teneur en oxygène dissout dans l'eau ;
- De la vitesse de circulation de l'eau ;
- De la minéralisation de l'eau.

Pour remédier à cela, il faut :

- Un revêtement intérieur fait à l'usine ;
- Eviter les fortes vitesses de circulation dans les conduites ;
- Evacuation de l'air par voit des ventouses ;
- L'exécution des travaux devra ensuite être suivie attentivement.

VI.4 Troisième partie : protection contre le coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène transitoire, oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement. Il est caractérisé par des variations de pression dues à un changement instantané du régime hydraulique et engendre des ondes de propagation.

VI.4.1 Les causes du coup de bélier :

Particulièrement, les générations des coups de bélier sont les suivantes :

- Fermeture instantanée d'un robinet vanne placé au bout d'une conduite d'adduction ;
- Arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou des groupes de pompes alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir ;
- Démarrage d'un groupe électropompe à vanne ouverte ;
- Démarrage ou arrêt brusque d'une pompe dans une conduite déjà alimentée ;
- Modification de la vitesse d'une pompe.

VI.4.2 Conséquences du phénomène :

Dans les installations actuelles, le phénomène du coup de bélier est accentué par l'utilisation de plus en plus importante d'appareils à fermeture rapide. Ces derniers sont à l'origine d'une forte augmentation du nombre de coup de bélier qui se traduit par :

- Déboîtement ;
- Détérioration des joints ;
- Erosion des joints, rendant la conduite non étanche ;
- Détérioration du revêtement intérieure :
- Rupture de la conduite :
 - Éclatement du a la surpression ;
 - Ecrasement du a la dépression.

VI.4.3 Equipement et moyens de protection :

Parmi les procédés et les dispositifs les plus utilisés, on distingue :

- Le volant d'inertie ;
- La soupape de décharge ;
- Le clapet by-pass ;
- Les ventouses ;
- La cheminée d'équilibre ;
- Les réservoirs d'air.

VI.4.3.1 Le volant d'inertie :

C'est un dispositif qui permet la protection contre la dépression, il transforme l'arrêt brusque des pompes en arrêt lent grâce à l'énergie cinétique accumulée. Calé sur l'arbre du groupe, le volant d'inertie accumule au moment de la disjonction, de l'énergie, de telle façon à prolonger le temps d'arrêt du groupe ainsi qu'il intensifie de dépression.

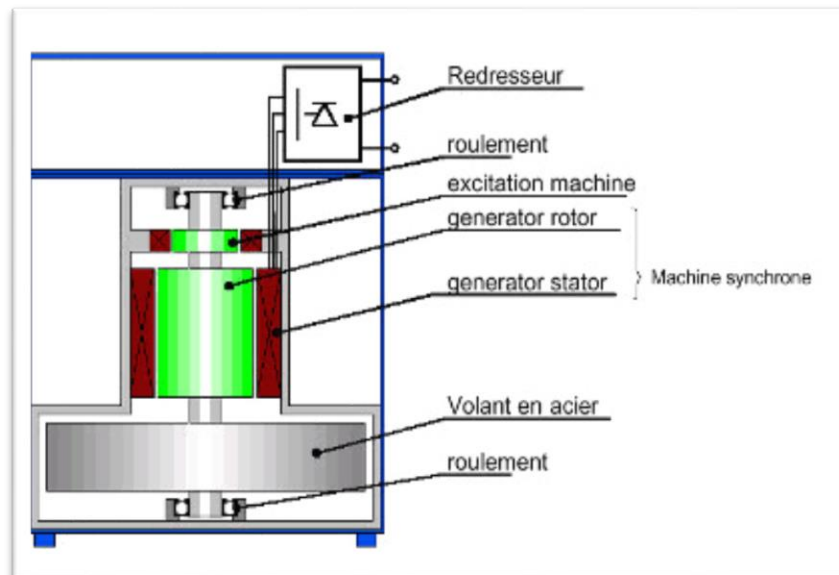


Figure VI.7 : Schéma d'un volant d'inertie

VI.4.3.2 Les soupapes de décharge :

Les soupapes de décharge sont des équipements mécaniques qui s'ouvrent pour réduire la surpression. Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ; ordinairement, qui par sa compression, obture en exploitation normale, un orifice placé sur la

conduite, les cas échéant le débit de retour de la conduite correspond à la valeur de la surpression admissible.

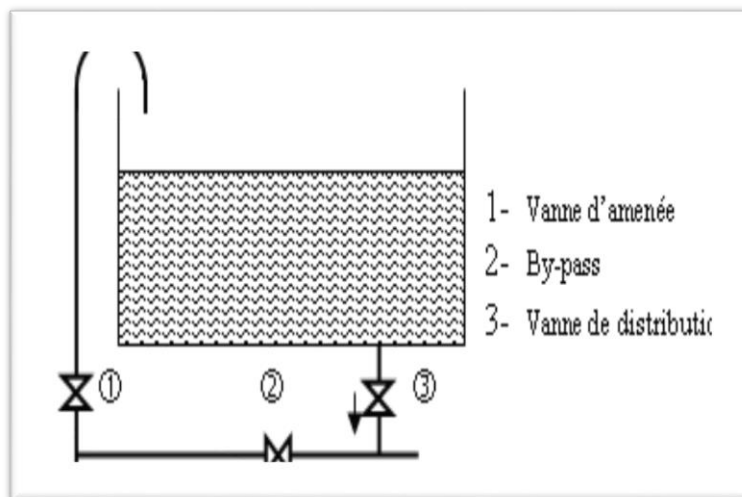
Cette soupape ne doit s'ouvrir que sous une pression déterminée, légèrement supérieure (5% environ) à la pression normale. L'ouverture doit se faire très rapidement pour que l'opération soit efficace.



Figure VI.8 : Soupape de décharge.

VI.4.3.3 Clapet by-pass :

Il est placé entre l'aspiration et le refoulement de la pompe. Lorsqu'un arrêt brusque intervient, la dépression dans la conduite provoque l'ouverture du clapet, la pression sera alors égale à la pression à l'aspiration.



FigureVI.9 : by-pass.

VI.4.3.4 Les ventouses :

Appelés aussi Reniflards, elles ont pour rôle principal l'évacuation de l'air continu dans la conduite et permettent aussi l'admission de l'air dans ces conduites lorsqu'on procède à leur vidange, ou généralement lorsqu'il y a apparition de la cavitation en un point haut.



Figure VI.10 : Une ventouse.

VI.4.3.5 Cheminées d'équilibre :

C'est une manière pour réduire les surpressions dans une conduite, elles sont des récipients ouverts à forte hauteur protégeant le tronçon en aval et réduisant l'intensité du coup de bélier en amont. Elles jouent le même rôle que les réservoirs d'air, mais on arrive à des ouvrages importants dans le cas de grandes et moyennes hauteurs de refoulement.

Les cheminées d'équilibre sont utilisées sur le tracé du refoulement qui comporte des points hauts ou peut survenir une cavitation en régime transitoire. Elles présentent certains avantages à savoir :

- Un fonctionnement qui ne nécessite aucun entretien ;
- La protection idéale pour les points du parcours difficilement accessible.

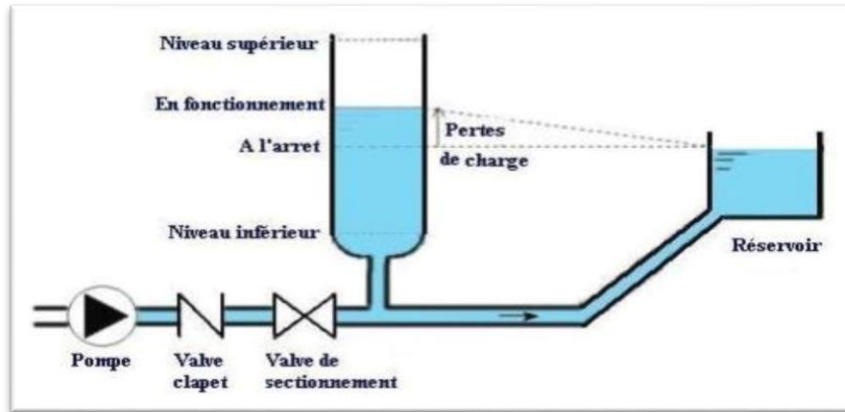


Figure VI.11 : Cheminée d'équilibre.

VI.4.3.6 Le réservoir d'air :

C'est un réservoir d'eau accumulé sous pression dans une cuve métallique disposée dans la station de pompage et raccordée à l'aval du clapet de côté refoulement. A la disjonction on aura dépression. Une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. Après diminution progressive puis annulation du débit dans la conduite. L'eau revient en arrière et remonte dans la cloche.

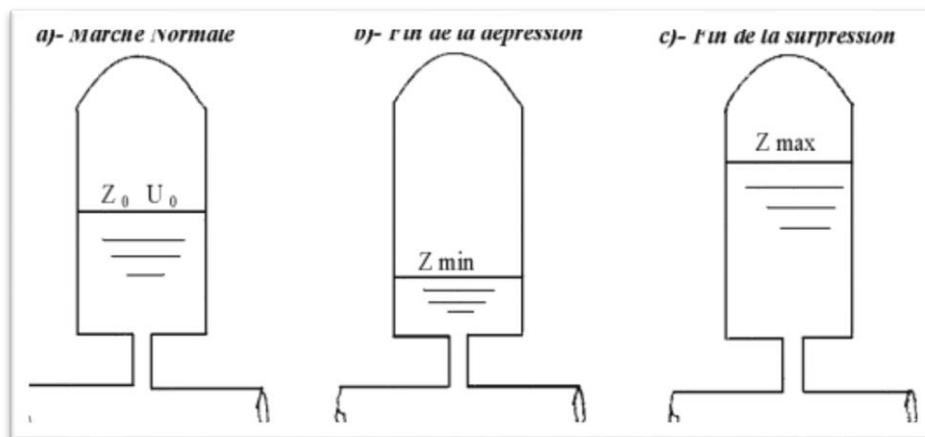


Figure VI.12 : Réservoir d'air.

VI.5 Etude de coup de bélier :

Dans cette étude, on calcule des variations de pression (suppression et dépression). Ce calcul sera fait pour chaque tronçon, on doit veiller à ce que la valeur de la pression ne dépasse pas la pression de fonctionnement admissible, si on trouve pour un tronçon donné que cette condition n'est pas vérifiée, on doit impérativement employer un dispositif anti bélier.

La valeur de coup de bélier :

La célérité des ondes est donnée par la formule d'ALLIEVI ci-dessous :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + k \times \frac{D}{e}}}$$

VI.1

Avec :

- K : Coefficient dépendant de la nature de la conduite ;
- D : Diamètre intérieur de la conduite (mm) ;
- e : Epaisseur de la conduite (mm).

Tableau VI.2 : Valeur de coefficient K.

Matériau	Valeur de K
Acier	0,5
Fonte grise	1
Fonte ductile	0,59
PEHD	83
PEBD	5000
Béton	5
Amiante de ciment	4
PVC	33

1^{er} cas : fermeture brusque

La fermeture brusque caractérisée par un temps T, tel que :

$$T < 2 \times \frac{L}{a} \quad \text{VI.2}$$

Avec :

- $2 \times \frac{L}{a}$: Le temps d'aller-retour de l'onde.

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = a \times \frac{V_0}{g} \quad \text{VI.3}$$

Avec :

- **B** : La valeur de coup de bélier (m) ;
- **a** : La célérité de l'onde ;
- **V₀** : Vitesse d'écoulement en régime permanent initial (m/s) ;
- **g** : Accélération de la pesanteur.

a. La valeur maximale de la pression –surpression :

$$H_{\max} = H_0 + B \quad \text{VI.4}$$

b. La valeur maximale de la pression dépression :

$$H_{\min} = H_0 - B \quad \text{VI.5}$$

Où :

- **H₀** : La pression absolue au point le plus haut de la conduite, telle que :

$$H_0 = H_g + 10 \quad \text{VI.6}$$

Avec :

- **H_g** : Hauteur géométrique de refoulement ;
- **10** : Pression atmosphérique ;

- H_0 : Pression absolue de la conduite.

2^{ème} cas : Fermeture lente :

La fermeture lente est caractérisée par un temps T tel que :

$$T > 2 \times \frac{L}{a}$$

La valeur maximale de coup de bélier sera calculée par la formule de MICHAUD :

$$B = 2 \times L \times \frac{V_0}{g \times T}$$

VI.7

VI.6 Calcul de la valeur de coup de bélier pour les différents tronçons :

VI.6.1 Partie refoulement :

VI.6.1.1 Tronçon R75—R300 :

Les caractéristiques de ce tronçon sont :

- $Q = 0,00338 \text{ m}^3/\text{s}$
- $D_{\text{int}} = 73,6 \text{ mm}$
- $e = 8,2 \text{ mm}$
- $L = 882,322 \text{ m}$
- $H_g = 146,32 \text{ m}$

Les valeurs de coup de bélier sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.3 : Valeur de coup de bélier pour R75-R300

Tronçon	DN (mm)	e (mm)	V0 (m/s)	a (m/s)	B (m)	Hmax (m)	Hmin (m)
tronçon R75--R300	90	8,2	0,79	351,50	28,43	174,75	117,89

VI.6.1.2 Tronçon R300—R500 :

Les données nécessaires pour le tronçon R300—R500 sont :

- $Q = 0,00512 \text{ m}^3/\text{s}$
- $D_{\text{int}} = 73,6 \text{ mm}$
- $e = 8,2 \text{ mm}$
- $L = 1082,644 \text{ m}$
- $H_g = 6,71 \text{ m}$

Les valeurs de coup de bélier sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.4 : Valeur de coup de bélier pour R300-R500

Tronçon	DN (mm)	e (mm)	V0 (m/s)	a (m/s)	B (m)	Hmax (m)	Hmin (m)
tronçon R500-R300	90	8,2	1,20	351,50	43,13	49,84	-36,42

VI.6.2 Partie gravitaire :

VI.6.2.1 Tronçon R500—RP1 :

Les caractéristiques de ce tronçon sont :

- $Q = 0,00512 \text{ m}^3/\text{s}$;

- $D_{int} = 90$ mm;
- $e = 10$ mm ;
- $L = 1110,45$ m
- $H_g = 51,36$ m

Les valeurs de coup de bélier sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI.5: Valeur de coup de bélier pour R500-RP1

Tronçon	DN (mm)	e (mm)	V_0 (m/s)	a (m/s)	B (m)	H_{max} (m)	H_{min} (m)
tronçon R500---RP1	110	10	0,80	351,05	28,80	80,16	22,56

VI.6.2.2 Tronçon RP1—RP2 :

Les caractéristiques de ce tronçon sont :

- $Q = 0,00159$ m³/s
- $D_{int} = 40,8$ mm
- $e = 4,6$ mm
- $L = 433,66$ m
- $H_g = 55,43$ m

Les valeurs de coup de bélier sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.6: Valeur de coup de bélier pour RP1-RP2

Tronçon	DN (mm)	e (mm)	V_0 (m/s)	a (m/s)	B (m)	H_{max} (m)	H_{min} (m)
tronçon RP1---RP2	50	4,6	1,22	353,46	43,94	99,37	11,49

❖ Récapulatif des résultats de coup de bélier :

Les résultats de tous les calculs sont récapitulés dans le tableau (VI.5) ci-dessous :

Tableau VI.7 : Récapulatif d'étude de coup de bélier

tronçon R500--RP1		tronçon RP1--RP2		Tronçon R300--R500		tronçon R75--R300	
DN	110	DN	50	DN	90	DN	90
D_{int}	90	D_{int}	40,8	D_{int}	73,6	D_{int}	73,6
e	10	e	4,6	e	8,2	e	8,2
V_0	0,80	V_0	1,22	V_0	1,20	V_0	0,79
H_g	51,36	H_g	55,43	H_g	6,71	H_g	146,32
H_0 (H_g+10)	61,36	H_0 (H_g+10)	65,43	H_0 (H_g+10)	16,71	H_0 (H_g+10)	156,32
a	351,05	a	353,46	a	351,50	a	351,50
B	28,80	B	43,94	B	43,13	B	28,43
H_{max}	80,16	H_{max}	99,37	H_{max}	49,84	H_{max}	174,75
H_{min}	22,56	H_{min}	11,49	H_{min}	-36,42	H_{min}	117,89

VI.6.3 Interprétation des résultats :

Après avoir analysé le phénomène du coup de bélier à travers les chiffres du tableau précédent, nous avons relevé les observations suivantes :

- ✓ Pour les tronçons (R500-RP1) et (RP1-RP2), la valeur du coup de bélier ne dépasse pas la pression de service (16 bar), et la valeur de la dépression (H_{\min}) est positive, par conséquent, ces deux tronçons ne nécessitent pas une protection anti-bélier.
- ✓ pour les tronçons (R75-R300) et (R300-R500), il faut prévoir des dispositifs d'anti-béliers.

Dans le cadre de notre travail, nous avons prévu le réservoir d'air pour la protection contre le coup de bélier de deux tronçons (R75-R300) et (R300-R500).

VI.6.4 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.

VI.6.4.1 Principe de calcul de réservoir d'air

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

a. Le temps suit selon les valeurs de T_f :

$$T_f = \frac{2 \times L}{a} \quad \text{VI.7}$$

b. Variation du volume d'air :

$$\Delta U = S \times V_m \times \theta \quad \text{VI.8}$$

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

c. Le volume d'air comprimé :

$$U_i = U_{i-1} \pm \Delta U_i \quad \text{VI.9}$$

Avec :

- $+\Delta U_i$: lorsque le réservoir d'air se vide ;
- $-\Delta U_i$: lorsque le réservoir d'air se remplit.

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

$$(Z_0 + \delta_0) \times U_0^{1,4} = Z \times U^{1,4} \quad \text{VI.10}$$

Avec :

- δ_0 : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal ;
- Z_0 : Pression absolue
- V : Volume nouveau de l'air ;
- Z : Pression dans le réservoir d'air.

e. 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.

$$\frac{v_1}{v_f} = \frac{D^2}{d'^2} = K \quad \text{VI.11}$$

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 :

$$d' = 0,92 \times d \quad \text{VI.12}$$

On prend une valeur de d de telle sorte que K sera 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.

$$\frac{v_2}{v_f} = 2 \times \frac{D^2}{d^2} \quad \text{VI.13}$$

Avec :

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

f. Calcul des pertes de charge :**✚ Cas de la montée de l'eau :**

$$\Delta h_1 = C \times \frac{v^2}{2 \times g} \quad \text{VI.14}$$

D'où :

$$C = f(m')$$

Avec :

$$m' = \frac{(0,92 \times d)^2}{\phi^2} \quad \text{VI.15}$$

La valeur de C est lue sur l'abaque (annexe VI.1)

✚ Cas de la descente de l'eau :

$$\Delta h_2 = C' \times \frac{v^2}{2 \times g} \quad \text{VI.16}$$

D'où :

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

Avec :

$$m'' = \frac{1}{2} \times \frac{d^2}{\phi^2} \quad \text{VI.17}$$

La valeur de (C') est lue sur l'abaque (annexe (VI.2)).

VI.6.4.2 Application de calcul pour le tronçon R75—R300 :

On dispose d'une tuyère de diamètre $d = 20$ mm qui est incorporée dans une tubulure de diamètre $\phi = 40$ mm

Les caractéristiques de la tuyère sont :

❖ Montée de l'eau :

$$K = \frac{v_1}{v_f} = \frac{D^2}{d'^2} = \frac{0,0736^2}{(0,92 \times 0,020)^2} = 16 \text{ Vf}$$

K = 16 (condition de K est vérifiée).

Par ailleurs,

$$m' = \frac{(0,92 \times d)^2}{\phi^2} = \frac{(0,92 \times 0,020)^2}{0,040^2} = 0,212$$

A partir de l'annexe (VI.1), 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 :

$$\Delta h_1 = 0,63 \times \frac{v^2}{2 \times g} = 8,22 \text{ Vf}^2$$

❖ Descente de l'eau :

$$K' = \frac{v_2}{v_f} = 2 \times \frac{D^2}{d^2} = 2 \times \frac{0,0736^2}{0,020^2} = 27,08$$

Ce qui donne :

$$V_2 = K' \times V_f = 27,08 \times V_f$$

Par ailleurs,

$$m'' = \frac{1}{2} \times \frac{d^2}{\phi^2} = 0,5 \times \frac{0,020^2}{0,040^2} = 0,125$$

A partir de l'abaque de l'annexe (VI.2), on aura la valeur du coefficient de perte de charge $C' = 2,3429$ d'où, la perte de charge correspondant au cas de la descente de l'eau est :

$$\Delta h_2 = C' \times \frac{v^2}{2 \times g} = 30,56 \text{ Vf}^2$$

❖ Variation de volume d'air :

$$\Delta U = S \times Vm \times \theta$$

$$\theta = \frac{2 \times L}{a} = \frac{2 \times 882,322}{351,50} = 5,02 \text{ s}$$

Avec :

$$S = \pi \times r^2 = 3,14 \times 0,368^2 = 0,425 \text{ m}^2$$

D'où :

$$\Delta U = S \times Vm \times \theta = 0,425 \times 5,02 \times Vm$$

❖ Résultats de calcul du réservoir d'air

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon SR2-SR3 en utilisant la méthode de BERGERON, sont donnés dans le tableau (VI.7) ci-dessous. L'épure de BERGERON est illustrée par la figure (VI.13).

Tableau VI.8 : Calcul du réservoir d'air de tronçon (R75—R300)

Temps	DU	U	Z	V ₁ /V ₂	h ₁ /h ₂	P _{apc}	Dh	P _{spc}	V _{fc}	V _m	V _r
0	0	0,2	165,45	0	0	165,45	9,4499	156	0	0,7945	0,7945
5,0185	0,0137	0,2137	150,81	7,8035	2,0094	148,8	3,7864	145,01	0,4877	0,6411	0,181
10,037	0,0018	0,2155	149,05	0,3465	0,0143	149,06	0,0065	149,06	-0,013	0,0841	-0,207
15,056	-0,004	0,2111	153,37	5,4589	3,5585	156,93	0,7513	156,18	-0,202	-0,204	-0,197
20,074	-0,004	0,2076	157,03	3,627	1,571	158,6	0,3614	158,24	-0,134	-0,165	-0,071

25,093	-9E-04	0,2067	158,01	0,4015	0,0193	158,03	0,0083	158,02	-0,015	-0,043	0,0417
30,111	0,0011	0,2078	156,84	0,986	0,0321	156,81	0,0925	156,72	0,0616	0,0516	0,0816
35,13	0,0015	0,2093	155,28	0,9319	0,0287	155,25	0,0839	155,16	0,0582	0,0699	0,0349
40,148	0,0004	0,2097	154,86	0,0476	7E-05	154,86	0,0006	154,86	0,003	0,0189	-0,029
45,167	-7E-04	0,209	155,6	1,0242	0,1253	155,72	0,0399	155,68	-0,038	-0,033	-0,047
50,185	-8E-04	0,2081	156,47	0,8612	0,0886	156,56	0,0297	156,53	-0,032	-0,039	-0,017
55,204	-2E-04	0,208	156,65	0,0199	1E-05	156,65	0,0002	156,65	0,0012	-0,008	0,0194
60,222	0,0005	0,2084	156,17	0,3759	0,0047	156,16	0,0178	156,15	0,0235	0,0214	0,0276
65,241	0,0005	0,2089	155,66	0,2845	0,0027	155,66	0,0112	155,65	0,0178	0,0227	0,008
70,259	5E-05	0,209	155,61	0,081	0,0008	155,61	0,0006	155,61	-0,003	0,0025	-0,014
75,278	-3E-04	0,2086	155,93	0,4182	0,0209	155,96	0,0088	155,95	-0,015	-0,015	-0,017
80,296	-3E-04	0,2084	156,24	0,2752	0,009	156,25	0,0044	156,24	-0,01	-0,014	-0,003
85,315	-1E-06	0,2084	156,24	0,0522	9E-05	156,24	0,0007	156,24	0,0033	-7E-05	0,0099
90,333	0,0002	0,2086	156,01	0,1627	0,0009	156,01	0,0044	156,01	0,0102	0,01	0,0104
95,352	0,0002	0,2087	155,83	0,0917	0,0003	155,83	0,0018	155,83	0,0057	0,0081	0,001
100,37	-2E-05	0,2087	155,86	0,0808	0,0008	155,86	0,0006	155,86	-0,003	-1E-03	-0,007
105,39	-1E-04	0,2086	156,01	0,1818	0,0039	156,01	0,0023	156,01	-0,007	-0,007	-0,006
110,41	-1E-04	0,2085	156,12	0,0859	0,0009	156,12	0,0007	156,12	-0,003	-0,005	8E-05
115,43	3E-05	0,2085	156,09	0,04	5E-05	156,09	0,0005	156,09	0,0025	0,0013	0,0049

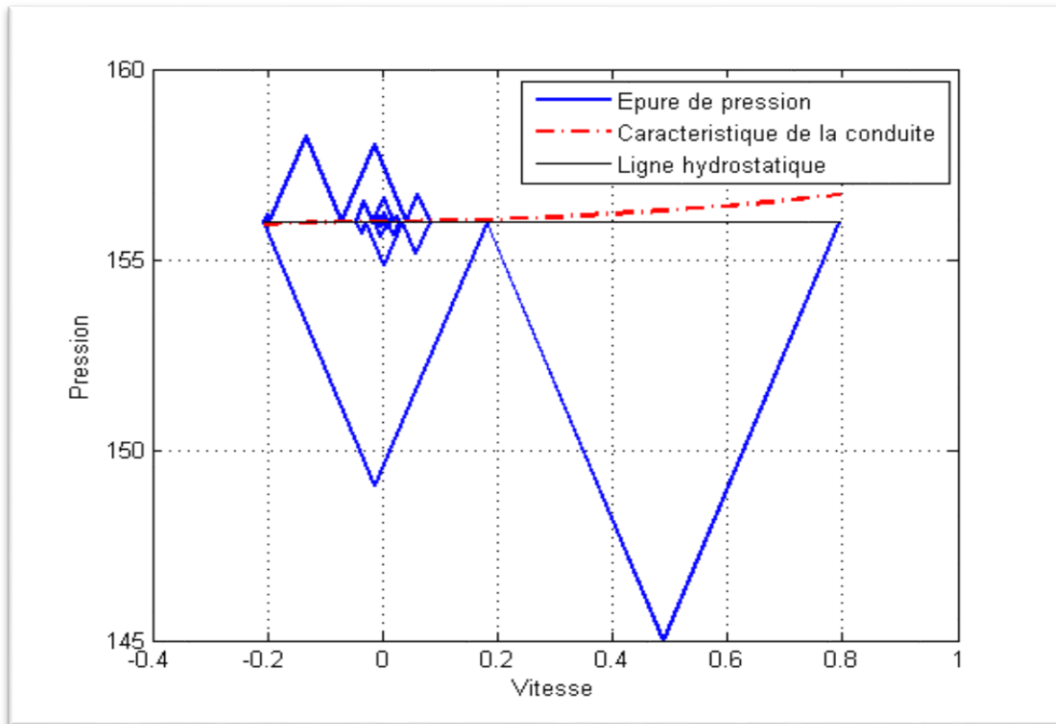


Figure VI.13 : Épure de BERGERON pour le tronçon (R75—R300)

❖ Interprétation des résultats :

- À la fin de cette dépression, Le volume d'air est de $0,2115 \text{ m}^3$, soit $211,5 \text{ l}$;
- Pour la surpression, le volume d'air est de $0,2 \text{ m}^3$, soit 200 l .

De plus, on observe sur la figure (VI.14) que le coup de bélier est amorti progressivement au fil du temps.

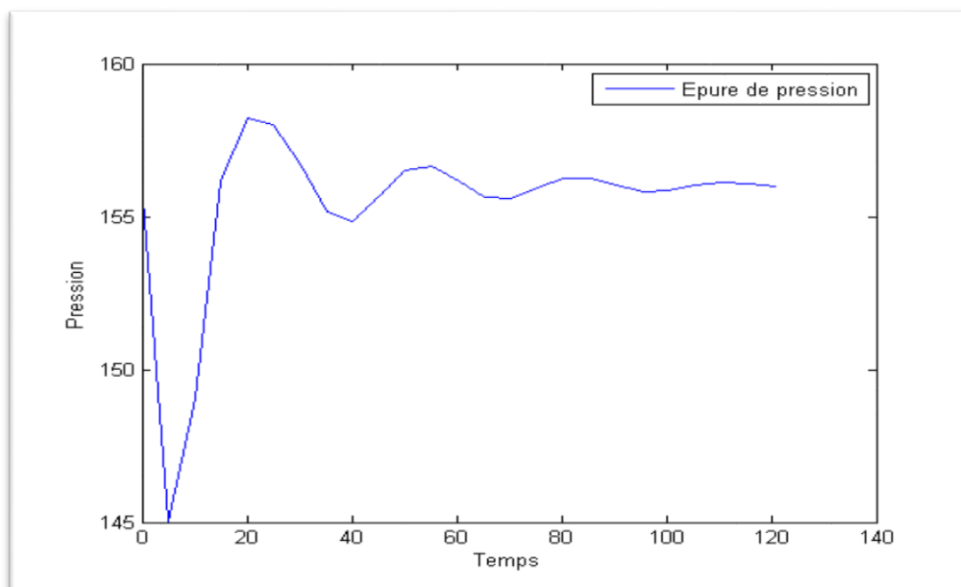


Figure VI.14 : Variation de pression absolue pour le tronçon R75—R300

✚ Dimensionnement du réservoir d'air :

Le tableau montre que le volume maximal de l'air est d'ordre 0,2115 m³, par conséquent, on peut calculer le volume de réservoir anti-bélier tel que :

$$V_t = 1,2 \times U_{max} = 1,2 \times 0,2115 = \mathbf{0,2538 \text{ m}^3}$$

VI.6.4.2 Application du calcul pour le tronçon (R300—R500) :

❖ Montée de l'eau :

- K = 16
- V₁ = 16 Vf
- m' = 0,212
- C = 0,63
- Δh₁ = 8,22 Vf²

❖ Descente de l'eau :

- K' = 27,08
- V₁ = 27,08 Vf
- m'' = 0,125
- C' = 2,3429
- Δh₁ = 30,56 Vf²

❖ Variation du volume d'air :

- θ = 6,16 s
- S = 0,425 m²
- ΔU = 2,618 Vm

✚ Résultats de calcul du réservoir d'air

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon SR04-Rf en utilisant la méthode de BERGERON, sont donnés dans le tableau (VI.8) ci-dessous. L'épure de BERGERON est illustrée par la figure (VI.15).

Tableau VI.9 : Calcul du réservoir d'air de tronçon (R300—R500)

Temps	DU	U	Z	V ₁ /V ₂	h ₁ /h ₂	P _{apc}	Dh	P _{spc}	V _{fc}	V _m	V _r
0	0	0,05	42,27	0	0	42,27	25,56	16,71	0	1,2034	1,2034
6,1602	0,0269	0,0769	23,145	13,563	6,0698	17,076	13,113	3,9624	0,8477	1,0256	0,4919
12,32	0,0119	0,0888	18,922	6,6583	1,4629	17,459	3,4631	13,996	0,4161	0,454	0,3404
18,481	0,0081	0,0969	16,746	4,4377	0,6498	16,096	1,6447	14,451	0,2774	0,3089	0,2143
24,641	0,0049	0,1018	15,625	2,5725	0,2184	15,406	0,6147	14,792	0,1608	0,1876	0,1072
30,801	0,0022	0,104	15,165	0,9636	0,0306	15,134	0,1091	15,025	0,0602	0,0837	0,0132
36,961	-2E-04	0,1038	15,204	0,7515	0,0674	15,272	0,029	15,243	-0,028	-0,007	-0,069
43,121	-0,002	0,1018	15,631	2,3378	0,6526	16,283	0,2044	16,079	-0,086	-0,078	-0,104
49,281	-0,003	0,0991	16,225	2,7165	0,8812	17,106	0,266	16,84	-0,1	-0,102	-0,097
55,442	-0,002	0,0967	16,781	2,2516	0,6054	17,386	0,1913	17,195	-0,083	-0,09	-0,07
61,602	-0,002	0,0951	17,177	1,416	0,2394	17,416	0,0855	17,331	-0,052	-0,061	-0,035
67,762	-7E-04	0,0945	17,349	0,4543	0,0246	17,374	0,0124	17,362	-0,017	-0,026	0,0014
73,922	0,0002	0,0947	17,287	0,2735	0,0025	17,285	0,0128	17,272	0,0171	0,0093	0,0328
80,082	0,001	0,0957	17,046	0,6439	0,0137	17,032	0,0545	16,977	0,0402	0,0365	0,0477

86,242	0,0012	0,0969	16,743	0,7393	0,018	16,725	0,0691	16,656	0,0462	0,047	0,0447
92,403	0,0011	0,098	16,488	0,59	0,0115	16,477	0,0469	16,43	0,0369	0,0408	0,029
98,563	0,0006	0,0986	16,343	0,2931	0,0028	16,34	0,0144	16,326	0,0183	0,0237	0,0076
104,72	6E-05	0,0986	16,329	0,0824	0,0008	16,33	0,0008	16,329	-0,003	0,0023	-0,014
110,88	-5E-04	0,0982	16,434	0,5636	0,0379	16,472	0,0178	16,454	-0,021	-0,017	-0,028
117,04	-8E-04	0,0974	16,612	0,7975	0,076	16,688	0,032	16,656	-0,029	-0,029	-0,031
123,2	-8E-04	0,0967	16,797	0,7443	0,0661	16,863	0,0285	16,834	-0,027	-0,029	-0,024
129,36	-5E-04	0,0961	16,93	0,4739	0,0268	16,957	0,0133	16,943	-0,017	-0,021	-0,011
135,52	-2E-04	0,0959	16,977	0,0957	0,0011	16,978	0,001	16,977	-0,004	-0,007	0,0039
141,68	0,0002	0,0961	16,932	0,1591	0,0008	16,931	0,0053	16,926	0,0099	0,0069	0,016

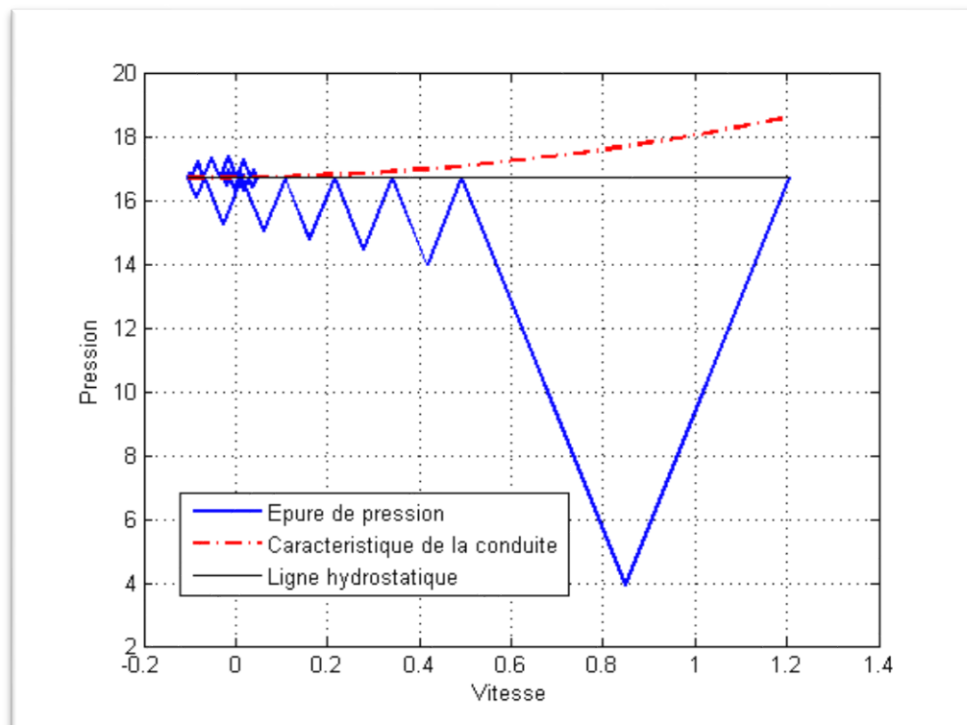


Figure VI.15 : Calcul du réservoir d'air de tronçon (R300—R500)

❖ **Interprétation des résultats :**

- À la fin de cette dépression, Le volume d'air est de $0,101\text{m}^3$, soit 101 l ;
- Pour la surpression, le volume d'air est de $0,05\text{ m}^3$, soit 50 l .

De plus, on observe sur la figure (VI.16) que le coup de bélier est amorti progressivement au fil du temps.

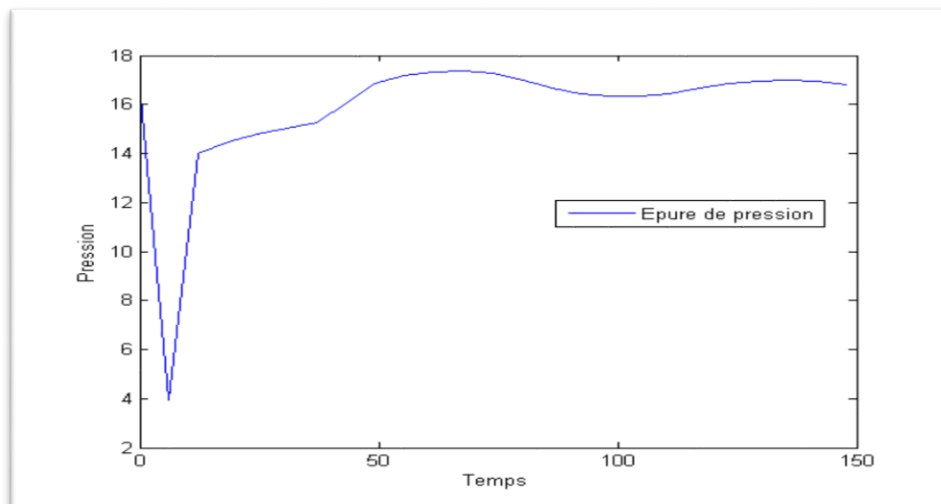


Figure IV.16 : Variation de pression absolue pour le tronçon R300—R500

✚ Dimensionnement du réservoir d'air :

Le tableau montre que le volume maximal de l'air est d'ordre $0,101 \text{ m}^3$, par conséquent, on peut calculer le volume de réservoir anti-bélier tel que :

$$V_t = 1,2 \times U_{max} = 1,2 \times 0,101 = \mathbf{0,1212 \text{ m}^3}$$

VI.7 Conclusion :

Selon les résultats que nous avons obtenus, il est notable que la suppression présente une valeur significative dans le tronçon R75—R300, tandis que la dépression affiche une valeur élevée dans la section R300—R500, donc la protection contre le coup de bélier est plus qu'impératif, dans ce cas, nous avons opté pour les réservoirs d'air.

Concernant les autres tronçons (R500—RP1) et (RP1—RP2) les valeurs des suppressions et des dépressions vérifient la pression nominale de service, ce qui ne nécessite pas un dispositif de protection.

Conclusion générale

Conclusion générale

Pendant cette étude, nous avons défini les étapes essentielles pour mener à bien un projet d'approvisionnement en eau potable (AEP) afin de répondre aux besoins de notre zone d'étude. Nous avons pris en compte tous aspects liés aux objectifs du projet d'AEP dans cette zone, obtenant ainsi des résultats significatifs.

Cette étude sur l'approvisionnement en eau potable a pour objectif de répondre aux besoins anticipés de la population, qui devrait atteindre 2616 habitants d'ici l'année 2048.

Tout à fait, les réservoirs sont conçus pour répondre aux besoins en eau anticipés, garantissant ainsi un approvisionnement continu en aval et évitant les ruptures de stockage. Cela joue un rôle crucial dans la gestion de l'alimentation en eau potable.

Pour le projet de notre étude, nous avons adopté sur quatre réservoirs de stockages de capacité : les deux réservoirs existants de *Mliha*, l'un de 300 m³ et l'autre de 500 m³, les deux réservoirs projetés de même capacité soit 200 m³.

Par la suite on a renforcé par un cinquième de 75 m³ situé au village *Ait Bessai* par une adduction par refoulement afin de combler un déficit de village *Mliha* qui est de l'ordre de 291,76 m³/j.

Pour concevoir le système d'approvisionnement en eau, nous avons choisi des diamètres compris entre 50 mm et 110 mm, offrant un équilibre optimal entre économie et des vitesses acceptables. De plus, nous avons préféré le PEHD comme matériau pour les conduites en raison de ses avantages comparatifs à d'autres matériaux.

Pour garantir le transport de l'eau vers les réservoirs, nous avons identifié les pompes appropriées pour chaque station de pompage de notre projet. A cet égard, parmi les options disponibles sur le marché, nous avons choisi d'utiliser des pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontal de la marque Caprari.

Après avoir effectué une analyse pour évaluer le risque de coup de bélier, nous avons constaté que les deux tronçons d'adduction par refoulement étaient susceptibles de subir ce phénomène. Par conséquent, nous avons dimensionné deux réservoirs d'air pour amortir l'effet de coup de bélier.

Vers la fin, nous espérons avoir accompli une tâche qui puisse servir de base pour une étude approfondie visant à assurer un approvisionnement continu en eau potable, tout en constituant également une référence bibliographique pour les futures promotions.

Références bibliographiques

[3] DUPONT, A. : Hydraulique urbaine. Tome II, Ouvrages de transport Élévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, 1979.

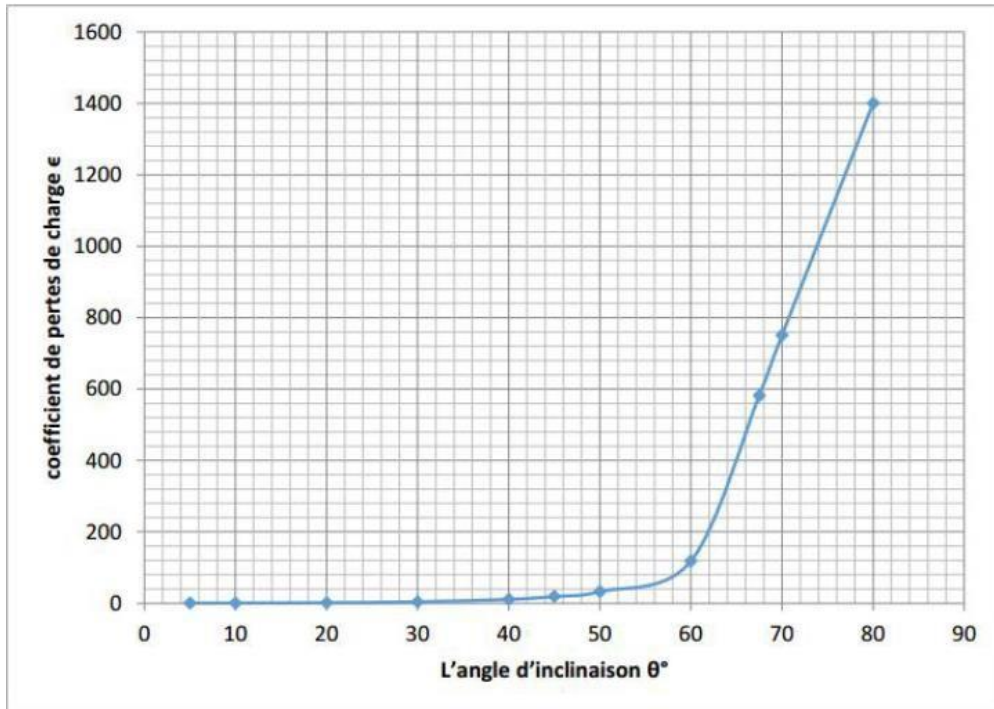
[4] VALIRON F, «Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement Tome 1,» Edition technique et documentation Lavoisier, 1994

[5] BAHLOUL.A et ABED.I « Renforcement en alimentation en eau potable de la commune de BOUZEGUENE à partir du barrage *TICHY-HAF* et de deux forages d'*OUZELLAGUENE* » *mémoire de fin d'étude* université de Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou, 2020

[6] HAMMOU, S ''Alimentation en eau potable de village *Mliha*'' mémoire fin de cycle Diplôme d'Ingénieure d'Etat en science Agronomique université de Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou, 2013

Annexe IV.1 : Evolution du coefficient de singularité ξ d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture.

Angle d'inclinaison du papillon θ (°)	0	5	10	20	30	40	45	50	60	70	80
ξ	0.25	0.25	0.52	1.54	3.91	10.8	18.7	32.6	118	751	1400



Représentation graphique de l'évolution du coefficient de pertes de charge d'une vanne papillon en fonction de son degré de fermeture.

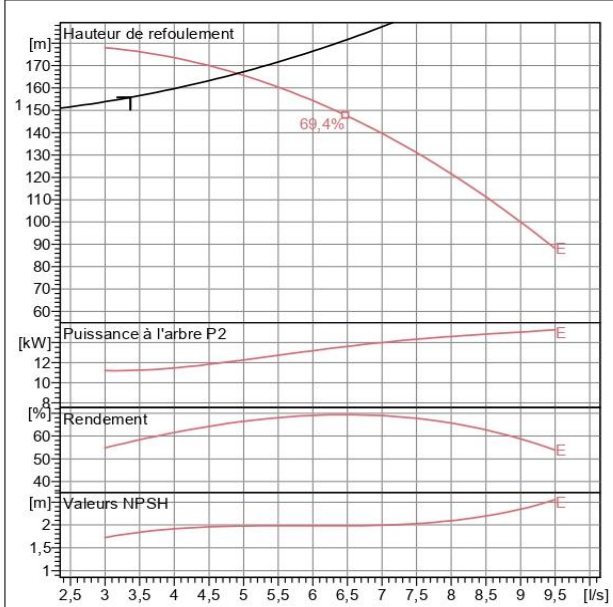
Annexe V.1 : courbes caractéristiques de la pompe du tronçon R75—R300

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

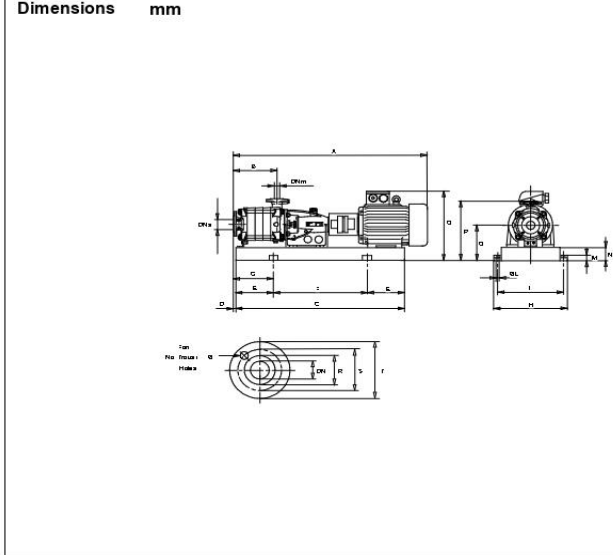
Caractéristiques requises	
Débit	3,37 l/s
Hauteur de refoulement	156 m
Fluide	Eau potable
Température	
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	
Hauteur de refoulement	
Puissance absorbée	12,2 kW
Rendement	%
Hauteur manométrique H(Q=0)	
Orif. de refoulement	40 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	22 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	
Viscosité maxi.	
Caractéristiques générales	
Poids	336 kg

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



Caractéristiques de fonctionnement

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



Notes:

Date 31.10.2023	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

Annexe V.2 : Courbes caractéristiques de la pompe du tronçon R300—R500



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PM 65/ 3 A

Caractéristiques requises	
Débit	5,12 l/s
Hauteur de refoulement	33,6 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe	
Débit	5,2 l/s
Hauteur de refoulement	34,5 m
Puissance absorbée	2,89 kW
Rendement	61,2%
Hauteur manométrique H(Q=0)	35,4 m
Orif. de refoulement	65 mm

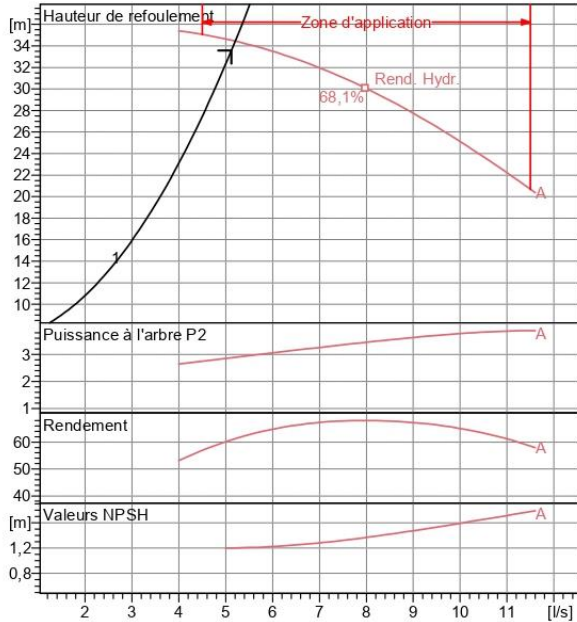
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	4 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	20
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales	
Poids	196 kg

Matériaux

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

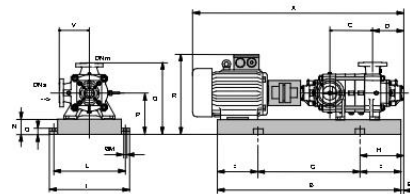


Caractéristiques de fonctionnement UN/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
5,12	34,5	2,88	60,8	1,2

Dimensions mm

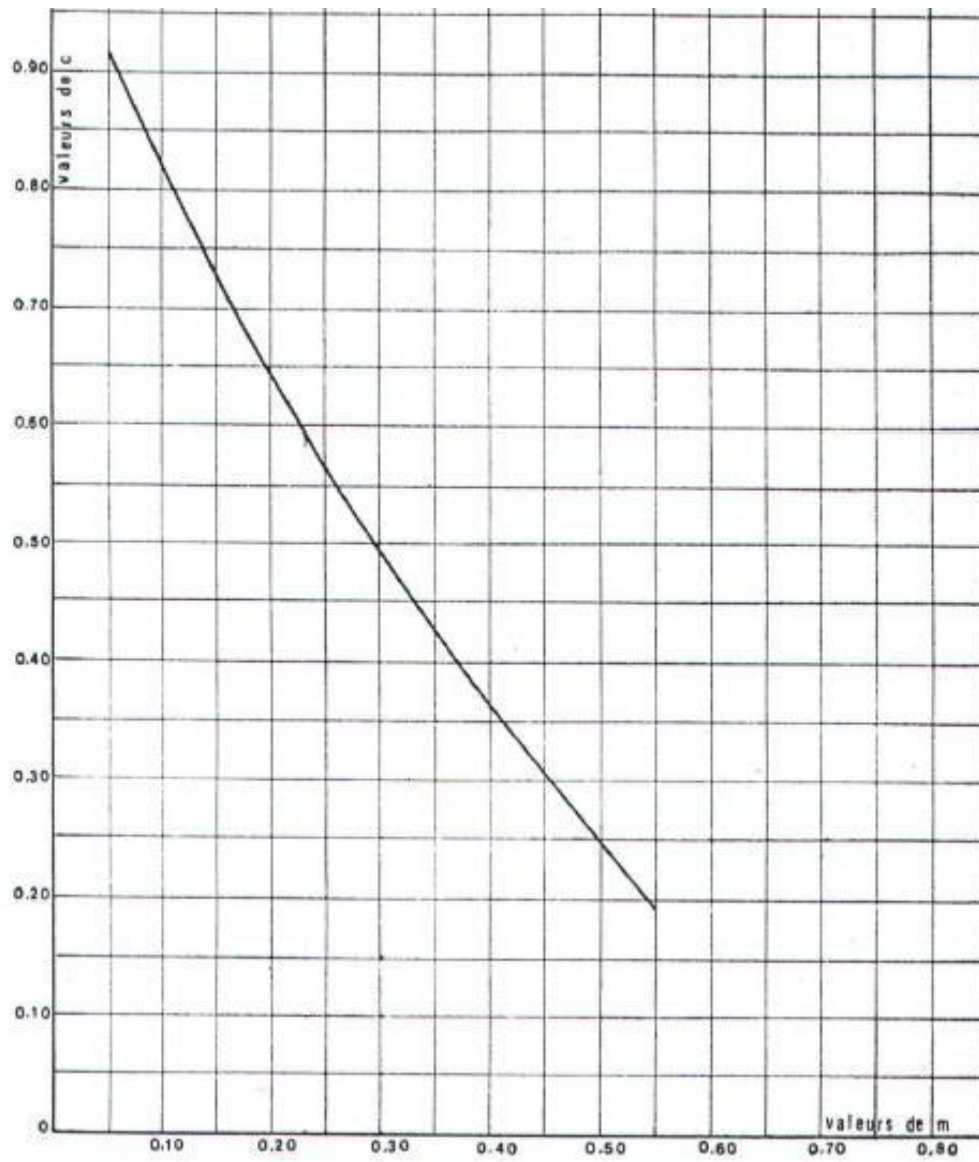
- A = 1109
- B = 896
- C = 235
- D = 229
- DNa = 80
- DNm = 65
- E = 159
- F = 150
- G = 596
- H = 309
- I = 510
- L = 460
- M = 20
- N = 100
- O = 42
- P = 280
- Q = 500
- R = 418
- V = 220



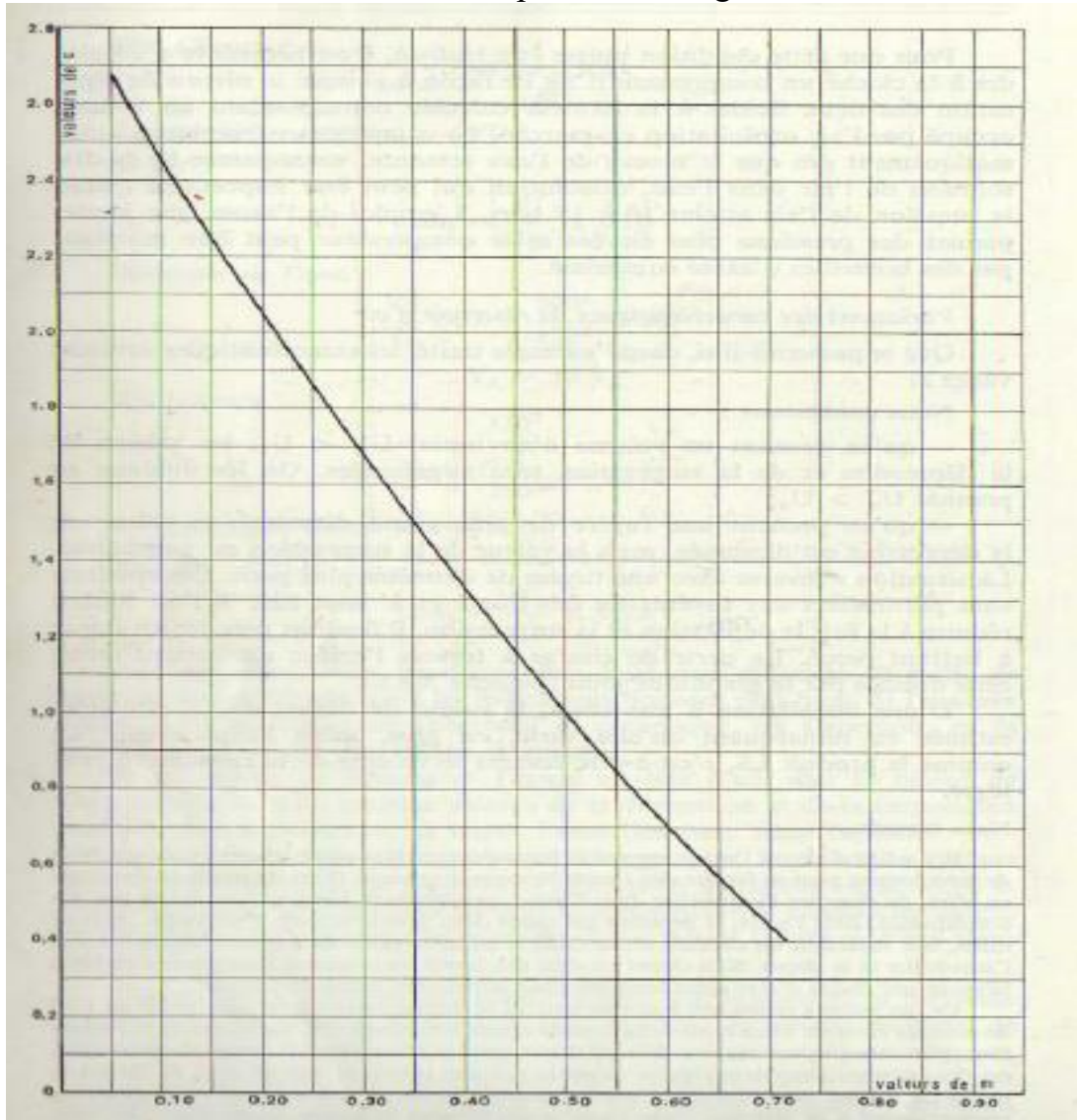
Notes:

Date 24/10/2023	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

Annexe.VI.1 : Coefficient de pertes de charge c dans une tuyère



Annexe VI.2 : Coefficient de pertes de charge c' d'une tubulure



Résumé

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, nous avons entrepris un processus complet pour étudier et répondre aux besoins en eau potable du village de *Mliha*, situé dans la commune de *Chellata*, dans la wilaya de Bejaia. Notre travail a débuté par la présentation du site du projet, suivi de l'estimation des besoins en eau pour diverses catégories d'utilisateurs jusqu'à l'horizon 2048. Ensuite, nous avons réalisé le dimensionnement et la vérification des réservoirs. Une étude technico-économique a été menée pour déterminer les diamètres des conduites d'adduction. Nous avons également abordé la partie relative au pompage, en sélectionnant les pompes appropriées pour les deux tronçons de refoulement. Enfin, afin de prévenir les phénomènes oscillatoires et protéger le réseau, nous avons effectué une vérification complète contre les coups de bélier.

Mots clés : réservoirs ; conduites ; pompe ; coup de bélier.

ملخص :

كجزء من مشروع التخرج، قمنا بعملية شاملة لدراسة وتلبية احتياجات مياه الشرب لقرية مليحة الواقعة في بلدة شلاتة بولاية بجاية. بدأ عملنا بعرض موقع المشروع، تلاه تقدير الاحتياجات المائية لفئات مختلفة من المستخدمين حتى عام 2048. ثم قمنا بتحديد حجم الدبابات والتحقق منها. وأجريت دراسة تقنية – اقتصادية لتحديد أقطار خطوط الإمداد. ناقشنا أيضاً جزء الضخ، واخترنا المضخات المناسبة لقسمي التفريغ. أخيراً، من أجل منع الظواهر المتذبذبة وحماية الشبكة، أجرينا فحصاً كاملاً لمطرقة الماء.

كلمات مفتاحية: الدبابات، الانابيب، مضخة، مطرقة الماء

Abstract

As part of our graduation project, we undertook a comprehensive process to study and meet the drinking water needs of the village of Mliha, located in the commune of Chellata, in the wilaya of Bejaia. Our work began with the presentation of the project site, followed by the estimation of water needs for various categories of users until 2048. Then, we carried out the sizing and verification of the tanks. A technical-economic study was conducted to determine the diameters of the supply lines. We also discussed the pumping part, selecting the appropriate pumps for the two discharge sections. Finally, in order to prevent oscillatory phenomena and protect the network, we performed a complete check against water hammer.

Keywords : reservoir ; conduct ; pump ; hammer.