



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique
Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

OUZANE Yasser

YOUSFI Samir

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE :

ELABORATION D'UN SYSTEME D'INFORMATION GEOGRAPHIQUE CAS DU RENFORCEMENT DE RESEAU D'AEP VILLAGE TAMRIDJET ET ENVIRONS A PARTIR DU FORAGE OUED AGRIOUN (W) DE BEJAIA

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

- Président : Mr BRAKENI. A
- Promoteur (s) : M^r. NASRI. K
- Examineur (s) : M^r. BEDJOU.A



Remerciements

Nous remercions le dieu tout puissant de nous avoir permis de marcher sur le chemin de la science , et aujourd'hui d'effectuer ce travail.

Avant tout le monde :

Nous remercions Les membres de jury pour avoir accepté de lire et de juger notre modeste travail

Nous remercions nos chers enseignants et promoteurs M' NASRI .K et M' SAOU.A d'avoir accepté notre encadrement, et de nous avoir assistés durant toute cette période, en nous accordant toute l'attention et temps qu'il faut.

Nous remercions très chaleureusement nos chères familles et tous nos amis sans oublier toutes les personnes ayant contribué de près et de loin a la réalisation de ce travail.

On tient aussi à remercier M' Amour. D ainsi que tout le personnel de la subdivision de Souk El Tienne.

On tient à remercier également ceux et celles qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce présent travail.

Yasser et samir



Dédicace

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

- *A mes très chers parents qui m'ont toujours poussé et soutenu pour aller de l'avant,*
- *A ma cher sœur naoual qui m'a toujours encouragé*
 - *A ma petite sœur silo*
 - *A mon petit frère massi*
- *A tous mes amis et mes collègues ; en particulier : spin, lyes, zou, djebbar, zaki ,et djalil. Sans oublier mon binôme samir*
 - *A Toute ma famille.*
- *A toute personne ayant contribué de près ou de loin a la réalisation de ce travail.*

Yasser

Liste des symboles et abréviations

- Q_n** : Débit du nœud (l/s)
Q_r : Débit de route (l/s)
Q_s : Débit spécifique (l/s)
Q_{maj,j} : Débit majoré journalier en (m³/j)
Q_{max,j} : Débit maximum journalier en (m³/j)
Q_{maj,h} : Débit moyen majoré horaire (m³/h)
Q_{max,h} : Débit maximum horaire (m³/h)
Q_{min,j} : Débit minimale journalier en (m³/j)
Q : Le débit au point de fonctionnement désiré (m³/s)
Q₁ : Le débit au point de fonctionnement après changement de temps de pompage (m³/s)
Q₂ : Le débit au point homologue du point désiré (m³/s)
Q₃ : Le débit au point homologue de P1 (m³/s)
q : Dotation moyenne journalière (l/j. cons)
R : Coefficient qui caractérise
Re : Le nombre de REYNOLDS
R_{+max} : Excédent en eau à différentes heures de la journée
R_{-max} : Insuffisantes en eau à différentes heures de la journée
R1: Réservoir 1.
R2 : Réservoir 2.
R3 : Réservoir 3.
R4: Réservoir 4.
R5 : Réservoir 5.
R6 : Réservoir 6.
r : Le pourcentage de rognage (%).
S : Section de la conduite (m²).
Sp : station de pompage.
STR01 : La première station de reprise.
STR02 : La deuxième station de reprise.
STR03 : La troisième station de reprise.
STR04 : La quatrième station de reprise.
T : Le taux d'accroissement annuel de la population en %, pris égale à 1.5.
T_f : Le temps de fermeture de la vanne (s).
T_v : La pression de vapeur maximale de l'air.
T' : Le nouveau temps de pompage (s).
T₀ : La température de l'eau en degré, T=20^oC.
t : Le temps de pompage par jour (t=20h).
U : Le volume de l'air dans le réservoir à l'intervalle de temps (m³).
U₀ : Volume d'air initial (m³).
U_{max} : Le volume maximal d'air dans la cloche (m³).
V : La vitesse d'écoulement (m/s).
V_f : Vitesse finale choisie (m/s).
V_m : Moyenne arithmétique de la vitesse finale de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie.
V_T : Le volume total du réservoir (m³).

Liste des symboles et abréviations

V_u : Le volume utile de stockage du réservoir (m^3)

V_{\min} : La vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0,5 m/s

V_{\max} : La vitesse maximale de l'écoulement qui est de 1,5 m/s

V_{inc} : Le volume d'incendie ($120m^3$).

V_0 : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

V_1 : Vitesse dans la tuyère (cas de la montée d'eau) (m/s).

V_2 : Vitesse dans la tuyère (cas de la descente d'eau) (m/s).

Z : L'altitude.

Z' : La pression dans le réservoir d'air.

Z_0 : Pression absolue.

t : Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite (s).

\max : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie entre 1,2 et 1,4.

$\beta \max$: Coefficient qui dépend du nombre d'habitant

η : Le rendement de la pompe (%)

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

λ : Coefficient de frottement de Darcy

\emptyset : Le diamètre de la tubulure (m).

ξ : Coefficient d'ouverture de la vanne

ρ : La masse volumique (kg/m^3)

π : 3,14.

Δh_1 : La perte de charge à la montée (m).

Δh_2 : La perte de charge à la descente (m).

ΔU : La variation du volume d'air (m^3).

Sommaire

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

Chapitre I : Présentation du site

I.1.INTRODUCTION	3
I.2.Présentation de la commune de Tamridjet.....	3
I.2.1. Situation géographique	3
I.2.2. Situations géologique et hydrogéologique de la commune de tamridjet	4
I.2.2.1.Géologie.....	4
I.2.2.2.Hydrogéologie.....	4
I.2.3. Situation topographique	4
I.2.4. Situations climatiques	4
I.3. Présentation de la zone d'étude	4
I.3.1. Description de la zone d'étude.....	4
I.3.2. Horizons de l'étude	4
I.3.3. Situations actuelles du réseau d'AEP	5
I.3.4. Les infrastructures existantes	5
I.4.Présentation du système d'AEP de la zone d'étude	6
I.4.1. Alimentation actuelle de la zone d'étude.....	6
I.4.2.Constitution du réseau.....	6
I.4.2.1. Réservoir Tamridjet (R ₁):.....	6
I.4.2.2 .Réservoir Ait Djamaa(R ₂)	6
I.4.2.3.Réservoir Adrar Ithinedj (R ₃).....	6
I.4.2.4. Réservoir Ait Mebarki (R ₄):.....	6
I.4.3. Captages et stations de reprise existants	7
I.4.3.1. Station de reprise EL Arche	7
I.4.2.2. Captage Igher N'rsas.....	7
I.5.Conclusion	7

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

II.1. Introduction.....	8
II.2. Estimation des besoins en eau	8
II.2.1. Les besoins actuels	8
II.2.1.1. Estimation de la population actuelle.....	8
II.2.1.2. Estimation des besoins de la population actuelle	9
II.2.1.2.1. La norme de consommation.....	9
II.2.1.3. Estimation des besoins des équipements actuels	9
II.2.2. Les besoins aux horizons projetés	10
II.2.2.1. Estimation de la population future.....	10
II.2.2.2. Estimation des besoins domestique de la population future	11
II.2.2.3. Estimation des besoins des équipements future.....	11
II.2.2.4. Consommation moyenne journalière.....	11
II.2.3. Calcul du débit moyen journalier	11
II.2.3.1. Majoration de la consommation moyenne journalière	11
II.2.4. Calcul du débit maximum journalier	12
II.2.5. Calcul du débit maximum horaire	13
II.2.6. Calcul du débit minimal journalier	14
II.2.7. Calcul du débit minimal horaire	15
II.3. Conclusion.....	16

Chapitre III: Les réservoirs

III.1. Définition	17
III.2. Rôle des réservoirs	17
III.3. Emplacement des réservoirs	17
III.4. Classification des réservoirs	17
III.5. Equipement des réservoirs	18
III.6. Capacité des réservoirs	21
III.6.1. vérification de la Capacité des réservoirs.....	21
III.6.2. Détermination de la valeur de P	21
III.6.3. Détermination de diamètre du réservoir	22
III.6.4. Détermination de la hauteur d'incendie	22
III.6.5. Détermination de la hauteur d'eau disponible (à desservir).....	22

III.6.6.Vérification de la Capacité de stockage pour l’horizon d’étude (2045).....	22
III.7. Dimensionnement des stations de reprises	22
III.7.1.Dimensionnement de la bache à eau de la station de reprise STR01	23
III.8.Dimensionnement des réservoirs	23
III.7. Conclusion	26

Chapitre IV : Adduction

IV.1. Introduction	27
IV.2. Choix du tracé.....	27
IV.3. Description du schéma d’adduction	27
IV.4. Choix du type de conduite.....	27
IV.4.1. Partie refoulement	28
IV.4.2.Partie gravitaire	28
IV.5. Étude technico-économique	28
IV.6. Calcul hydraulique.....	29
IV.6.1. Calcul du diamètre économique.....	29
IV.6.1.1. Pour les conduites de refoulement	29
IV.6.1.2. Pour les conduites gravitaires	29
IV.6.2.Clcule de la vitesse	30
IV.6.3.1. Les pertes de charge linéaire	30
IV.6.3.2.Les Pertes de charge singulières (Hs)	32
IV.6.3.3.Les Pertes de charge totales (Ht).....	32
IV.6.4.Détermination de La hauteur manométrique totale (HMT) :	32
IV.6.5. Puissance absorbée par la pompe	32
IV.6.6. Energie consommée par la pompe	32
IV.6.7. Frais d’exploitation	32
IV.6.8.Frais d’amortissement	32
IV.6.9.Calcul du bilan	33
IV.7.Prix et diamètre des conduites	34
IV.8.Dimensionnement des différents tronçons de l’adduction	34
IV.8.1.Dimensionnement de l’adduction (partie refoulement)	34
IV.8.2. Conduites gravitaires.....	42
IV.8. Conclusion.....	43

Chapitre V: Pompe et station de pompage

V.1. Introduction.....	45
V.2. Classification des pompes	45
V.2.1. Pompes volumétriques	45
V.2.2. Turbo-pompes	45
V.3. Choix des pompes	46
V.4. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges.....	46
V.4.1. Hauteur manométrique	46
V.4.2. La vitesse de rotation.....	46
V.4.3. La puissance	46
V.4.3.1. La puissance absorbée par la pompe	46
V.4.3.2. La puissance hydraulique ou la puissance utile	47
V.4.4. Le rendement.....	47
V.5. Les courbes caractéristiques des pompes centrifuges	47
V.6. Le point de fonctionnement d'une pompe.....	48
V.6.1. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement d'une pompe	49
V.6.1.1. Modification du temps de pompage	49
V.6.1.2. Vannage ou création des pertes de charge.....	49
V.6.1.3. Rognage de la roue	50
V.6.1.4. Variation de la vitesse de rotation	50
V.7. Couplage des pompes	51
V.7.1. Couplage en série	51
V.7.2. Couplage en parallèle	51
V.8. Etude de la cavitation	51
V.9. choix du type de pompe pour différentes stations.....	54
V.9.1. Pompes installées à la station de reprise (SP) vers (STR01).....	54
V.9.2. Pompes installées à la station de reprise (STR01) vers (STR02).....	55
V.9.3. Pompes installées à la station de reprise (STR02) vers (STR03)	56
V.9.4. Pompes installées à la station de reprise (STR03) vers (STR04)	60
V.9.5. Pompes installées à la station de reprise (STR04) vers (Réservoir final Rf)	62
V.10. Récapitulatif des résultats	65

V.10. Conclusion	65
------------------------	----

Chapitre VI: Pose et protection des conduites

VI.1. Introduction	66
VI.2. Pose des conduites	66
VI.2.1. Tracé.....	66
VI.2.2.Pose des conduites	66
VI.2.2.1.Pose en tranchée.....	67
VI.2.2.2. Franchement des points spéciaux.....	68
VI.2.2.2.1. Traversée de route et des chemins de fer	68
VI.2.2.2.2. Traversés souterraine de ravin ou d'oued	69
VI.2.2.2.3.Stabilisation des conduites	70
VI.2.2.2.4.Pose en élévation.....	71
VI.2.3. Essais hydraulique du réseau(en tranchée)	71
VI.2.4. Réalisation des tranches	72
VI.2.5. Précaution intéressant les conduites.....	73
VI.2.6. La stérilisation des conduites neuves avant la mise en service	73
VI.3. Protection des conduites.....	73
VI.3.1.Vue d'ensemble sur le phénomène	73
VI.3.2. Causes du phénomène	74
VI.3.3. Analyse physique du phénomène.....	74
VI.3.4. Moyens de protection contre le régime transitoire.....	76
VI.3.4.1. Les volants d'inertie	77
VI.3.4.2. Les soupapes de décharge	77
VI.3.4.3. Soupapes d'admission et de purge d'air	78
VI.3.4.4. Les ventouses	78
VI.3.4.5. Réservoir d'air.....	78
VI.3.4.6. Cheminée d'équilibre	79
VI.3.5.Etude du coup de bélier.....	80
VI.3.5.1.La valeur du coup de bélier	80
VI.3.6.Calcul du coup de bélier.....	83
VI.3.6.1. Cas de refoulement :	83
VI.3. Conclusion.....	83

Chapitr VII: système d'information géographique

VII.1. Introduction.....	85
VII.2. Présentation du système d'information géographique SIG	85
VII.2.1. Définition du Système d'information géographique (SIG)	85
VII.2.2. composantes d'un SIG	85
VII.2.3. Fonctionnalités d'un SIG	85
VII.2.4. Utilité des SIG	86
VII.2.5. Elaboration d'un SIG	86
VII.2.6. Création banque de données urbaine	86
VII.2.7. Avantage des SIG	87
VII.2 .8. Les principales contraintes des SIG.....	87
VII.3. Présentation du logiciel MapInfo	87
VII.3.1. Définition.....	87
VII.3.2. Interface de travail	87
VII.4. Création du système d'information géographique pour le renforcement du réseau d'AEP de la commune de Tamridjet	88
VII.4.1 Préparation du fond de la carte	88
VII.4.2. Création des tables	89
VII.4.3. Vectorisation du renforcement du village tamridjet	90
VII.5. La gestion du réseau d'alimentation en eau potable	91
VII.5.1. La gestion classique des réseaux d'AEP.....	92
VII.5.2. Gestion informatisé des réseaux d'AEP	92
VII.5.3. Gestion des réseaux d'AEP par SIG	92
VII.5.3.1.Analyse thématique	92
VII.6.Conclusion.....	94
Conclusion générale.....	96

Liste des symboles et abréviations

AEP : Alimentation en eau potable.

A : l'amortissement annuel (Annuité).

a : La célérité de l'onde (m/s).

B : Valeur du coup de bélier (m).

BL : Le bilan (DA).

C : Coefficient de perte de charge (cas de montée de l'eau) dans la tuyère.

C' : Coefficient de perte de charge (cas de descente de l'eau) dans la tuyère.

Ca : Cote d'aspiration (m).

Cos () : le facteur de puissance.

D : Diamètre de la conduite (m).

D ext : Diamètre extérieur (m).

Dint : Diamètre intérieur (m).

Dmin : Diamètre minimal de la conduite (m).

Dn : Le diamètre du tuyau (m).

D max : Diamètre maximale de la conduite (m).

D1 : Diamètre donné par BONNIN (m).

D2 : Diamètre donné par BRESS (m).

d : Le diamètre de la tuyère (m).

d' : Diamètre de la veine contracté (m)

E : l'énergie consommée par la pompe (KWh)

e : Epaisseur de la conduit (m)

eu : Prix unitaire du KWh fixé a (4,67 DA)

Fam : Les Frais d'amortissement (DA)

Fexp : Les Frais d'exploitation (DA)

g : l'accélération de la pesanteur ($g=9,81$)

H : La hauteur du réservoir on prend 4 et 5 m (m)

Ha : La hauteur d'aspiration en (m)

Hd : La hauteur de dépression (m)

Hg : La hauteur géométrique (m)

Hinc : La hauteur d'incendié (m)

HL: Perte de charge linéaires (m)

HMT: La hauteur manométrique totale (m)

Hs : Perte de charge singulière (m)

HT : Perte de charge totale (m)

Hsr : La hauteur de surpression (m)

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 (m)

H0 : La pression absolue a point le plus haut de la conduite (m)

H1 : La hauteur au point de fonctionnement désiré (m)

H' : La hauteur au point homologue du point désiré (m)

h : Perte de charge engendré par vannage (m)

i : Le taux d'intérêt ($i=8\%$)

Liste des symboles et abréviations

- j** : Perte de charge linéaire (m/ml)
j_{asp} : Perte de charge à l'aspiration (m)
j_{ref} : Perte de charge au refoulement (m)
J_v : Perte de charge dans la vanne (m)
K : La rugosité absolue de la conduite
K' : coefficient de rapport de vitesse
K_c : Coefficient dépendant de la nature de la conduite
K_{max,j} : Coefficient d'irrégularité qui dépend de l'importance de l'agglomération, sa valeur est comprise entre 1,1 et 1,3
K_{max,h} : Coefficient de variation horaire maximale
K_{min,j} : Coefficient d'irrégularité journalière minimale, tenant compte d'une éventuelle sous consommation. Il est compris entre 0,7 et 0,9.
L : Longueur de la conduite (m)
L_{ij} : Longueur du tronçon (i-j) en (m)
m : Coefficient de rognage
m' : Le rapport du diamètre de la section de la veine contracté et du diamètre de la tubulure
m'' : Le rapport du diamètre de la tuyère et du diamètre de la tubulure
N : La vitesse de rotation (tr/min)
N' : La nouvelle vitesse de rotation (tr/min)
N_h : Nombre d'habitants
NPSH_a : La charge minimale disponible à l'aspiration
NPSH_r : La charge nette minimale à l'aspiration
n : Nombre d'année séparant l'année de référence et l'horizon de calcul
n_i : Nombre d'année d'amortissement (n= 30ans)
P : La puissance utile (KW)
P_a : La puissance absorbée par la pompe (KW)
P_j : La pression au sol du point considéré (m)
P_{max} : Le résidu maximal dans le réservoir (%)
P_n : La population à l' horizon d'étude
P_u : Le prix de mètre linéaire de la conduite (DA/ml)
P₀ : La population de l'année référence (2008)
PEHD : Polyéthylène haute densité
P_m : la puissance de moteur (KW).
PN : La pression nominale.
PNS : Pression nominal de service.
P_{trans} : la puissance du poste transformateur (KW).
Q : Le débit qui doit transiter dans la conduite (m³/s).
Q' : Le débit qui doit transiter dans la conduite (m³/s).
Q_{equi} : Besoins d'équipement (m³/j).
Q_{dome} : Besoins domestiques (m³/j).
Q_c : Somme des débits localisé en noeud considéré (l/s).

Q_p : Débit de pointe en (m³/j)
Q_{p1} : Débit de point de la village (l/s)

Liste des symboles et abréviations

- Q_n** : Débit du nœud (l/s)
Q_r : Débit de route (l/s)
Q_s : Débit spécifique (l/s)
Q_{maj,j} : Débit majoré journalier en (m³/j)
Q_{max,j} : Débit maximum journalier en (m³/j)
Q_{maj,h} : Débit moyen majoré horaire (m³/h)
Q_{max,h} : Débit maximum horaire (m³/h)
Q_{min,j} : Débit minimale journalier en (m³/j)
Q : Le débit au point de fonctionnement désiré (m³/s)
Q₁ : Le débit au point de fonctionnement après changement de temps de pompage (m³/s)
Q₂ : Le débit au point homologue du point désiré (m³/s)
Q₃ : Le débit au point homologue de P1 (m³/s)
q : Dotation moyenne journalière (l/j. cons)
R : Coefficient qui caractérise
Re : Le nombre de REYNOLDS
R_{+max} : Excédent en eau à différentes heures de la journée
R_{-max} : Insuffisantes en eau à différentes heures de la journée
R1: Réservoir 1.
R2 : Réservoir 2.
R3 : Réservoir 3.
R4: Réservoir 4.
R5 : Réservoir 5.
R6 : Réservoir 6.
r : Le pourcentage de rognage (%).
S : Section de la conduite (m²).
Sp : station de pompage.
STR01 : La première station de reprise.
STR02 : La deuxième station de reprise.
STR03 : La troisième station de reprise.
STR04 : La quatrième station de reprise.
T : Le taux d'accroissement annuel de la population en %, pris égale à 1.5.
T_f : Le temps de fermeture de la vanne (s).
T_v : La pression de vapeur maximale de l'air.
T' : Le nouveau temps de pompage (s).
T₀ : La température de l'eau en degré, T=20^oC.
t : Le temps de pompage par jour (t=20h).
U : Le volume de l'air dans le réservoir à l'intervalle de temps (m³).
U₀ : Volume d'air initial (m³).
U_{max} : Le volume maximal d'air dans la cloche (m³).
V : La vitesse d'écoulement (m/s).
V_f : Vitesse finale choisie (m/s).
V_m : Moyenne arithmétique de la vitesse finale de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie.
V_T : Le volume total du réservoir (m³).

Liste des symboles et abréviations

V_u : Le volume utile de stockage du réservoir (m^3)

V_{min} : La vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0,5 m/s

V_{max} : La vitesse maximale de l'écoulement qui est de 1,5 m/s

V_{inc} : Le volume d'incendie ($120m^3$).

V_0 : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

V_1 : Vitesse dans la tuyère (cas de la montée d'eau) (m/s).

V_2 : Vitesse dans la tuyère (cas de la descente d'eau) (m/s).

Z : L'altitude.

Z' : La pression dans le réservoir d'air.

Z_0 : Pression absolue.

t : Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite (s).

\max : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie entre 1,2 et 1,4.

$\beta \max$: Coefficient qui dépend du nombre d'habitant

η : Le rendement de la pompe (%)

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

λ : Coefficient de frottement de Darcy

\emptyset : Le diamètre de la tubulure (m).

ξ : Coefficient d'ouverture de la vanne

ρ : La masse volumique (kg/m^3)

π : 3,14.

Δh_1 : La perte de charge à la montée (m).

Δh_2 : La perte de charge à la descente (m).

ΔU : La variation du volume d'air (m^3).

Liste des tableaux

Chapitre I : présentation du site

Tab.I-1 : Equipement existants.....	05
-------------------------------------	----

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Tab.II-2 : norme de consommation domestique	08
Tab.II-3: Estimation des besoins des équipements	10
Tab.II-4 : Estimation de la population pour différents horizons	10
Tab.II-5 : Estimation des besoins des équipements future.....	11
Tab.II-6: Synthèse des besoins actuels et futurs	11
Tab.II-7 : Valeur du coefficient de fuite en fonction des états du réseau	12
Tab.II-8 : Détermination des débits moyens journaliers	12
Tab.II-9 : Consommation maximale journalier aux différents horizons.....	13
Tab.II-10: Q_{max} en fonction du nombre d'habitants.....	13
Tab.II-11 : Calcul des coefficients S_{max} et $K_{max h}$	14
Tab.II-12 : récapitulatif des débits de point	14
Tab.II-13: Consommation maximale journalière aux différents horizons	15
Tab.II- 14 : Q_{min} en fonction du nombre d'habitants	15
Tab.II-15 : calcule des coefficients S_{min} et $K_{min h}$	15
Tab.II-16 : Consommation minimale horaire aux différents horizons.....	16

Chapitre III: Les réservoirs

Tab.III-1 : calcul de débit max journalier pour l'horizon d'étude (2045)	22
Tab. III-2 : Calcul du résidu maximal P(%) du réservoir de Tamridjet.....	23
Tab.III-3 : Calcul du résidu maximal P(%) du réservoir de Ait Djemaa.....	25
Tab.III-4: Tableau donnant les dimensions des réservoirs existants et projetées	26

Chapitre IV: Adduction

Tab.IV-1 : Valeurs de rugosité à prendre en compte.....	31
Tab.IV-2 : Calcul de la Hmt du tronçon SP-STR01.....	34

Liste des symboles et abréviations

AEP : Alimentation en eau potable.

A : l'amortissement annuel (Annuité).

a : La célérité de l'onde (m/s).

B : Valeur du coup de bélier (m).

BL : Le bilan (DA).

C : Coefficient de perte de charge (cas de montée de l'eau) dans la tuyère.

C' : Coefficient de perte de charge (cas de descente de l'eau) dans la tuyère.

Ca : Cote d'aspiration (m).

Cos () : le facteur de puissance.

D : Diamètre de la conduite (m).

D ext : Diamètre extérieur (m).

Dint : Diamètre intérieur (m).

Dmin : Diamètre minimal de la conduite (m).

Dn : Le diamètre du tuyau (m).

D max : Diamètre maximale de la conduite (m).

D1 : Diamètre donné par BONNIN (m).

D2 : Diamètre donné par BRESS (m).

d : Le diamètre de la tuyère (m).

d' : Diamètre de la veine contracté (m)

E : l'énergie consommée par la pompe (KWh)

e : Epaisseur de la conduit (m)

eu : Prix unitaire du KWh fixé a (4,67 DA)

Fam : Les Frais d'amortissement (DA)

Fexp : Les Frais d'exploitation (DA)

g : l'accélération de la pesanteur ($g=9,81$)

H : La hauteur du réservoir on prend 4 et 5 m (m)

Ha : La hauteur d'aspiration en (m)

Hd : La hauteur de dépression (m)

Hg : La hauteur géométrique (m)

Hinc : La hauteur d'incendié (m)

HL: Perte de charge linéaires (m)

HMT: La hauteur manométrique totale (m)

Hs : Perte de charge singulière (m)

HT : Perte de charge totale (m)

Hsr : La hauteur de surpression (m)

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 (m)

H0 : La pression absolue a point le plus haut de la conduite (m)

H1 : La hauteur au point de fonctionnement désiré (m)

H' : La hauteur au point homologue du point désiré (m)

h : Perte de charge engendré par vannage (m)

i : Le taux d'intérêt ($i=8\%$)

Liste des symboles et abréviations

- j** : Perte de charge linéaire (m/ml)
j_{asp} : Perte de charge à l'aspiration (m)
j_{ref} : Perte de charge au refoulement (m)
J_v : Perte de charge dans la vanne (m)
K : La rugosité absolue de la conduite
K' : coefficient de rapport de vitesse
K_c : Coefficient dépendant de la nature de la conduite
K_{max,j} : Coefficient d'irrégularité qui dépend de l'importance de l'agglomération, sa valeur est comprise entre 1,1 et 1,3
K_{max,h} : Coefficient de variation horaire maximale
K_{min,j} : Coefficient d'irrégularité journalière minimale, tenant compte d'une éventuelle sous consommation. Il est compris entre 0,7 et 0,9.
L : Longueur de la conduite (m)
L_{ij} : Longueur du tronçon (i-j) en (m)
m : Coefficient de rognage
m' : Le rapport du diamètre de la section de la veine contracté et du diamètre de la tubulure
m'' : Le rapport du diamètre de la tuyère et du diamètre de la tubulure
N : La vitesse de rotation (tr/min)
N' : La nouvelle vitesse de rotation (tr/min)
N_h : Nombre d'habitants
NPSH_a : La charge minimale disponible à l'aspiration
NPSH_r : La charge nette minimale à l'aspiration
n : Nombre d'année séparant l'année de référence et l'horizon de calcul
n_i : Nombre d'année d'amortissement (n= 30ans)
P : La puissance utile (KW)
P_a : La puissance absorbée par la pompe (KW)
P_j : La pression au sol du point considéré (m)
P_{max} : Le résidu maximal dans le réservoir (%)
P_n : La population à l' horizon d'étude
P_u : Le prix de mètre linéaire de la conduite (DA/ml)
P₀ : La population de l'année référence (2008)
PEHD : Polyéthylène haute densité
P_m : la puissance de moteur (KW).
PN : La pression nominale.
PNS : Pression nominal de service.
P_{trans} : la puissance du poste transformateur (KW).
Q : Le débit qui doit transiter dans la conduite (m³/s).
Q' : Le débit qui doit transiter dans la conduite (m³/s).
Q_{equi} : Besoins d'équipement (m³/j).
Q_{dome} : Besoins domestiques (m³/j).
Q_c : Somme des débits localisé en noeud considéré (l/s).

Q_p : Débit de pointe en (m³/j)
Q_{p_i} : Débit de point de la village (l/s)

Liste des symboles et abréviations

- Q_n** : Débit du nœud (l/s)
Q_r : Débit de route (l/s)
Q_s : Débit spécifique (l/s)
Q_{maj,j} : Débit majoré journalier en (m³/j)
Q_{max,j} : Débit maximum journalier en (m³/j)
Q_{maj,h} : Débit moyen majoré horaire (m³/h)
Q_{max,h} : Débit maximum horaire (m³/h)
Q_{min,j} : Débit minimale journalier en (m³/j)
Q : Le débit au point de fonctionnement désiré (m³/s)
Q₁ : Le débit au point de fonctionnement après changement de temps de pompage (m³/s)
Q₂ : Le débit au point homologue du point désiré (m³/s)
Q₃ : Le débit au point homologue de P1 (m³/s)
q : Dotation moyenne journalière (l/j. cons)
R : Coefficient qui caractérise
Re : Le nombre de REYNOLDS
R_{+max} : Excédent en eau à différentes heures de la journée
R_{-max} : Insuffisantes en eau à différentes heures de la journée
R1: Réservoir 1.
R2 : Réservoir 2.
R3 : Réservoir 3.
R4: Réservoir 4.
R5 : Réservoir 5.
R6 : Réservoir 6.
r : Le pourcentage de rognage (%).
S : Section de la conduite (m²).
Sp : station de pompage.
STR01 : La première station de reprise.
STR02 : La deuxième station de reprise.
STR03 : La troisième station de reprise.
STR04 : La quatrième station de reprise.
T : Le taux d'accroissement annuel de la population en %, pris égale à 1.5.
T_f : Le temps de fermeture de la vanne (s).
T_v : La pression de vapeur maximale de l'air.
T' : Le nouveau temps de pompage (s).
T₀ : La température de l'eau en degré, T=20^oC.
t : Le temps de pompage par jour (t=20h).
U : Le volume de l'air dans le réservoir à l'intervalle de temps (m³).
U₀ : Volume d'air initial (m³).
U_{max} : Le volume maximal d'air dans la cloche (m³).
V : La vitesse d'écoulement (m/s).
V_f : Vitesse finale choisie (m/s).
V_m : Moyenne arithmétique de la vitesse finale de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie.
V_T : Le volume total du réservoir (m³).

Liste des symboles et abréviations

V_u : Le volume utile de stockage du réservoir (m^3)

V_{\min} : La vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0,5 m/s

V_{\max} : La vitesse maximale de l'écoulement qui est de 1,5 m/s

V_{inc} : Le volume d'incendie ($120m^3$).

V_0 : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

V_1 : Vitesse dans la tuyère (cas de la montée d'eau) (m/s).

V_2 : Vitesse dans la tuyère (cas de la descente d'eau) (m/s).

Z : L'altitude.

Z' : La pression dans le réservoir d'air.

Z_0 : Pression absolue.

t : Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite (s).

\max : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie entre 1,2 et 1,4.

$\beta \max$: Coefficient qui dépend du nombre d'habitant

η : Le rendement de la pompe (%)

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

λ : Coefficient de frottement de Darcy

\emptyset : Le diamètre de la tubulure (m).

ξ : Coefficient d'ouverture de la vanne

ρ : La masse volumique (kg/m^3)

π : 3,14.

Δh_1 : La perte de charge à la montée (m).

Δh_2 : La perte de charge à la descente (m).

ΔU : La variation du volume d'air (m^3).

Liste des tableaux

Tab. IV-3 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP - STR01	35
Tab. IV-5 : Calcul du bilan du tronçon SP -STR01	35
Tab. IV-4 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP -STR01	35
Tab. IV-6 : Calcul de la Hmt du tronçon STR01-STR02.....	36
Tab. IV-7 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon STR01- STR02.....	36
Tab. IV-8 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon STR01-STR02	36
Tab.IV-9 : Calcul du bilan du tronçon STR01- STR02	37
Tab. IV-10 : Calcul de la Hmt du tronçon STR02-STR03.....	37
Tab. IV-11 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon STR02- STR03.....	38
Tab. IV-12 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon STR02-STR03	38
Tab. IV-13 : Calcul du bilan du tronçon STR02- STR03	38
Tab. IV-14 : Calcul de la Hmt du tronçon STR03-STR04.....	39
Tab. IV-15 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon STR03- STR04.....	39
Tab. IV-16 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon STR03-STR04	39
Tab. IV-17 : Calcul du bilan du tronçon STR03- STR04	40
Tab. IV-18 : Calcul de la Hmt du tronçon STR04-Réservoir final	41
Tab. IV-19 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon STR04- Rf.....	41
Tab. IV-21 : Calcul du bilan du tronçon STR04- Rf.....	41
Tab. IV-22 : Calcul de la Ht du tronçon (Rf-Rz).....	42

Chapitre V: pompe et station de pompage

Tab.V-1 : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.....	53
Tab.V-2 : les caractéristiques de la conduite du tronçon (SP-STR01).....	54
Tab.V-3 :Les caractéristiques de la conduite du tronçon (STR ₀₁ -STR ₀₂)	55
Tab.V-4 : Les caractéristiques de la conduite du tronçon (STR ₀₂ - STR ₀₃)	57
Tab.V-5 : Les caractéristiques de la conduite du tronçon (STR ₀₃ -STR ₀₄)	60
Tab.V-6 : Les caractéristiques de la conduite du tronçon SR04-Rf	62
Tab.V-2 : Tableau récapitulatif de choix des pompes et leurs caractéristique	65

Chapitre VI: pose et protection des conduites

Tab.VI-1 : Les différents matériaux	67
Tab. VI-2 : Coefficient du talus pour les tranchées.....	73

Liste des tableaux

Tab.VI-3 : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier (partie refoulement).....	83
--	----

Liste des Figures

Chapitre I: Présentation du site

Fig.I-1: situations de la zone d'étude.....	03
---	----

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Fig.II-1 :repartition de la population en pourcentage %	08
---	----

Chapitre III : les Réservoirs

Fig. III-1 : Adduction avec chute libre.....	18
Fig. III-2 : Emplacement de la conduite de distribution.....	19
Fig.III-3 : Trop plein et vidange.....	19
Fig. III-4 : Système de by-pass.....	20
Fig. III-5 : Système à deux prises.....	20
Fig. III-6 : Système à siphon.....	21

Chapitre V : Pompe et station de pompage

Fig. V-1 : Courbes caractéristiques d'une pompe.....	48
Fig. V-2 : Point de fonctionnement d'une pompe centrifuge	48
Fig.V-3 : Couplage en série d'une pompe centrifuge	51
Fig.V-4 : Couplage en parallèle d'une pompe centrifuge.....	51
Fig.V-5 : Cas d'aspiration en charge	52
Fig.V-6 : Cas d'aspiration en dépression	53
Fig. V-7: Courbe caractéristique de NPSHr et NPSHd	54
Fig.V-8 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP)	55
Fig.V-9 : Les courbes caractéristiques de la pompe (STR ₀₁).....	56
Fig.IV-10 : Les courbes caractéristiques de la pompeSTR02	57
Fig.V-11 : Les courbes caractéristiques de la pompe (STR ₀₃).....	60
Fig.V-12: Les courbes caractéristiques de la pompeSTR04	63

Chapitre VI : Pose et protection des conduites

Liste des Figures

Fig.VI-1: Pose de la conduite en tranchée	68
Fig.VI-2: Protection pour la traversés des routes	69
Fig.VI-3: Traversée de chemin de fer	69
Fig.VI-4: Traversée d'un oued	70
Fig. VI-5 : Butée sur coude horizontal	70
Fig. VI-6: Butée sur coude vertical.....	70
Fig. VI-7 : Butée sur branchement.....	71
Fig. VI-8 : Butée sur un cône.....	71
Fig. VI-9 : Butée d'extrémité en vue d'un essai	72
Fig.VI-10 : Contraction de la conduite (phase 1 du phénomène).....	74
Fig.VI-11: Ecoulement en sens inverse (phase 2 du phénomène).....	75
Fig.VI-12 : Distension de la conduite (phase 3 du phénomène).....	75
Fig. VI-13 : Retour aux conditions initiales, (phase 4 du phénomène)	76
Fig.VI-14: Volant d'inertie	77
Fig.VI-15: Soupape de décharge	78
Fig.VI-16: Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air	79
Fig. V-17: Cheminée d'équilibre	80
Fig. VI-18: Les valeurs de la surpression et de dépression dans les conduites gravitaires et de refoulement.....	82

Chapitre VII : Système d'information géographique

Fig.VII-1 : Organigramme d'utilisation d'un SIG.....	86
Fig.VII-2 : Interface de travaille MapInfo.....	88
Fig.VII-3 : fond de carte la zone d'étude.....	89
Fig.VII-4 : résultat de la vectorisation du réseau d'adduction (graphique).....	90
Fig.VII-6 : Les étapes de l'analyse thématique (capacité des réservoirs)	93
Fig.VII-7 : résultats de l'analyse thématique (capacité des réservoirs).....	94
Fig.VII-8 : Tracé du réseau d'adduction géo-référencé de la zone d'étude.....	95



Introduction
Générale

Introduction générale

L'eau, désormais, perçue à l'échelle mondiale comme un bien naturel indispensable mais menacé, est l'un des enjeux essentiels du troisième millénaire. Alors qu'elle recouvre plus des trois quarts de la surface du globe, sa disponibilité est rare et inégalement distribuée dans le monde. Aujourd'hui, plus d'un milliard et demi d'hommes n'ont pas accès à l'eau potable, en outre, les facteurs de croissance démographique, de pollution et de sécheresse créent un risque de pénurie.

L'Algérie, est l'un des pays où le problème de l'eau se pose d'une manière particulièrement aiguë, et tout cela à cause des caractéristiques climatiques, fluctuantes entre les années les plus sèches et les plus arrosées, c'est pourquoi, elle doit faire l'objet d'une gestion très attentive, sous ce motif les études sont effectuées dans le souci de trouver une meilleure adéquation entre les besoins en eau exprimés et les ressources naturelles existantes.

La zone d'étude a besoin d'une quantité importante en eau, vu que la ressource actuelle (source) ne permet pas de satisfaire les besoins en eau de la région. C'est dans ce contexte que s'inscrit notre étude qui consiste au renforcement du village tamridjet et environs en alimentation en eau potable à partir du forage qui va être réalisé au niveau d'oued agrioune.

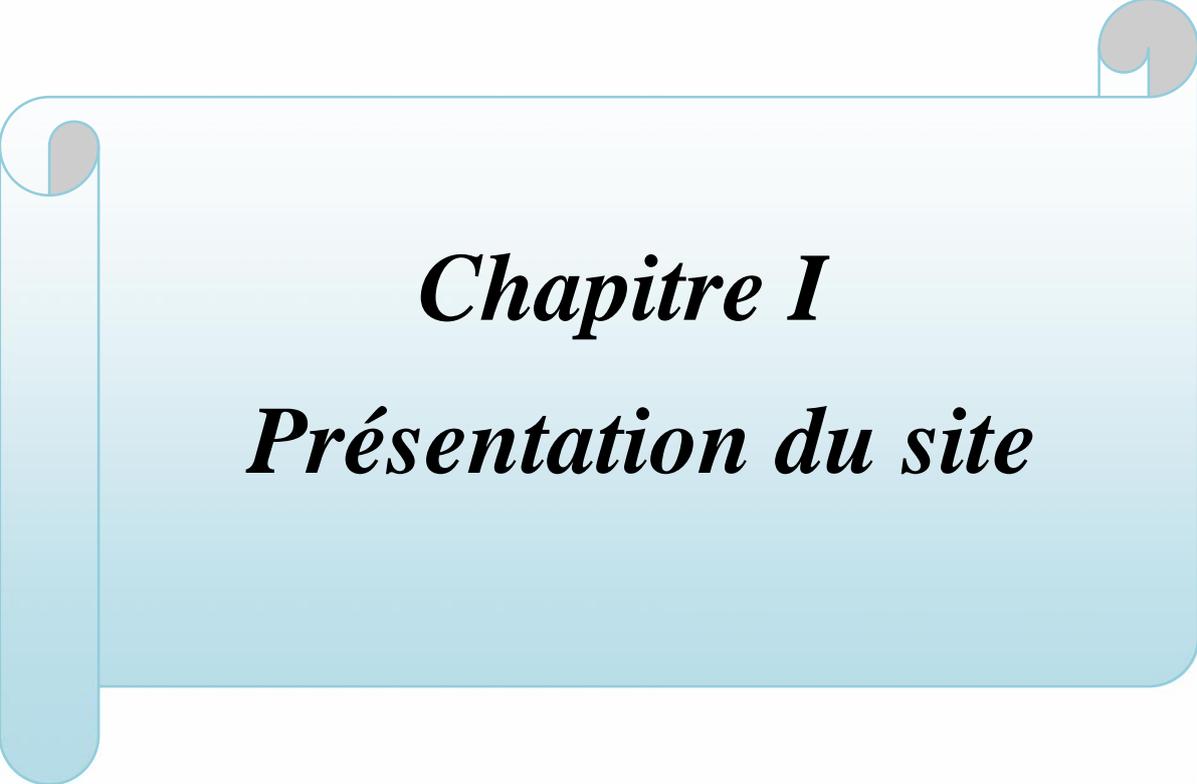
L'objectif essentiel de notre travail est de concevoir et d'étudier des chaînes de renforcement à partir du forage jusqu'aux localités de la zone pour satisfaire leur besoin et élaborer un système d'information géographique (SIG) pour rassembler toutes les données relatives à cet effet.

La méthodologie entreprise était d'abord le rassemblement des données nécessaires à travers les enquêtes que nous avons mené au près des différents services et les investigations sur terrain des différents ouvrages existants, ensuite le traitement de ces données en vue d'une conception du réseau enfin l'archivage en forme (SIG) en utilisant le logiciel MapInfo.

Ainsi Ce mémoire de fin d'études se compose de sept chapitres, tous d'une importance majeure, qu'on essayera de développer au maximum, ils sont répartis comme suit :

- En premier lieu, nous commencerons notre travail par une présentation des différentes situations (géographique, topographique, climatique, hydraulique) de notre zone d'étude.
- Deuxième chapitre : nous procéderons à l'estimation des différents besoins en eau, aux divers horizons ; en se basant sur le nombre d'habitants et sur les équipements existants dans cette région, suivi d'une confrontation du rapport (besoin-ressources).
- Troisième chapitre : consiste à dimensionner les réservoirs de stockage en tenant compte des capacités des réservoirs existants.

- Quatrième chapitre : dans ce chapitre, on passera à l'étude technico-économique de dimensionnement des différents tronçons de la chaîne d'adduction, d'où on déterminera les diamètres les plus économiques.
- Cinquième chapitre : ce chapitre portera sur le choix des pompes adéquates aux installations, à partir du catalogue de groupe électro-pompes CAPRARI.
- Sixième chapitre : ce chapitre aura pour objectif de donner d'une part, les procédés adéquats pour la pose des conduites, et d'autre part nous établirons des moyens de protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier et la corrosion.
- Septième chapitre : sera réservé pour l'élaboration d'un Système d'Information Géographique du renforcement de réseau d'alimentation en eau potable de la zone d'étude.
- Enfin, une conclusion générale synthétisant l'ensemble du travail effectué.



Chapitre I
Présentation du site

I.1.INTRODUCTION :

Avant tout projet d'Alimentation en eau potable, la description du site en tenant compte des caractéristiques géographique, hydrologique, hydrogéologique, démographique, climatologique et hydraulique sont nécessaire. Elles nous permettent de collecter toutes les données de la dite zone d'étude se présentant sous formes :

- Les données naturelles de site.
- Les données relatives à l'agglomération.
- Les données relatives au développement de l'agglomération.
- Les données propres à l'AEP.

I.2.Présentation de la commune de Tamridjet :

I.2.1. Situation géographique [1] :

La commune de Tamridjet s'étende sur une superficie de 53,27 km². Elle est située à l'extrême Est de la Wilaya de Bejaïa, Elle est issue du dernier découpage administratif de 1984 .Elle est délimitée :

- A l'Est par les communes de Ziama Mansouriah (Jijel) et Babor (de Sétif).
- A l'Ouest par la commune de Darguina.
- Au Sud par les communes de Darguina et Babor.
- Au Nord par la commune de Melbou.

Elle est l'une des trois communes de la daïra de Souk El Tenine, wilaya de Bejaïa et distante de 15 km du chef lieu de daïra et de 50 km de la wilaya.



Fig.I-1: situations de la zone d'étude.

I.2.2. Situations géologique et hydrogéologique de la commune de tamridjet [1] :**I.2.2.1.Géologie:**

La géologie de Tamridjet présente un contexte structural qui est dominée par des chainages montagneux relevant des chaînes Babor.

I.2.2.2.Hydrogéologie :

Le réseau hydrographique de la commune de Tamridjet est propre au type de climat méditerranéen humide qui agit sur la partie nord de l'Algérie.

Le réseau hydrographique exoréique et essentiellement intermittent. Il est constitué de deux oueds à savoir:

- Oued principal:(oued Agrioun) il est alimenté par de petits oueds à écoulements intermittent, il prend sa source dans les parties hautes des montagnes et il déverse dans la mère
- Cours d'eau secondaire: constituant la quasi – totalité du réseau hydrographique de Tamridjet, leurs importances du point de vue nombre est à l'origine du façonnement du relief de la commune.

I.2.3. Situation topographique [2] :

La région de Tamridjet est caractérisée par des collines dont l'altitude varie entre 700 et 900 m ainsi avec un relief montagneux sur lequel s'installe la majorité des villages en zones épars.

I.2.4. Situations climatiques [1] :

- La région de Tamridjet est caractérisée par un climat méditerranéen, avec des étés chauds et secs de mai à septembre et des hivers humides et frais de septembre à avril
- la moyenne pluviométrique est entre 800 et 900 mm.
- La moyenne des basses températures est entre 5 °c à 6°c en Janvier et 22°c à 26°c en Juillet – Aoute.

I.3. Présentation de la zone d'étude :**I.3.1. Description de la zone d'étude [2] :**

La zone d'étude est comprise entre l'Oued Agrioun et les monts de Babors, elle est caractérisée par un relief très accidenté. La dite zone impose de grandes hauteurs géométriques entre la ressource mobilisée et les ouvrages de stockage existants et/ou projetés.

I.3.2. Horizons de l'étude :

Les horizons d'étude ont été fixés en tenant compte des projections du plan directeur de la commune :

- Le moyen terme est prévu pour l'an 2024.
- Le long terme est prévu pour l'an 2045.

I.3.3. Situations actuelles du réseau d'AEP :

D'après les informations recueillies auprès de l'APC de Tamridjet combinées avec les informations in situ, nous avons énuméré la situation hydraulique du réseau d'alimentation en eau potable suivante [3]:

- La zone d'étude dispose de (06) réservoirs principaux.
- L'alimentation de la zone d'étude en eau potable s'effectue à partir de la source Ighzer R'sas situé dans la commune de Darguina, l'eau est acheminée vers Tamridjet à l'aide d'une conduite en acier galvanisé de diamètre 102/114 mm
- A partir du captage Ighzer R'sas, la conduite de diamètre 102/114 mm achemine l'eau vers le réservoir principal (250 m³) de Tamridjet où un by passe est installé afin d'alimenter en eau gravitairement le réservoir Adrar Iithinedj, Thazoudha, le même captage alimente aussi à partir d'un piquage sur cette conduite pour alimenter le réservoir Ait Djamaa.
- Le réservoir Ait Bouzekri est alimenté par la station de reprise situé à coté du réservoir Thazoudha.

I.3.4. Les infrastructures existantes : La zone d'étude comporte différentes infrastructures qui sont illustrées dans le tableau **Tab.I-1** : [1]

Tab.I-1 : Equipement existants

Type d'infrastructure	Equipement	Nombre existant	localisation
Administrative	APC	1	Chef lieu
	PTT	1	Chef lieu
Sanitaire	Centre de santé	1	Chef lieu
Scolaire	CEM	1	Akkache
	Ecole	3	Chef lieu /akkache
Sport	Stade communal	1	Aberouak
Socioculturel	Bibliothèque	1	Chef lieu
	Maison de jeunes	1	Ait smail
	Mosquée	2	Chef lieu /akkache
Commerciaux	Boulangerie	1	Chef lieu
	Commerce	30	Chef lieu
	Coiffeur	2	Chef lieu
	Restaurant	1	Chef lieu

I.3.5. Infrastructures Projetées:

A défaut de projection d'infrastructure à moyen et à longue terme, nous sommes contraints d'effectuer la projection des estimations d'eau à différents horizons en se basant sur la demande actuelle.

I.4.Présentation du système d'AEP de la zone d'étude [3] :

I.4.1. Alimentation actuelle de la zone d'étude :

A l'heure actuelle, l'alimentation de la zone d'étude en eau potable s'effectue à partir de la source Arsas.

I.4.2.Constitution du réseau :

Le réseau actuel comporte (06) réservoirs *Fig.I-3* :

I.4.2.1. Réservoir Tamridjet (R₁):

Ce réservoir d'une capacité 250m³ alimenté directement par un captage Ighzer N'rsas sur 12Km par une conduite en acier galvanisé d'un diamètre 102/114 mm. Dessert gravitairement le chef-lieu, Bouziane, Bouchertioua et Hidous, il n'existe pas d'éclairage au niveau de ce site ce qui rend difficile les interventions nocturnes. La clôture délimitant le site réalisée avec un grillage zimmerman qui n'offre aucune sécurité.

I.4.2.2 .Réservoir Ait Djamaa(R₂) :

Sa capacité est de 100m³, il alimente gravitairement les villages d'Ait Djamaa, Akkache et Bouzeoual par des conduites en acier galvanisé de déférant diamètre. L'accès au site se fait par piste provenant de la route menant vers Laalem. Les mêmes remarques citées pour le réservoir de tamridjet ont été observées sur celui-ci (fuites, la corrosion des conduites et la clôture en zimmerman).

I.4.2.3.Réservoir Adrar Ithinedj (R₃):

Ce réservoir réalisé récemment, à une capacité de 50m³, alimente gravitairement Adrar Ithhiedj par des conduites en acier galvanisé. Le site est accessible par piste provenant du CW17. La clôture délimitant le site est réalisée avec un grillage zimmerman qui n'offre aucune sécurité ,d'où il est recommandé de réaliser une clôture en parpaing.

I.4.2.4. Réservoir Ait Mebarki (R₄):

Ca capacité est de 50m³. Il alimente gravitairement la localité Mebarki par des conduites en acier galvanisé de différents diamètres. L'accès au site se fait par une piste provenant de CW17. Il n'existe pas d'éclairage au niveau de ce site ce qui rend difficile les interventions nocturnes.

I.4.2.5.Réservoir Zentout (R₅) :

le réservoir Zentout est d'une capacité de 150m³, il alimente gravitairement la cité Zentout. Les même remarques mentionnées auparavant on été observées sur ce réservoir (fuites, corrosion des conduites et la clôture en grillage zimmerman).

I.4.2.6.Réservoir Bouzekri(R₆) :

Le réservoir Bouzekri est d'une capacité de 100m³, il alimente gravitairement la localité Bouzekri a l'aide des conduites en acier galvanisé .L'accès au site se fait par route du village

Bouzekri. La clôture délimitant le site est réalisée avec un grillage zimmerman qui n'offre aucune sécurité.

I.4.3. Captages et stations de reprise existants :***I.4.3.1. Station de reprise EL Arche :***

Cette station est localisée au niveau de village El Arch, l'accès au site se fait par une piste provenant de CW17 ; cette station est utilisée pour refouler l'eau vers le réservoir Bouzekri par une conduite en acier galvanisé de diamètre 80/90 mm.

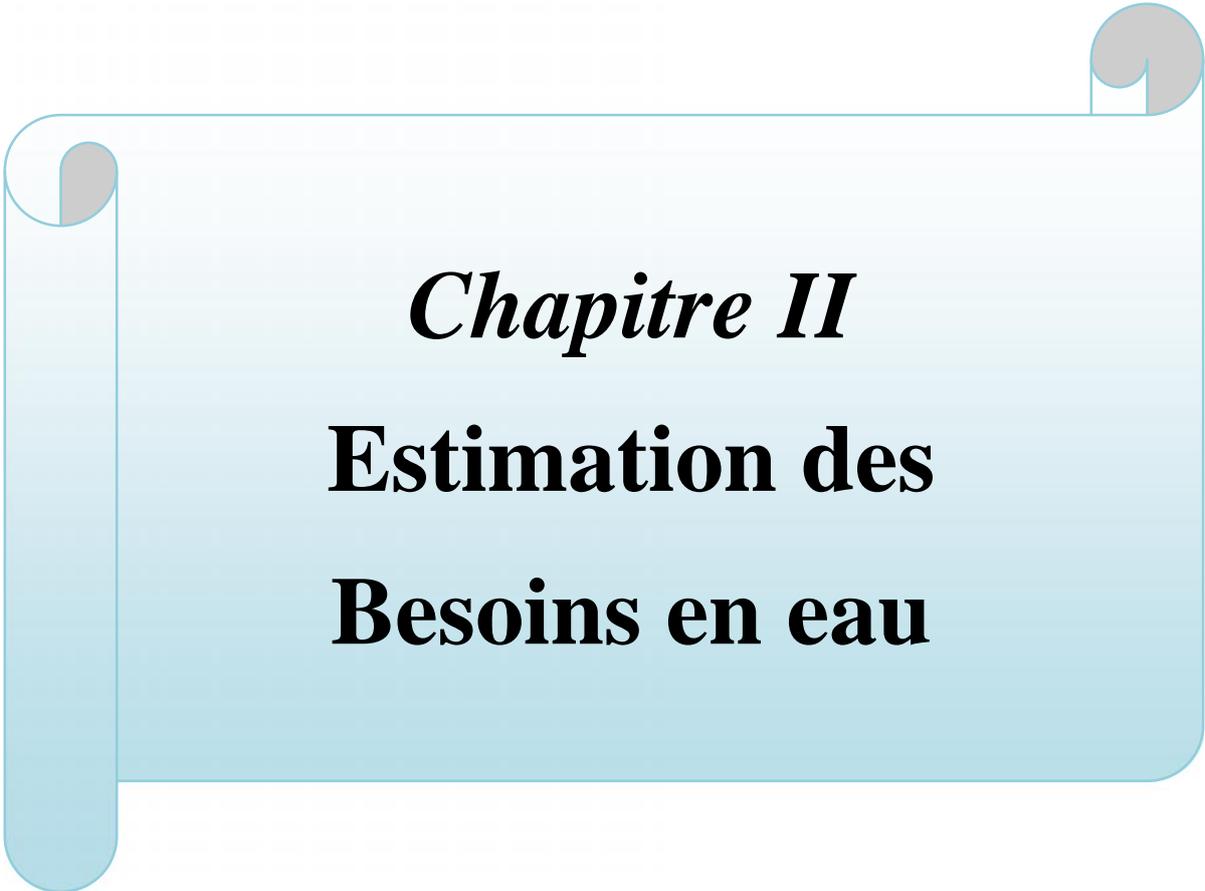
I.4.2.2. Captage Igher N'rsas :

Ce captage alimente gravitairement à l'aide d'une conduite en acier galvanisé de diamètre 102/114 mm les deux réservoirs :

- ✓ Ait Djamaa par une conduite en acier galvanisé de diamètre 80/90mm
- ✓ Ait Bourama par un conduit en acier galvanisé de diamètre 102/114 mm

I.5.Conclusion :

Ce chapitre nous a permis d'avoir une idée générale sur les caractéristiques technique de la commune de tamridjet ainsi son potentiel hydraulique. La mobilisation de ces dernières se fera en fonction des besoins de la population qui sera l'objet du chapitre qui suit.



Chapitre II
**Estimation des
Besoins en eau**

II.1. Introduction :

En vue d'établissement d'un projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder au recensement des différentes catégories de consommations unitaires, ces normes sont établis selon certains critères : socio-économique, sanitaires,...etc.

II.2. Estimation des besoins en eau :

II.2.1. Les besoins actuels :

II.2.1.1. Estimation de la population actuelle :

Pour l'estimation de la population de la commune de Tamridjet, nous nous sommes basés sur les données qui nous ont été communiquées par la Direction de la Programmation et Suivi Budgétaire (DPSB) de la wilaya de Bejaia (annuaire statistique de 2013). D'après les derniers recensements RGPH 2008, le nombre d'habitants de la commune de Tamridjet est de 8413 habitants [3] et notre zone d'étude est de 4582 habitants répartis comme suit :

Tab.II-1 : Répartition de la population

N°	Désignation	Population
1	Tamridjet centre, Bouziane	1425
2	Ait Boukouna	236
3	Ait Djemaa	1032
4	Adrar Ithinedj	103
5	El Aarch	1214
6	Ait Bourama	195
7	Hidou	16
8	Bouchertioua	261
9	Zentout	695
	Total	5177

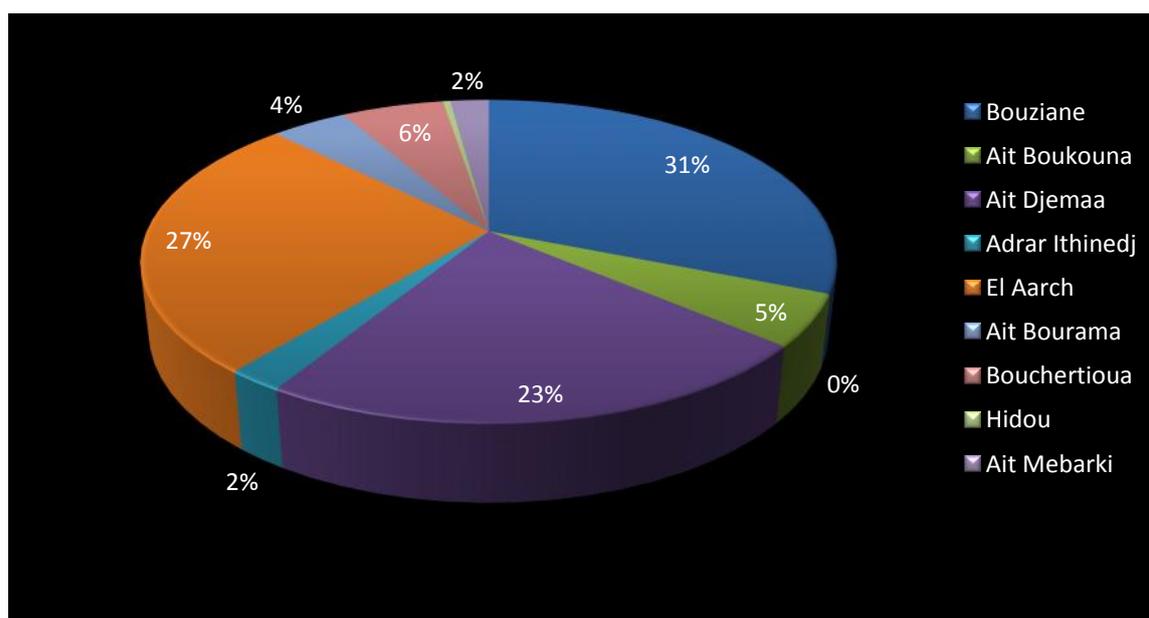


Fig.II-1 : répartition de la population en pourcentage %

II.2.1.2. Estimation des besoins de la population actuelle :**II.2.1.2.1. La norme de consommation :**

La dotation en eau alloué aux différents horizons est en général en fonction des ressources disponibles à mobilisées mais aussi de la population. Elle se caractérise par unité de consommation par jour et par habitant : [5]

Tab.II-2 : norme de consommation domestique

Nombre d'habitants	Norme de consommation (l /hab /j)
De 5000 a 20000	150 à 200
De 20000 à 100000	200 a300
Supérieur 100000	300 à 400

Sachant que notre zone d'étude comporte actuellement 6098habitants, afin de garantir un confort et un niveau de vie adéquat, nous utilisons une dotation de 200l/j/hab.

II.2.1.2.2. catégorie des besoins :

Vu l'urbanisation, le niveau de vie et le confort dont rêvé la commune de Tamridjet, il est nécessaire de se pencher sur différentes catégories des besoins telsque:

- Besoin domestique
- Besoin sanitaire
- Besoin scolaire
- Besoin commercial
- Besoin socio- culturel

II.2.1.2.3. Estimation des besoins domestiques actuels:

Afin de déterminer la consommation moyenne journalière, nous avons utilisé la formule suivante :

$$Q_{moy j} = \sum_{i=1}^n \left(D_i * \frac{N_i}{1000} \right) (m^3 / j) \quad (II-1)$$

D_i : dotation moyenne journalière est prise égale à 200 l/hab/j.

N_i : nombre d'usage pour chaque catégorie de consommation

$$Q_{moyj(Domistique)} = (200 * 6098) / 1000 = 1219,6 m^3 / j$$

II.2.1.3. Estimation des besoins des équipements actuels :

Afin de déterminer les besoins de l'ensemble des équipements dont dispose notre zone d'étude, nous avons d'abord recensé ces derniers, puis nous avons lui attribue une norme de consommation pour chaque unité d'équipements qui lui va le mieux, et les résultats sont consignés dans le tableau **Tab.II-3** [3,4]

Tab.II-3: Estimation des besoins des équipements

Infrastructures	Equipement	Nombre	Unité	Capacité (Ni)	Dotation (l/j/u)	Besoin en eau (m ³ /j)
Administrative	APC	1	Employé	157	20	3,14
	PTT	1	Employé	1	20	0,04
Scolaire	CEM	1	Elève	303	20	6,12
	Ecole	3	Elève	398	20	7,96
Socioculturelle	Bibliothèque	1	Lecteur	500	10	5
	Maison de jeune	1	Lit	50	100	5
	Mosquée	1	Fidèle	250	20	5
Sanitaire	Centre de sente	1	Patient	30	300	9
	Boulangerie	2	Unité	10	20	0,2
	Commerce	30	Unité	6	25	1,625
Commerciale	Coiffeur	3	Personne	3	20	0,06
	Restaurant	1	Repas	50	50	4,85
Sportive	Stade communale	1	Sportif	100	30	15
TOTAL		86		1858		63

II.2.2.Les besoins aux horizons projetés :**II.2.2.1.Estimation de la population future :**

En Algérie, il a été constaté que l'évaluation démographique suit la loi des accroissements donnée par la relation :

$$P_n = P_a (1+T)^n \quad \text{(II-2)}$$

Avec :

P_n : la population à l'horizon considéré ;

P_a : la population de l'année de référence ;

T : le taux d'accroissement annuel de la population (en pourcentage) ;

N : le nombre d'année séparant les horizons considérés.

On se basant sur l'Annuaire Statistique de la wilaya de Bejaia (RGPH 98) et sur le plan Directeur d'Aménagement Urbain (PDAU) nous avons choisi un taux d'accroissement de 1,5

Tab.II-4 : Estimation de la population pour différents horizons.

Taux d'accroissement	2008	2019	2024	2045
1,5	5177	6098	6570	8981

II.2.2.2. Estimation des besoins domestique de la population future :

- $Q_{moy j(Domestique\ future)\ 2024} = (200 * 6570) / 1000 = 1314 m^3/j$
- $Q_{moy j(Domestique\ future)\ 2045} = (200 * 8981) / 1000 = 1796,2 m^3/j$

II.2.2.3. Estimation des besoins des équipements future :

Pour estimer les besoins des équipements futurs, nous avons fait le rapport entre les besoins actuels des équipements, les besoins domestiques et ceux des horizons projetés, en utilisant la formule :

$$\frac{\text{debit domestique 2019}}{\text{debit des équipements 2019}} = \frac{\text{debit domestique horizon}}{\text{debit des équipements horizon}}$$

D' où :

$$Q_{\text{équipement horizon}} = \frac{\text{debit des équipements 2019} * \text{debit domestique horizon}}{\text{debit domestique 2019}}$$

Tab.II-5 : Estimation des besoins des équipements future

	Q _{moy j (Domestique) 2019 (m³/j)}	Q _{moy j (Domestiqu) 2024 (m³/j)}	Q _{moy j (Domestique) 2045 (m³/j)}	Q équipement 2019 (m ³ /j)	Q équipement 2024 (m ³ /j)	Q équipement 2045 (m ³ /j)
Débits	1219,6	1314	1796,2	63	67,876	92,785

II.2.2.4. Consommation moyenne journalière :

Le tableau ci-dessous résume la totalité des besoins :

Tab.II-6: Synthèse des besoins actuels et futurs

Besoins en eau	Besoins domestique (m ³ /j)	Besoins équipement (m ³ /j)	Total des besoins (m ³ /j)
Actuels	1219,6	63	1282,6
2024	1314	67,876	1381,876
2045	1796,2	92,785	1888,985

II.2.3. Calcul du débit moyen journalier :

II.2.3.1. Majoration de la consommation moyenne journalière :

Cette consommation est déterminée en tenant compte des volumes des pertes le long de tout notre réseau d'alimentation en eau potable précisément au niveau de la prise d'eau, station de reprise, les conduites d'adduction et de distribution et pertes accidentelle en cas de rupture. Ces pertes sont généralement causées par la vétusté du réseau et/ou le manque de maintenance.

Dans notre cas on va prendre une majoration de 20 donc le débit moyen journalier devient :

$$Q_{\text{moy } j} = K_f * (Q_{\text{dom}} + Q_{\text{équi}}) \quad (\text{II-3})$$

Q_{moy j} : Débit moyen journalier

K_f : coefficient de fuite

Q_{dom} : débit domestique (m³/j)

Q_{équi} : débit des équipements (m³/j)

En général la valeur du coefficient de fuite varie entre 1,2 et 1,5 [1, 6] :

Tab.II-7 : Valeur du coefficient de fuite en fonction des états du réseau

coefficient de fuite	Valeur de coefficient de fuite	Etats du réseau
K _f	1,2	Réseau neuf ou bien entretenu
	1,25 à 1,35	Réseau moyennement entretenu
	1,5	réseau vétuste ou mal entretenu

Dans le cas de notre réseau, nous avons considéré que le réseau sera moyennement entretenu et à cet effet nous avons pris la valeur de K_f=1,25.

Tab.II-8 : Détermination des débits moyens journaliers

Horizon	Q _{dom} (m ³ /j)	Q _{équi} (m ³ /j)	coefficient de fuite K _f	Q _{moy j} (m ³ /j)	Q _{moy j} (l/s)
2019	1219,4	63	1,25	1603	18,553
2024	1314	67,875	1,25	1727,343	20
2045	1796,2	92,785	1,2	2266,782	26,235

II.2.4. Calcul du débit maximum journalier :

Pour calculer le débit maximum journalier on utilise la formule suivant :

$$Q_{\text{max } j} = K_{\text{max } j} * Q_{\text{moy } j} \quad (\text{II-4})$$

Q_{max j} : Débit maximum journalier (m³/j)

Q_{moy j} : Débit moyen journalier (m³/j)

K_{max j} : coefficient d'irrégularité journalière de la consommation qui dépend du rapport de Q_{max j} sur le Q_{moy j}.

$$K_{\text{max } j} = \frac{Q_{\text{max } j}}{Q_{\text{moy } j}} \quad (\text{II-5})$$

La valeur de K_{max, j} varie entre 1,1 et 1,3.

Pour notre cas on prend K_{max, j} = 1,2

Ce coefficient consiste à prévenir des fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%.

Donc : $Q_{\max j} = 1,2 * Q_{\text{moy}}$

Tab.II-9 : Consommation maximale journalier aux différents horizons

Horizon	$Q_{\text{moy j}} (m^3/j)$	$Q_{\text{maxj}}(m^3/j)$	$Q_{\text{maxj}} (l/s)$
2019	1603	1923,6	22,263
2024	1727,343	2072,816	24
2045	2266,782	2720,138	31,483

II.2.5. Calcul du débit maximum horaire :

Pour calculer le débit maximum horaire on utilise la formule suivant :

$$K_{\max h} = \frac{Q_{\max h}}{Q_{\text{moy h}}} \quad (\text{II-6})$$

$Q_{\max h}$: Débit maximum horaire (m^3/h)

$Q_{\text{moy h}}$: Débit moyen horaire (m^3/h)

$K_{\max h}$: Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire dans la journée.

C'est ce qu'on appelle le coefficient de pointe

Pour son calcul, on utilise la formule suivant :

$$K_{\max h} = r_{\max} * S_{\max} \quad (\text{II-7})$$

r_{\max} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail, varie de **1,2** à **1,4**, il dépend du niveau de développement local. [7]

Pour notre cas on prend $r_{\max} = 1,3$.

S_{\max} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau suivant donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tab.II-10: r_{\max} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
S_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1.1

Par interpolation on détermine les valeurs de r_{\max} pour les trois horizons les résultats sont résumé dans le tableau suivant :

Tab.II-11 : Calcul des coefficients S_{\max} et $K_{\max h}$

Horizon	Population	S_{\max}	$K_{\max h}$
2019	6098	1,45	1,88
2024	6570	1,35	1,75
2045	8981	1,35	1,75

Donc :

$$Q_{\max h} = K_{\max h} * Q_{\text{moy h}} \quad \text{Avec :} \quad Q_{\text{moy h}} = \frac{Q_{\text{moy j}}}{24}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.II-12 : récapitulatif des débits de point

Horizon	$Q_{\text{moy h}}(\text{m}^3/\text{h})$	$K_{\max h}$	$Q_{\max h}(\text{m}^3/\text{h})$	$Q_{\max h}(\text{l/s})$
2019	66,79	1,88	125,565	34,88
2024	71,97	1,75	125,947	34,98
2045	94,45	1,75	165,287	45,91

II.2.6. Calcul du débit minimal journalier :

Pour calculer le débit minimal journalier on utilise la formule suivante :

$$Q_{\min j} = K_{\min j} * Q_{\text{moy j}} \quad \text{(II-8)}$$

$Q_{\min j}$: Débit minimal journalier (m^3/j)

$Q_{\text{moy j}}$: Débit moyen journalier (m^3/j)

$K_{\min j}$: ce coefficient nous indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la consommation moyenne. Ce coefficient est donné par le rapport suivant [7]:

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

La valeur $K_{\min, j}$ varie de **0,7** à **0,9**.

Pour notre cas on prend $K_{\min, j} = 0,8$

Donc :

$$Q_{\min j} = 0,8 * Q_{\text{moy j}}$$

Tabl.II-13: Consommation maximale journalière aux différents horizons

Horizon	$Q_{moyj} (m^3/j)$	$Q_{minj}(m^3/j)$	$Q_{minj} (l/s)$
2019	1603	1282,40	14,84
2024	1727,343	1381,87	16
2045	2266,782	1813,43	20,98

II.2.7.Calcul du débit minimal horaire :

Pour calculer le débit minimal journalier on utilise la formule suivant :

$$Q_{minh} = K_{minh} * Q_{moyh} \tag{II-9}$$

Q_{minh} : Débit minimal horaire (m^3/h)

Q_{moyh} : Débit moyen journalier (m^3/h)

K_{minh} [7]

$$K_{minh} = \Gamma_{min} * S_{min} \tag{II-10}$$

Γ_{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 on prend $\Gamma_{min} = 0,5$.

S_{min} : Coefficient étroitement lié à l’accroissement de la population. Le tableau suivant nous donne Sa variation en fonction du nombre d’habitants.

Tab.II- 14 : S_{min} en fonction du nombre d’habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
S_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0.7

Par interpolation on détermine les valeurs de S_{min} pour les trois horizons et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.II-15 : calcul des coefficients S_{min} et K_{minh}

Horizon	Population	S_{min}	K_{minh}
2019	6098	0,33	0,165
2024	6570	0,33	0,165
2045	8981	0,33	0,165

Tab.II-16 : Consommation minimale horaire aux différents horizons

Horizon	$Q_{\text{moy h}} (\text{m}^3/\text{h})$	$K_{\text{min h}}$	$Q_{\text{min h}} (\text{m}^3/\text{h})$	$Q_{\text{min h}} (\text{l/s})$
2019	66,79	0,165	11,02	3,06
2024	71,97	0,165	11,87	3,30
2045	94,45	0,165	15,58	4,33

Remarque :

Notre zone d'étude dispose d'un captage d'un débit de 10l/s, alors que les besoins totaux de la commune de Tamridjet sont de 2720, 138 m³/j=31,38(l/s), donc il ya un déficit de 21,48 l/s.

II.3.Conclusion:

Suite à ce déficit en eau potable, la direction des ressources en eau de Bejaia (DRE) a lancé un projet de renforcement de l'AEP pour cette commune, qui consiste d'un forage au niveau de oued agrioune . Afin d'améliorer les conditions de vie des habitants de ces localités. Notre travail s'inscrit dans ce contexte.



Chapitre III
Réservoirs

III.1. Définition [8] :

Le réservoir est un ouvrage intermédiaire entre les réseaux d'adductions et les réseaux de distributions, c'est un ouvrage aménagé pour contenir de l'eau, soit destinée à la consommation publique, soit à usage industriel ou autre.

III.2. Rôle des réservoirs [9] :

Le rôle des réservoirs a sensiblement varié au cours des âges. Servant tout d'abord de réserves d'eau, ensuite à parer à un accident de dysfonctionnement dans les aménagements. Ils disposent d'un volume permettant de compenser :

- La variation horaire de la consommation aval, appelé volume de régulation
- D'une réserve de sécurité dite réserve incendie
- D'une réserve pour utilisation exceptionnelles

Autrement dit, les réservoirs servent principalement à harmoniser la demande et la production, alors que pour être efficace, la production doit être constante. Lorsque le débit de production est supérieur au débit de consommation, on accumule l'excédent dans des réservoirs.

III.3. Emplacement des réservoirs [5, 8] :

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre, car on doit tenir compte des considérations suivantes :

L'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés en pression suffisante,

L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou au centre de la ville (pour diminuer la perte de charge),

La distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.

III.4. Classification des réservoirs [9]:

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

D'après la nature des matériaux de construction, on distingue :

- Les réservoirs métalliques
- Les réservoirs en maçonneries
- Les réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint

D'après la situation des lieux, ils peuvent être :

- Enterrés
- Semi enterrés
- Surélevés

D'après leurs formes :

- Circulaires
- Rectangulaires
- Ou d'une forme quelconque

L'alimentation d'une agglomération urbaine ne comportera pas qu'un réservoir unique ; le plus souvent plusieurs réservoirs seront nécessaires.

- Réservoirs terminaux :

Les réservoirs terminaux du réseau d'adduction constituent les réservoirs de tête des réseaux de distribution des différents centres à desservir.

- Les bâches de reprise :

Les bâches de reprises sont des réservoirs qui servent à l'alimentation directe en eau des stations de pompage.

III.5. Equipement des réservoirs [5]:

Un réservoir doit être équipé :

- D'une conduite d'adduction ;
- D'une conduite de distribution ;
- D'une conduite de trop plein ;
- D'une conduite de vidange ;
- De la conduite de by-pass ;

D'un système de matérialisation de la réserve d'incendie

a) Conduite d'adduction :

L'arrivée de l'eau dans le réservoir se fait soit :

- Par chute libre permettant l'oxygénation et le brassage de l'eau [10]. (Fig.III-1)

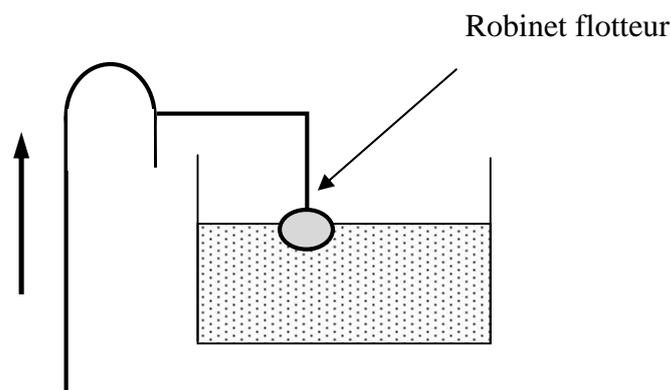


Fig. III-1 : Adduction avec chute libre.

b) Conduite de distribution [6] :

La conduite de distribution est installée à l'opposé de la conduite d'arrivée et d'environ de 15 à 20 cm au dessus du radier pour éviter toute pénétration de boues

L'extrémité est munie d'une crépine. (Fig.III-2)

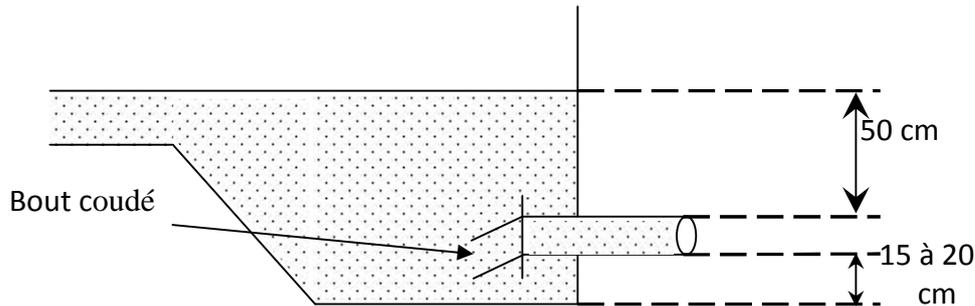


Fig. III-2 : Emplacement de la conduite de distribution.

c) Conduite trop plein [5] :

Elle est destinée à évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir lorsque le niveau dans celui-ci atteint sa limite maximale en cas de panne dans le système d'arrêt de la pompe (défaut d'automatisation). Alors on distingue:

d) Conduite de vidange :

Elle est placée en bas du réservoir et reliée généralement à la conduite de trop pleine comporte un robinet vanne pour une inspection ou un nettoyage du réservoir. (Fig.III-3)

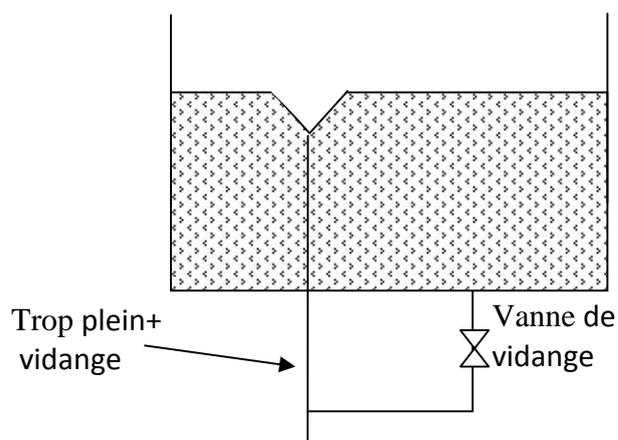


Fig.III-3 : Trop plein et vidange.

e) Conduite de by-pass [10] :

C'est une façon de relier la conduite d'adduction à la conduite de distribution, elle trouve son efficacité lors d'indisponibilité ou de travaux de réparation et de nettoyage dans le réservoir directement sans passer par le réservoir. (Fig. III-4)

- En temps normal : 1 et 3 sont ouverts et 2 fermé.
- En By- pass : on ferme 1 et 3 et on ouvre 2.

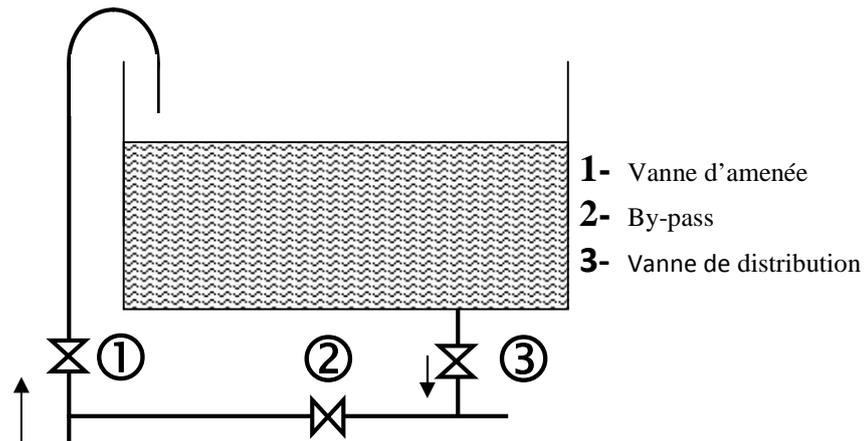


Fig. III-4 : Système de by-pass.

f) Système de matérialisation de la réserve d'incendie [10]:

Afin de conserver une réserve d'eau permettant de lutter contre les incendies, des dispositions est prit pour empêcher le passage de l'eau dans la réserve d'incendie, dans la distribution on distingue deux types de procédés, le système à deux prises et le système à siphon.

• **Le système à deux prises [5]:**

Ce système est utilisé car la réserve d'incendie est maintenue constamment pleine et n'est pas convenablement renouvelée. (Fig.III-5)

- En régime normal : La vanne (1) fermée et (2) ouverte.
- En cas d'incendies : La vanne (1) est ouverte.

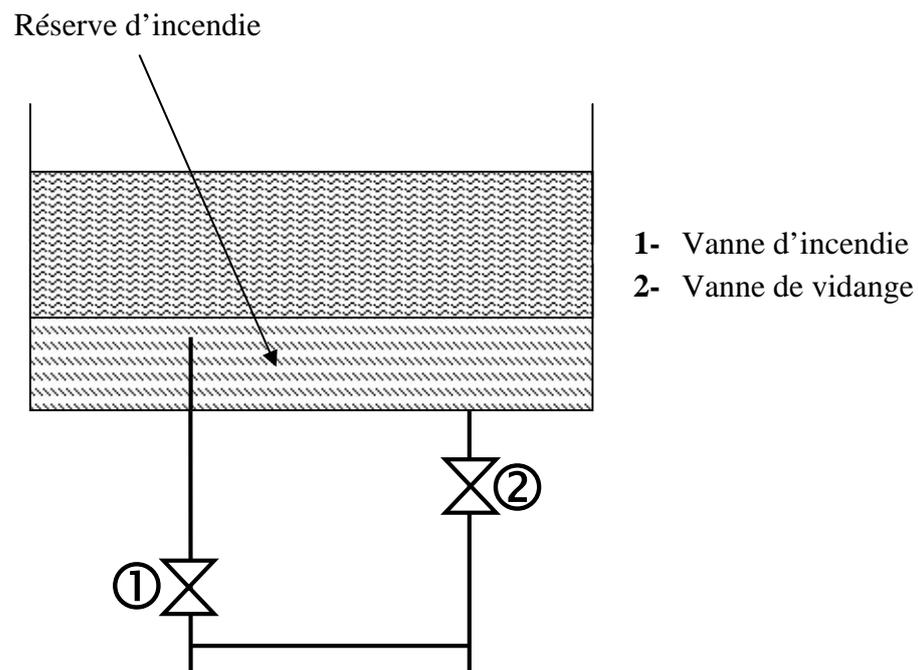


Fig. III-5 : Système à deux prises.

- **Système à siphon [10] :**

- En régime normal : Les vannes (1) et (3) sont ouvertes et la vanne (2) est fermée.
- En cas d'incendie : La vanne (1) est fermée et (2) ouverte.

Notre choix se reportera sur le système à siphon qui assure le renouvellement de la réserve d'eau et d'éviter ainsi le phénomène de stagnation. (Fig.III-6)

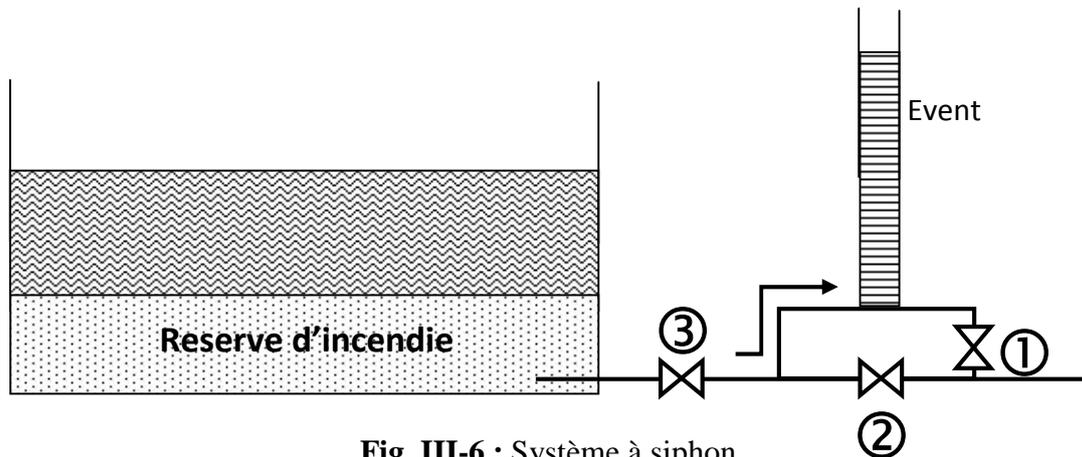


Fig. III-6 : Système à siphon.

III.6.Capacité des réservoirs [5] :

III.6.1.vérification de la Capacité des réservoirs :

La capacité d'un réservoir est déterminée en considérant le régime de fonctionnement de l'apport est celui de la consommation.

Le volume maximal de stockage du réservoir à prévoir peut être déterminé par la formule suivant :

$$V_r = \frac{P(\%) \times Q_{\max j}}{100} \quad (\text{III-1})$$

Avec :

V_r : Volume maximal que peut contenir le réservoir (m^3).

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

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

III.6.2.Détermination de la valeur de P :

Connaissant la valeur de ($K_{\max-h}$), on répartit la consommation maximale journalière sur 24h et pour ce la on utilise le tableau de distribution du débit journalier (Annexe III-1)

On répartie ensuite, le débit sur 24h tout au long de la journée.

La différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, nous donne soit un surplus soit un déficit.

On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure, ce qui nous donnera la valeur maximal de P .qui sera calculé par la formule suivant :

$$P = |R_{\max}(\)| + |R_{\min}(\)| \quad (III-2)$$

Avec :

- R_{\max} : les résidus maximaux trouvés dans la journée.
- R_{\min} : les résidus minimaux trouvés dans la journée.

III.6.3. Détermination de diamètre du réservoir :

Le diamètre d'un réservoir de forme circulaire se calcul par la formule suivant :

$$D = (4 \cdot V / (\pi \cdot H))^{1/2} \quad (III-3)$$

Avec :

- V : volume du réservoir en (m³)
- H : hauteur du réservoir en (m)

III.6.4. Détermination de la hauteur d'incendie :

$$\text{On à } V_{\text{inc}} = 120 \text{ m}^3 \quad H_{\text{inc}} = \frac{4 \times V_{\text{inc}}}{\pi \times D^2} \quad (III-4)$$

III.6.5. Détermination de la hauteur d'eau disponible (à desservir) :

$$H_d = H - H_{\text{inc}} \quad (III-5)$$

III.6.6. Vérification de la Capacité de stockage pour l'horizon d'étude (2045)

Tab.III-1 : calcul de débit max journalier pour l'horizon d'étude (2045)

Réservoir	Nombre d'habitants	Q doms (m3/j)	Débit Équip (m3/j)	Débit total (m3/j)	Débit max (m3/j)	r _{max}	S _{max}	K _{max.h}
Tamridjet centre, Bouziane, Bouchertioua, Hidous, Ait Boukouna	3362	672.40	110.44	782.84	1127.29	1.30	1.55	2.01
Ait Djamaa	1790	358.20	47.88	406.08	584.75	1.30	1.70	2.21
Adrar Ithinedj	179	35.80	3.69	39.49	56.86	1.30	2.00	2.60
bouzekri	1336	267.20	0.00	267.20	384.768	1.30	1.90	2.47
Zentout	1206	241.20	36.84	278.04	400.37	1.30	1.90	2.60
Ait Bourama	338	67.66	0.00	67.66	97.43	1.30	2.00	2.60
TOTAL	8981	1796.46	206.10	2002.54	2651.47	/	/	/

III.7. Dimensionnement des stations de reprises :

Leur dimensionnement sera déterminé d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge .On optera pour des stations de reprises circulaire, le temps de stockage sera d'un quart d'heure (1/4 d'heure).

$$V_{Sr} = Q_{\max} h \times T \quad (III-6)$$

Avec

- V_{SR} : volume de la station de reprise (m^3).
- $Q_{max h}$: débit entrant dans la station de reprise (m^3/h).
- T : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($T=0.25h$).

III.7.1. Dimensionnement de la bache à eau de la station de reprise STR01 :

La station de reprise STR01 se situe à une altitude de 170.83 m, elle reçoit un débit de $Q_{max.j} = 2419,20 m^3/j$, par refoulement à partir de la SP pendant 20 h.

AN :

$$Q_{max h} = 120,17 m^3/h$$

$$T = 0,25h$$

D'ou

$$V_{Sr1} = 120,17 \times 0,25 = 30,24 m^3$$

$$V_{Sr1} = 50 m^3$$

On à le même débit qui rentre dans Sr1, Sr2, et Sr3

Alors le volume de la bache à eau de la station de reprise STR01 et STR02 est de : $50 m^3$

$$V_{Sr1} = V_{Sr2} = V_{Sr3} = 50 m^3.$$

III.8. Dimensionnement des réservoirs :

A. Le réservoir de Tamridjet

$$K_{maxh} = 2$$

Tab. III-2 : Calcul du résidu maximal P(%) du réservoir de Tamridjet

heures	Apport (%) La source	Apport (%) forage	refoulemen t(%)	adduction	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidus (%)
0-1	0.5208	4.375	1.43	2.975	0.4908	-	0.7112
1-2	0.5208	4.375	1.43	2.975	0.4908	-	0.868
2-3	0.5208	4.375	1.43	2.975	0.4908	-	1.302
3-4	0.5208	4.375	1.43	2.975	0.4908	-	1.763
4-5	0.5208	4.375	1.43	2.975	0.4908	-	2.17
5-6	0.5208	4.375	1.43	2.975	0.4908	-	2.604
6-7	0.5208	4.375	1.43	2.975	0.4908	-	3.038
7-8	0.5208	4.375	1.43	2.975	0.4908	-	3.472
8-9	0.5208	4.375	1.43	2.975	0.4908	-	3.906
9-10	0.5208	4.375	1.43	2.975	0.4908	-	4.34
10-11	0.5208	4.375	1.43	2.975	0.4908	-	4.774
11-12	0.5208	4.375	1.43	2.975	0.4908	-	5.208
12-13	0.5208	4.375	1.43	2.975	0.4908	-	5.642
13-14	0.5208	4.375	1.43	2.975	0.4908	-	6.076
14-15	0.5208	4.375	1.43	2.975	0.4908	-	6.51

15-16	0.5208	4.375	1.43	2.975	0.4908	-	6.944
16-17	0.5208	4.375	1.43	2.975	0.4908	-	7.378
17-18	0.5208	4.375	1.43	2.975	0.4908	-	8.83
18-19	0.5208	0	0	2.975	-	-2.4542	10.24
19-20	0.5208	0	0	2.975	-	-2.4542	8.402
20-21	0.5208	0	0	2.975	-	-2.4542	6.559
21-22	0.5208	0	0	2.975	-	-2.4542	-0.97
22-23	0.5208	4.375	1.43	2.975	0.4908	-	0.47
23-24	0.5208	4.375	1.43	2.975	0.4908	-	0.00
TOTAL	12.50	87.50	28.59	71.41	/	/	/

D'après le tableau ci-dessus :

- **Résidu maximal** : $P_{\max} = | + R_{\max} | + | -R_{\max} | = | 8.83 | + | -0.97 | = 9.80\%$

P_{max} = 9.80 %

- **Volume total** : $V_T = V_r + V_{\text{inc}} = \frac{9.80 \times 2651,47}{100} + 120 = 379,84 \text{ m}^3$

V_T = 379,48 m³

On opte pour un volume normalisé de **400** m³.

La commune dispose déjà d'un réservoir de capacité de 250 m³, alors on doit construire un autre réservoir de 150m³.

❖ Calcul de diamètre du réservoir projeté :

$H = [3 \text{ à } 6] \text{ m}$,

On prend $H = 4 \text{ m}$.

Alors :

$$D_r = [(4 \times V) / (\pi \times H)]^{(1/2)}$$

Avec :

$$V = 150 \text{ m}^3.$$

Donc :

$$D_r = [(4 \times 150) / (\pi \times 4)]^{(1/2)}$$

D'ou : $D_r = 7 \text{ m}$.

❖ La hauteur d'incendie du réservoir :

$$H_{\text{inc}} = \frac{4 \times 120}{3,14 \times 7^2}$$

D'ou:

$$H_{\text{inc}} = 0.88 \text{ m}.$$

B. Le réservoir de Ait Djemaa

$$K_{\max h}=2$$

Tab.III-3 : Calcul du résidu maximal P(%) du réservoir de Ait Djemaa.

heures	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidus (%)
0-1	5	0.75	4.24	-	4.24
1-2	5	0.75	4.24	-	8.48
2-3	5	1	4.00	-	12.48
3-4	5	1	4.00	-	16.48
4-5	5	3	2.00	-	18.48
5-6	5	5.5	-	-0.50	17.98
6-7	5	5.5	-	-0.50	17.48
7-8	5	5.5	-	-0.50	16.98
8-9	5	3.5	1.50	-	18.48
9-10	5	3.5	1.50	-	19.98
10-11	5	6	-	-1.00	18.98
11-12	5	8.5	-	-3.50	15.48
12-13	5	8.5	-	-3.50	11.98
13-14	5	6	-	-1.00	10.98
14-15	5	5	0.00	-	10.98
15-16	5	5	0.00	-	10.98
16-17	5	3.5	1.50	-	12.18
17-18	5	3.5	1.50	-	13.68
18-19	0	6	-	-6.00	7.68
19-20	0	6	-	-6.00	1.68
20-21	0	6	-	-6.00	-4.32
21-22	0	3	-	-3.00	-7.32
22-23	5	2	3.00	-	-4.32
23-24	5	1	4.00	-	0.00
TOTAL	100	100	/	/	/

D'après le tableau ci-dessus :

- **Résidu maximal** : $P_{\max} = | +R_{\max} | + | -R_{\max} | = |19.48| + |-7.32|$

$$P_{\max} = 27.3\%$$

- **Volume total** : $V_T = V_r + V_{inc} = \frac{27.3 \times 584.75}{100} + 120$

$$V_T = 279.63 \text{ m}^3$$

On opte pour un volume normalisé de **300 m³**

Ce village dispos déjà d'un réservoir de 100 m³, alors on doit construire un autre réservoir de 200 m³.

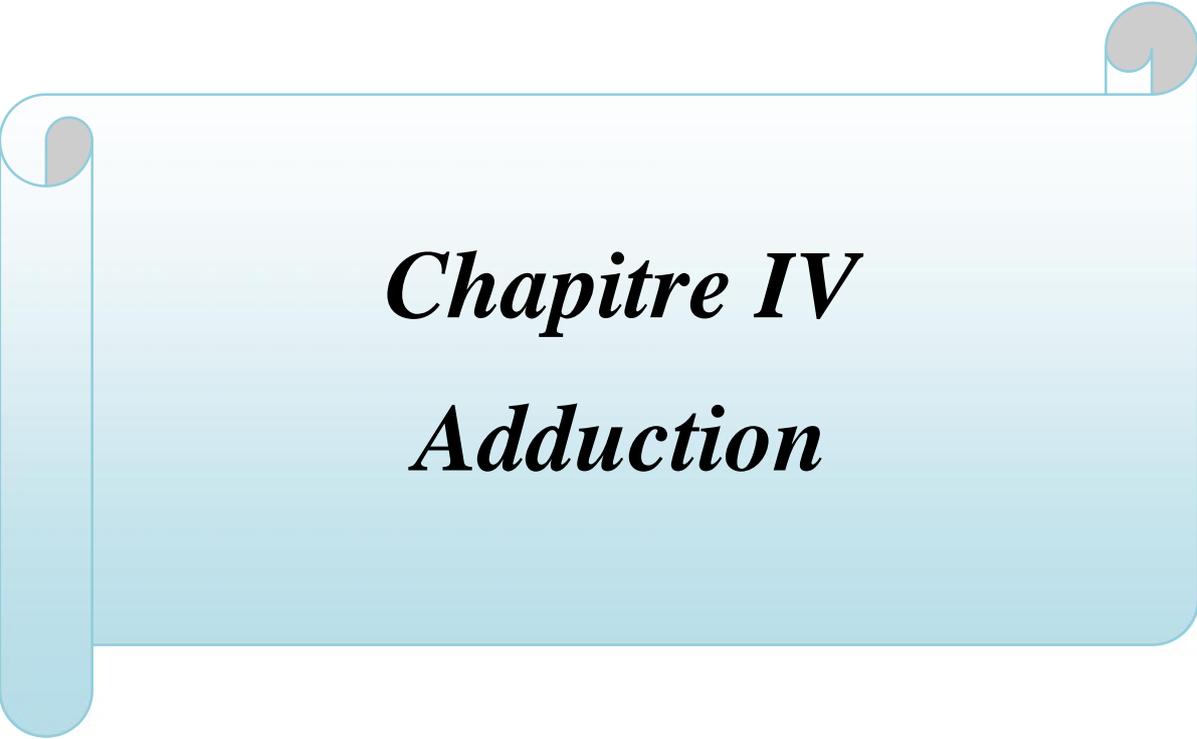
Tab.III-4: Tableau donnant les dimensions des réservoirs existants et projetés.

Réservoir	V_n (m ³)	V_r projeté (m)	H_r (m)	D_r (m)	H_{inc}
Réservoir Tamridjet (R ₁)	400	150	4	7	0,88
Réservoir Ait Djamaa(R ₂)	300	200	4	8	2.38
Réservoir Adrar Ithinedj (R ₃)	50	existant	4	4	0.73
Réservoir Zentout (R ₅)	150	existant	4	5.5	1.5
Réservoir Ait Bouzekri(R ₆)	50	existant	4	5	1,6
Réservoirs des stations de reprise SR1 ,SR2,SR3	50	50	3	4	-

III.7. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons déterminé le volume des différents réservoirs ainsi que leurs dimensions (hauteur, diamètre des réservoirs et le diamètre d'incendie), garantissant l'alimentation continue en eau potable des villages.

Nous avons projeté deux réservoir l'un est d'une capacité de 200 m³ pour la région de ait djamaa et l'autre d'une capacité de 150m³ pour le chef lieu, et trois stations de reprise afin de répondre à l'objectif du présent projet.



Chapitre IV
Adduction

IV.1. Introduction :

L'adduction est le procédé d'amener d'eau du point de captage (puits, source ou forage) vers le réservoir de stockage ou de distribution. Selon le relief de la région à alimenter, on distingue deux modes d'adduction [5] :

- Adduction gravitaire.

Ce type d'adduction ne fait intervenir que le seul travail de la pesanteur. En effet, l'écoulement des eaux dans les conduites dépend de la pente. Le lieu de captage se situe donc à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte.

- Adduction par refoulement.

Dans ce mode d'adduction, la source se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accueil et l'écoulement se fait par pompage.

IV.2. Choix du tracé [5]:

Pour établir une meilleure amenée d'eau, le choix du tracé devra se faire en fonction de nombreux critères parmi lesquels :

- Eviter autant que possible la traversée des obstacles (route, voies ferrées, oueds...),
- Rechercher un profil en long aussi régulier que possible, établi de préférence avec une rampe toujours dans le même sens, vers le réservoir d'accumulation,
- Suivre les accotements des routes,
- Eviter les contres pentes, qui peuvent donner lieu en exploitation à des contentements d'air plus au moins difficile à évacuer,
- Choisir le profil en long le plus court possible, pour avoir un prix minimum des conduites.

IV.3. Description du schéma d'adduction [1] :

Le renforcement en eau de la zone considérée sera concrétiser a partir de forage du oued Agrioune .A partir de la station de pompage implanté a la cote 25.20m sur la rive droite du oued Agrioune l'eau est refoulée jusqu'au réservoir final projeté (ait djemaa) situé à la cote 665.00m en passant par les quatre stations de reprise implantés respectivement à la cote 170.83m, 302.35m, 411.10m, et 550.50m.

IV.4. Choix du type de conduite [11]:

Le choix du type de conduite, doit être établi sur des critères d'ordre technique et économique tels que :

- Prix d'achat,
- Frais de réalisation,
- Disponibilité sur le marché,

- Pression à supporter,
- La nature du terrain,
- Les pertes de charge,

Parmi les matériaux utilisés dans l'alimentation en eau potable, on peut citer : l'acier, la fonte, le PVC et le PE (polythène) à haute densité PEHD ou basse densité PEBD.

IV.4.1. Partie refoulement :

Dans notre cas, on opte pour des conduites en **fonte ductile** pour la partie refoulement, vu les avantages qu'elle présente :

- Résistance à la pression élevée, très rigide et solide ;
- La fonte permet de supporter des pressions de service atteignant 60 bars pour les conduites ne dépassant pas 300 mm de diamètre, et 45 bars pour les tuyaux de diamètre entre 300 et 600 mm, et 30 bars pour les tuyaux de diamètre supérieur à 600 mm ;
- Bonne résistance à la force intérieure ;
- Assure une longévité, à condition qu'elle soit bien entretenue ;
- Longue, ce qui diminue le nombre de raccordement et de joints ;
- Disponible sur le marché national.

Les diamètres normalisés des conduites en fonte ductile avec des pressions de service PN40 et PN30 sont joint en Annexe (2).

IV.4.2. Partie gravitaire :

Pour la partie gravitaire, on a opté pour une conduite en PEHD qui répond aux objectifs recherchés, les raisons d'utilisation de polyéthylène sont innombrables, nous citons certaines d'entre elles :

- Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage ;
- Disponibilité sur le marché ;
- Facilité de pose (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres ;
- Fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de fuite) ;
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible) ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement est théoriquement de 50 ans à une température de 20°C.

IV.5. Étude technico-économique [5] :

Elle consiste à étudier le choix le plus économique pour le diamètre de la conduite de refoulement, le choix de ce dernier, repose sur deux critères, à savoir :

- Le diamètre de la conduite doit pouvoir faire transiter le plus grand débit à vitesse acceptable, en assurant une pression de service compatible avec la résistance de la conduite,
- Les frais d'exploitation et d'amortissement doivent présenter un bilan minimal.

IV.6. Calcul hydraulique :

Le calcul hydraulique de l'adduction comporte des tronçons gravitaires et des tronçons par refoulement.

IV.6.1. Calcul du diamètre économique[1]:

IV.6.1.1. Pour les conduites de refoulement :

Le diamètre économique de la conduite de refoulement est ce lui qui garde la vitesse entre 0.5 et 1.5 m/s. ce dernier peut être calculé selon plusieurs formules a savoir :

- Formule de BONNIN : $\emptyset_{ec} = \sqrt{Q}$ (IV-1)

- Formule de BRESS : $\emptyset_{ec} = 1,5 \sqrt{Q}$ (IV-2)

- Formule de PAVLOVSKY : $\emptyset_{ec} = 1,38 (Q)^{0,48}$ (IV-3)

- Formule de CLASSIC : $\emptyset_{ec} = 1,24 \sqrt{Q}$ (IV-4)

Où :

\emptyset_{ec} : Diamètre économique de la conduite (m)

Q : Débit transitant dans la conduite en (m³/s).

D : Diamètre de la conduite en (m).

Ces formules nous donnent une approche du diamètre économique suivant plusieurs diamètres normalisés. Le plus économique sera celui qui présente un bilan minimal et une vitesse acceptable.

IV.6.1.2. Pour les conduites gravitaires :

Contrairement à l'adduction par refoulement, dans une adduction gravitaire le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération.

Nous choisirons les diamètres pour lesquels la vitesse d'écoulement est compris entre V_{min} et V_{max} tels que :

$$D_{min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{min}}} \quad (IV-5)$$

ET

$$D_{max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{max}}} \quad (IV-6)$$

Avec:

- V_{min} : vitesse minimale d'écoulement qui est de 0,6 (m/s);
- V_{max} : vitesse maximale d'écoulement qui est de 1,5 (m/s) ;
- D_{min} : diamètre minimal d'écoulement en (m) ;
- D_{max} : diamètre maximal d'écoulement en (m).

IV.6.2. Calcul de la vitesse :

La vitesse dans une conduite est donnée par la formule suivante :

$$Q = V \times S \rightarrow V = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (\text{IV-7})$$

Où :

Q : Débit transitant dans la conduite en (m³/s).

D : Diamètre interne de la conduite en (m).

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

S : Section de la conduite en (m²).

IV.6.3. Calcul des pertes de charge :

Les pertes de charge sont liées à la longueur de la conduite, à son diamètre ainsi qu'aux singularités (vannes, coudes, clapet et raccords utilisés lors de l'installation). Elles se présentent sous deux formes :

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

IV.6.3.1. Les pertes de charge linéaire (H_L) :

Elles se déterminent à partir de la formule de DARCY-WEISBACH suivante :

$$H_L = \lambda \times \frac{L}{D} \times \frac{V^2}{2g} \quad (\text{IV-8})$$

H_L : Pertes de charge linéaires (m).

L : Longueur de la conduite (m).

g : Accélération de la pesanteur (g = 9,81 m/s²).

λ : Coefficient de perte de charge de DARCY, il dépend de la rugosité et de la nature du régime d'écoulement.

D : Diamètre de la conduite (m).

➤ **Calcul du coefficient des pertes de charges } :**

Pour déterminer le coefficient des pertes de charge } aux différents régimes, on peut appliquer les formules suivantes :

- **Régime transitoire :**

*Formule de COLEBROOK : $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{K}{3.71 \times D} + \frac{2.51}{\text{Re} \times \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{IV-9})$

- **Régime turbulent rugueux :**

*Formule de NIKURADZI : $\lambda = \left(1.14 - 0.86 \times \text{Ln} \frac{K}{D} \right)^{-2} \quad (\text{IV-10})$

Avec :

K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie comme suit :

- ❖ **Pour les tubes en PEHD :**
 K= 0.01 si D = 200 mm ;
 K = 0.02 si D = mm 200 .

$$\text{Re} = \frac{V \times D}{\nu} \quad (\text{IV-11})$$

Avec :

Re : Nombre de Reynolds donné par la formule suivante :

ν : Viscosité cinématique de l'eau,

-à 10°C : $\nu = 1.31 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

-à 20°C : $\nu = 1.00 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

-à 30°C : $\nu = 0.08 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

- ❖ **Pour les conduites en fonte ductile :**

La viscosité cinématique est donnée par la formule de Stokes :

$$\nu = \frac{0.0178}{(1 + 0.0337t + 0.000221t^2)} \quad (\text{IV-12})$$

À $t = 20^\circ\text{C}$: $\nu = 0.01 \text{ Stockes} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

K : c'est la rugosité absolue, déterminée en mesurant l'épaisseur des protubérances des parois internes du tuyau.

Dans la pratique, il est évident de tenir compte de l'influence des pertes de charge , qui dépend des paramètres suivants :

- Paramètres hydraulique : vitesse moyenne, diamètre et pression,
- Paramètres physico-chimique de l'eau : acidité, PH, dureté...

Donc pour les conduites en fonte ductile $k=0.1$

Tab.IV-1 : Valeurs de rugosité à prendre en compte

Matériau	Type	Etat neuf (mm)	Etat utilisé (mm)
Acier, fonte	Adduction	0,1- 0,4	1,0- 1,5
	Distribution	0,4- 1,0	1,5- 3,0
Amiante ciment	Adduction	0,03- 0,1	1,0- 0,4
	Distribution	1,0- 0,4	0,4- 1,0
P.V.C	Adduction	0- 0,03	0,03- 0,1
	Distribution	0,03- 0,1	0,1- 0,4
Béton armé	Adduction	0,03- 0,1	0,1- 0,4

IV.6.3.2. Les Pertes de charge singulières (Hs) :

Les pertes de charge singulières sont occasionnées par les vannes, robinets, ventouses, etc, Changement de direction, ou de section (rétrécissement, élargissement de la conduite)...etc, et estimées à 10% des pertes de charge linéaires pour le PEHD, et à 15% des pertes de charge linéaires pour la fonte ductile :

- 10% des pertes de charge linéaires pour le PEHD :

$$H_s = 0.1 \times H_L \quad (\text{IV-13})$$

- 15% des pertes de charge linéaires pour la fonte ductile :

$$H_s = 0.15 \times H_L \quad (\text{IV-14})$$

IV.6.3.3. Les Pertes de charge totales (Ht) :

Elles représentent la somme des deux pertes de charge linéaires et singulières, pour chaque conduite de longueur L ; donc on aura :

- Pour le PEHD :

$$H_t = 1.10 \times H_L = 1.1 \times J \times L \quad (\text{IV-15})$$

- Pour la fonte ductile :

$$H_t = 1.15 \times H_L = 1.15 \times J \times L \quad (\text{IV-16})$$

IV.6.4. Détermination de La hauteur manométrique totale (HMT) :

Elle représente une hauteur d'élévation fictive qui résulte de la somme de la hauteur géométrique et les pertes de charge résultantes de l'aspiration et du refoulement.

$$HMT = H_g + H_t \quad (\text{IV-17})$$

H_g : La hauteur géométrique (m).

IV.6.5. Puissance absorbée par la pompe :

C'est la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe, elle est déterminée d'après la formule suivante :

$$P_a = \frac{QgH_{mt}}{\eta} \quad (\text{IV-18})$$

Avec :

P_a : Puissance absorbée par la pompe (kW) ;

Q : Débit à transiter (m³/s) ;

η : Rendement de la pompe en % (généralement on prend 75% ;

IV.6.6.Énergie consommée par la pompe :

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

$$E = Pa \times T \times 365 \quad (\text{IV-19})$$

Avec :

E : Énergie totale consommée par la pompe pendant une année (Kwh) ;

T : Nombre d'heure de pompage (20h).

IV.6.7.Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation d'un système d'adduction sont évalués à partir de la consommation d'énergie et du prix du Kilowatt heure (Kwh) d'électricité, ils sont donnés par la formule suivante :

$$F_{\text{exp}} = E \times e \quad (\text{DA}) \quad (\text{IV-20})$$

Avec :

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

e : Prix unitaire du Kwh. Fixée par la SONELGAZ (4.67DA).

IV.6.8.Frais d'amortissement :

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

$$F_{\text{am}} = A \times P_u \times L \quad (\text{IV-21})$$

Avec :

P_u : Prix du mètre linéaire de la conduite (DA /ml).

L : Longueur de la conduite (m).

A : Annuité qui est donnée par la formule suivante :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (\text{IV-22})$$

Avec :

- **A** : L'amortissement annuel (Annuité)

- **i** : Taux d'annuité = 8 %

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

D'où :

$$A = \frac{0.08}{(1.008)^{25} - 1} + 0.08 = 0.0937$$

Soit : $A = 0.0937$

IV.6.9.Calcul du bilan :

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

$$B_L = F_{\text{exp}} + F_{\text{am}} \quad (\text{IV-23})$$

IV.7.Prix et diamètre des conduites :

Le prix des conduites est pris en tenant compte des coûts de transport et de pose des conduites par mètre linéaire.

- Prix de revient des conduites en fonte ductile (voir annexe IV-2)
- Prix de revient des conduites en PEHD (PN10, PN16) (voir annexe IV-3)

IV.8.Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction :

IV.8.1.Dimensionnement de l'adduction (partie refoulement) :

A. Tronçon N°01 : SP - STR01

➤ **Caractéristique du tronçon [1] :**

- Débitrefoulé : $Q = 0.028 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur : $L = 592.28 \text{ m}$
- Cote du radier SP : $C_{SP} = 15.20 \text{ m}$ (départ)
- Cote du trop-plein STR01 : $C_{STR01} = 173.83 \text{ m}$ (arrivée)
- La hauteur disponible H_g : $H_g = C_{STR01} - C_{SP}$

$$H_g = 173.83 - 15.20 = 158.63 \text{ m}$$

- $D_{BONNIN} = 0.1673$
- $D_{BRESS} = 0.2509$

➤ **Calcul de la hauteur manométrique totale(Hmt) :**

Les calculs sont regroupés dans le Tableau.(IV-2) ci-après :

Tab.IV-2 : Calcul de la Hmt du tronçon SP-STR01

$D_{ext}(mm)$	$D_{int}(mm)$	V(m/s)	Re		J(m/ml)	Ht (m)	HMT(m)
200	189.2	0.8917	178343,949	0,331777	0,067231	45,675242	204,305242
250	238.4	0.5707	142675,159	0,267953	0,017774	12,106754	170,7367548

➤ **Etude économique**

a. Frais d'exploitation :

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV-3) ci-dessous :

Tab.IV-3 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP - STR01

D_{ext} (mm)	D_{int}(m)	P(K.W)	E(K.w.h)	e (DA/K.w.h)	F_{exp} (DA)
200	189.2	74,86791	546535,750	4,67	2552321,955
250	238.4	62,55269	456634,700	4,67	2132484,05

b. Frais d'amortissement :

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV-4) ci-dessous :

Tab.IV-4 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP -STR01

D_{ext} (mm)	Prix (DA/ml)	L(m)	A	F_{amo} (DA)
200	5663,86	592,28	0,0937	314253,9892
250	7461,72	592,28	0,0937	414006,5743

c. Bilan global des frais :

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement, on peut déduire le bilan global des frais, qui est dans le tableau (IV-5)

Tab.IV-5 : Calcul du bilan du tronçon SP- STR01

D_{ext} (mm)	V(m/s)	F_{exp} (DA)	F_{amo} (DA)	Bilan (DA)
200	0,8917	2552321,955	314253,9892	2866575,944
250	0,5707	2132484,05	414006,5743	2546490,625

Conclusion :

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, on opte pour un diamètre de 250 mm, avec une vitesse de 0,5707 m/s, une hauteur manométrique totale de 170,7367 m et sur une longueur de 592,28m.

B. Tronçon N°02 : STR01-STR02 :

➤ **Caractéristique du tronçon [1] :**

- Débit refoulé : $Q = 0.028 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur : $L = 477.54 \text{ m}$

- Cote du radier STR01 : = 170.83 m (départ)
- Cote du trop-plein STR02 : $C_{STR02} = 305.35$ m (arrivée)
- La hauteur disponible H_g : $H_g = C_{STR02} - C_{STR01}$

$$H_g = 305.35 - 170.83 = 134.52 \text{ m}$$

- $D_{BONNIN} : 0,1673 \text{ m}$
- $D_{BRESS} : 0,2509 \text{ m}$

➤ **Calcul de la hauteur manométrique totale (Hmt) :**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV-6) ci-après :

Tab.IV-6 : Calcul de la Hmt du tronçon STR01-STR02

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	V (m/s)	Re		J (m/ml)	Ht (m)	HMT (m)
200	189.2	0,8917	178343,949	0,33092	0,067058	36,8267	171,3467
250	238.4	0,5707	142675,159	0,26768	0,017774	9,7613	144,2813

➤ **Etude économique**

a. Frais d'exploitation :

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV-7) ci-dessous :

Tab.IV-7 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon STR01-STR02

D_{ext} (mm)	Q (m ³ /s)	P (K.W)	E (K.w.h)	e (DA/K.w.h)	F _{exp} (DA)
200	0,028	62,78883	458358,506	4,67	2140534,227
250	0,028	52,85940	385873,622	4,67	1802029,815

b. Frais d'amortissement :

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV-8) ci-dessous :

Tab.IV-8 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon STR01-STR02

D_{ext} (mm)	Prix (DA/ml)	L (m)	A	F _{amo} (DA)
200	5663,86	477,54	0,0937	253374,8396
250	7461,72	477,54	0,0937	333802,7614

c. Bilan global des frais :

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement, on peut déduire le bilan global des frais, qui est dans le tableau (IV-9)

Tab.(IV-9) : Calcul du bilan du tronçon STR01- STR02

D_{ext} (mm)	V(m/s)	F_{exp} (DA)	F_{amo} (DA)	Bilan (DA)
200	0,8917	2140534,227	253374,8396	2393909,066
250	0,5707	1802029,815	333802,7614	2135832,576

Conclusion :

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, on opte pour un diamètre de 250 mm, avec une vitesse de 0,5707 m/s, une hauteur manométrique totale de 144,2813 m et sur une longueur de 477.54 m.

C.Tronçon N°03 : STR02-STR03 :

➤ **Caractéristique du tronçon [1] :**

- Débit refoulé : $Q = 0.028 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur : $L = 506.53 \text{ m}$
- Cote du radier STR02 : = 302.35 m (départ)
- Cote du trop-plein STR03 : $C_{STR02} = 414.11 \text{ m}$ (arrivée)
- La hauteur disponible H_g : $H_g = C_{STR03} - C_{STR02}$

$$H_g = 414.11 - 302.35 = 111.76 \text{ m}$$

- $D_{BONNIN} : 0,1673 \text{ m}$
- $D_{BRESS} : 0,2509 \text{ m}$

➤ **Calcul de la hauteur manométrique totale (Hmt) :**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV-10) ci-après :

Tab.IV-10 : Calcul de la Hmt du tronçon STR02-STR03

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	V (m/s)	Re		J(m/ml)	Ht (m)	HMT(m)
200	189.2	0,8917	178343,949	0,33092	0,067058	39,0624	150,822403
250	238.4	0,5707	142675,159	0,26765	0,017774	10,3539	122,113945

➤ Etude économique

a. Frais d'exploitation :

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV-11) ci-dessous :

Tab.IV-11 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon STR02- STR03

D_{ext} (mm)	Q(m ³ /s)	P(K.W)	E(K.w.h)	e (DA/K.w.h)	F _{exp} (DA)
200	0,028	55,27410	403500,986	4,67	1884349,605
250	0,028	44,74188	326615,764	4,67	1525295,621

b. Frais d'amortissement :

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV-12) ci-dessous :

Tab.IV-12 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon STR02-STR03

D_{ext} (mm)	Prix (DA/ml)	L(m)	A	F _{amo} (DA)
200	5663,86	506,53	0,0937	268756,4549
250	7461,72	506,53	0,0937	354066,9111

c. Bilan global des frais :

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement, on peut déduire le bilan global des frais, qui est dans le tableau (IV-13)

Tab.IV-13 : Calcul du bilan du tronçon STR02- STR03

D_{ext} (mm)	V(m/s)	F _{exp} (DA)	F _{amo} (DA)	Bilan (DA)
200	0,8917	1884349,605	268756,4549	2153106,06
250	0,5707	1525295,621	354066,9111	1879362,532

Conclusion :

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, on opte pour un diamètre de 250 mm, avec une vitesse de 0,5707 m/s, une hauteur manométrique totale de 122,1139 m et sur une longueur de 506,53 m.

C.Tronçon N°04 : STR03-STR04 :

➤ Caractéristique du tronçon [1] :

- Débit refoulé : $Q = 0.028 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur : $L = 1768.76 \text{ m}$

- Cote du radier STR02 : = 411.11 m (départ)
- Cote du trop-plein STR03 : $C_{STR02} = 553.50$ m (arrivée)
- La hauteur disponible H_g : $H_g = C_{STR04} - C_{STR03}$

$$H_g = 553.50 - 411.11 = 142.39 \text{ m}$$

- $D_{BONNIN} : 0,1673 \text{ m}$
- $D_{BRESS} : 0,2509 \text{ m}$

➤ **Calcul de la hauteur manométrique totale (Hmt) :**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV-14) ci-après :

Tab.IV-14 : Calcul de la Hmt du tronçon STR03-STR04

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	V (m/s)	Re		J(m/ml)	Ht (m)	HMT(m)
200	189.2	0,8917	178343,949	0,33092	0,067058	136,4026	278,792616
250	238.4	0,5707	142675,159	0,26768	0,017774	36,1551	178,54510

➤ **Etude économique**

a. Frais d'exploitation :

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV-15) ci-dessous :

Tab.IV-15 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon STR03- STR04

D_{ext} (mm)	Q(m ³ /s)	P(K .W)	E(K.w.h)	e (DA/K.w.h)	F _{exp} (DA)
200	0,028	102,2338	746307,442	4,67	3485255,758
250	0,028	65,45626	477830,739	4,67	2231469,555

b. Frais d'amortissement :

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV-16) ci-dessous :

Tab.IV-16 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon STR03-STR04

D_{ext} (mm)	Prix (DA/ml)	L(m)	A	F _{amo} (DA)
200	5663,86	1768,76	0,0937	938474,8529
250	7461,72	1768,76	0,0937	1236371,764

c. Bilan global des frais :

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement, on peut déduire le bilan global des frais, qui est dans le tableau (IV-17)

Tab.IV-17 : Calcul du bilan du tronçon STR03- STR04

D_{ext} (mm)	V(m/s)	F_{exp} (DA)	F_{amo} (DA)	Bilan (DA)
200	0,8917	3485255,758	938474,8529	4423730,611
250	0,5707	2231469,555	1236371,764	3467841,319

Conclusion :

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, on opte pour un diamètre de 250 mm, avec une vitesse de 0,5707 m/s, une hauteur manométrique totale de 178,54510m et sur une longueur de 1768,76 m.

D.Tronçon N°05 : STR04 – Réservoir final projeté (200m³) :➤ **Caractéristique du tronçon [1] :**

- Débit refoulé : $Q = 0,00915 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur : $L = 1579,25 \text{ m}$
- Cote du radier STR04 : = 550.50 m (départ)
- Cote du trop-plein Rf : $C_{Rf} = 668 \text{ m}$ (arrivée)
- La hauteur disponible H_g : $H_g = C_{STRRf} - C_{STR04}$

$$H_g = 668 - 550.50 = 117.50 \text{ m}$$

- $D_{\text{BONNIN}} : 0,0956 \text{ m}$
- $D_{\text{BRESS}} : 0,1434 \text{ m}$

➤ **Calcul de la hauteur manométrique totale (Hmt) :**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV-18) ci-après :

Tab.IV-18 : Calcul de la Hmt du tronçon STR04-Réservoir final

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	V (m/s)	Re		J(m/ml)	Ht (m)	HMT(m)
100	90.4	1,1656	116560,51	0,02213	0,015422	28,01	145,51
125	120.2	0,7459	93248,407	0,02190	0,0050240	2,330	126,62
150	140	0,5180	77707,006	0,02207	0,0020286	3,684	121,18

➤ **Etude économique**

a. Frais d'exploitation :

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV-19) ci-dessous :

Tab.IV-19 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon STR04- Rf

D_{ext} (mm)	Q(m³/s)	P(K.W)	E(K.w.h)	e (DA/K.w.h)	F_{exp} (DA)
100	0,00915	17,41492	127128,973	4,67	593692,3043
125	0,00915	15,15461	110628,679	4,67	516635,9311

b. Frais d'amortissement :

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV-20) ci-dessous :

Tab.IV-20 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon STR04-Rf

D_{ext} (mm)	Prix (DA/ml)	L(m)	A	F_{amo} (DA)
100	3458,30	1579,25	0,0937	511628,5511
125	4029,42	1579,25	0,0937	596121,3071
150	4428,24	1579,25	0,0937	655123,6201

c. Bilan global des frais :

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement, on peut déduire le bilan global des frais, qui est dans le tableau (IV-21)

Tab.IV-21 : Calcul du bilan du tronçon STR04- Rf

D_{ext} (mm)	V(m/s)	F_{exp} (DA)	F_{amo} (DA)	Bilan (DA)
100	1,1656	593692,3043	511628,5511	1105320,855
125	0,7459	516635,9311	596121,3071	1112757,238
150	0,5180	494440,301	655123,6201	1149563,921

Conclusion :

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, on opte pour un diamètre de 100 mm, avec une vitesse de 1,1656 m/s, une hauteur manométrique totale de 145,51 m et sur une longueur de 1579,25 m.

IV.8.2. Conduites gravitaires :

➤ **Tronçon : Réservoir final (Rf) vers Réservoir zentout (Rz) :**• **Caractéristique du tronçon ;[1]**

- Débit : $Q = 0.00915 \text{ m}^3/\text{s}$
- La longueur : $L = 764.09$
- La cote de départ = 668 m
- La cote d'arrivée = 650.79m
- La Hauteur géométrique : $H_g = 17.21 \text{ m}$

D'après les formules (IV-5) et (IV-6) on va trouver :

- $D_{\min} = 0,0406$
- $D_{\max} = 0,1015$
- Conduite gravitaire PEHD PN16

Diamètres normalisées :

- 110 m
- 125 m
- 160 m

• **Calcul de la perte de charge totale (H_t)**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV-22)

Tab. IV-22 : Calcul de la H_t du tronçon (Rf-Rz)

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	L (m)	V (m/s)	Re		J (m/ml)	H_L (m)	H_T (m)
110	90	764,09	1,439018	129511,677	0,10894960	0,127766493	97,62509	107,38760
125	102,2	764,09	1,120343	114275,009	0,101601657	0,063724114	48,69095	53,5600
160	130,8	764,09	0,689707	89661,930	0,089327544	0,016659904	12,72966	14,0026

- Pour que l'eau arrive au réservoir, Rz , il faut que $H_T < H_g$, ou :
 H_T : pertes de charge totale dans la conduite ;

H_g : la charge disponible.

- Pour cela, on opte pour un diamètre de 160 mm, puisque $H_T = 14,0026$ $H_g = 17,21$
Avec une vitesse acceptable de 0,6897 m/s

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le même diamètre on doit mettre en place une vanne.

Le choix se porte sur les vannes papillons pour les raisons suivantes :

- Possibilité de travailler avec de grands débits ;
 - Facilité de manipulation.
- Calcul les pertes de charge engendrées par la vanne ;

$$H_V = H_g - H_T = 17,21 - 14,0026 = 3,2074 \text{ m}$$

- Calcul le coefficient de perte de charge de la vanne :

$$\text{On a } H_V = \xi * \frac{v^2}{2 * g}$$

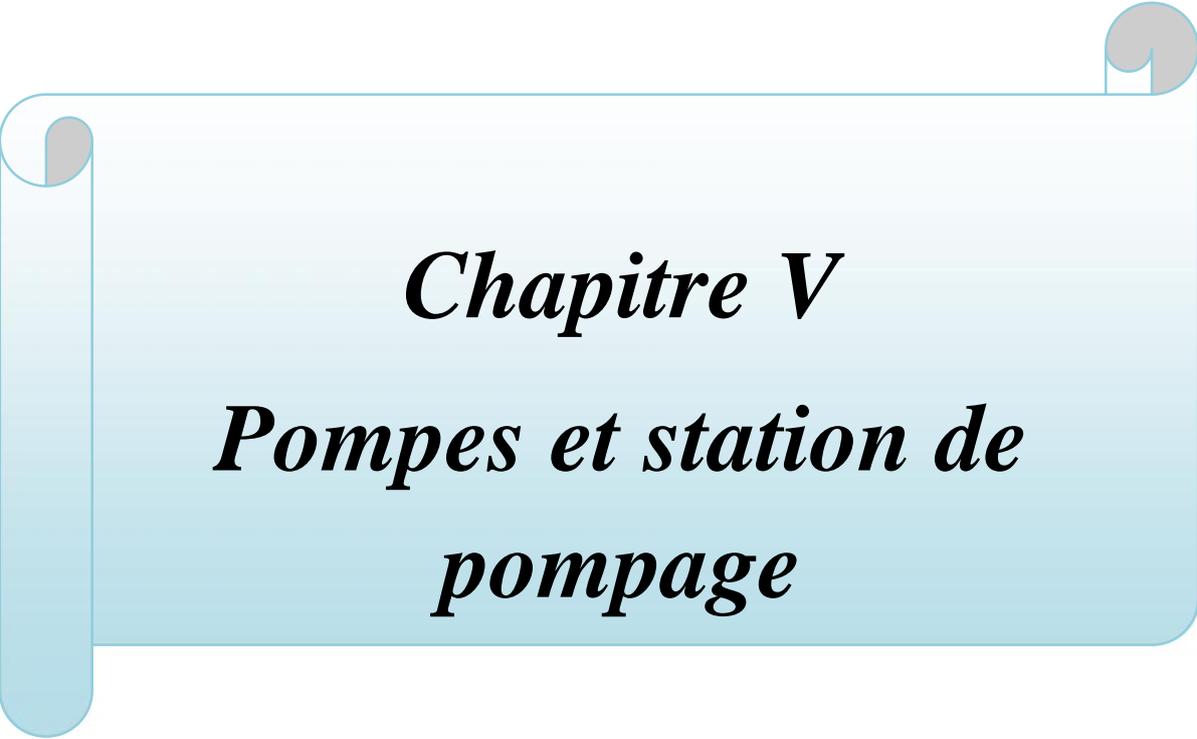
$$\text{D'ou: } \xi = H_V * \frac{2 * g}{v^2} = 3,2074 * \frac{2 * 9,81}{0,6897^2} = 132,2914$$

L'évolution du coefficient de perte de charge d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture est présentée dans l'annexe (IV-4).

D'après l'abaque de L'évolution du coefficient de perte de charge d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture, on trouve que l'angle d'inclinaison de la vanne est de $\theta = 61,09^\circ$.

IV.8. Conclusion :

A travers ce chapitre consacré à l'adduction, nous avons calculé les différents paramètres, tel que la vitesse d'écoulement, les pertes de charge, l'énergie consommée, ainsi que les frais d'exploitation et d'amortissement, afin de trouver une solution idéal du point de vue technique et économique.



Chapitre V
Pompes et station de
pompage

V.1. Introduction :

Les pompes sont des machines hydrauliques qui fournissent de l'énergie au fluide. Donc elles servent à aspirer des liquides d'une région à basse pression pour les refouler à partir d'une conduite à une autre région à haute pression. On entend par ça, que la pompe fait la transformation de l'énergie mécanique de son moteur d'entraînement en énergie hydraulique.

L'énergie requise pour faire fonctionner ces machines dépend de nombreux facteurs, à savoir:

- Les propriétés du fluide : masse volumique, viscosité et compressibilité ;
- Les caractéristiques de l'installation : longueur, diamètre, rugosité, singularités,...etc.
- Les caractéristiques de l'écoulement : vitesse, débit, hauteur d'élévation, pression,...etc.

V.2. Classification des pompes :

Les pompes sont divisées en deux catégories principales [13] :

- Pompes volumétriques.
- Les turbo-pompes.

V.2.1. Pompes volumétriques :

Le déplacement du fluide à l'intérieur de la pompe se fait par la variation du volume. D'où on distingue deux types :

- Les pompes alternatives (à piston) ;
- Les pompes rotatives (vis d'Archimède).

Elles sont utilisées dans les machines à outils, les engins de travaux publics et dans certains circuits hydrauliques d'aviations ou des bateaux. Généralement, elles conviennent pour des faibles débits à des pressions élevées.

V.2.2. Turbo-pompes :

Les turbo-pompes sont les plus utilisées, selon le type de roue et son mode d'action, on distingue :

- Pompe axiale à hélice.
- Pompe hélico-centrifuge.
- Pompe centrifuge.

On peut classer les pompes centrifuges comme suit :

- ❖ Suivant la forme de la roue :
 - Pompes centrifuges radiale
 - Pompes centrifuges semi axiale.

- ❖ Suivant la forme du corps de la pompe :
 - Pompe à volute ou colimaçon.
 - A diffuseur circulaire.
- ❖ Suivant le nombre de roue :
 - Monocellulaire.
 - Multicellulaire.
- ❖ Suivant la position de son axe :
 - Pompe à axe horizontal.
 - Pompe à axe vertical.

V.3.Choix des pompes :

Le choix du type des pompes à installer portera sur les critères suivants [5] :

- Assurer le débit de refoulement.
- La hauteur d'élévation à atteindre.
- Assurer un rendement élevé.
- Une vitesse de rotation importante.
- Le point d'aspiration.

V.4.Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges :

V.4.1. Hauteur manométrique :

Elle est obtenue en sommant hauteur géométrique et les pertes de charge à l'aspiration ainsi qu'au refoulement. Cette hauteur est donnée comme suit [5] :

$$\mathbf{H_{mt} = H_g + J_{asp} + J_{ref}} \quad \mathbf{(V-1)}$$

Avec :

- $\mathbf{H_{mt}}$: La hauteur manométrique totale en (m).
- $\mathbf{H_g}$: La hauteur géométrique en (m).
- $\mathbf{J_{asp}}$: Pertes de charge à l'aspiration en (m).
- $\mathbf{J_{ref}}$: Pertes de charge au refoulement en (m).

V.4.2. La vitesse de rotation :

La vitesse de rotation (N) représente le nombre de tour effectué par la pompe par unité de temps.

V.4.3.La puissance :

On distingue deux types de puissance :

V.4.3.1.La puissance absorbée par la pompe :

Elle est exprimée par la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la

Pompe en (KW). Cette puissance est donnée par la loi suivante :

$$P_a = \frac{g \times H_{mt} \times Q}{\eta} \quad (V-2)$$

Avec :

- P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW) .
- Q : Débit refoulé par la pompe (m³/s) .
- η : Rendement de la pompe en % .

V.4.3.2. La puissance hydraulique ou la puissance utile :

Elle traduit la puissance transmise au fluide par la pompe, notée P_u :

$$P_u = P_h = g \times H_{mt} \times Q \quad (V-3)$$

IV.4.4. Le rendement :

C'est le rapport entre la puissance utile P_u et la puissance absorbée par la pompe P_a , noté η .

$$\eta = \frac{P_u}{P_a} \quad (V-4)$$

IV.5. Les courbes caractéristiques des pompes centrifuges :

Ce sont les courbes principales qui caractérisent une pompe centrifuge et qui expriment ses Performances, on distingue trois types (Fig.V-1) [5]:

- **La courbe hauteur-débit $H = f(Q)$** : C'est la variation des hauteurs en fonction débit.
- **La courbe puissance absorbée-débit $P_a = f(Q)$** : C'est la variation de la puissance absorbée par la machine (pompe) en fonction du débit.
- **La courbe rendement-débit $\eta = f(Q)$** : Elle représente la valeur du rendement en fonction du débit.

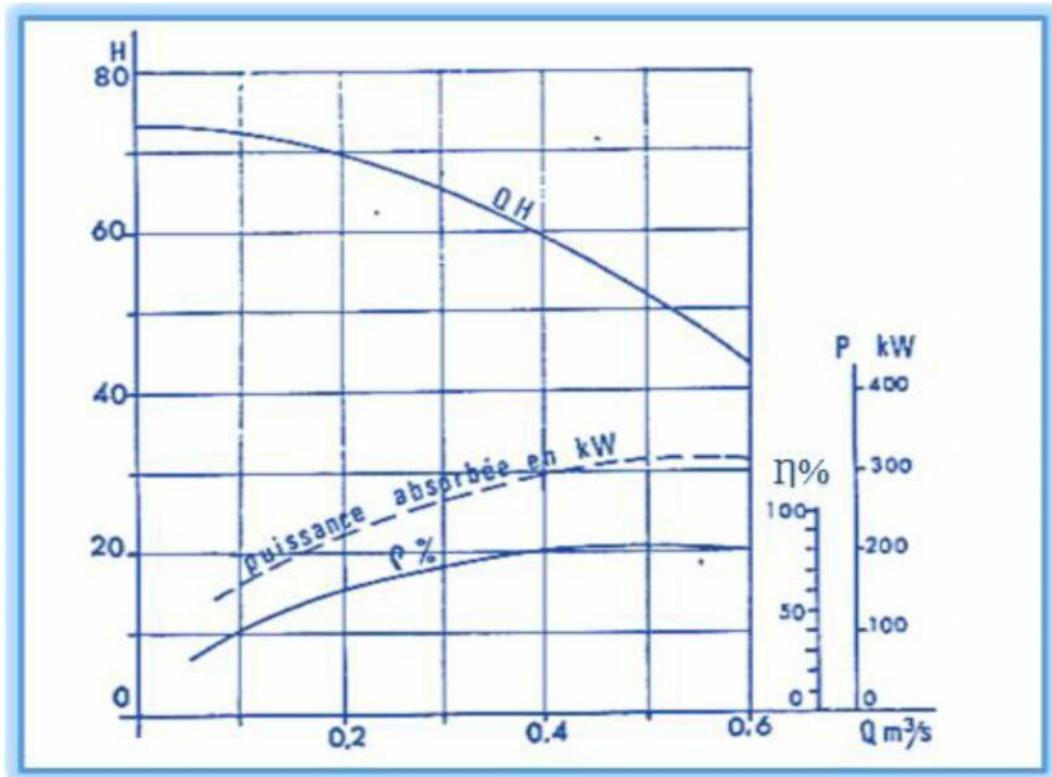


Fig. V-1 : Courbes caractéristiques d'une pompe.

V.6. Le point de fonctionnement d'une pompe :

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection de la courbe caractéristique de la Conduite $H_c = f(Q)$, et la courbe caractéristique de la pompe $H_p = f(Q)$. Comme elle le représente la (fig.V-2) ci-après

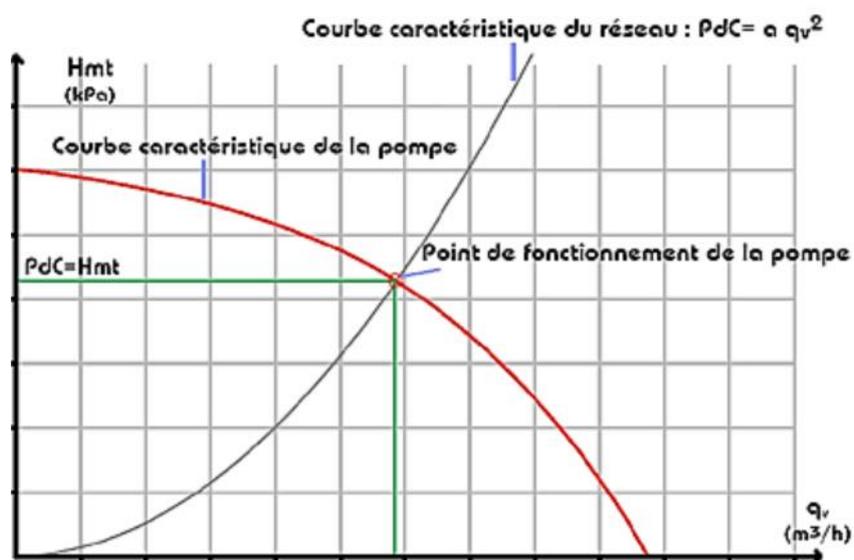


Fig. V-2: Point de fonctionnement d'une pompe centrifuge

V.6.1. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement d'une pompe :**❖ Caractéristique de la conduite :**

La courbe caractéristique de la conduite $H_c = f(Q)$ est [13] :

$$H_c = H_g \times R \times Q^2 \quad (\text{V-5})$$

Avec :

- H_c : La hauteur manométrique totale en m.
- H_g : La hauteur géométrique en m.
- R : Le coefficient qui caractérise la résistance de la conduite.
- $R \times Q^2$: La valeur de la perte de charge au point désiré.

Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, désordonnées et Q , déterminé, on doit apporter des modifications pour adopter la pompe aux conditions de travail voulu. En modifiant un des paramètres de fonctionnement de la pompe, on peut avoir le point de fonctionnement désiré, d'où l'intérêt des lois de similitudes. Quatre cas se présentent généralement :

V.6.1.1. Modification du temps de pompage :

Dans cette variante, on garde le point de fonctionnement P et on va chercher le nouveau temps de pompage pour avoir le volume journalier désiré. Dans notre cas, le temps de pompage est $T_1 = 20$ h, le volume entrant au réservoir est donné par la formule ci-dessous :

$$V = 20 \times Q_1 \text{ (m}^3\text{)} \quad (\text{V-6})$$

Dans cette variante on cherche le nouveau temps de pompage (T_2), de telle sorte à avoir le même volume journalier avec le débit (Q_2) donné par la pompe. Le nouveau temps de fonctionnement sera obtenu à l'aide de l'égalité suivante :

$$T_1 Q_1 = T_2 Q_2 \quad (\text{V-7})$$

Donc le nouveau temps de pompage (T_2) est donné par :

$$T_2 = T_1 \times \frac{Q_2^2}{Q_1^2} \quad (\text{V-8})$$

V.6.1.2. Vannage ou création des pertes de charge :

Afin d'obtenir le point de fonctionnement désiré, nous procédons au changement de la Caractéristique du réseau, c'est-à-dire, création des pertes de charge par vannage au refoulement, jusqu'à ce que le point de fonctionnement soit celui désiré [13].

Les inconvénients de cette variante est qu'elle engendre des frais d'exploitation supplémentaires, ajoutant aussi la diminution du rendement de la pompe.

La puissance absorbée sera :

$$P = g \times Q_1 \times H' \quad (\text{V-9})$$

$$H = H_1 + h \quad (\text{V-10})$$

Avec :

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

V.6.1.3. Rognage de la roue

Le rognage de la roue consiste à la réduction du diamètre de celle-ci tout en gardant la même vitesse de rotation, ce qui est difficile à réaliser car elle nécessite une grande précision, et cela dans le but de ramener le point de fonctionnement au point désiré.

Le coefficient de rognage est déterminé par la formule suivante :

$$m = \frac{D_1}{D_2} = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{0.5} = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{0.5} \quad (\text{V-11})$$

Avec :

- m : Coefficient de rognage.
- D_1 : Diamètre de la roue avant rognage.
- D_2 : Diamètre de la roue après rognage.

Donc, le nouveau diamètre (D_2) sera :

$$D_2 = \frac{D_1}{m} \quad (\text{V-12})$$

Par conséquent, le pourcentage de rognage (r) sera :

$$r = 1 - m(\%) \quad (\text{V-13})$$

V.6.1.4. Variation de la vitesse de rotation :

C'est une méthode qui fait varier la vitesse de rotation, la diminution de celle-ci entraîne la diminution du débit et par la même occasion la diminution de la puissance absorbée. On cherche alors la vitesse N' , donc on trace une parabole d'équation $H = a \times Q_2$ passant par l'origine et par le point P_1 et coupe la courbe caractéristique de la pompe au point homologue $P_3 (Q_3, H_3)$.

$$N' = N \times \left(\frac{Q_1}{Q_3}\right) (\text{tr/min}) \quad (\text{V-14})$$

V.7. Couplage des pompes :

Les pompes peuvent être couplées en série ou en parallèle si le débit ou la hauteur manométrique totale ne peuvent pas être assurés par une seule pompe [13].

V.7.1. Couplage en série :

Dans ce cas, les pompes sont placées sur la même conduite l'une après l'autre et le refoulement d'une pompe arrive à l'ouïe de celle d'après pour avoir au niveau de la sortie de la dernière une hauteur d'élévation égale à la somme des hauteurs de l'ensemble de la série, en gardant le débit sensiblement constant (Fig.V-3). Ce mode est utilisé pour des hauteurs d'élévations importantes ou des hauteurs d'élévation variables dans le temps.

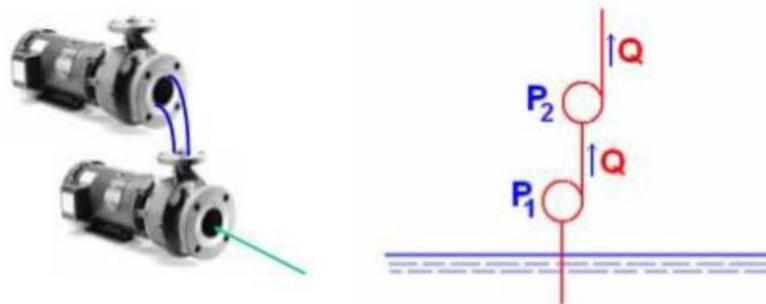


Fig.V-3 : Couplage en série d'une pompe centrifuge

V.7.2. Couplage en parallèle

Dans ce cas ces pompes n'ont aucune communication entre elles, ce qu'elles ont de commun est ce qu'elles refoulent dans la même conduite avec des débits pas forcément égaux de l'une à l'autre, ce qui fait que le débit de la conduite de refoulement est égal à la somme des débits refoulés par l'ensemble des pompes en parallèle (Fig. V-4).

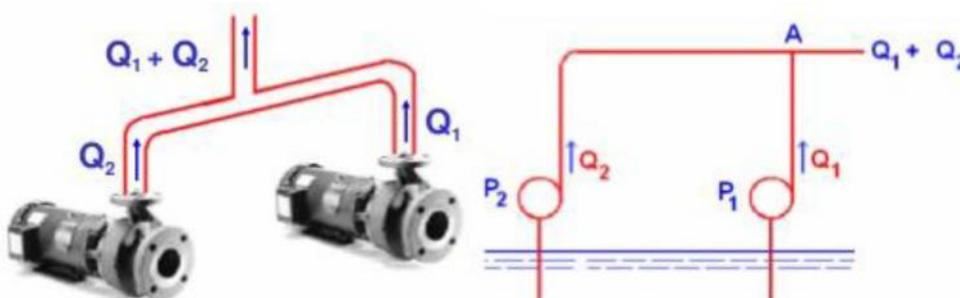


Fig.V-4 : Couplage en parallèle d'une pompe centrifuge

V.8. Etude de la cavitation :

La cavitation est un phénomène qui résulte de la formation de bulles de gaz (vaporisation) puis de leur condensation au sein du liquide pompé. Ce phénomène de cavitation se manifeste

Lorsque la pression absolue de l'eau décroît du niveau de la bride d'aspiration jusqu'à un certain point à l'intérieur de la roue. En ce point la valeur de tension de vapeur d'eau est atteinte. Des impulsions se produisent alors à des fréquences très élevées et créent des surpressions locales très élevées (jusqu'à des centaines de bars) [12].

La cavitation est un phénomène absolument à éviter, car il entraîne de graves conséquences :

- Erosion du matériau des aubes de turbine des pompes centrifuges.
- Augmentation du bruit et des vibrations générés par la pompe.
- Chutes des performances des pompes avec diminution importante de Hmt, du débit et du rendement.

Pour éviter tout risque de la cavitation, la condition suivante doit être respectée [12] :

$$\text{NPSH}_a > \text{NPSH}_r$$

Avec :

- **NPSH_a**: Charge nette d'aspiration disponible.
- **NPSH_r**: Charge nette d'aspiration requise.

❖ Pour l'aspiration en charge :

$$\text{NPSH}_d = \frac{p_0}{\rho} + (H_a - J_{\text{asp}} - T_v) \quad (\text{V-15})$$

Le schéma de la (fig. V-5) ci-après représente une installation d'une pompe en charge, c'est-à-dire le plan d'aspiration situé en bas du plan d'eau

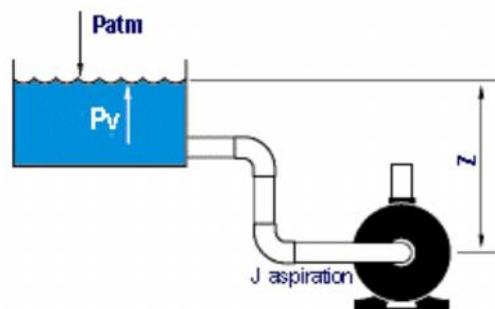


Fig.V-5 : Cas d'aspiration en charge.

• Pour l'aspiration en dépression

$$\text{NPSH}_d = \frac{p_0}{\rho} - (H_a + J_{\text{asp}} + T_v) \quad (\text{V-16})$$

Avec:

- **H_a**: Hauteur d'aspiration en (m).
- **J_{asp}**: Pertes de charge à l'aspiration en (m)
- **p₀**: Pression en m.c.e au point d'aspiration.
- **T_v**: Tension de vapeur maximale que l'eau peut supporter à une température donnée (Tab.V-1).

Tab.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
Tv(m)	0.06	0.083	0.125	0.24	0.43	0.75	1.26	2.03	4.10	4.80	10.30

Le schéma de la (fig.V-6) ci-dessous représente une installation d'une pompe en dépression, c'est-à-dire le plan d'aspiration situé au-dessus du plan d'eau

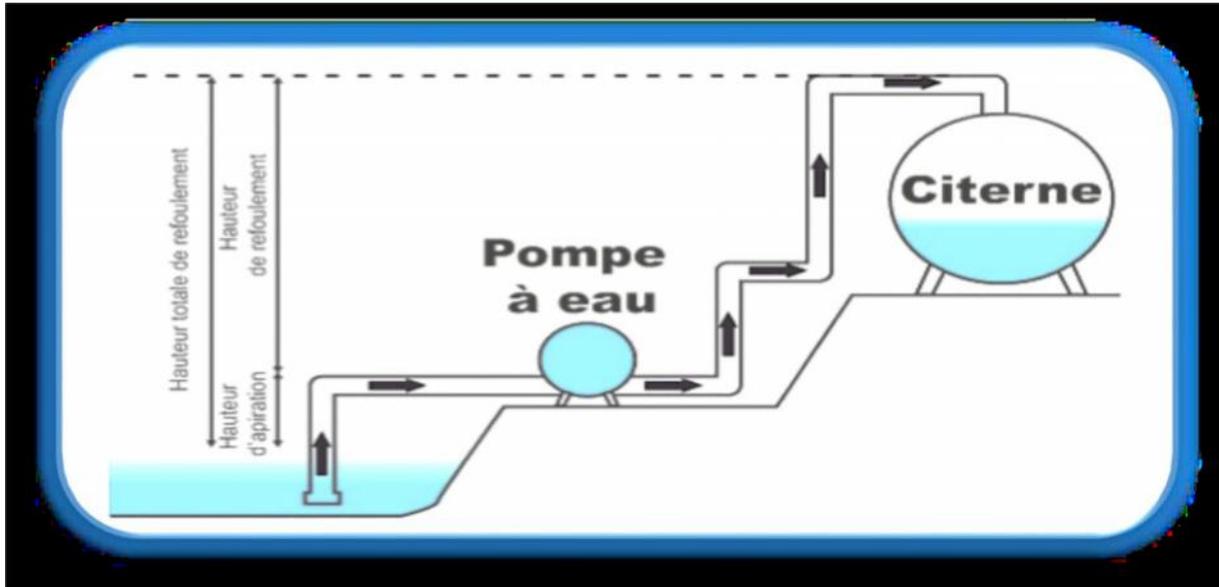


Fig.V-6 : Cas d'aspiration en dépression

Donc, le NPSH_a est identifié à la caractéristique de la conduite d'aspiration.

❖ **NPSH_r: Charge nette d'aspiration requise**

$$NPSH_r = \frac{P'}{\rho g} - T_v \tag{V-17}$$

- $\frac{P'}{\rho g}$: Pression absolue à l'entrée de la bride d'aspiration.

Le NPSH_r est une courbe donnée par le constructeur. La cavitation n'apparaît pas lorsque le point de fonctionnement de la pompe se situe à gauche de l'intersection des courbes NPSH_a et NPSH_r (Fig V-7).

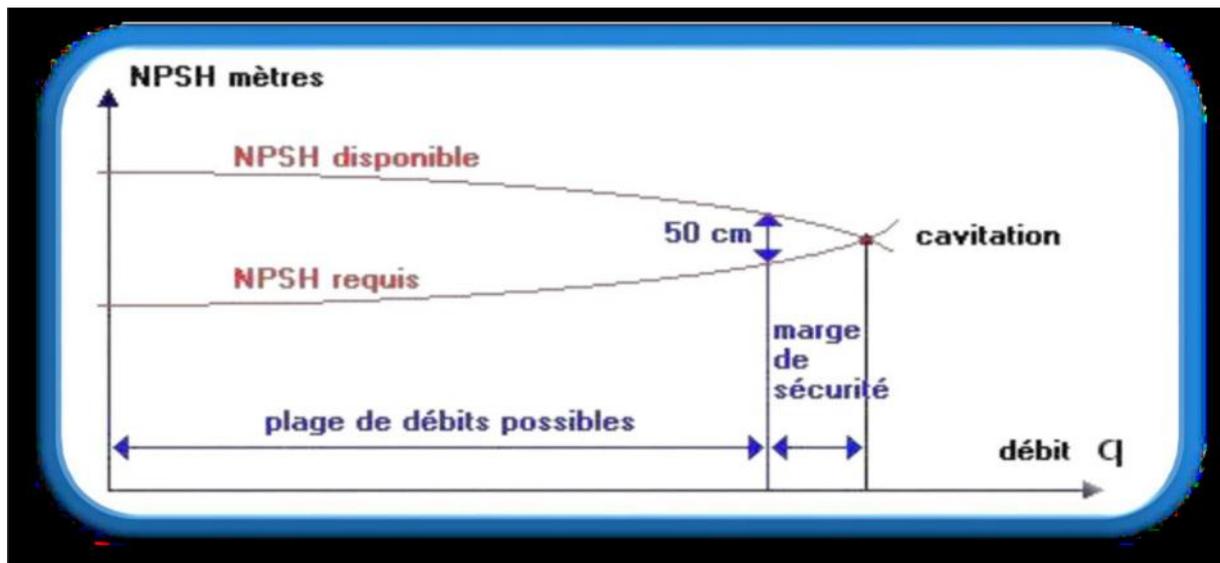


Fig. V-7: Courbe caractéristique de $NPSH_r$ et $NPSH_d$

En conclusion, on peut dresser une liste de conseils à respecter, si le procédé le permet, pour éviter la cavitation :

- Préférer si possible les montages de pompes en charge ;
- Eviter une alimentation à partir d'un réservoir sous pression;
- Diminuer les pertes de charge du circuit d'aspiration.

Si ces conseils ne peuvent être appliqués en raison des exigences du procédé, il ne reste qu'à trouver une pompe dont les caractéristiques montrent des valeurs de N.P.S.H.requis suffisamment faibles.

V.9. choix du type de pompe pour différentes stations :

Notre projet est composé de quatre stations de pompage

V.9.1.Pompes installées à la station de reprise (SP) vers (STR01)

A. Caractéristiques de la conduite

Les caractéristiques de la conduite (SP-STR₀₁) sont représentées dans le (tab.V-2)

Tab.V-2 : les caractéristiques de la conduite du tronçon (SP-STR₀₁)

Caractéristiques	Q(l/s)	Hg(m)	L(m)	HMT(m)
SP-STR ₀₁	28	159	592.28	171

D'après le catalogue des pompes CAPRARI, on opte pour une pompe à axe horizontal Multicellulaires de type (PM125/9D) dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $N = 1450 \text{ tr/min}$ $\eta = 72.3 \%$ $P_a = 64.8 \text{ kW}$ $NPSH_r = 1.58 \text{ m}$.

(Les détails sont donnés dans l'annexe (V-1))

La courbe caractéristique de la pompe (SP-STR01) est présentée dans la (fig.V-8) ci-dessous :

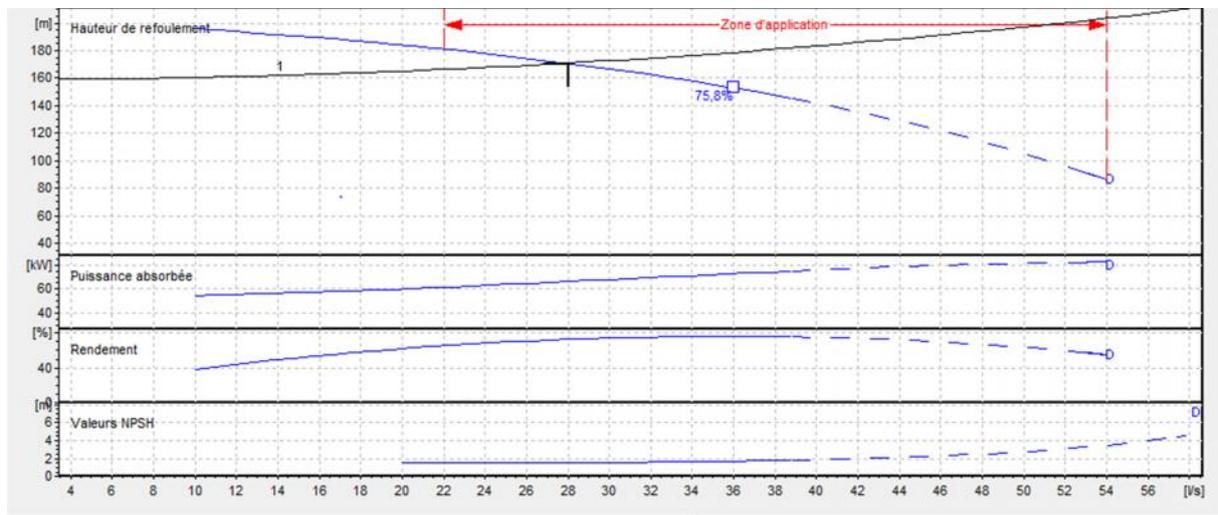


Fig.V-8: Les courbes caractéristiques de la pompe (SP)

B. Etude de la cavitation :

- La cote du plan d'aspiration: $C_a = 15.20\text{m}$.
- Hauteur d'aspiration: $H_a = 1 \text{ m}$.
- Perte de charge d'aspiration: $J_{asp} = 0$ (négligeable);
- $(NPSH)_r = 1.58\text{m}$.

C. Calcul de la pression à la cote d'aspiration :

- $P_0 = 10,33 - (0,0012 \times C_a) = 10,33 - (0,0012 \times 170.83) = 10,31\text{m}$
- $(NPSH)_d = \frac{P_0}{g\rho} + H - (J_{asp} + T_v) = 10,36 + 1 - (0 + 0,24)$.
- $(NPSH)_d = 11.26\text{m}$.
- $(NPSH)_d > (NPSH)_r$,

D'où :

La pompe ne Cavite pas.

V.9.2.Pompes installées à la station de reprise (STR₀₁) vers (STR₀₂) :

A. Caractéristique de la conduite :

Les caractéristiques du tronçon (STR₀₁-STR₀₂) sont représentées dans le (tab.V-3)

Tab.V-3 :Les caractéristiques de la conduite du tronçon (STR₀₁-STR₀₂)

Caractéristiques	Q(l/s)	Hg(m)	L(m)	HMT(m)
STR ₀₁ -STR ₀₂	28	135	592.28	144.28

D'après le catalogue des pompes CAPRARI, on opte pour une pompe à axe horizontal Multicellulaires de type (PM125/8C) dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $N = 1450 \text{tr/min}$; $\eta = 74.9 \%$; $P_a = 52.7 \text{ Kw}$; $NPSH_r = 2.07 \text{ m}$.

(Les détails sont donnés dans l'annexe (V-2))

La courbe caractéristique de la pompe (STR₀₁-STR₀₂) est présentée dans la (fig.V-9) ci-dessous :

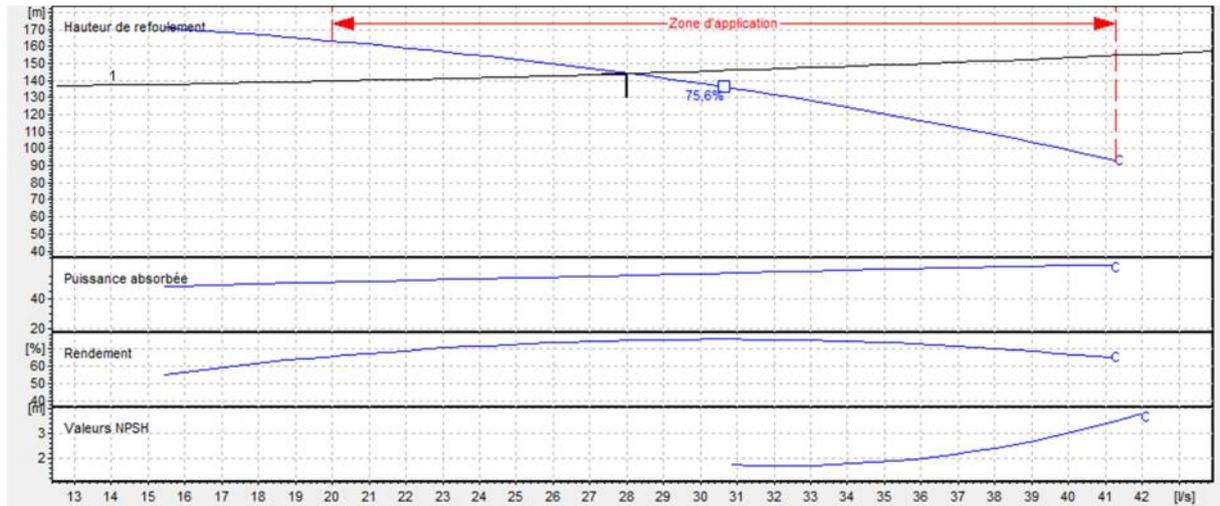


Fig.V-9: Les courbes caractéristiques de la pompe (STR₀₁)

B. Etude de la cavitation :

- La cote du plan d'aspiration : $C_a = 170.83 \text{m}$
- Hauteur d'aspiration : $H_a = 1 \text{ m}$;
- Perte de charge d'aspiration : $J_{asp} = 0$ (négligeable) ;
- $(NPSH)_r = 2.07 \text{m}$

C. Calcul de la pression à la cote d'aspiration :

- $P_0 = 10,33 - (0,0012 \times C_a) = 10,33 - (0,0012 \times 170.83) = 10.11 \text{m}$
- $(NPSH)_d = \frac{p_0}{g\rho} + H - (J_{asp} + T_v) = 10.11 + 1 - (0 + 0,24)$.
- $(NPSH)_d = 10.87 \text{m}$.
- $(NPSH)_d > (NPSH)_r$

D'où :

La pompe ne Cavite pas.

V.9.3. Pompes installées à la station de reprise (STR₀₂) vers (STR₀₃) :

A. Caractéristique de la conduite :

Les caractéristiques du tronçon (STR₀₂-STR₀₃) sont représentées dans le (tab.V-4)

Tab.V-4 : Les caractéristiques de la conduite du tronçon (STR₀₂- STR₀₃)

Caractéristiques	Q(l/s)	Hg(m)	L(m)	HMT(m)
STR ₀₂ -STR ₀₃	28	111.76	506.28	122

On remarque que le point de fonctionnement (28.4 ; 122) ne coïncide pas avec le point désiré (28; 122), par conséquent, cette pompe nécessite certaine modification.

La courbe caractéristique de la pompe (STR₀₂-STR₀₃) est présentée dans la (fig. V-10) ci dessous.les détails sont donnés dans l’annexe (V-3)).

- N = 2200 tr/min ; η = 69.1 % ; P_a = 49.3Kw ; NPSH_r = 5.98 m.

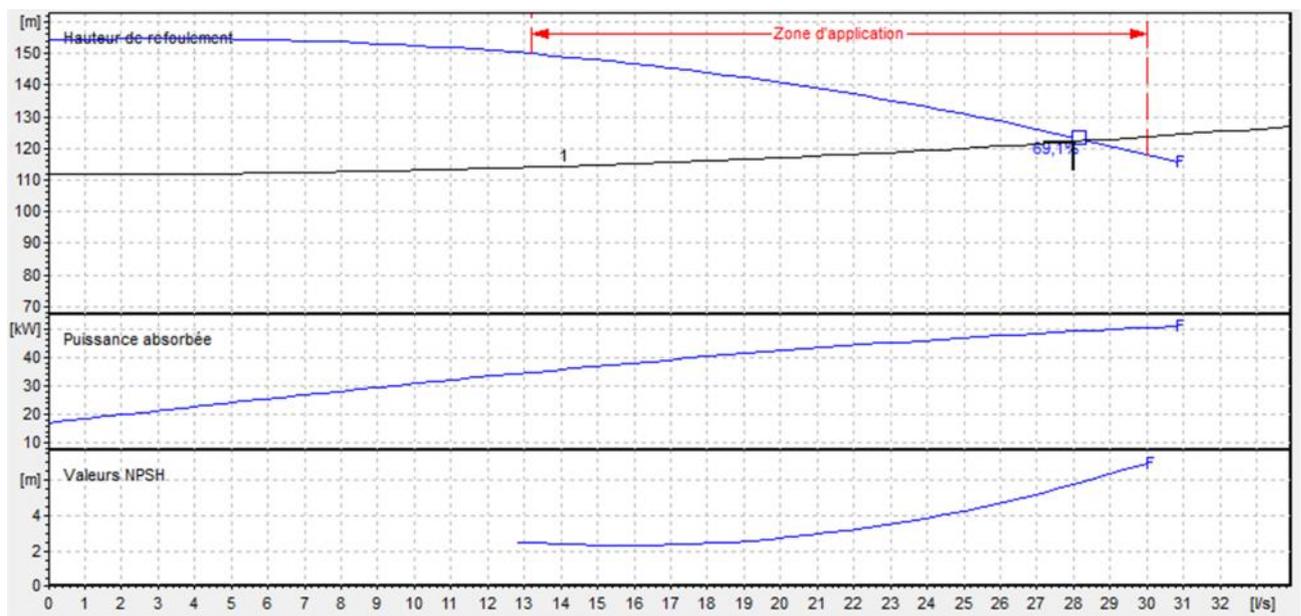


Fig.IV-10 : Les courbes caractéristiques de la pompe STR₀₂.

B. Etude des variantes :

Dans le but d’optimiser la modification qui sera apportée au fonctionnement de la pompe, nous étudions chaque variante séparément, ensuite nous calculons le cout de chaque technique, et le meilleur compromis « faisabilité-cout » sera retenue.

- **1ere variante :** modification du temps de pompage :

Afin d’adapter la pompe aux conditions de fonctionnement désirée, il y a lieu de varier le Temps de pompage qui sera :

$$Q_1 * T_1 = Q_2 * T_2$$

$$T = \frac{Q_1 * T_1}{Q_2} = \frac{28 * 20}{28.4} = 19.71h.$$

Donc la pompe fonctionnera 19h ; 43min et 12s.

- La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{gHQ}{\eta} = \frac{9.81 \cdot 122 \cdot 0.0284}{0.691} = 49.82 \text{kw.}$$

- Les frais d'exploitation seront :

$$F_{\text{exp}} = 49.82 \cdot 19.71 \cdot 365 \cdot 4.67$$

D'où :

$$F_{\text{exp}} = 1652591.444 \text{DA.}$$

- **2eme variante** : Régulation par étouffement (le vannage) :

La perte de charge créée par la vanne d'étouffement est égale à :

$$H'' = h + H_1 \quad (\text{V-18})$$

$$H'' = 122 + 2 = 124 \text{m.}$$

- La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{9.81 \cdot 124 \cdot 0.028}{0.691} = 49.29 \text{kw.}$$

- Les frais d'exploitation seront :

$$F_{\text{exp}} = 50.08 \cdot 20 \cdot 365 \cdot 4.67$$

D'où :

$$F_{\text{exp}} = 1707494.375 \text{DA.}$$

- **3eme variante** : Rognage de la roue :

Dans le cas des pompes centrifuges multicellulaires, cette solution n'est pas commode, en raison du nombre de cellules qu'il faut rogner.

- **4eme variante**: Variation de la vitesse :

- La nouvelle vitesse de rotation s'écrit comme suit : $N' = N \cdot \frac{Q_1}{Q_2}$.

- La courbe iso-rendement s'écrit :

$$H = a * Q^2 \quad (\text{V-19})$$

$$H = \frac{H_1}{Q_1^2} * Q^2 = 0.16 Q^2$$

- L'équation de la pompe est donnée comme suit :

$$H_p = a \cdot Q^2 + b \quad (\text{V-20})$$

$$\text{Pour } \begin{cases} Q = 0 \text{ l/s, } H = 122 \text{ m} \\ Q = 28 \text{ l/s, } H = 124 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \text{D'où : } 122 = a \times 28^2 + 124 \Rightarrow a = -2.55 \times 10^{-3}.$$

Ce qui donne : $H_p = -2.55 \times 10^{-3} \times Q^2 + 124$.

La courbe iso-rendement coupe la caractéristique de la pompe au point A (Q_3, H_3). Les Coordonnées du point A sont (29.98/s ; 124.2).

$$\text{D'où : } N' = 2200 \times \frac{28}{28.4} = 2169.01 \text{ tr/min}$$

- La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{9.81 \times 0.028 \times 122}{0.691} = 48.49 \text{ kw.}$$

- Les frais d'exploitation seront :

$$F_{\text{exp}} = 48.49 \times 20 \times 365 \times 4,67$$

D'où :

$$F_{\text{exp}} = 1653288.187 \text{ DA.}$$

Remarque :

Notre choix se portera sur la première variante qui présente une meilleure économie.

C. Etude de la cavitation :

- La cote du plan d'aspiration : $C_a = 302.35 \text{ m}$
- Hauteur d'aspiration : $H_a = 1 \text{ m}$;
- Perte de charge d'aspiration : $J_{\text{asp}} = 0$ (négligeable) ;
- $(\text{NPSH})_r = 5.94 \text{ m}$.

D. Calcul de la pression à la cote d'aspiration :

$$- P_0 = 10,33 - (0,0012 \times C_a) = 10,33 - (0,0012 \times 302.35) = 9.75 \text{ m.}$$

$$- (\text{NPSH})_d = \frac{P_0}{g\rho} + H - (J_{\text{asp}} + T_v) = 9,93 + 1 - (0 + 0,24).$$

$$- (\text{NPSH})_d = 10.69 \text{ m.}$$

$$- (\text{NPSH})_d > (\text{NPSH})_r,$$

D'où :

La pompe ne Cavite pas.

V.9.4.Pompes installées à la station de reprise (STR₀₃) vers (STR₀₄) :

A. Caractéristique de la conduite :

Les caractéristiques du tronçon (STR03-STR04) sont représentées dans le tableau (V-5)

Tab.V-5 : Les caractéristiques de la conduite du tronçon (STR₀₃-STR₀₄)

Caractéristiques	Q(l/s)	Hg(m)	L(m)	HMT(m)
SR03-SR04	28	142.39	1768.76	179

On remarque que le point de fonctionnement (28.2 ; 180) ne coïncide pas avec le point désiré (28 ; 179), par conséquent, cette pompe nécessite certaine modification.

La courbe caractéristique de la pompe (STR₀₃-STR₀₄) est présentée dans la figure (V-12) ci dessous. (Les détails sont donnés dans l’annexe (V-4))

- N = 2900 tr/min =76.1 %. P_a=65.2KwNPSH_r=3.34 m.

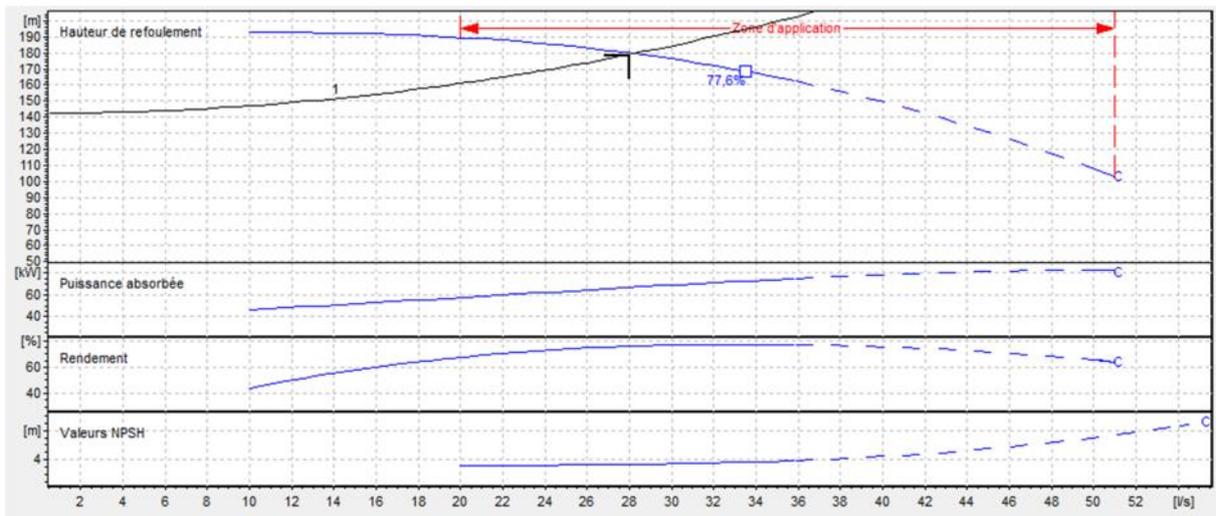


Fig.V-12 : Les courbes caractéristiques de la pompe (STR₀₃).

B. Etude des variantes :

Dans le but d’optimiser la modification qui sera apportée au fonctionnement de la pompe, nous étudions chaque variante séparément, ensuite nous calculons le cout de chaque technique, et le meilleur compromis « faisabilité-cout » sera retenue.

- 1^{ere} variante : modification du temps de pompage :

Afin d’adapter la pompe aux conditions de fonctionnement désirée, il y a lieu de varier le temps de pompage qui sera :

$$Q_1 * T_1 = Q_2' * T_2.$$

$$T_2 = \frac{Q_1 * T_1}{Q_2} = \frac{28 * 20}{28.2} = 19.79h.$$

Donc la pompe fonctionnera 19h : 47min et 17s.

- $P_a = \frac{gHQ}{\eta} = \frac{9.81 \cdot 179 \cdot 0.0282}{0.762} = 65.22 \text{kw.}$
- Les frais d'exploitation seront :

$$F_{\text{exp}} = 65.22 \cdot 19.71 \cdot 365 \cdot 4.67$$

D'où :

$$F_{\text{exp}} = 2199930.91 \text{DA.}$$

- **2eme variante** : Régulation par étouffement (le vannage)

- La perte de charge créée par la vanne d'étouffement est égale à :

$$h = H' - H_1 = 180 - 179 = 1 \text{m.}$$

- La puissance absorbée sera : $p_a = \frac{9.81 \cdot 180 \cdot 0.028}{0.761} = 64.97 \text{kw.}$
- Les frais d'exploitation seront :

$$F_{\text{exp}} = 64.52 \cdot 20 \cdot 365 \cdot 4.67.$$

D'où :

$$F_{\text{exp}} = 4820278.736 \text{DA.}$$

- **3eme variante** : Rognage de la roue :

Dans le cas des pompes centrifuges multicellulaires, cette solution n'est pas commode, en raison du nombre de cellules qu'il faut rogner.

- **4eme variante** : Variation de la vitesse :

- La nouvelle vitesse de rotation s'écrit comme suit : $N' = N \cdot \frac{Q_1}{Q_2}$.

- La courbe iso-rendement s'écrit : $H = a \cdot Q^2 = \frac{H_1}{Q_1^2} \cdot Q^2 = 0.23 Q^2$

- L'équation de la pompe est donnée comme suit : $H_p = 0.23 \cdot Q^2 + b$.

$$\text{pour } \begin{cases} Q = 0 \text{ l/s, } H = 179 \text{ m} \\ Q = 28.2 \text{ l/s, } H = 180 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \text{D'où, } 179 = a \cdot 28^2 + 180, \text{ donc } a = -1.27 \times 10^{-3}.$$

Ce qui donne : $H_p = -1.27 \times 10^{-3} \cdot Q^2 + 180$.

La courbe iso-rendement coupe la caractéristique de la pompe au point : A (Q_3, H_3). Les coordonnées du point A sont (28.2/s ; 179.2). (Voir annexe (V-4))

D'où : $N' = 2900 \times \frac{28}{28.2} = 2859.15 \text{ tr/min.}$

- La puissance absorbée sera : $P_a = \frac{9.81 \times 0.028 \times 179}{0.761} = 64.61 \text{ kw.}$

- Les frais d'exploitation seront :

$$F_{\text{exp}} = 64.61 \times 20 \times 365 \times 4,67$$

D'où :

$$F_{\text{exp}} = 2202597,559 \text{ DA.}$$

Remarque :

Notre choix se portera sur la première variante qui présente une meilleure économie

C. Etude de la cavitation

- La cote du plan d'aspiration: $C_a = 411.11$
- Hauteur d'aspiration : $H_a = 1 \text{ m}$;
- Perte de charge d'aspiration : $J_{\text{asp}} = 0$ (négligeable) ;
- $(\text{NPSH})_r = 3.34 \text{ m}$

D. Calcul de la pression à la cote d'aspiration :

- $P_0 = 10,33 - (0,0012 \times C_a) = 10,33 - (0,0012 \times 411.11) = 10,15 \text{ m}$

- $(\text{NPSH})_d = \frac{P_0}{\rho g} + H - (J_{\text{asp}} + T_v) = 10.15 + 1 - (0 + 0.24)$

- $(\text{NPSH})_d = 10.91 \text{ m.}$

- $(\text{NPSH})_d > (\text{NPSH})_r$

D'où :

La pompe ne Cavite pas.

V.9.5. Pompes installées à la station de reprise (STR₀₄) vers (Réservoir final Rf)

A. Caractéristique de la conduite :

Les caractéristiques du tronçon (SR₀₄-R_f) sont représentées dans le tableau (V-6)

Tab.V-6 : Les caractéristiques de la conduite du tronçon SR04-Rf

Caractéristiques	Q(l/s)	Hg(m)	L(m)	HMT(m)
STR ₀₄ -R _{FINALE}	9.15	117.50	1579.25	145.51

• $N = 2900 \text{ tr/min}$ $= 66.7 \%$ $P_a = 19.3 \text{ Kw}$ $\text{NPSH}_r = 3.82 \text{ m.}$

- La courbe caractéristique de la pompe (STR₀₃-Rf) est présentée dans la figure(V-13) ci dessous . (les détails sont donnés dans l'annexe (V-5)).

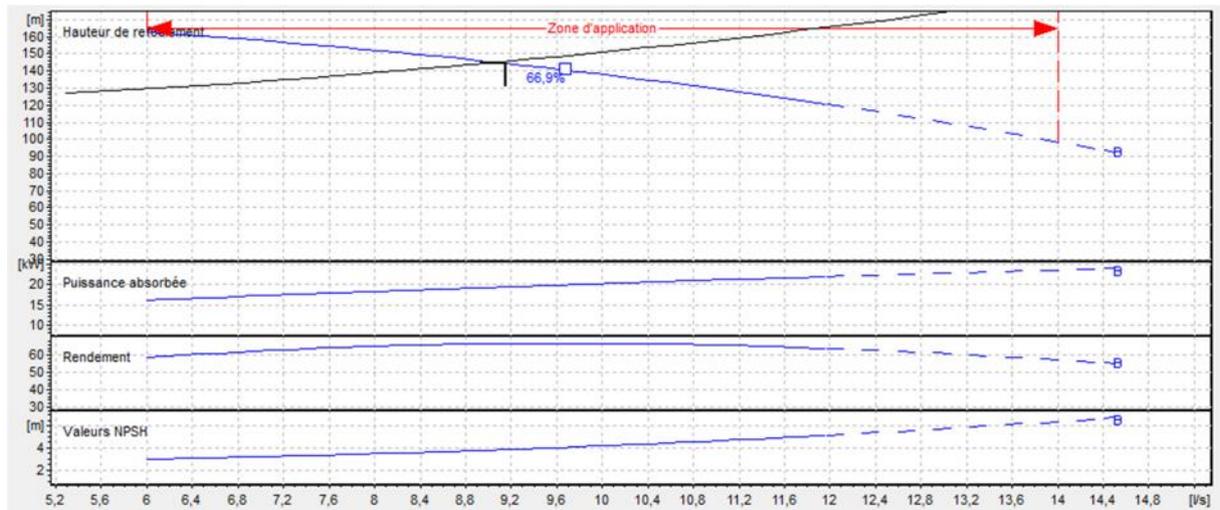


Fig.V-13: Les courbes caractéristiques de la pompeSTR₀₄.

On remarque que le point de fonctionnement (9.06 ; 145) ne coïncide pas avec le point désiré (9.15; 146), par conséquent, cette pompe nécessite certaine modification.

B. Etude des variantes :

Dans le but d’optimiser la modification qui sera apportée au fonctionnement de la pompe, nous étudions chaque variante séparément, ensuite nous calculons le cout de chaque technique, et le meilleur compromis « faisabilité-cout » sera retenue.

- **1ere variante :** modification du temps de pompage :

Afin d’adapter la pompe aux conditions de fonctionnement désirée, il y a lieu de varier le Temps de pompage qui sera :

$$- Q_1 * T_1 = Q_2 * T_2 \Rightarrow T_2 = \frac{Q_1 * T_1}{Q_2} = \frac{9.15 * 20}{9.06} = 20.20h.$$

Donc la pompe fonctionnera 20h ; 11min et 55s.

$$- P_a = \frac{gHQ}{\eta} = \frac{9.81 * 146 * 0.0915}{0.648} = 20.22kw.$$

- Les frais d’exploitation seront :

$$F_{exp} = 20.22 * 20,20 * 365 * 4.67$$

D’où :

$$F_{exp} = 696352.3825DA.$$

- **2eme variante :** Régulation par étouffement (le vannage) :

- La perte de charge crée par la vanne d’étouffement est égale à :

$$H' = h + H_1 = 146 + 1 = 147$$

- La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{9.81 \cdot 145 \cdot 9.15 \cdot 10^{-3}}{0.648} = 20.22 \text{ kw.}$$

- Les frais d'exploitation seront :

$$F_{\text{exp}} = 20.22 \cdot 20 \cdot 365 \cdot 4.67$$

D'où :

$$F_{\text{exp}} = 689320.02 \text{ DA.}$$

- **3eme variante :** Rognage de la roue :

Dans le cas des pompes centrifuges multicellulaires, cette solution n'est pas commode, en raison du nombre de cellules qu'il faut rogner.

- **4eme variante:** Variation de la vitesse :

- La nouvelle vitesse de rotation s'écrit comme suit : $N' = N \cdot \frac{Q_1}{Q_2}$.

- La courbe iso-rendement s'écrit : $H = a \cdot Q^2 = \frac{H_1}{Q_1^2} \cdot Q^2 = 1.73 Q^2$

- L'équation de la pompe est donnée comme suit : $H_p = a \cdot Q^2 + b$

$$\text{Pour } \begin{cases} Q = 0 \text{ l/s, } H = 146 \text{ m} \\ Q = 9.15 \text{ l/s, } H = 145 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \text{D'où : } 146 = a \cdot 9.15^2 + 145 \Rightarrow a = 0.012.$$

Ce qui donne : $H_p = 0.012 \cdot Q^2 + 124$.

- La courbe iso-rendement coupe la caractéristique de la pompe au point A (Q_3, H_3). Les coordonnées du point A sont (9.06/s ; 145.08) .

$$\text{D'où : } N' = 2900 \cdot \frac{9.06}{9.15} = 2871.47 \text{ tr/min.}$$

- La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{9.81 \cdot 0.00915 \cdot 146}{0.648} = 20.74 \text{ kw.}$$

- Les frais d'exploitation seront :

$$F_{\text{exp}} = 20.74 \cdot 20 \cdot 365 \cdot 4.67.$$

D'où :

$$F_{\text{exp}} = 689435.4907 \text{ DA.}$$

Remarque :

Notre choix se portera sur la deux-ème variante qui présente une meilleure économie.

C. Etude de la cavitation :

- La cote du plan d'aspiration: Ca 1579.25m
- Hauteur d'aspiration: $H_a = 1 \text{ m}$;
- Perte de charge d'aspiration : $J_{asp} = 0$ (négligeable) ;
- $(NPSH)_r = 3.83\text{m}$.

D. Calcul de la pression à la cote d'aspiration :

$$P_0 = 10,33 - (0,0012 \times C_a) = 10,33 - (0,0012 \times 1579.25) = 8.43\text{m}$$

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g\rho} + H - (J_{asp} + T_v) = 8.59 + 1 - (0 + 0,24).$$

$$(NPSH)_d = 9.35\text{m}.$$

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r,$$

D'où :

la pompe ne Cavite pas.

V.10. Récapitulatif des résultats :

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

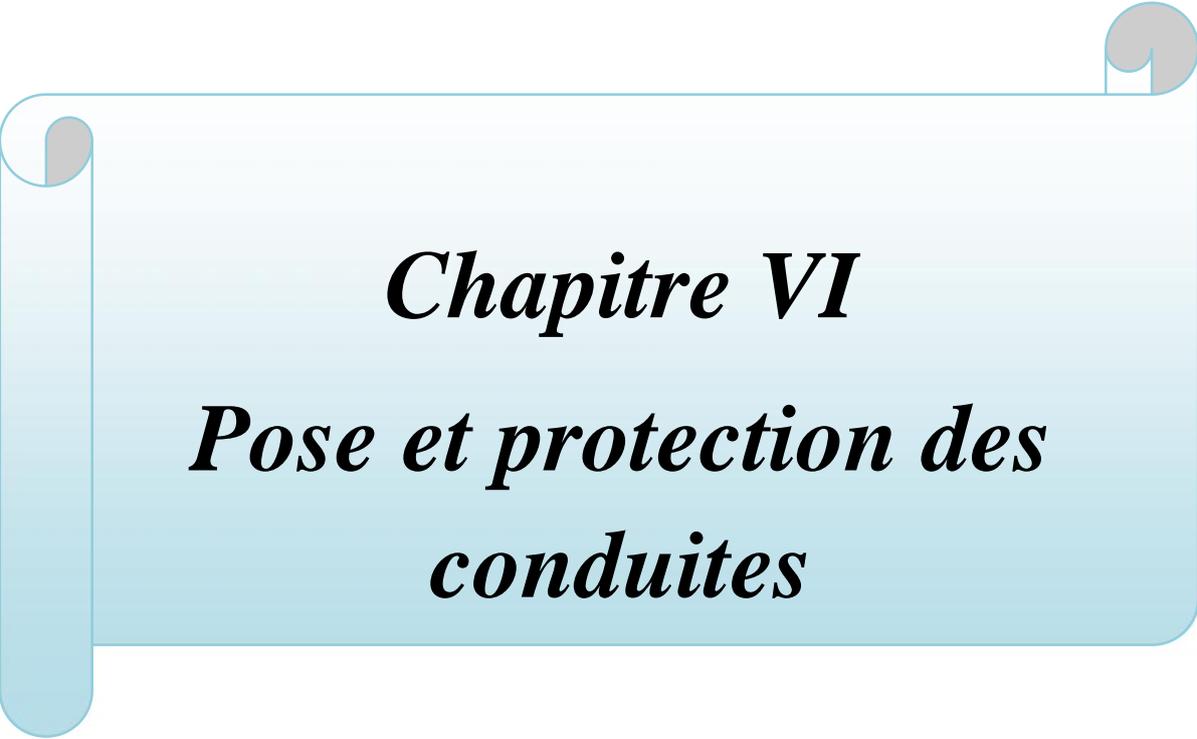
Tab.V-2:Tableau récapitulatif de choix des pompes et leurs caractéristiques.

Station de reprise	SP- SR01	SR01-SR02	SR02-SR03	SR03-SR04	SR04-R _{finale}
Type de la pompe.	PM125	PML-125	MEC-MR80-1/3	PM100/3C	PM50/4B
Point de fonctionnement	(28 ; 171)	(28 ; 144)	(28.20 ; 129)	(28 ; 179)	(9.15 ; 145)
Cavitation	Ne Cavite pas				

V.10. Conclusion :

A travers ce chapitre, nous avons déterminé les pompes donnant le meilleur rendement à l'aide du catalogue des pompes, suite aux calculs des hauteurs manométriques totales et des débits désirés, nous avons opté pour des pompes multicellulaire à axe horizontal pour les quatre stations de reprise, et pour le fonctionnement idéal du réseau nous avons procédé à quelque modifications en étudiant les différentes variantes séparément comme cités auparavant , et nous avons terminé cette présente partie par une vérification de la présence ou non du phénomène de la cavitation ,phénomène qui affecte considérablement les pompes.

Pour assurer la continuité d'approvisionnement, il est utile de prévoir une pompe de secoure en plus en cas de panne.



Chapitre VI
Pose et protection des
conduites

VI.1.Introduction :

La conduite a pour finalité de transporter un débit souhaité en résistant aux pressions, aux flexions longitudinales, aux efforts d'ovalisation (dus à son propre poids, au poids de l'eau, à celui des terres et aux surcharges roulantes) et à l'agressivité du sol.

VI.2. Pose des conduites :

La pose des conduites est d'une importance majeure, vu les conséquences que peut engendrer une mauvaise pose. Une pose convenable permet une stabilité très importante d'où une durée d'exploitation acceptable.

VI.2.1.Tracé :

Il doit rester en accord avec le projet ; cependant, la souplesse naturelle des tubes en PEHD leur permet d'éviter l'utilisation de coudes lorsque les rayons de courbures du tracé sont compatibles avec les rayons de courbures des tubes PE.

VI.2.2.Pose des conduites :

La pose des conduites se fera avec un très grand soin afin d'éviter la détérioration de la protection, par l'intermédiaire d'un engin de pose, en débutant les travaux par le point le plus haut afin de faciliter l'écoulement des eaux d'infiltration s'il y a lieu.

Protéger les canalisations avec une enveloppe isolante étanche, on les descendra lentement et attentivement pour ne pas endommager le revêtement, et elles doivent être posées en file bien alignées. Pour cela, il faut procéder à des cales provisoires, qui seront également disposées le long de la conduite et aux changements de direction, qui sont constitués de terre, en évitant les calages au moyen de matériaux risquant de détériorer la couche protectrice.

La pose se fait seulement après que les joints soient soudés et parfaitement revêtus. La conduite doit épouser le lit de pose dans toute sa longueur, en vérifiant qu'il n'y a pas de vide au dessous et qu'elle n'est pas en contact avec des grosses pierres pour éviter le phénomène de poinçonnement (ouverture).

A chaque arrêt de la pose, on bouche les extrémités du tronçon en attente à l'aide de tampons solidement fixés, pour éviter l'introduction des corps étrangers.

Il existe divers modes de pose de conduites, dont les principaux sont :

- Pose en galerie ;
- Pose en élévation ;
- Pose sur des ouvrages d'arts ou en terre ;
- Pose en dessous du sol.

Nous adoptons ce dernier mode tout au long de notre adduction vu les avantages qu'il présente :

- La facilité d'exécution des travaux.
- Coût minimisé.
- Maintient d'eau à une température constante et la protection contre le gel.

VI.2.2.1. Pose en tranchée :

Lors de l'exécution d'une tranchée [14], on doit tenir compte des normes suivantes (Figure (VI-1)):

- La pose s'effectuera dans une tranchée de largeur suffisante, avec établissement de niche (élargissement) 0,6 m au maximum au niveau des joints pour faciliter leur exécution, la profondeur de la tranchée est déterminée de telle sorte à avoir une distance de 0,60 à 1,20 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite de façon à assurer la protection de la conduite et aussi contre la variation de la température pour éviter les risques du gel en temps froid.
- Le fond des fouilles est recouvert d'un lit de pose dont l'épaisseur varie entre 0,15 à 0,20 m, bien aplati et bien nivelé, suivant les côtes du profil en long, la largeur est évidemment fonction du diamètre de la conduite ; elle varie aussi selon la nature du sol.
- Pour permettre aux ouvriers de travailler aisément; on doit prévoir un espacement de 50 cm de part et d'autre de la conduite.
- Le remblayage de la conduite est exécuté de façon à ne causer aucun dommage aux tubes. Pour obtenir un bon remblai, on utilise une terre dépourvue de pierre très fortement damée par petites couches jusqu'à 30 cm au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite. Cette façon d'opérer évite tout tassement ultérieur du terrain autour de la conduite. A partir de la hauteur fixée précédemment, le remblaiement se poursuit manuellement.
- En terrain agressif, on cherche une homogénéisation du sol par utilisation d'un remblai inerte, bien drainé au contact du métal pour atténuer le phénomène de corrosion.

Tab.VI-1 : Les différents matériaux

Couche	Matériau	Hauteur de remblai
Lit de pose	Sable 0.1 à 5 mm	Couche d'au moins 10 cm
Assise	Sable 0.1 à 5 mm	Jusqu'à hauteur axe du tube
Remblai de protection	Sable 0.1 à 5 mm	10 cm au-dessus du tube
Remblai supérieur	Réutilisation déblai	Jusqu'à la surface

Une fois les assemblages essayés, la tranchée sera remblayée en la bourrant soigneusement par couches successives arrosées et bien tassées. Le remblaiement est achevé avec du tout venant à l'aide d'engins mécaniques éventuellement.

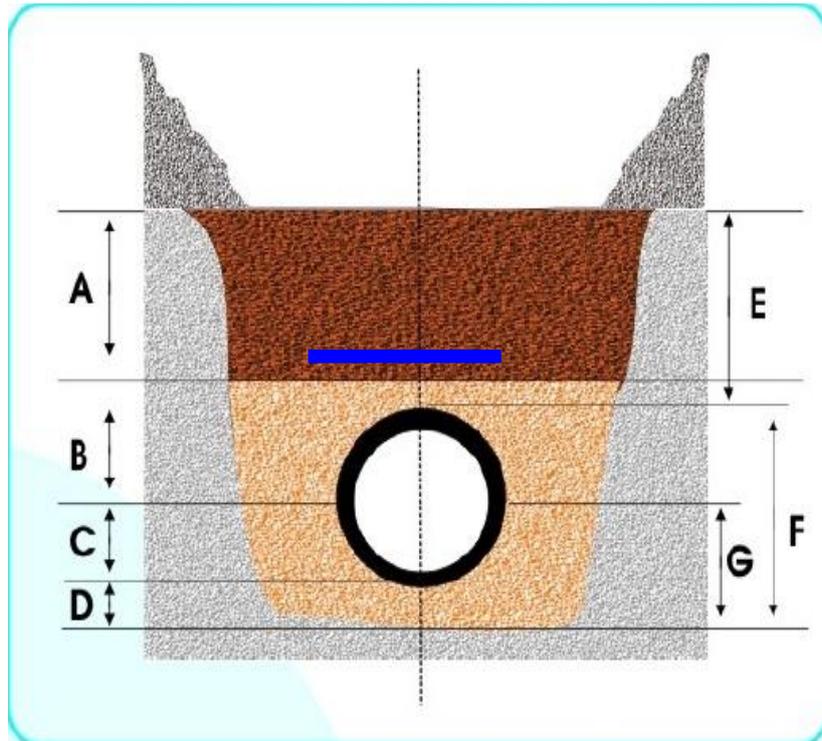


Fig.VI-1: Pose de la conduite en tranchée

Avec :

- A : Remblai supérieur
- B : Remblai de protection
- C : Assise
- D : Lit de pose
- E : Hauteur de couverture
- F : Enrobage
- G : Appuie
- : Grillage avertisseur

VI.2.2.2. Franchement des points spéciaux :

On prévoit aussi des travaux confortatifs lorsque la conduite traverse des terrains marécageux, pour éviter tout mouvement ultérieur des tuyaux.

VI.2.2.2.1. Traversée de route et des chemins de fer :

En raison des charges à supporter, qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations, la conduite sera introduite à l'intérieur d'une gaine (buse en acier de diamètre supérieur dans laquelle la conduite est introduite), ce qui la préservera des vibrations et des surcharges qui pourraient être les causes des ruptures (Figure (VI-2) et (VI-3)).

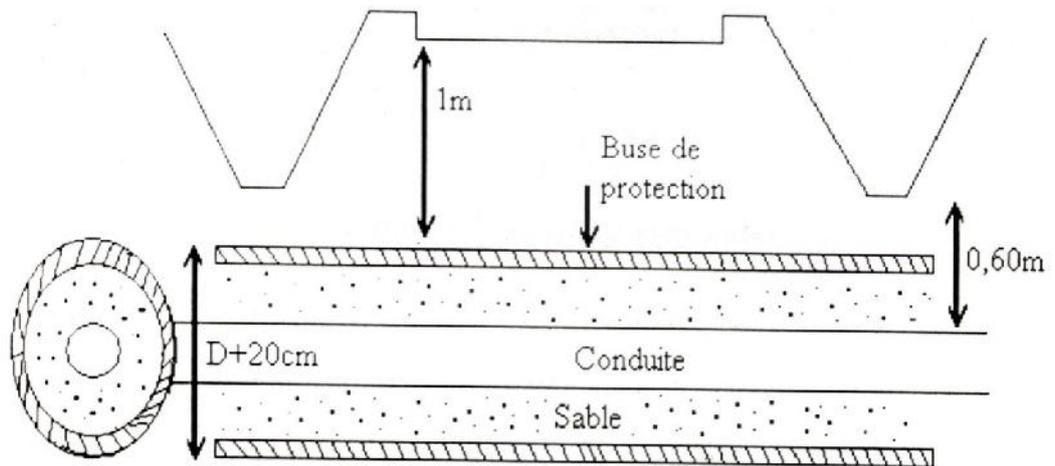


Fig. VI-2: Protection pour la traversés des routes

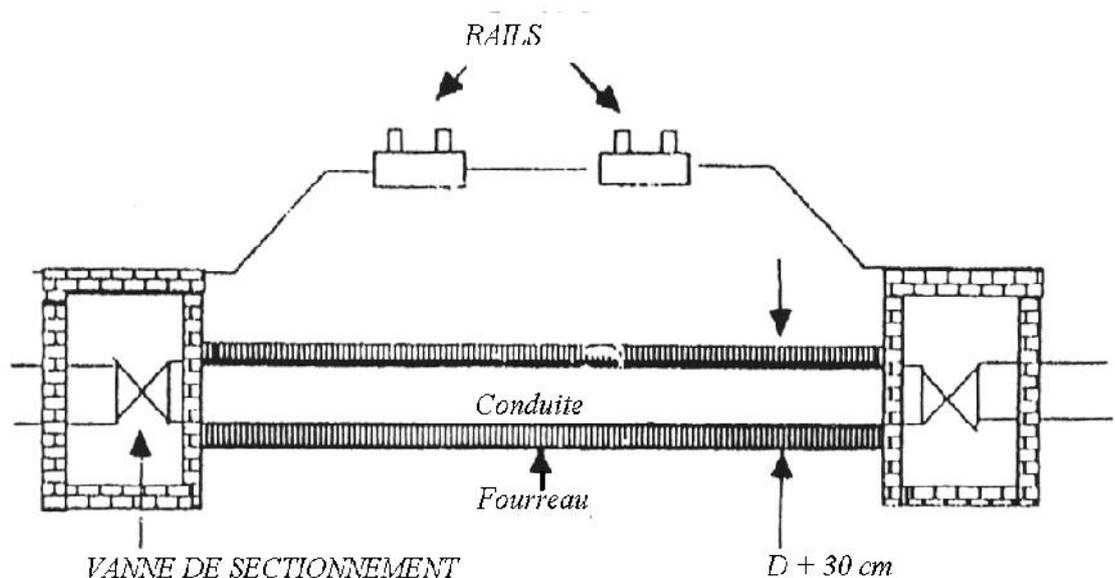


Fig. VI-3: Traversée de chemin de fer

VI.2.2.2. Traversés souterraine de ravin ou d'oued :

Le risque auquel est exposée une conduite en traversée sous le lit d'un oued est son dé couvrement, à la suite duquel se trouvait soumise aux contraintes dues à l'écoulement (efforts hydrauliques et chocs causés par transports solides). Et cela est essentiellement à cause de l'approfondissement du lit par érosion et son déplacement latéral [13].

En conséquence, la conduite traversant en tranchée un talweg doit être protégée à sa partie aval chaque fois qu'il s'avère nécessaire, par un gabion longitudinal enterré jusqu'au ras du sol. Les canalisations seront noyées dans une longrine protectrice en béton ou mise sous gaines de protection en acier (Figure (VI-4)).

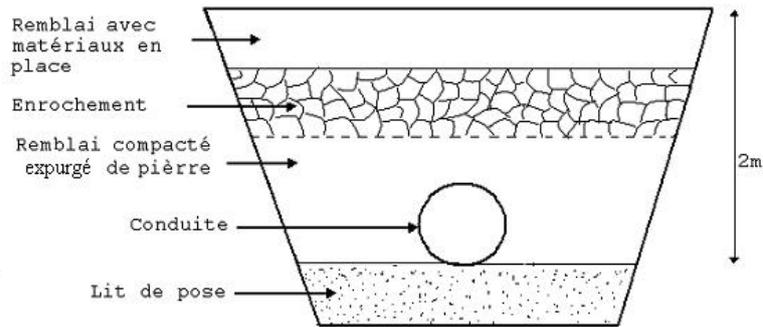


Fig.VI-4: Traversée d'un oued

VI.2.2.2.3. Stabilisation des conduites :

Pour résister aux poussées dues à la pression de l'eau dans les coudes, les cônes, les tés et les extrémités, il y a lieu d'aménager des butées en massif de béton [5]. On distingue :

- ❖ Butée sur coude horizontal (Figure (VI-5)).
- ❖ Butée sur coude vertical (Figure (VI-6)).
- ❖ Butée sur branchement (Figure (VI-7)).
- ❖ Butée sur un cône (Figure (VI-8))

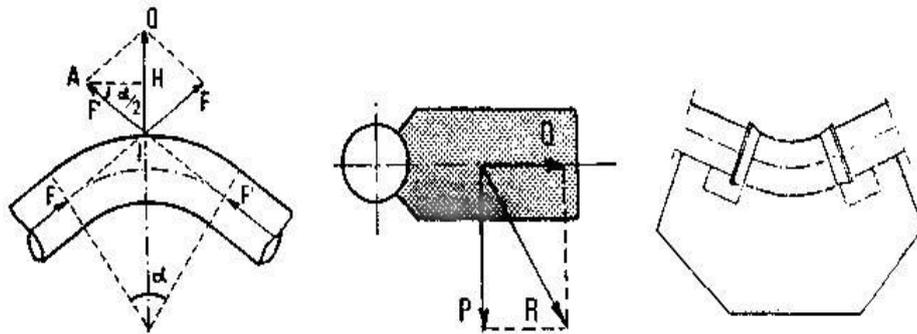


Fig. VI-5 : Butée sur coude horizontal

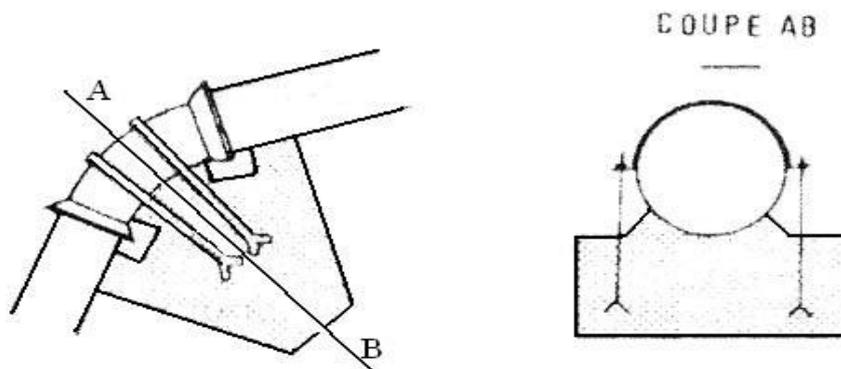


Fig.VI-6): Butée sur coude vertical

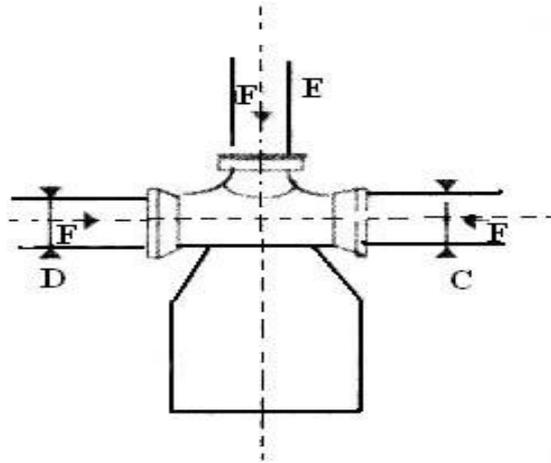


Figure (VI-7) : Butée sur branchement

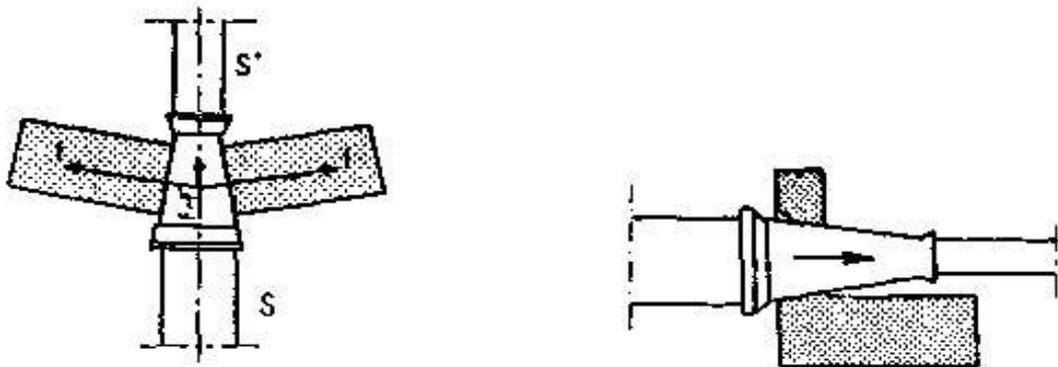


Fig. VI-8 : Butée sur un cône

VI.2.2.2.4. Pose en élévation :

Lors de la traversée des terrains très accidentés ou de dépression, la conduite reposera sur des tasseaux en béton dans lesquels des têtes de pieux seront noyées jusqu'au bon sol. Les tasseaux peuvent être au nombre de deux par tuyau ou de un [14].

VI.2.3. Essais hydrostatiques du réseau (en tranchée) :

Dès la fin des travaux sur l'ensemble du réseau ou une partie homogène dotée de tous ses équipements hydrodynamiques et avant le remblaiement de la tranchée, il sera procédé à un assai progressif du réseau jusqu'à ce que la pression atteigne la pression de service demandée pour vérifier l'étanchéité des joints (Figure (VI-9)). Tous les ouvrages et organes de la conduite feront l'objet d'une vérification et éventuellement d'une manœuvre test sur des tronçons de 200 m au maximum, avec une pression égale à la pression majorée de 50 % pendant un temps d'épreuve de 30 minutes. Cette opération s'effectue à l'aide d'une pompe d'épreuve, et la variation de pression doit être inférieure à 0.2 bar [13].

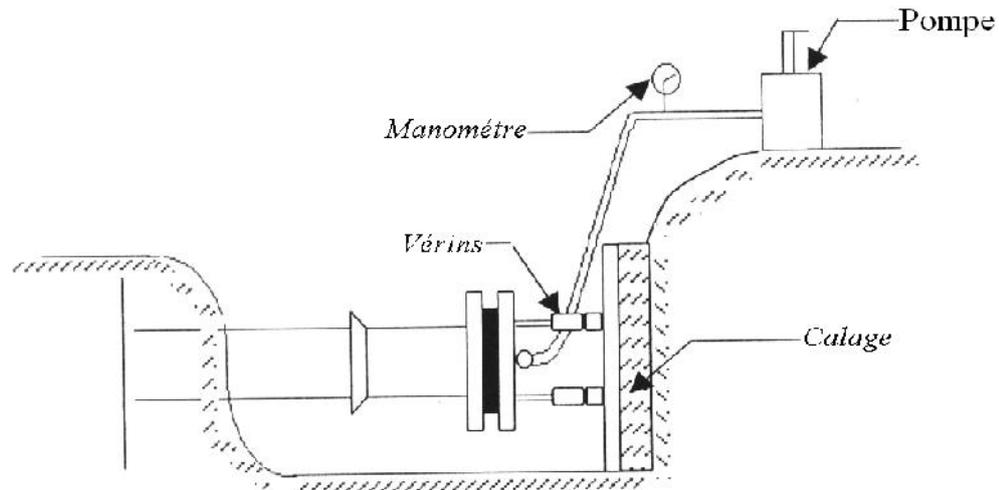


Fig.VI-9 : Butée d'extrémité en vue d'un essai

VI.2.4.Réalisation des tranchées :

La section transversale de la tranchée est fonction de :

- ❖ Sa profondeur (H) ;
- ❖ Sa largeur (L) ;
- ❖ Son coefficient du talus (m).

a) La profondeur :

$$H = H_1 + D + H_2 \quad (\text{VI-1})$$

Avec :

- ❖ **H** : Profondeur de la tranchée ;
- ❖ **H₁** : Epaisseur du lit de pose qui varie de 0,15 à 0,2 m ;
- ❖ **H₂** : Distance au dessus de la génératrice supérieure de la conduite qui est de 0,6 à 1,2m ;
- ❖ **D** : Diamètre de la conduite en (m).

b)La largeur :

Elle est en fonction du diamètre de la conduite, en prévoyant 0,3 m d'espace de part et d'autre de la conduite. Elle se calcul par :

$$L = D + 2 \times 0,3 \quad (\text{VI-2})$$

Avec :

- ❖ **L** : Largeur de la tranchée en (m),
- ❖ **D** : diamètre de la conduite en (m).

c)Coefficient du talus :

Il est fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol.

Nous en donnons quelques valeurs pour les sols qu'on retrouve fréquemment dans la région :

Tab.VI-2: Coefficient du talus pour les tranchées

Type de sol	Profondeur de la tranchée	
	H > 1,5 m	H < 1,5 m
Sable	m = 1	m = 0,5
Limon sableux	m = 0,65	m = 0,25
Limon argileux	m = 0,5	m = 0,5

VI.2.5.Précaution intéressant les conduites :

L'entrepreneur prendra toutes dispositions utiles pour que lors des travaux aucun corps étranger ne vienne pénétrer dans les tuyaux. Il devra en particulier vérifier chaque élément de tronçons avant sa pose et procéder à un bouchage efficace des tronçons posés ou en cours d'essai.

VI.2.6.Lastérisation des conduites neuves avant la mise en service :

Après l'achèvement des travaux de pose de conduites [13], la livraison de l'eau au consommateur ne peut se faire qu'après désinfection totale du réseau, elle doit être précédée d'un nettoyage soit au chlore ou au permanganate de potasse, après un rinçage avec de l'eau claire pour éliminer la terre ou les poussières introduites pendant la pose plutôt qu'un simple remplissage suivi d'une vidange souvent insuffisant ou un rinçage au fil de l'eau, il est préférable de procéder à un nettoyage mécanique.

VI.3.Protection des conduites :

Supposons qu'une conduite fonctionne en régime permanent, le changement de ce régime engendre une série d'ondes de pressions qui se propagent le long de la conduite, en s'amortissant progressivement en raison des pertes d'énergies dues aux frottements, pour reprendre enfin le régime initial, c'est le phénomène **du coup de bélier (transitoire)**.

Ces variations de pressions causées par des changements de régime plus ou moins rapide, voire brusque, entraînent des contraintes sur le matériel, où l'adduction se trouve affectée par ces valeurs extrêmes. Compte tenu de la complexité du phénomène, des méthodes approximatives, graphiques ou numériques ont pris le relais pour permettre aux Ingénieurs de quantifier ce type de phénomène

VI.3.1.Vue d'ensemble sur le phénomène :

Le coup de bélier ou régime transitoire en hydraulique[5], est un phénomène résultant d'un écoulement non permanent (transitoire) qui apparait dans une conduite lorsqu'on provoque une variation importante du débit à l'extrémité aval de celle-ci (la conduite). Autrement dit, les coups de bélier sont des ondes de surpression et de dépression liées à un changement brutal de l'écoulement dans la conduite, c'est-à-dire que chaque tranche d'eau de la conduite

subit des variations brusques de pression et de vitesse à des instants différents (propagation par onde) ; le coup de bélier est un phénomène oscillatoire.

VI.3.2. Causes du phénomène :

Les causes les plus fréquentes provoquant le phénomène sont [5]:

- ❖ 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 ouvert ;
- ❖ Démarrage ou arrêt d'une pompe débitant dans une conduite déjà alimentée

VI.3.3. Analyse physique du phénomène :

▪ *Première phase :*

Lors de l'arrêt d'une ou de plusieurs pompes, le débit à travers la station de pompage est brusquement interrompu. Les clapets anti-retour situés à l'aval des pompes se ferment alors pour éviter que la conduite ne se vide. A l'aval de la station de pompage, une colonne d'eau a tendance à poursuivre son mouvement tandis qu'aucun débit ne provient de l'amont.

L'eau se comporte alors de manière compressible : une réduction locale de pression est provoquée, entraînant une décompression du fluide et, en conséquence, la contraction de la conduite. Ainsi est engendrée une dépression qui se propage dans la conduite à la vitesse des ondes élastiques « a » jusqu'à ce que toute la conduite soit soumise à la dépression ainsi engendrée (Figure (VI-10)), soit après un temps $T = L/a$, ou L est la longueur de la conduite entre les pompes et le réservoir.

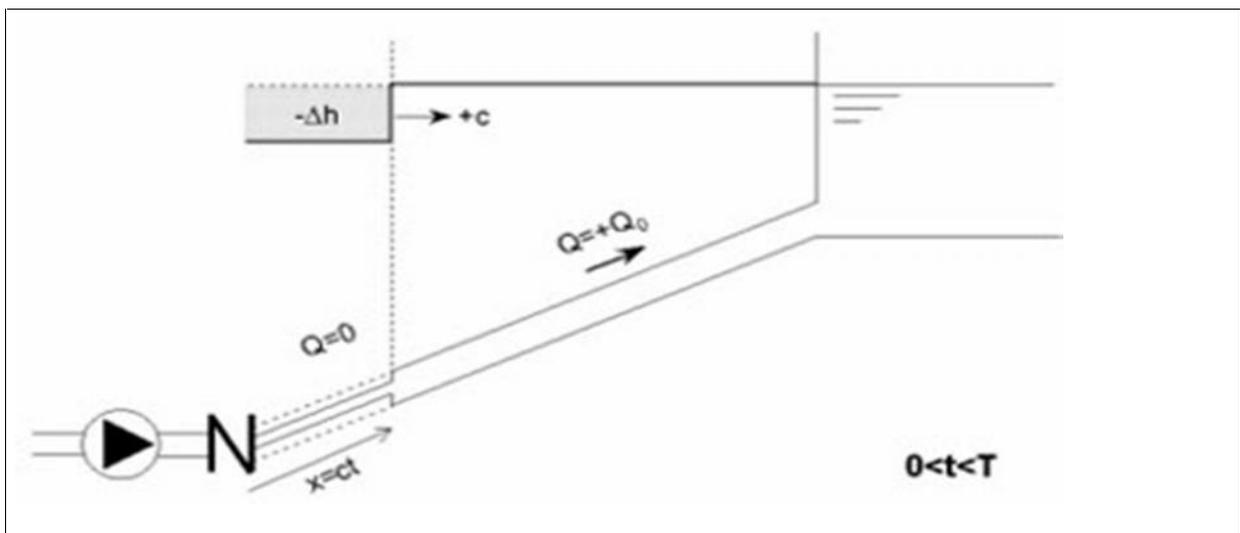


Fig.VI-10 : Contraction de la conduite (phase 1 du phénomène)

- *Deuxième phase :*

Il en résulte que la pression au passage de la conduite dans le réservoir est inférieure à la pression dans ce dernier, ce qui provoque un écoulement en sens inverse (Figure (VI-11)). Cette onde se propage du réservoir vers la station de pompage et atteint la vanne clapet au bout d'un temps $2T$, à compter du début du phénomène.

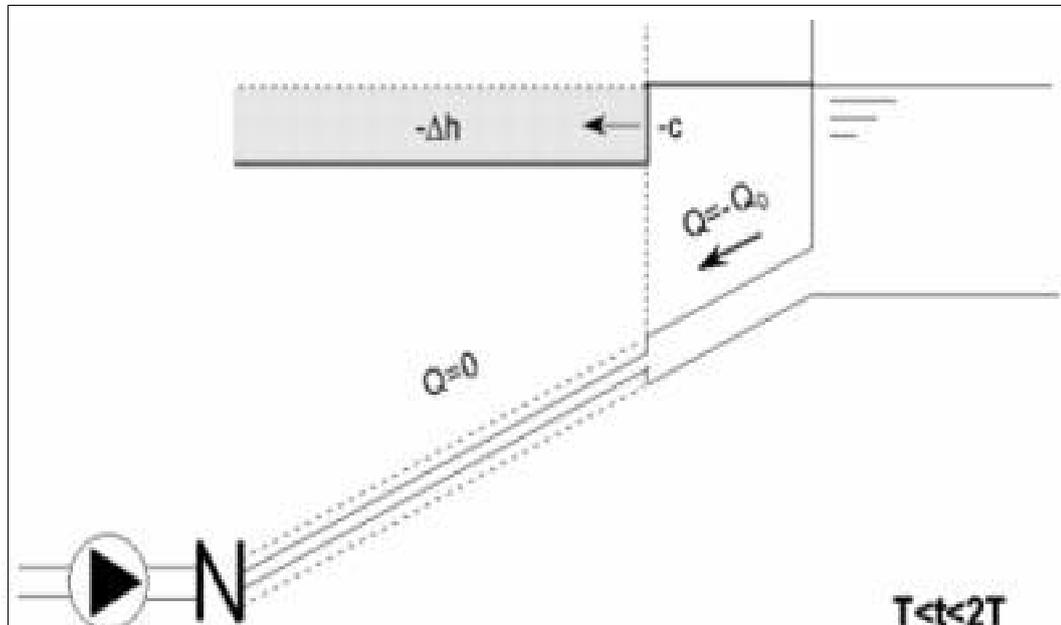


Fig.VI-11: Ecoulement en sens inverse (phase 2 du phénomène)

- *Troisième phase :*

La couche de fluide près de la pompe est obligée de s'arrêter. Cette réduction d'énergie cinétique a pour effet une augmentation locale de la pression, ce qui provoque une compression du fluide et une distension de la conduite. Ce processus se transmet jusqu'au réservoir, où il arrive au bout du temps $3T$ (Figure (VI-12)).

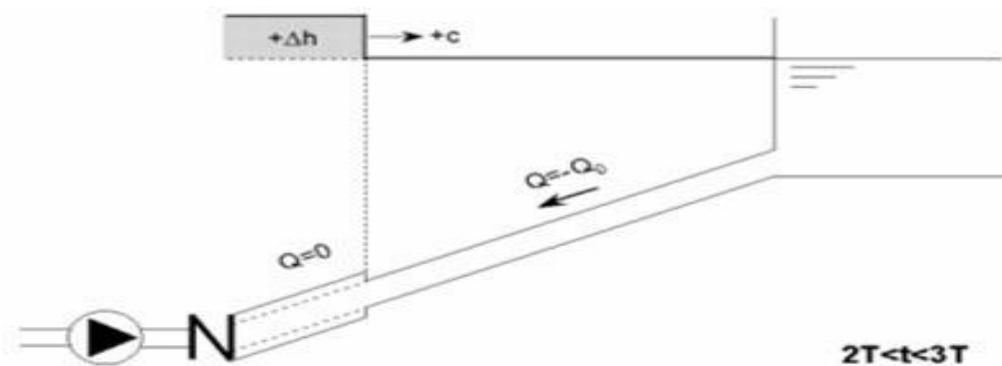


Fig.VI-12 : Distension de la conduite (phase 3 du phénomène)

▪ **Quatrième phase :**

Quand cette onde de surpression atteint le réservoir, la pression du réservoir est inférieure à la pression de la conduite : l'écoulement s'inverse de nouveau pour revenir aux conditions initiales de pression et de vitesse, cette onde se propageant vers les pompes (Figure (VI-13)).

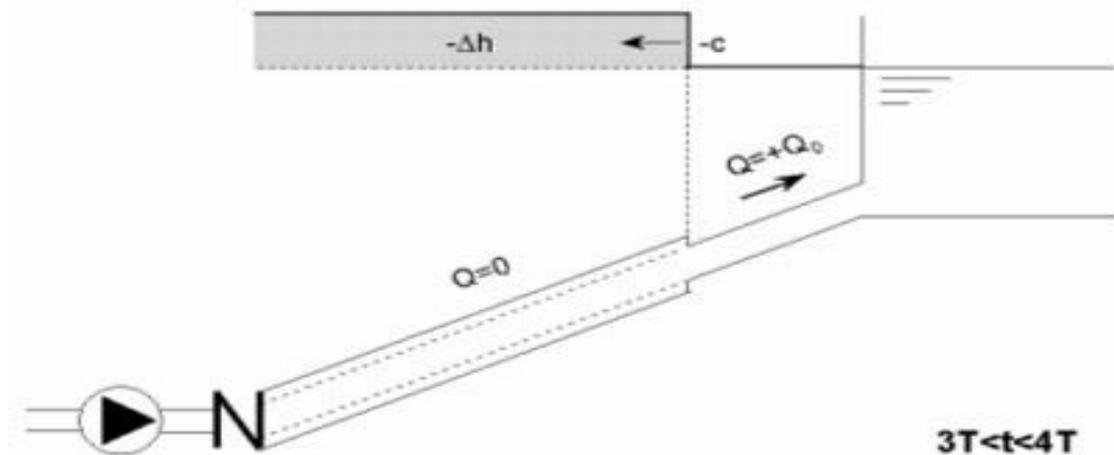


Fig. VI-13 : Retour aux conditions initiales, (phase 4 du phénomène)

▪ **Cinquième phase :**

Au bout du temps $4T$, on se retrouve donc dans les conditions initiales : ce phénomène se poursuivrait indéfiniment si sous l'effet des pertes de charge, les ondes de dépression et de surpression ne se trouvaient pas progressivement amorties.

VI.3.4. Moyens de protection contre le régime transitoire :

La protection d'une conduite en écoulement gravitaire peut être obtenue généralement d'une manière satisfaisante en imposant une vitesse d'ouverture et de fermeture des vannes suffisamment lente afin de limiter les surpressions et dépressions éventuelles à des valeurs raisonnables.

Toutefois, en présence d'une station de pompage, il est plus difficile de contrôler l'ampleur du phénomène étant donné que l'arrêt des pompes peut se produire subitement, par suite d'une interruption du courant qui alimente les moteurs électriques.

Afin de limiter les variations de la pression dans les conduites, les appareils anti-bélier devront avoir pour effet de limiter la dépression ainsi que la surpression.

Les dispositifs les plus utilisés sont :

- Les volants d'inertie;
- Les soupapes de décharge ;
- Les réservoirs d'admission et de purge d'air ;

- Les ventouses ;
- Clapet by-pass ;
- Les réservoirs d'air ;
- Les cheminés d'équilibre ;
- Vanne de fermeture lente.

VI.3.4.1. Les volants d'inertie :

Le volant d'inertie est une roue de masse assez importante, fixée à l'arbre du groupe moteur pompe. Grâce à l'énergie cinétique qu'il accumule pendant la marche normale, le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi de prolonger le temps d'arrêt de l'ensemble du groupe, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier (Figure (VI-14)).

Ce système est généralement peu ou non utilisé, car :

- Il n'intervient que pour limiter les dépressions ;
- Si la conduite de refoulement est assez grande, on doit envisager des volants avec des poids vraiment considérables, par conséquent le système ne sera pas économique ;
- Plus le volant est lourd plus le moteur doit être très puissant pour pouvoir vaincre au démarrage l'inertie de ce dernier, ce qui peut conduire à des appels d'intensités de courant inadmissibles ;
- Ce dispositif est limité à la protection des conduites à longueurs de refoulement faible ou moyenne, qui n'accède pas quelques centaines de mètres.

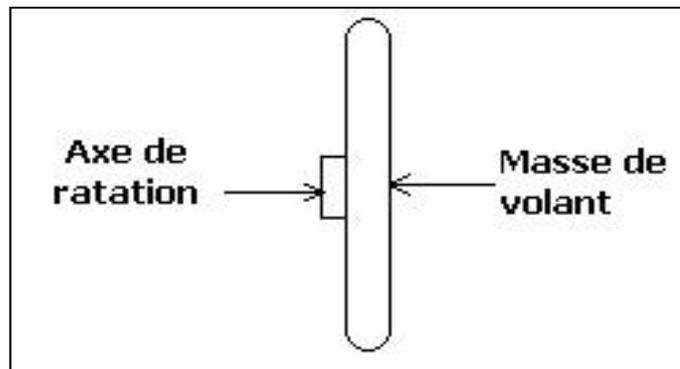


Fig.VI-14: Volant d'inertie

VI.3.4.2. 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, au point à protéger, c'est-à-dire, là où la surpression à craindre est maximale et libérée, le cas échéant, le débit de retour de la conduite correspond à la valeur de la surpression admissible [5].

Cette soupape (Figure (VI-15)) 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.

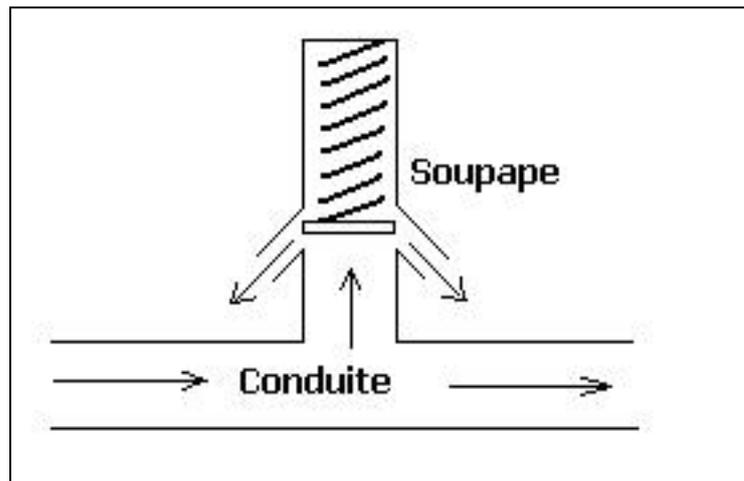


Fig.VI-15: Soupape de décharge

VI.3.4.3.Soupapes d'admission et de purge d'air :

Le principe des soupapes d'admission et de purge d'air est assez simple, puisqu'il ressemble aux précédentes tout en opérant dans les deux directions. Généralement, elles s'ouvrent en admission lorsque la pression tombe sous la pression atmosphérique puis expulsent l'air quand la pression s'accroît. La principale difficulté réside dans l'évaluation des quantités d'air admises et expulsées du fait que l'écoulement de l'air, un fluide compressible, se fait à des vitesses très élevées pour lesquelles les effets de la compressibilité se font sentir. En fait, ces notions sont importantes pour calculer les aires efficaces des orifices d'entrée et de sortie.

VI.3.4.4.Les ventouses :

Ils ont pour rôle principal l'évacuation de l'air contenue dans la conduite et permettre aussi l'admission de l'air dans ces conduites lorsque l'on procède à leur vidange ou généralement lorsqu'il y'a apparition de la cavitation en un point haut.

VI.3.4.5.Réservoir d'air :

Un réservoir à air comprimé est un récipient fermé dont la partie supérieure contient de l'air sous pression et la partie inférieure un certain volume d'eau. Ainsi, lors d'un arrêt des pompes (par exemple), le réservoir se décomprime et fournit de l'eau à la conduite, réduisant l'abaissement de pression dû au coup de bélier. Lorsque le sens de l'écoulement s'inverse, l'air du réservoir se comprime permettant ainsi de stocker un volume d'eau (Figure (VI-16)).

Le réservoir d'air présente certains avantages qui sont les suivants :

- Il représente des dimensions réduites par rapport à d'autres dispositifs (cheminée d'équilibre) ;

- Il peut être préconisé comme solution dans les régions froides car il est facile à chauffer pour éviter les effets du gel ;
- Il peut être installé parallèlement au sol cela offre une meilleure résistance au vent et au tremblement de terre.

Comme il présente certains inconvénients qui sont comme suit :

- La nécessité de fournir de l'air comprimé constamment ;
- La nécessité de prévoir plusieurs équipements auxiliaires qui demandent une maintenance constante et des frais élevés.

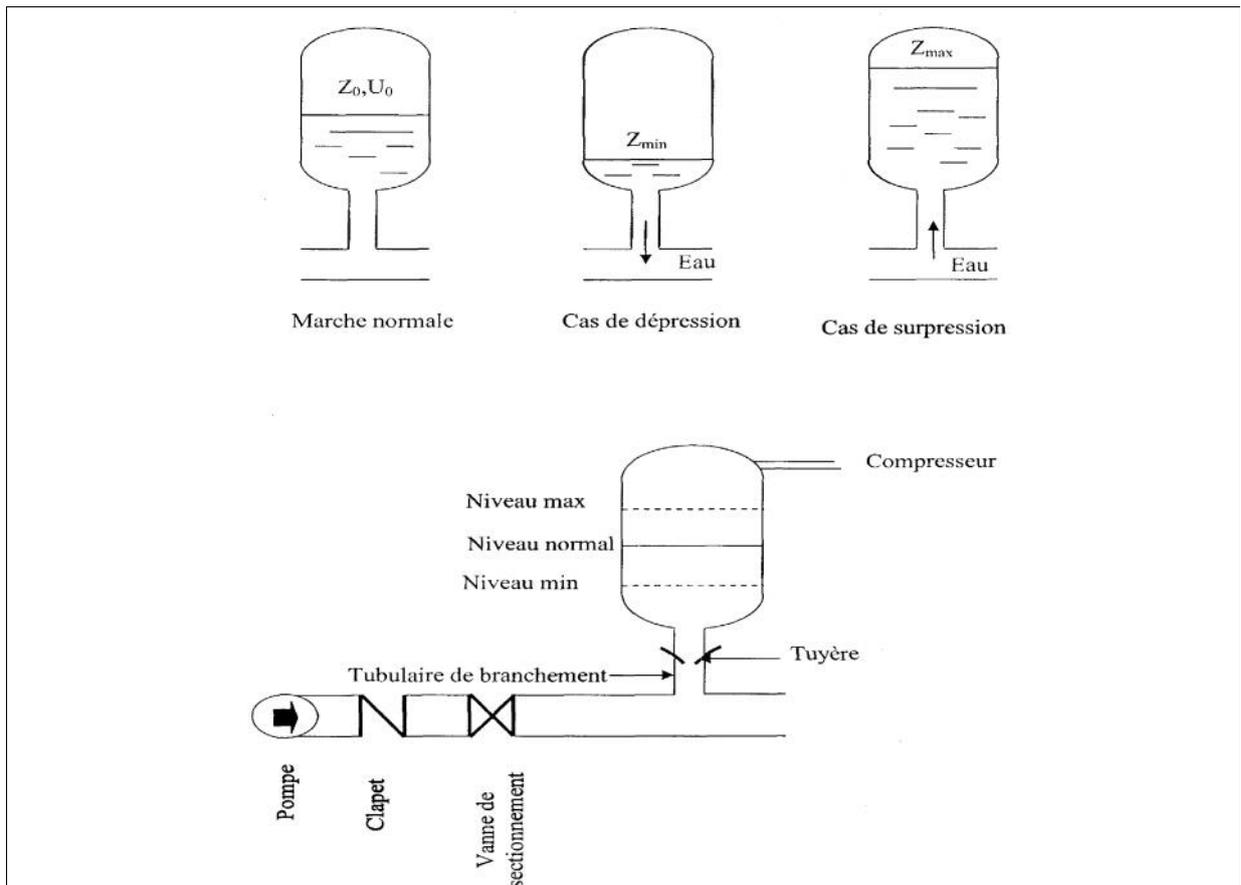


Fig. VI-16: Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air

VI.3.4.6. Cheminée d'équilibre :

C'est un réservoir débouchant à l'air libre permettant de protéger la conduite contre les surpressions et les dépressions. Ces conditions sont remplies si l'on a la possibilité d'absorber ou au contraire de fournir une certaine quantité d'eau, en fonction de la variation instantanée de pression dans la conduite à protéger, il faut pour cela disposer d'un réservoir susceptible de se remplir ou de se vider d'eau suivant que la pression dans la conduite augmente ou diminue. Les cheminées d'équilibre sont souvent utilisées au niveau des points hauts, elles sont très rarement utilisées à la station (Figure (VI-17))[6]. Elles présentent certains avantages, à savoir :

- Un fonctionnement qui ne nécessite aucun entretien.

- La protection idéale pour les points du parcours difficilement accessible.

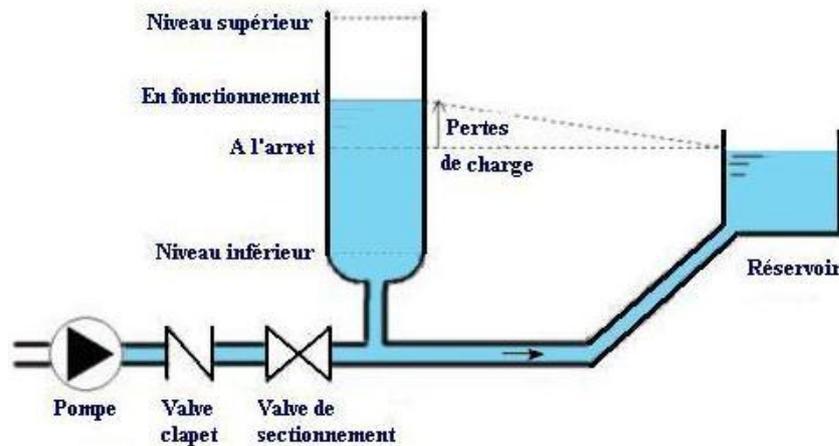


Fig. V-17: Cheminée d'équilibre

VI.3.5. Etude du coup de bélier :

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

VI.3.5.1. La valeur du coup de bélier

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

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 \frac{K \times D}{e}}} \quad (\text{VI-3})$$

Avec :

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

Où :

- **K** = 83 pour le PEHD.

➤ 1^{er} Cas : Fermeture brusque

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

$$T = \frac{2L}{a} \quad (\text{VI-4})$$

Avec :

- **L** : Longueur de la conduite.
- **a** : la célérité de l'onde (m/s)

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$\mathbf{B = \frac{a \times V_0}{g}} \quad \text{(VI-5)}$$

Avec :

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

- **La valeur maximale de la pression-surpression est :**(Figure (VI-18))

$$\mathbf{H_s = H_0 + B} \quad \text{(VI-6)}$$

- **La valeur maximale de la pression-dépression est :**(Figure (VI-18))

$$\mathbf{H_d = H_0 - B} \quad \text{(VI-7)}$$

Où :

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

$$\mathbf{H_0 = H_g + 10} \quad \text{(VI-8)}$$

Avec :

- **H_g** : Hauteur géométrique de refoulement,
- **10** : Pression atmosphérique,
- **H₀** : Pression absolue de la conduite.

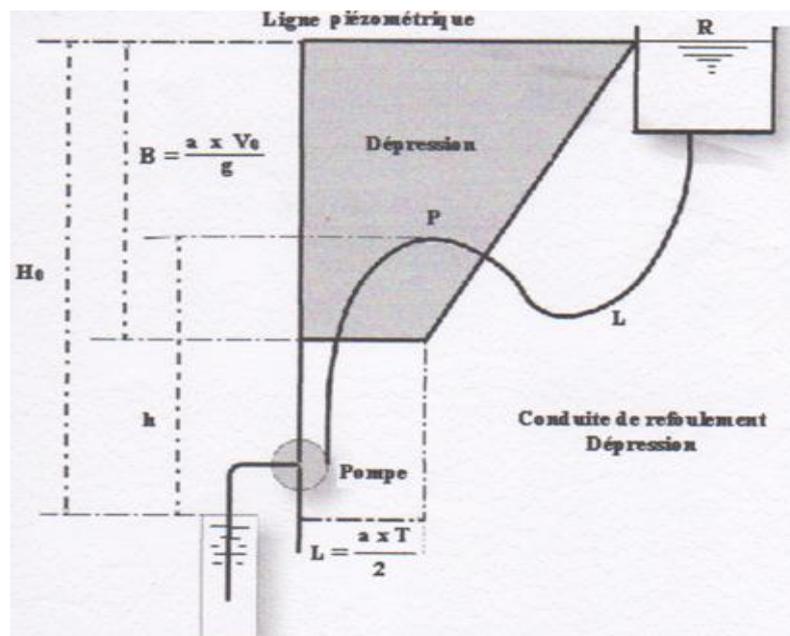
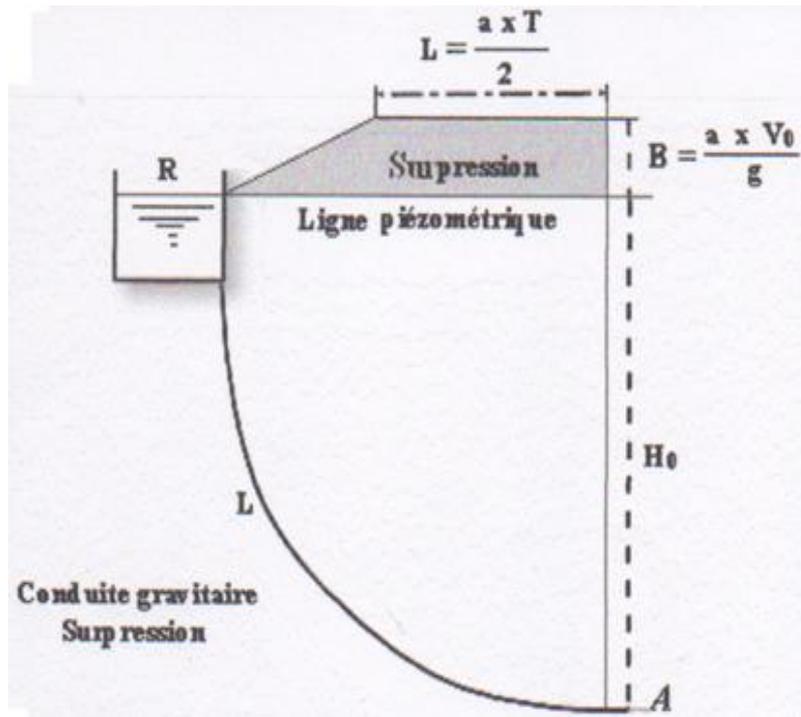


Fig. VI-18: Les valeurs de la surpression et de dépression dans les conduites gravitaires et de refoulement

➤ *2^{ème} Cas : Fermeture lente*

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

$$T > \frac{2 \times L}{a} \quad (\text{VI-9})$$

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

$$B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times T} \quad (\text{VI-10})$$

VI.3.6. Calcul du coup de bélier :

VI.3.6.1. Cas de refoulement :

Les valeurs numériques du coup de bélier de notre projet pour les tronçons de refoulement sont représentées dans le tableau suivant:

Tab.VI-3: Calcul de la valeur maximale du coup de bélier (partie refoulement)

Tronçon	Matériau	D(m)	e(mm)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	a(m/s)	B(m)	Hsr(m/s)	Hd(m)	Pns(bar)
SP-SR ₀₁	Fonte-D	250	11.6	0.5707	168.63	1265.171	73.601	242.23	95.029	30.00
SR ₀₁ - SR ₀₂	Fonte-D	250	11.6	0.5707	144.52	1271.416	73.965	218.485	70.555	30.00
SR ₀₂ - SR ₀₃	Fonte-D	250	11.6	0.5707	121.76	1265.171	73.060	195.361	48.700	30.00
SR ₀₃ - SR ₀₄	Fonte-D	250	11.6	0.5707	152.39	1271.416	73.9650	226.35	78.425	30.00
SR ₀₄ - R _{final}	Fonte-D	100	9.60	1.1656	127.50	1345.041	159.814	286.814	32.31	30.00

- **Interprétation des résultats :**

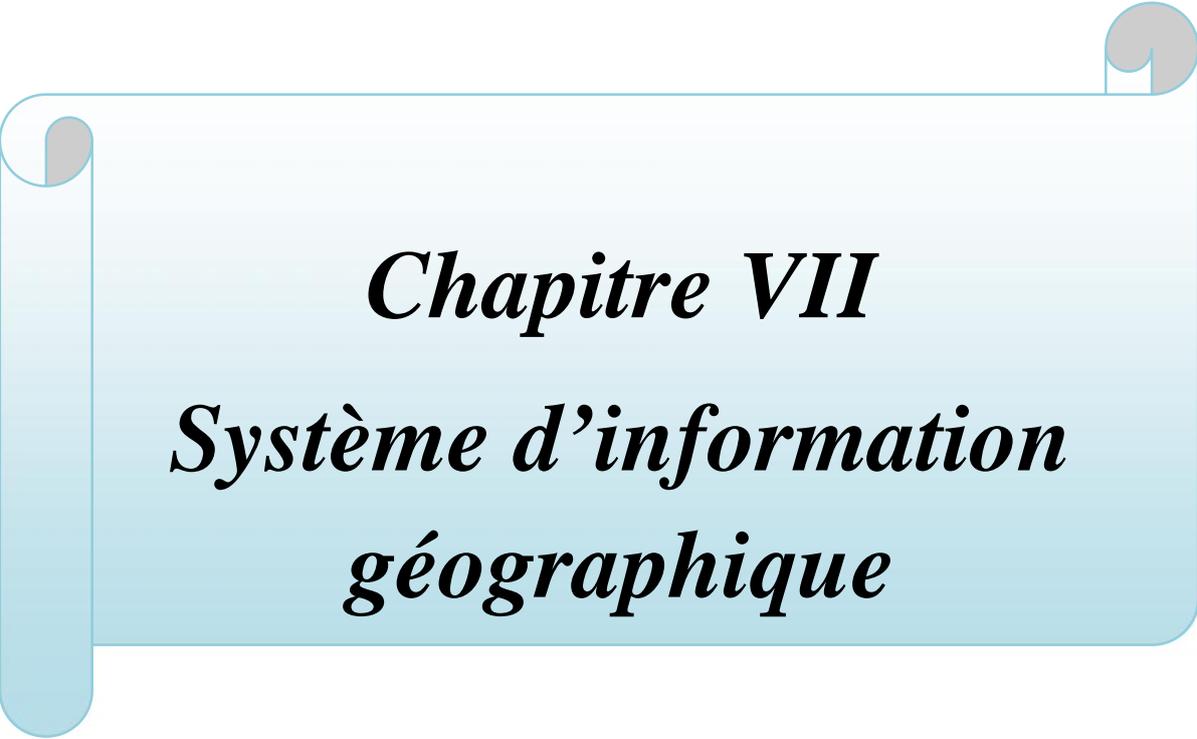
Les résultats de calcul des valeurs du coup de bélier montrent que les cinq tronçons de refoulement vérifient la pression minimale de service en surpression et n'admettent pas des valeurs négatives en dépression, ce qui ne nécessite pas de dispositif anti bélier.

VI.3. Conclusion :

D'après l'étude effectuée dans ce chapitre, et dans le but de protéger notre canalisation contre le coup de bélier, les valeurs de ce dernier

soit pour les tronçons de refoulement ou gravitaire montrent que tous les tronçons vérifient la pression maximale de service en surpression et n'admettent pas des valeurs négatives en dépression, ce qui ne nécessite pas de dispositif anti-bélier.

La pose des conduites est une opération faite d'une manière à assurer l'équilibre des tuyaux et l'étanchéité des joints pour donner une stabilité importante du réseau et diminuer les frais d'entretien.



Chapitre VII
***Systeme d'information
géographique***

VII.1. Introduction :

La gestion d'un réseau d'alimentation en eau potable nécessite le suivi du comportement hydraulique de tous les accessoires du réseau (conduites, vannes, pompes, ouvrage de stockage...).

L'élaboration d'un système d'information géographique (S.I.G) servira d'outil d'aide à la gestion pouvant donner l'information complète sur tous les paramètres du réseau, en temps opportun, avec une mise à jour suite à chaque modification opérée sur le réseau.

VII.2. Présentation du système d'information géographique SIG:

VII.2.1. Définition du Système d'information géographique (SIG) [15 ,16]:

Le système d'information géographique (SIG), est un système informatisé comprenant plusieurs bases de données géographiques, un logiciel de gestion et d'accès aux informations dont le but est d'organiser, de gérer, manipuler, d'analyser et de représenter les données à références spatiales, afin de permettre la résolution des problèmes d'aménagement et de gestion.

VII.2.2. composantes d'un SIG [15 ,16]:

Les systèmes d'information géographique sont composés de :

- **Les ressources humaines :**(les personnes) : C'est l'élément le plus important dans un SIG. Les personnes doivent définir les traitements et développer les procédures d'exploitation.
- **Les données organisées en base :** elles conditionnent les possibilités d'interrogation et d'analyse.
- **Les matériels informatiques :** Les capacités du matériel conditionnent la rapidité d'exploitation, la facilité d'utilisation et le type de sortie possible.
- **Les logiciels :** on entend par là les SIG, mais aussi les logiciels de bases de données, de dessin, de statistiques d'imagerie ou d'applications spécifiques.
- **Les procédures de traitement de l'information :** Afin d'obtenir les réponses aux questions posées, une série d'étapes doit être suivie.

VII.2.3. Fonctionnalités d'un SIG [15 ,16]:

- **Abstraction :** représentation du monde réel, elle se fait en deux étapes :
 - ✓ La construction du schéma conceptuel de données.
 - ✓ Trouver un logiciel qui soit capable de transcrire et de stocker le schéma.
- **Acquisition :** saisie des informations géographiques sous forme numérique
- **Archivage:** Stockage et gestion de base de données.
- **Analyse :** manipulation et interrogation des données géographiques, qui se base sur deux analyses :
 - ✓ Analyse spatiale qui se base sur la description quantitative et qualitative d'un espace.
 - ✓ Analyse spatiale géométrique qui se base sur la position de l'objet, sa forme, et les relations éventuelles entre ces objet.
- **Affichage :** mise en forme et visualisation

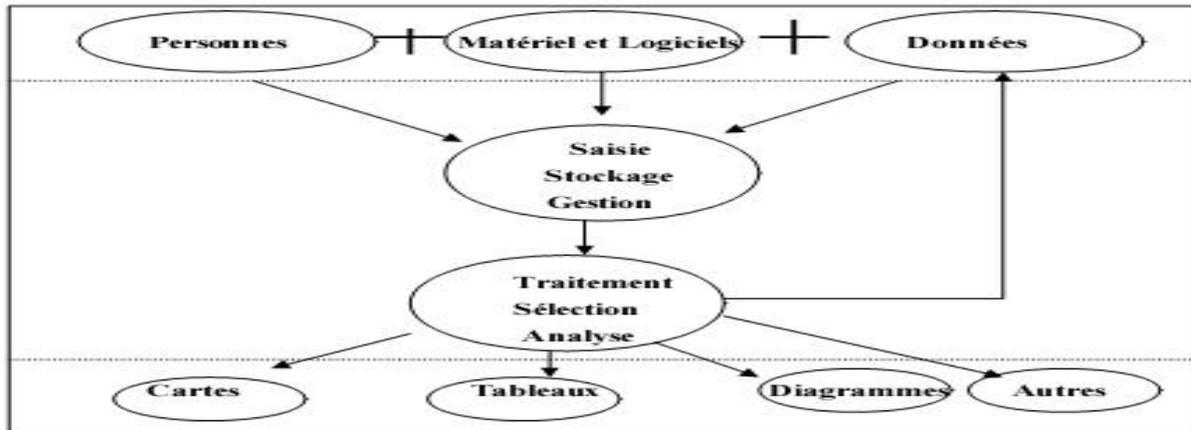


Fig.VII-1 : Organigramme d'utilisation d'un SIG

VII.2.4. Utilité des SIG [15 ,16]:

De nombreuses organisations ayant intégré l'usage d'un SIG ont constaté qu'un des principaux bénéfices obtenus, concerne la gestion de leurs propres ressources.

Les SIG permettant de lier entre elles toutes sortes d'information par le biais de la géographie, offrent les avantages suivants :

- ✓ De stocker sous forme numérique de gros volumes de données géographiques de manière centralisée et durable. Par rapport au papier ou aux microfiches, les supports informatiques actuels (disques durs, DVD rom.), assurent une meilleure conservation des données,
- ✓ D'afficher et de consulter les données sur l'écran,
- ✓ De superposer plusieurs couches d'information,
- ✓ De rapprocher (assembler) des informations de différentes natures (topographique, environnementale, sociale, économique),
- ✓ D'effectuer des recherches à partir de certains critères (qualitatifs et/ou quantitatifs),
- ✓ D'actualiser ou de modifier les données sans avoir à recréer un document,
- ✓ D'analyser les données en effectuant par exemple des calculs de surface ou de distance,
- ✓ D'ajouter ou d'extraire des données, de les transformer pour les mettre à disposition d'un prestataire (géomètre, architecte, gestionnaire de réseau),
- ✓ D'éditer des plans et des cartes à la demande et en grand nombre à des coûts peu élevés.

VII.2.5. Elaboration d'un SIG [14 ,17]:

Avant d'entreprendre la mise en place d'un SIG, il est primordial d'évaluer les besoins des futurs utilisateurs du système et c'est à partir de cette analyse que dépendra la structure de la base de données. Plusieurs opérateurs sont utilisés pour l'élaboration d'un SIG tel que:

- Arc GIS (Arc Info, Arc View...).
- Auto CAD Map 3D,
- MapInfo.

Ce qui est de notre cas nous allons utiliser le logiciel MapInfo

VII.2.6. Création banque de données urbaine [17]:

La généralisation de l'utilisation de la gestion informatique des réseaux d'AEP nécessite des plans cartographiques sur lesquels sont portés les éléments hydrauliques du réseau. Ces plans doivent être à jour d'une part et doivent être référencés d'autre part pour être traités par les Systèmes d'Informations Géographiques.

- La première étape pré requise à la gestion informatique consiste donc à disposer des plans cadastraux, mis à jour et référencés pour permettre une homogénéisation ultérieure des différents plans.
- La deuxième étape consistera à numériser les plans existants en opérant par niveau d'information pour permettre toutes les manipulations possibles des objets graphiques une fois intégrés dans le cadre d'un système d'information géographique.
- Evidemment, les données dites attributives, caractérisant les objets graphiques doivent faire l'objet d'une organisation en banque de données qui seront gérées par le SIG.
- Des données de bases constituant les entrées à un modèle de calcul hydraulique de réseau peuvent être fournies par le système. (Côte, profondeur, diamètre, longueur et nature des conduites, pentes,...etc.)

VII.2.7. Avantage des SIG [17] :

Les SIG possèdent plusieurs avantages qui sont :

- Capacité et fiabilité de stockage.
- Rapidité de restitution des données.
- Intégration et combinaison de données de source différentes.
- Facilité de mise à jour (outil de suivi).
- Possibilité d'analyser précisément les relations spatiales entre objets

VII.2 .8. Les principales contraintes des SIG [17]:

- Manque de personnel spécialisé et compétent.
- Coût élevé et problèmes techniques pour l'acquisition des données faibles.
- Non standardisation des formats de données.
- Nécessité d'une mobilisation contenue des acteurs.

VII.3. Présentation du logiciel MapInfo [16]:

VII.3.1. Définition :

MapInfo est un :

- Outil de type système d'information géographique.
- Permet de lier les données d'une base ou d'un tableur à des entités (caractères) spatiales.
- Il combine un puissant gestionnaire de données à des outils de dessin et de présentation facile à utiliser.
- Permet d'analyser et de présenter les données sur une carte à l'aide de couleurs, d'hacheur, de type de ligne et de symboles.
- Fournit un ensemble d'outils pour visualiser, exploiter, interroger, modifier et d'analyser des informations géographique et présenter les résultats sur des documents cartographique de qualité.

VII.3.2. Interface de travail :

L'environnement de travail MapInfo se présente comme suit :

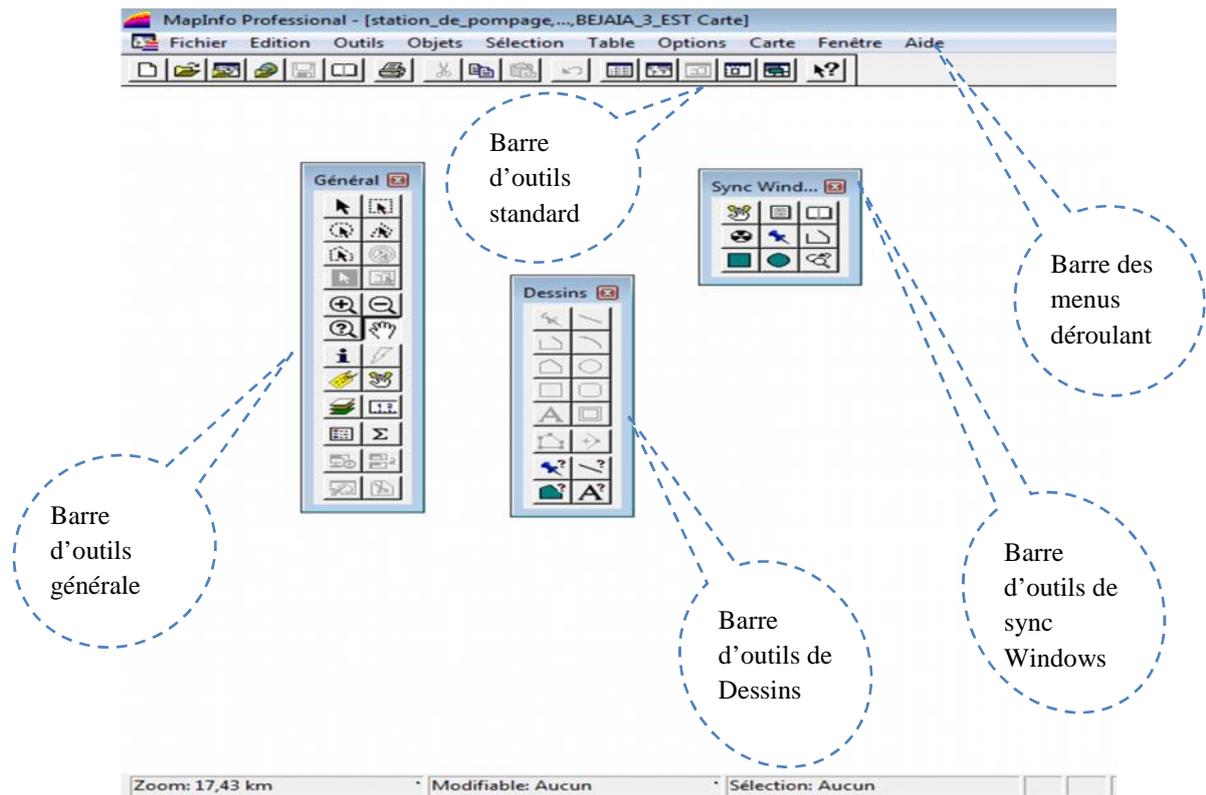


Fig.VII-2 : Interface de travail MapInfo

VII.4. Création du système d'information géographique pour le renforcement du réseau d'AEP de la commune de Tamridjet :

VII.4.1 Préparation du fond de la carte :

Le réseau d'AEP de la commune de Tamridjet se localise spatialement dans le système de coordonnées « Universal Transverse Mercator » (UMT), fuseau 31 (longitude supérieure $5^{\circ}30'$, longitude inférieure $5^{\circ}15'$).

Nous avons utilisée comme support de digitalisation de la chaine de refoulement une carte de la partie est de Bejaia a une échelle de 1/50000.

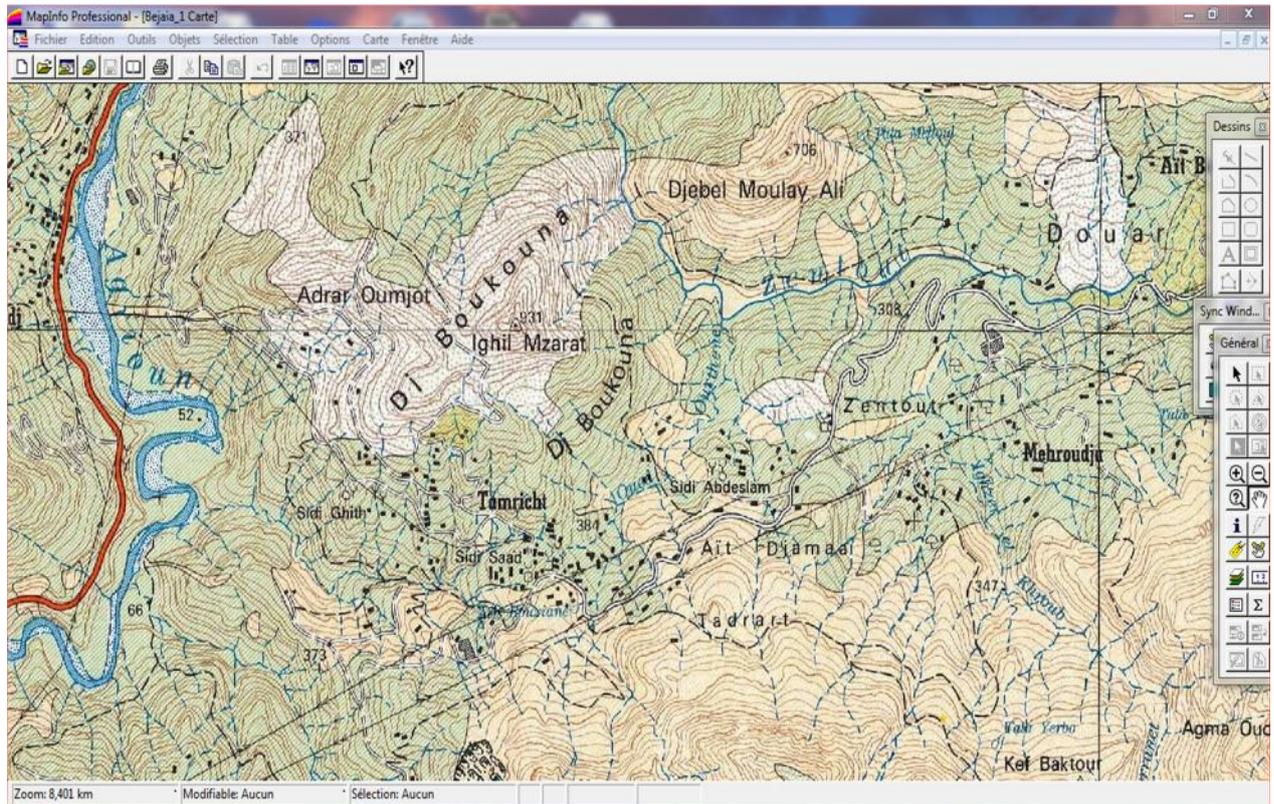


Fig.VII-3 : fond de carte la zone d'étude

VII.4.2. Création des tables :

Le but essentiel attendu d'un SIG est de réaliser une base d'information fiable et organisée en plusieurs couches superposables en forme de fenêtre carte, c'est pour cela qu'il faut accorder une particulière attention lors de la définition de la structure des tables de la base de données, en fonction des ressources et des données gérées. Les structures des tables créées sont les suivantes :

Structure de la table conduite :

- ID_ Conduite,
- Longueur _ m,
- Diamètre _ mm,
- Vitesse _ m/s,
- Type _ matériau,

Structure de la table réservoir :

- ID _ réservoir,
- Localisation,
- Cote _ radié _ m,
- Hauteur _ trop _ plein _ m,
- Hauteur _ m
- Capacité _ m3,
- Longitude,
- Latitude.

Structure de la table station de pompage :

- ID _ station _ de _ pompage,
- Altitude _ m,
- HMT _ m,
- Débit _ l/s
- Longitude,
- Latitude.

VII.4.3. Vectorisation du renforcement du village tamridjet :

La vectorisation du réseau consiste à attribuer aux données spéciales des données alphanumériques. Les données spatiales représentent des objets géographiques associés à leurs localisations dans le monde réel. Les objets géographiques sont représentés sur les cartes par des points (nœuds), des lignes (conduites), des objets (réservoir, captage, station de pompage ...etc.).

Les données attributaires décrivent des propriétés particulières des objets géographiques.

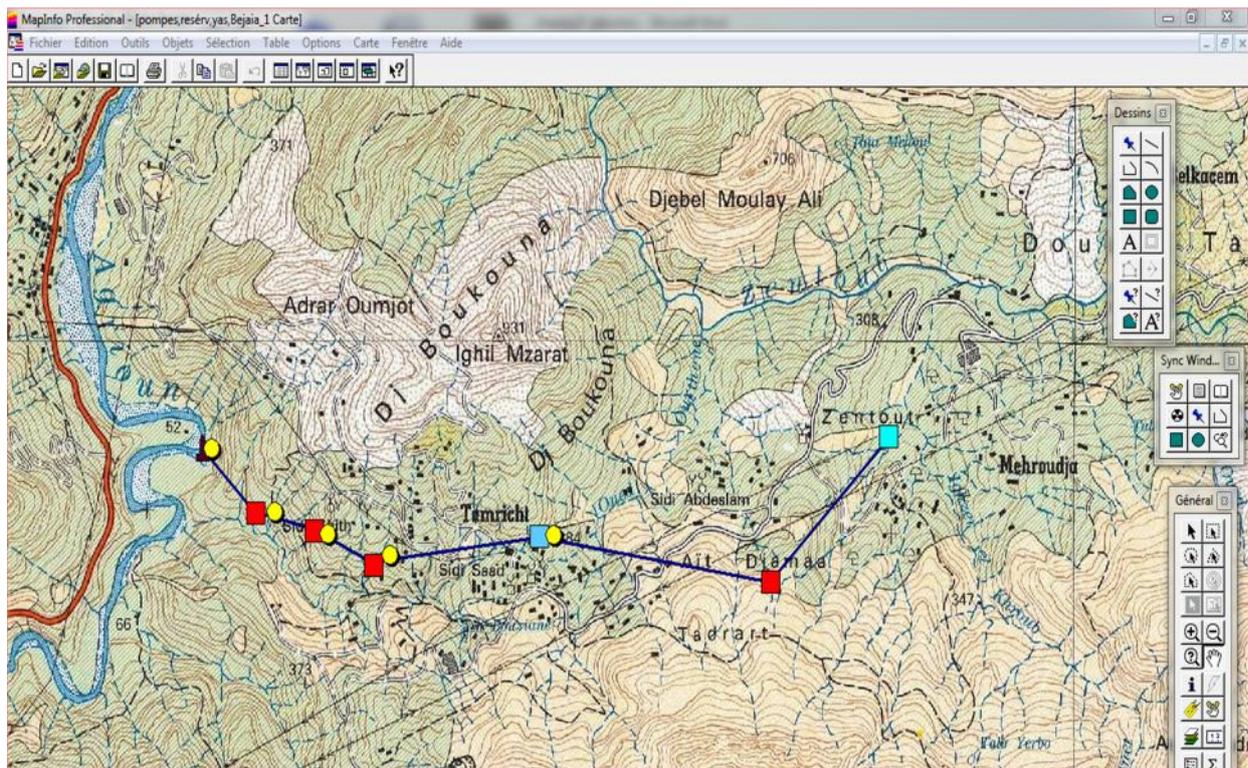


Fig.VII-4 résultat de la vectorisation du réseau d'adduction (graphique)

MapInfo Professional - [yas Données:9]

ID_conduite	longueur_m	diamètre_r	vitesse_m_par_s	type_matériau
SP_SR1	592,28	250	0,57	Fonte duct
SR1_SR2	477,54	250	0,57	Fonte duct
SR1_SR3	506,53	250	0,57	Fonte duct
SR3_SR4	1 768,77	250	0,57	Fonte duct
SR4_Rf	1 579,25	100	1,16	Fonte duct
Rf_Rz	764,09	160	0,68	PEHD

MapInfo Professional - [réservoir Données]

ID_réservoir	localisation	cote_de_radier	hauteur_de_trop_pl	hauteur_r	capacité_m3	logtitude	latitude
STR01	_	158,63	0	3	50	5,35505	36,5749
STR02	_	134,52	0	3	50	5,35951	36,574
STR03	_	111,76	0	3	50	5,36396	36,5723
Tamridjet	Ait bouram	142,39	2	4	250	5,37641	36,5737
Ait djemaa	Ait djemaa	117,5	2	4	200	5,39384	36,5715
Zentout	Zentout	17,21	2	4	250	5,40274	36,5788

MapInfo Professional - [pompe Données:3]

ID_station_de_pompe	Altitude_m	HMT	débit_L_par_s	longtitude	altitude
SP01	15,2	171	28	5,35186	36,5781
SP02	170,83	144,28	28	5,35658	36,5749
SP03	302,35	122	28	5,36058	36,5738
SP04	411,11	179	28	5,36526	36,5727
Ait bourou	550,5	146	9,15	5,37759	36,5737

Fig.VII-5 : Résultat de la vectorisation du réseau d'adduction (numérique)

VII.5. La gestion du réseau d'alimentation en eau potable [18] :

La problématique des exploitants des réseaux d'AEP se pose en plusieurs points : une démographie galopante, une urbanisation mal contrôlée, des réseaux et par parties mal connus, un déficit de la ressource, une gestion administrative laborieuse et une consommation incontrôlée rendant nécessaire la mise en place de moyens modernes et efficaces.

L'objectif de la gestion d'un réseau d'AEP est d'assurer les fonctions de stockage, de distribution et de production. Et cela pour optimiser la consommation et minimiser les fuites dans le réseau.

VII.5.1. La gestion classique des réseaux d'AEP :

La gestion classique des réseaux présente beaucoup d'inconvénient car les supports cartographiques sur lesquels sont portés les objets sont difficilement manipulables. Cette gestion est aussi très limitée. Ils présentent les problèmes suivants :

- L'archivage des documents cartographiques et les fiches techniques du réseau en support papier,
- la perte de temps pour la recherche d'une information bien déterminé,
- la difficulté de la mise à jour,
- la facilité de prendre les informations à cause de la mémorisation et l'archivage anarchique,[18]

VII.5.2. Gestion informatisé des réseaux d'AEP :

Pour répondre à toutes les difficultés trouvées dans la gestion classique des réseaux d'AEP, une gestion informatisée s'avère indispensable et cela est rendu possible grâce aux progrès de l'informatique.

Elle présente les avantages suivants :

- Améliorer la connaissance des réseaux étudiés,
- Détecter et comprendre le désordre pouvant se produire sur le réseau,
- Simuler sur une période d'au moins une journée le comportement du réseau afin d'en optimiser les ressources, les capacités de stockage, les pompages,
- Dimensionner les extensions, le renforcement ou les aménagements nécessaires pour satisfaire les nouveaux besoins, [16]

VII.5.3. Gestion des réseaux d'AEP par SIG :

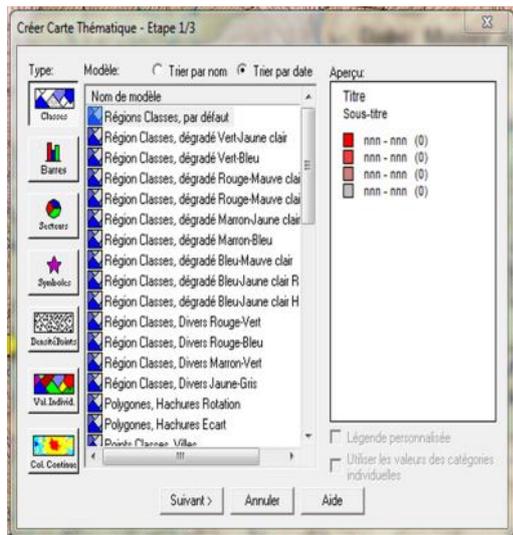
Le SIG joue le rôle d'aide à la décision pour les gestionnaires des réseaux d'AEP et cette gestion est liée à la structure du réseau et aux conditions d'exploitation. Différentes techniques ont été développées pour la gestion des réseaux par SIG.

VII.5.3.1. Analyse thématique :

Une analyse thématique c'est de donner un sens à une représentation graphique, pour lancer une analyse thématique une superposition de couches doit être ouverte on procédant comme suite :

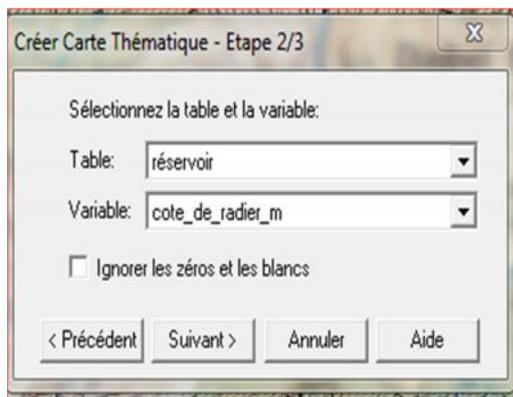
Carte → Analyse thématique.

Après on suite les étapes représenté dans la figure (Fig.VII-5)



Etape 1 : Choix d'analyse

- Dans cette étape on va choisir le type d'analyse
- Sur la gauche on a un exemple d'analyse.



Etape 2 : Choix de la table et la variable.



Etape 3 : Visualisation

- **Classe** : mode de répartition des individués
- **Style** : Choix de la couleur
- **Légende** : Choix des attributs de la légende

Fig.VII-6 : Les étapes de l'analyse thématique (capacité des réservoirs)

Quand on termine les trois étapes on obtient la (Fig. VII-7)

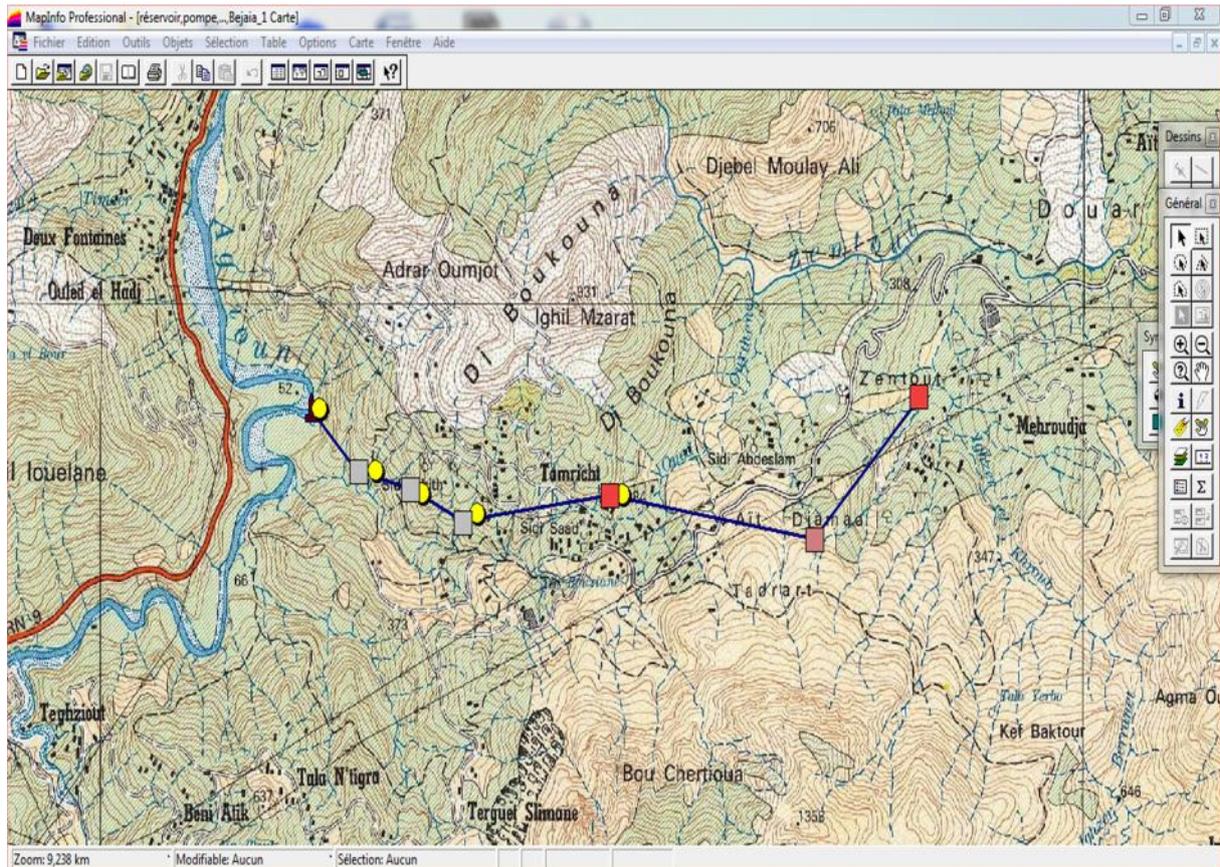


Fig.VII-7 : résultats de l'analyse thématique (capacité des réservoirs).

VII.6.Conclusion :

L'élaboration d'un système d'information géographique a eu comme but principal la création d'une banque de données en relation avec le modèle numérique de terrain à travers ce dit modèle, on a utilisé une technique de gestion par SIG dans la quelle nous avons illustré les résultats de l'analyse thématique.

Il s'avère que l'élaboration d'un système d'information géographique pour les réseaux, notamment les réseaux d'AEP est non seulement une nouveauté mais aussi une opportunité pour toute éventuelle conception.



***Conclusion
Générale***

Conclusion générale

Dans ce modeste travail, nous avons essayé d'englober tous les points qui touchent les plans spécifiques à la réalisation du projet de renforcement d'alimentation en eau potable de la commune de Tamrijet et ces environs (Wilaya de Bejaia), où ces derniers souffrent d'un manque exorbitant en eau.

Après avoir calculé le nombre d'habitants à l'horizon 2045, qui va atteindre **8981** habitants et estimé les différents besoins en eau à **2266.782 m³/j**. En tenant compte des ressources existantes fournissant un débit journalier de **1603 m³/j**, alors le déficit est de **663.782 m³/j**.

Nous avons exploitée un forage au niveau de Oued Agrioune Afin d'assurer l'alimentation en eau potable de la zone d'étude et puis nous avons projeté trois réservoirs de transition de la capacité de **50m³** et un réservoir de stockage d'une capacité de **200m³** au village Ait Djemaa.

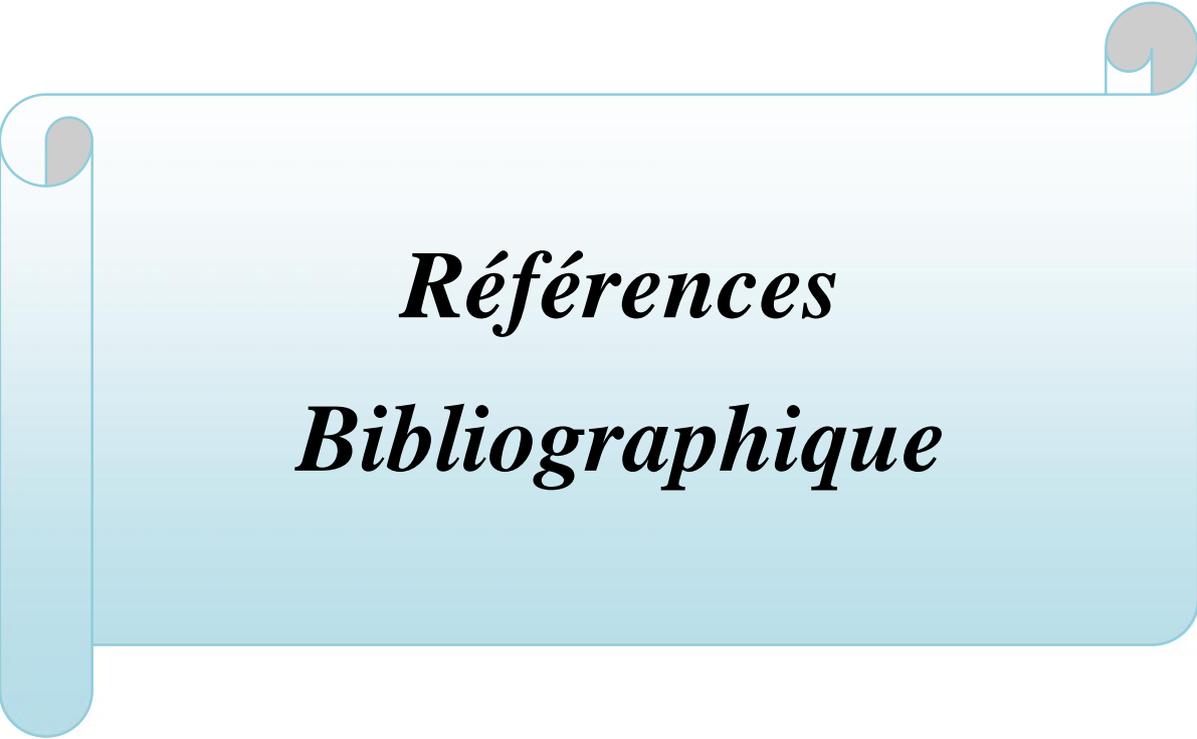
Concernant le dimensionnement des conduites d'adduction, nous avons porté notre choix sur des diamètres qui nous offrent des vitesses acceptables. Pour la partie refoulement qui est d'une longueur de **3345.11 ml**, nous avons utilisé la fonte ductile avec des diamètres de **250 mm** pour les tronçons (SP-STR01, STR01-STR02,STR02-STR03, STR03-STR04) et 100 mm pour le tronçon (STR04 –R_f) et pour la partie gravitaire qui est d'une longueur de **764.09 ml** nous avons utilisé le PEHD avec un diamètre de **160 mm**.

Par la suite, le choix des pompes a été effectué par la détermination du point de fonctionnement et l'énergie la plus économique. On a étudié aussi la non cavitation pour protéger les pompes, le choix de ces dernières a été réalisé à l'aide du catalogue CAPRARI, ce que nous a conduit à des pompes multicellulaires a axe horizontal.

Ensuite, une vérification du risque d'apparition du phénomène du coup de bélier a été faite afin de protéger le réseau d'adduction. D'après les calculs des surpressions et dépressions on a constaté que les différents tronçons ne risquent pas de subir ce phénomène, ce qui ne nécessite pas de dispositif anti-bélier.

Enfin nous avons élaboré un système d'informations géographiques avec le logiciel MapInfo dont le but est de créer une banque de donnée en relation avec le modèle numérique du terrain susceptible de fournir des opportunités pour la conception d'une part et de la gestion du réseau d'autre part.

A la lumière de ce modeste travail, nous souhaitons avoir répondu à l'objectif fixé au départ qui est de trouver une solution concernant le manque en eau potable de la commune Tamridjet (Wilaya de Bejaia), et nous espérons aussi que ce mémoire servira de support pour une étude futur.



Références
Bibliographique

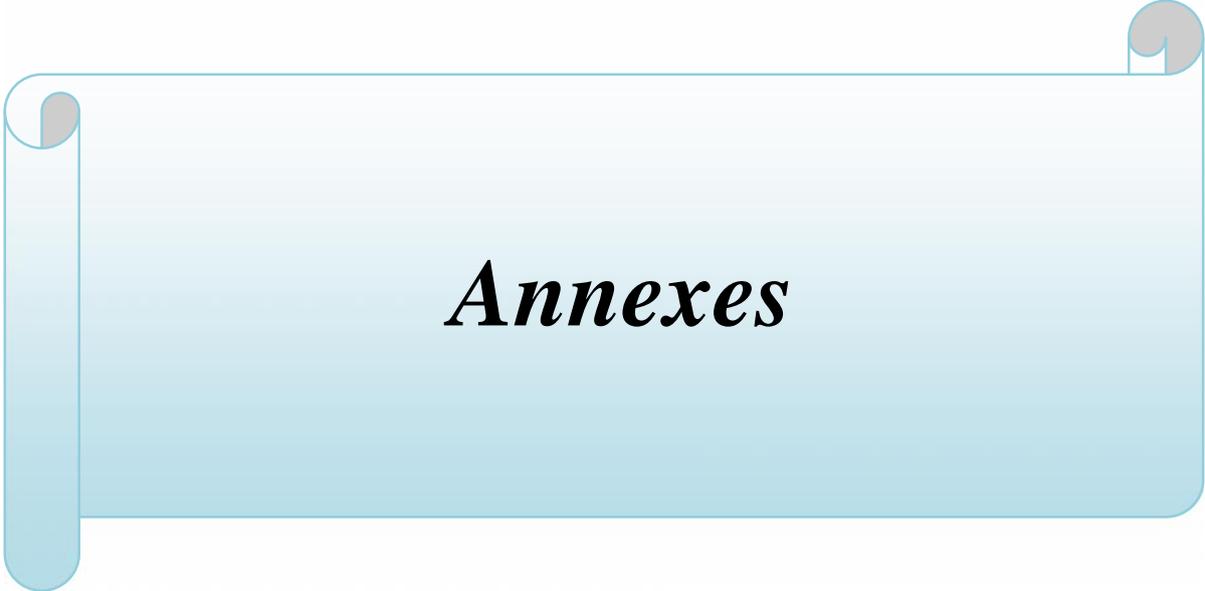
Références bibliographiques

- [1] **Données recueillies auprès de** : Bureau d'études HYDRO-TECH.
- [2] Plan directeur d'aménagement et d'urbanisme du commun Tamridjet(PDAU).
- [3]Subdivision d'hydraulique, Souk El Tenine
- [4] direction de programmation et de suivie budgétaire de Bejaïa (DPSB), annuaire statistique
- [5] **DUPONT, A.** -Hydraulique urbaine : ouvrage de transport, Elévation et distribution des eaux, tome 2, Edition Eeyrolles, 1979
- [6]**BONNIN, J.** – Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance. Édition EYROLLES, 1986.
- [7] lyonnaise des eaux, Mémento de l'eau et de l'Assainissement, Lavoisier tec et doc.
Tome 1, 435 pages, 1994
- [8]**ANDRE, C. ; GEORGES, D.** - Distribution d'eau dans les agglomérations.
Edition EYROLLES, 1980
- [9] **Tighremt.T , Habib.T** « étude de réseau du distribution de la ville d'aokas wilaya BEJAIA » Mémoire de fin d'études , Université de BEJAIA , juin 2014.
- [10] **KHERZIS et TANI.N.** « Etude de refoulement d'eau potable de village d'Ait MELLOUL ». Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia.2007
- [11] **La Houille Blanche**, N6, pp. 479-483, Octobre 1992
- [12] **AISSANI, M. et ZOUAGUI, H.** : Renforcement de l'AEP de la commune Fenaia Il-Matenà partir du barrage de Tichi-haf, Wilaya de Bejaia. Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, juin 2014.
- [13] **BENDAHMANE, I. et OUBELAGHA, N.** : « Renforcement de l'AEP de Ouadhias et Taguemount El Djedid à partir de Takhoukht (Wilaya de Tizi-Ouzou). Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, juin 2007.
- [14] **HALLOU, F. et MAGDOUDE, H.** "Etude du renforcement de la chaine d'adduction des villages d'AIT SIDI ALI, commune de BARBACHA, wilaya de BEJAIA". Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, 2008
- [15]**Hammoum, H. et Bouzida, R.,** Pratique des Systèmes d'Information Géographiques,
Appl

[16]ISTED, .CNIG, .and DRAST. , la gestion des réseaux,SIG et gestion durable de l'eau ; Troisième Forum mondial sur l'eau ; Kyoto 2003 ; pp. 65-104 février,2003e moniteur

[17]BOURIER ? R.et SELMI, B. ((technique de gestion et de distribution de l'eau)).
Edition1

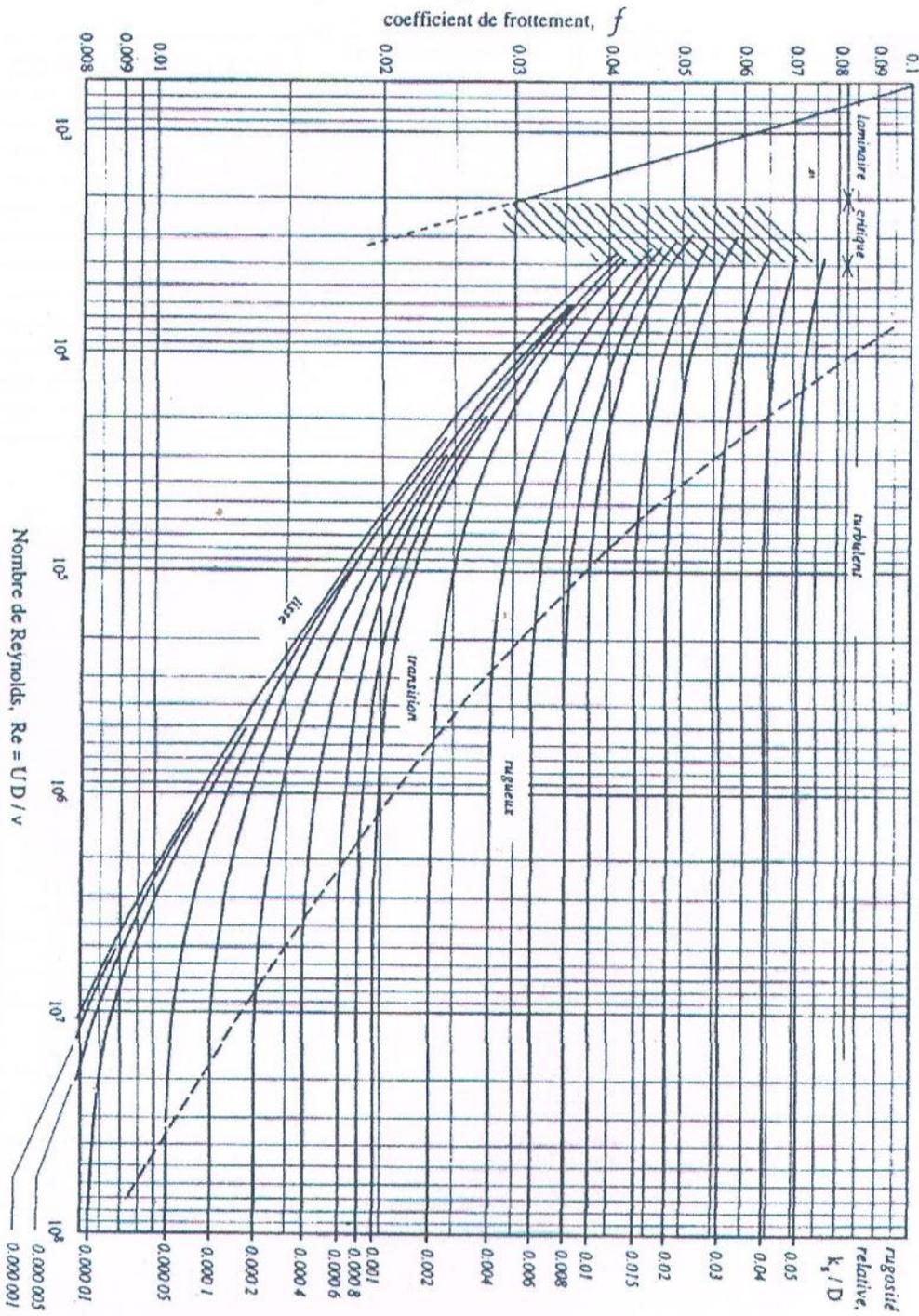
[18] ABDELBAKI, C., Modélisation d'un réseau d'AEP contribution à sa gestion à l'aide d'un SIG-cas du groupement urbain de Tlemen-, Thèse de doctorat, université Abou BakrBelkaidTlemnce , Algérie, 139 pages, décembre 2014.



Annexes

Annexes

Annexe IV-1: Diagramme de MOODY



Annexes

Annexe IV-2 : Prix de revient des conduites en fonte ductile

Diamètre Extérieur (mm)	Diamètre Intérieur (mm)	Prix de revient (DA)	Classe
60	50.4	2052	C40
80	70.4	02691,25	C40
100	90.4	03458,30	C40
125	120.2	04029,42	C40
150	140	04428,24	C40
200	189.2	05663,86	C40
250	238.4	07461,72	C40
300	287.6	08948,09	C40
350	333	12318,19	C40
400	384.4	14136,10	C40
450	-	17614,03	C40
500	-	19617,93	C40

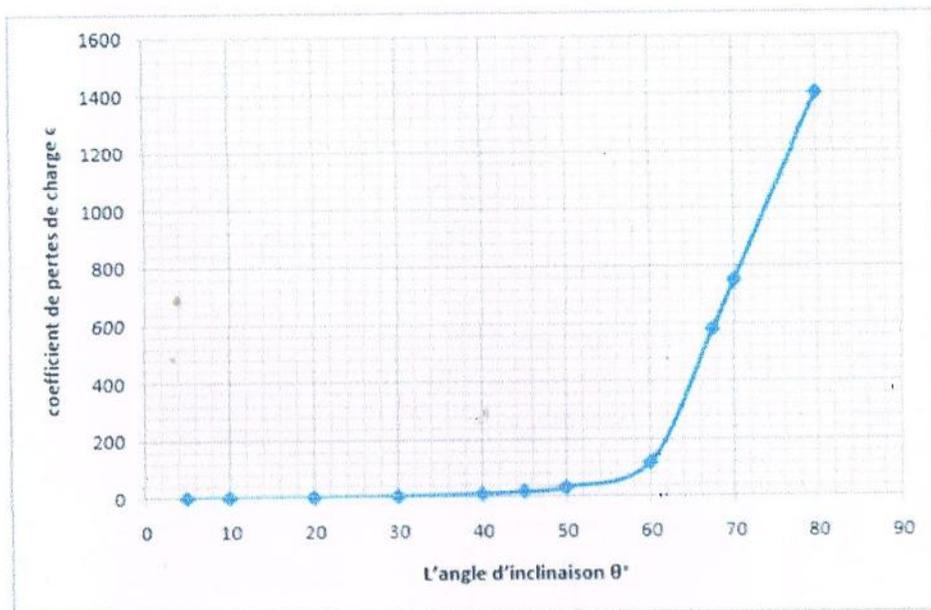
Annexe IV-3 : prix des canalisations en PEHD (PN10, PN16)

Tuyaux en PEHD PN 10 bars					Tuyaux en PEHD PN 16 bars				
Diamètre Extérieur (mm)	Diamètre Intérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Qualité de produit	Prix M/L (DA)	Diamètre Extérieur (mm)	Diamètre Intérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Qualité de produit	Prix M/L (DA)
20	16	2	PE 80	31.48	20	16	2.0	PE 80	35.52
25	21	2		39.80	25	20.4	2.3		56.46
32	28	2.0		61.83	32	26	3.0		88.71
40	35.2	2.4		96.79	40	32.6	3.7		136.70
50	44	3.0		147.86	50	40.8	4.6		212.38
63	55.4	3.8		233.89	63	51.4	5.8		335.53
75	66	4.5		330.68	75	61.4	6.8		475.85
90	79.2	5.4	PE 100	387.50	90	73.6	8.2	PE 100	566.74
110	96.8	6.6		577.28	110	90	10.0		840.88
125	110.2	7.4		735.44	125	102.2	11.4		1088.66
160	141	9.5		1204.65	160	130.8	14.6		1779.29
200	176.2	11.9		1829.83	200	163.6	18.2		2794.15
250	220.4	14.8		2890.41	250	204.6	22.7		4323.02
315	277.6	18.7		4479.51	315	257.8	28.6		6565.32
400	352.6	23.7		7374.35	400	327.4	36.3		10661.29
500	440.6	29.7		11312.40	500	409.2	45.4		16486.28
630	555.2	37.4		17101.74	630	515.6	57.2		25408.31

Annexes

Annexe IV-4 : Évolution du coefficient de pertes de charge ξ d'une vanne à papillon en fonction de son degré de fermeture

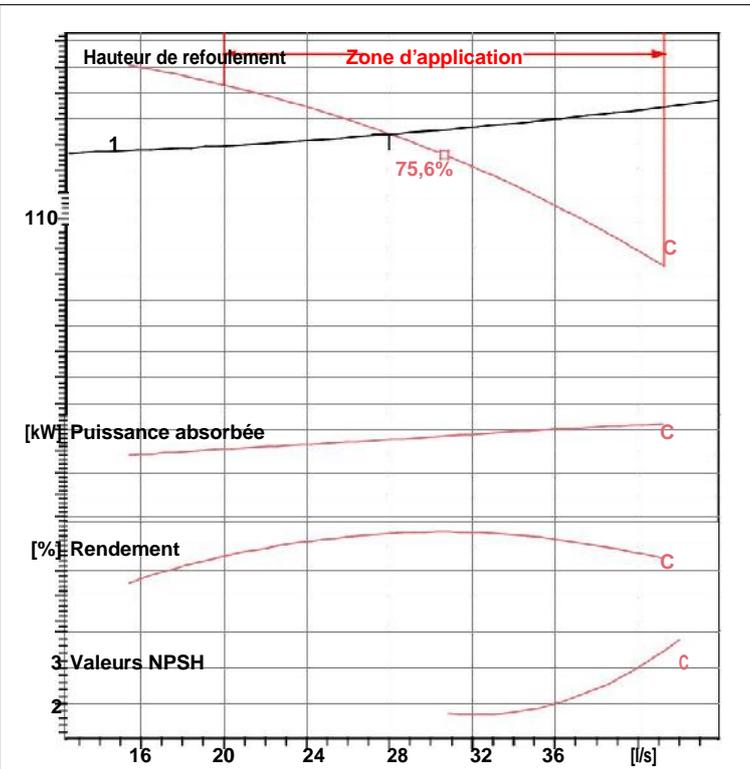
L'angle d'inclinaison θ°	0-5	10	20	30	40	45	50	60	70	80
ξ	0.25	0.52	1.54	3.91	10.8	18.7	32.6	118	751	1400



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

PML 125/ 8 C	
Caractéristiques requises	
Débit	28 l/s
Hauteur de refoulement	144 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	28 l/s
Hauteur de refoulement	144 m
Puissance absorbée	55,3 kW
Rendement	74,9%
Hauteur manométrique H(Q=0)	193 m
Orif. de refoulement	DN 125 (UNI PN40)
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1480 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance P2	75 kW
Intensité nominale	133 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
P2 maxi arbre pompe	261 kW
Caractéristiques générales	
Poids	1275 kg

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

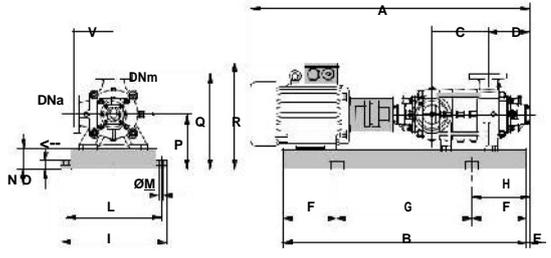


Caractéristiques de fonctionnement ISO 9906 GRADE 2

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

Dimensions mm

- A = 2562
- B = 2176
- C = 845
- D = 337
- DNa = 150/PN8-25
- DNm = DN 125 (UNI PN40)
- E = 244
- F = 350
- G = 1476
- H = 594
- I = 720
- L = 670
- M = 20
- N = 140
- O = 45
- P = 420
- Q = 740
- R = 838
- V = 320



Notes:			
Date	Page	Offre n°	Pos.N°
24.06.2017	1		

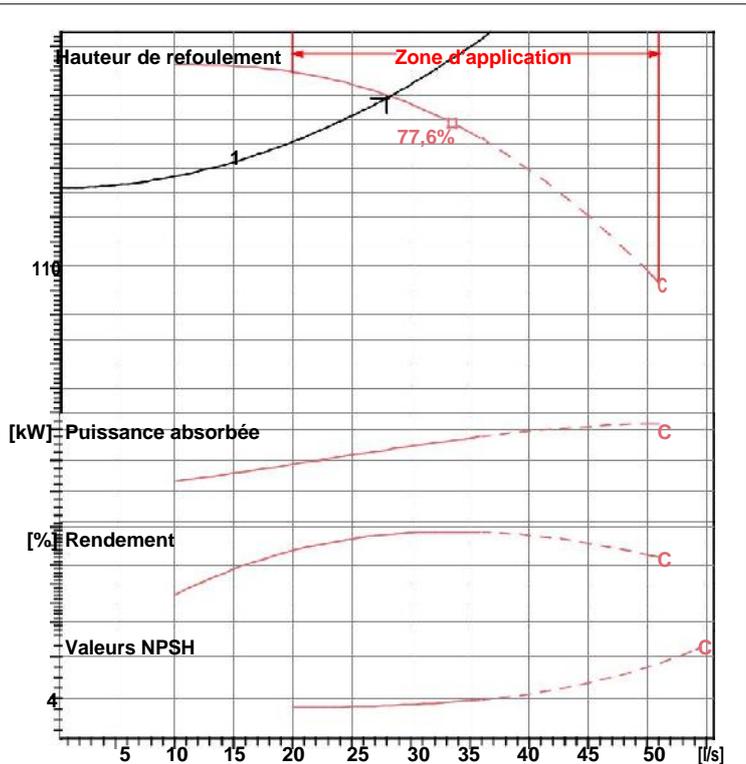


Caractéristiques techniques

COMPANY WITH INTEGRATED
MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV
= ISO 9001:2000 =
ISO 14001:2004

PM 100/ 3 C	
Caractéristiques requises	
Débit	28 l/s
Hauteur de refoulement	179 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	28,2 l/s
Hauteur de refoulement	180 m
Puissance absorbée	67 kW
Rendement	76,1%
Hauteur manométrique H(Q=0)	191 m
Orif. de refoulement	DN 100 (UNI PN40)
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2960 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	75 kW
Intensité nominale	93,5 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
P2 maxi arbre pompe	232 kW
Caractéristiques générales	
Poids	782 kg

Matériaux	
Corps de refoulement	Fonte
Corps aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéit	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Stuffing box	Fonte
Packing	Tresse graphitée

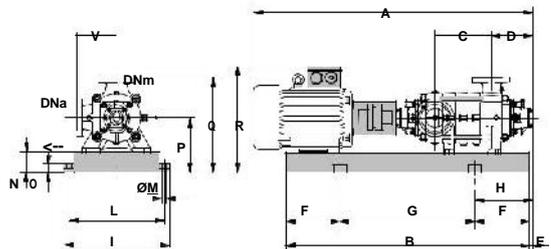


Caractéristiques de fonctionnement ISO 9906 GRADE 2

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

Dimensions mm

- A = 2115
- B = 1490
- C = 245
- D = 293
- DNa = DN125 (UNI PN8-25)
- DNm = DN 100 (UNI PN40)
- E = 200
- F = 250
- G = 990
- H = 450
- I = 670
- L = 620
- M = 20
- N = 140
- O = 45
- P = 420
- Q = 690
- R = 860
- V = 270

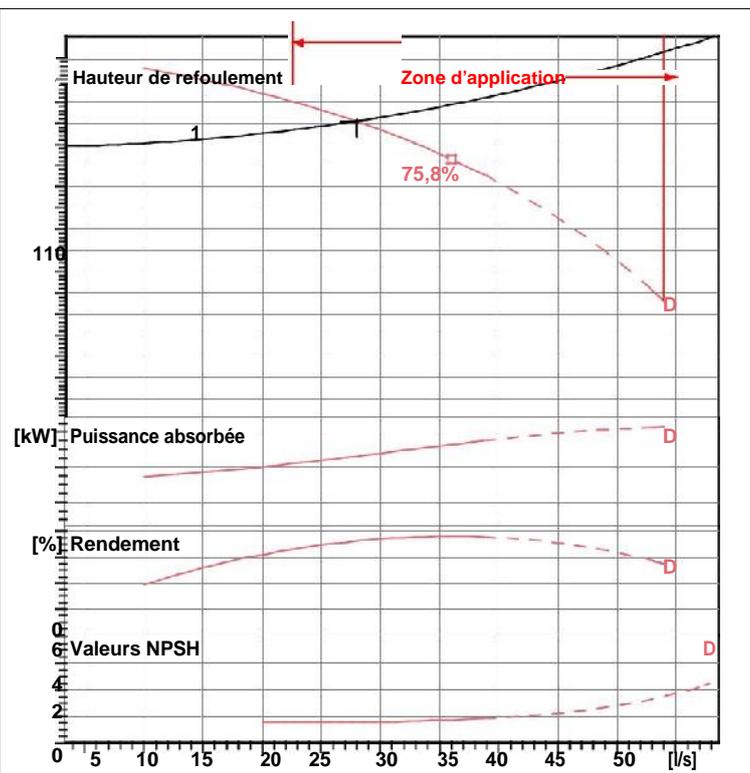


Notes:

Date	Page	Offre n°	Pos.N°
24.06.2017	1		

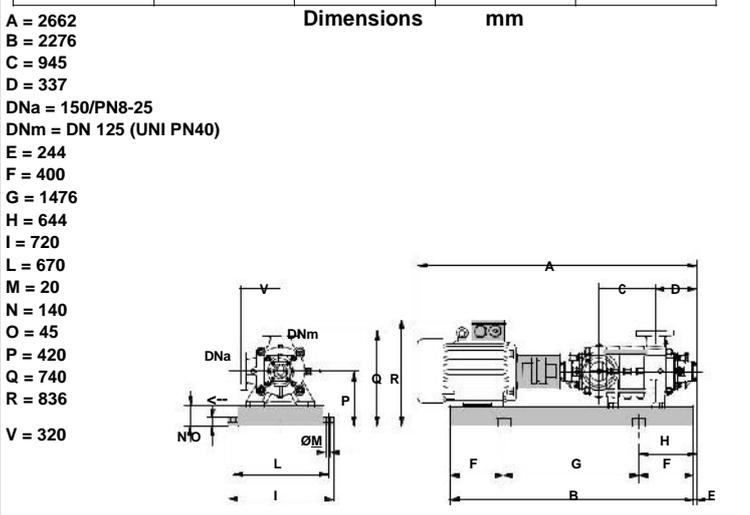
PM 125/ 9 D	
Caractéristiques requises	
Débit	28 l/s
Hauteur de refoulement	171 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	28 l/s
Hauteur de refoulement	171 m
Puissance absorbée	66,2 kW
Rendement	72,3%
Hauteur manométrique H(Q=0)	203 m
Orif. de refoulement	DN 125 (UNI PN40)
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1480 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance P2	75 kW
Intensité nominale	133 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
P2 maxi arbre pompe	261 kW
Caractéristiques générales	
Poids	1325 kg

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



Caractéristiques de fonctionnement ISO 9906 GRADE 2

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

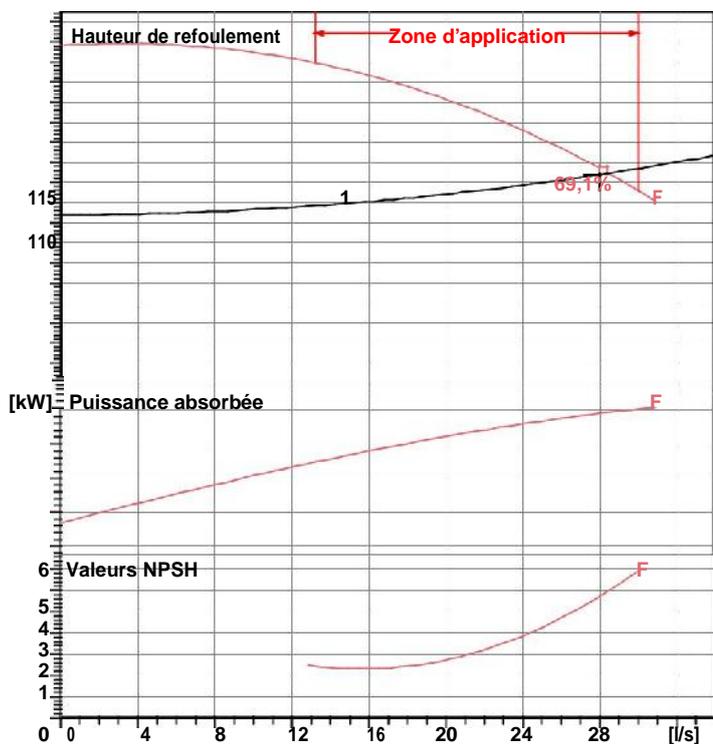


Notes:

Date 24.06.2017	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

MEC-MR 80-1/3F	
Caractéristiques requises	
Débit	28 l/s
Hauteur de refoulement	122 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	28,4 l/s
Hauteur de refoulement	122 m
Puissance absorbée	49,3 kW
Rendement	69,1%
Hauteur manométrique H(Q=0)	154 m
Orif. de refoulement	DN 80
Caractéristiques moteur	
Fréquence	Hz
Tension nominale	
Vitesse nominale	
Nombre de pôles	
Puissance P2	
Intensité nominale	
Type de moteur	
Classe d'isolation	
Degré de protection	
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	166 kg

Matériaux	
Corps de refoulement	Fonte
Corps aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier cromé
Bague d'usure	Fonte
Roulements a billes	Acier
Stuffing box	Fonte
Packing	Tresse graphitée

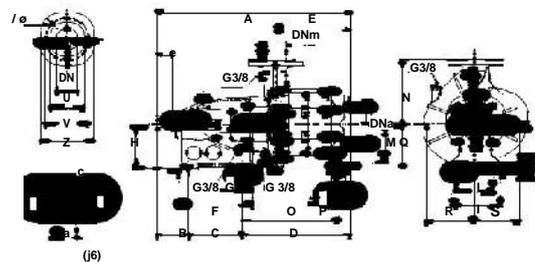


Caractéristiques de fonctionnement ISO 9906-A

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

Dimensions mm

- a = 38
- A = 834
- B = 152
- b = 41
- c = 10
- C = 240
- D = 442
- d = 8
- DNa = 80/PN16
- DNm = 80/PN16
- E = 315
- e = 80
- F = 330
- G = 22
- H = 200
- I = 215
- L = 180
- M = 200
- N = 325
- O = 413
- P = 45
- Q = 223
- R = 244
- S = 222
- T = 19

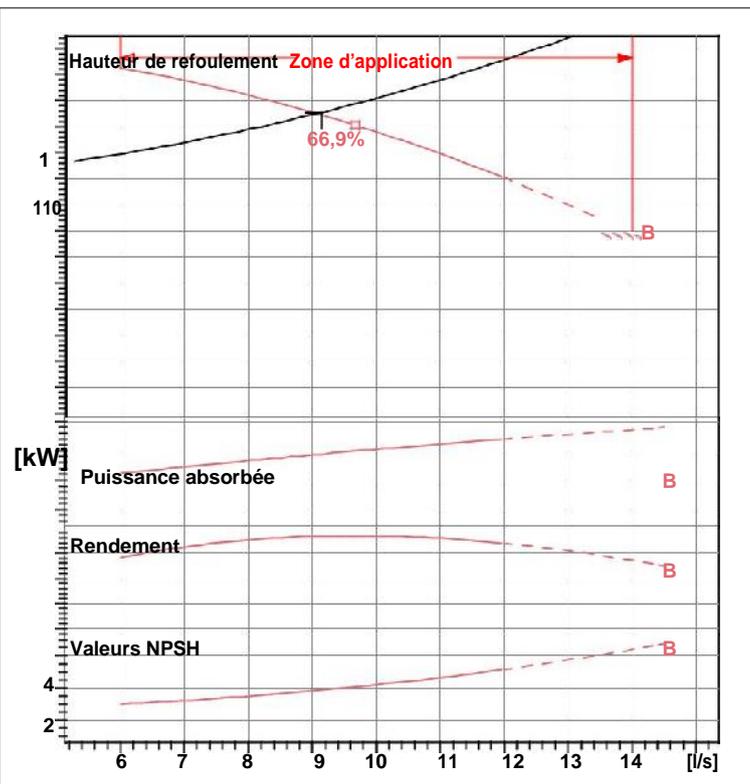


Notes:

Date	Page	Offre n°	Pos.N°
24.06.2017	1		

PM 50/ 4 B	
Caractéristiques requises	
Débit	9,15 l/s
Hauteur de refoulement	146 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	9,06 l/s
Hauteur de refoulement	145 m
Puissance absorbée	19,4 kW
Rendement	66,7%
Hauteur manométrique H(Q=0)	149 m
Orif. de refoulement	DN 50 (UNI PN40)
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2940 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	22 kW
Intensité nominale	39 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	10
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
P2 maxi arbre pompe	102 kW
Caractéristiques générales	
Poids	290 kg

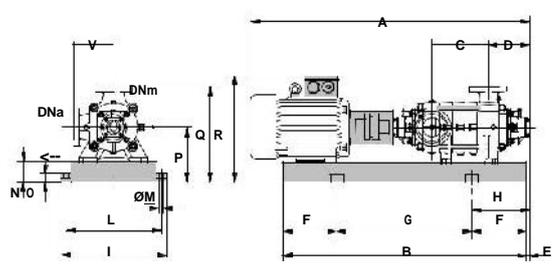
Matériaux	
Corps de refoulement	Fonte
Corps aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéit	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Stuffing box	Fonte
Packing	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement ISO 9906 GRADE 2

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

- Dimensions mm
- A = 1440
 - B = 1172
 - C = 257
 - D = 227
 - DNa = 65/PN8- 25
 - DNm = DN 50 (UNI PN40)
 - E = 156
 - F = 200
 - G = 772
 - H = 356
 - I = 510
 - L = 460
 - M = 20
 - N = 100
 - O = 42
 - P = 280
 - Q = 475
 - R = 533
 - V = 195



Notes:			
Date	Page	Offre n°	Pos.N°
24.06.2017	1		