

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou
Faculté de génie de la construction
Département Hydraulique

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue d'obtention du diplôme Master académique en hydraulique
Option : Ouvrages Hydrauliques

THEME

**Renforcement du réseau de l'alimentation en eau
potable de la commune d'Ait Yenni**

Présenté par :

- M^r. HACENE Abdenour
- M^r.STITI Abdelkarim

Devant le jury :

M^r.GABLS.....Président
M^r.BOUHALLSExaminateur
M^r.KHATTAOULMPromoteur
M^{elle}.KEBBAB.LCo-Promotrice

Promotion : 2019/2020

Remerciements

Avant tous, nous tenons à remercier dieu et toutes les personnes qui ont contribué à la réalisation de ce projet et qui n'ont pas hésité à nous aider lors de sa rédaction.

Nous voulons dans un premier temps remercier nos promoteurs Mr Khettaoui et Mme Kebab pour leur patience, leur disponibilité et surtout leurs judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter notre réflexion.

Nous remercions également toute l'équipe pédagogique de l'université de Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou et les intervenants professionnels responsables de notre formation, pour avoir assuré notre formation.

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

Et bien sur, Nos parents et nos familles pour leur soutien constant et leurs encouragements.

HACENE. A ET STITI. A

Dédicaces

Je dédie cet humble travail à :

Mes chers parents qui n'ont pas cessé de m'encourager et de me pousser vers l'avant.

Mes frères Hakim, Saïd et Rabah.

Ma sœur Naïma.

Toute ma famille de près et de loin.

Tous mes amis qui se reconnaîtront.

Et à tous ceux qui m'ont aidé durant mon cursus.

Hacene.A

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents qui n'ont pas cessé de m'encourager et aidé.

Mes frères.

Mes sœurs.

Toute ma famille de près et de loin.

Tous mes amis.

Toutes personnes qui m'ont aidé lors de la réalisation de ce travail.

Stiti.A

Liste des tableaux

Tableau (I.1) : Répartition de la population par commune et par village selon RGPH 2008 de la commune d'Ait Yenni.....	05
Tableau (II.1) : Le résultat de calcul de la population.....	08
Tableau (II.2) : L'évaluation de la population de la zone d'étude pour les différents horizons.....	09
Tableau (II.3) : Détermination des besoins domestiques actuels.....	11
Tableau (II.4) : Détermination des besoins domestiques à différents horizons.....	11
Tableau (II.5) : Tableau récapitulatif des équipements existants dans la commune.....	12
Tableau (II.6) : Tableau récapitulatif des besoins scolaires de la commune.....	12
Tableau (II.7) : Tableau récapitulatif des besoins administratifs de la commune.....	13
Tableau (II.8) : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires de la commune.....	14
Tableau (II.9) : Tableau récapitulatif des besoins sportifs de la commune.....	14
Tableau (II.10) : Tableau récapitulatif des besoins culturels et socioculturels de la commune.....	15
Tableau (II.11) : Tableau récapitulatif des besoins commerciaux de la commune.....	16
Tableau (II.12) : Tableau récapitulatif des besoins industriels de la commune.....	16
Tableau (II.13) : Tableau récapitulatif des besoins équipements à différents horizons.....	17
Tableau (II.14) : Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières pour l'horizon 2050.....	17
Tableau (II.15) : Récapitulatif de majoration de la consommation moyenne journalière.....	18
Tableau (II.16) : Détermination des consommations maximales et minimales journalières.....	19
Tableau (II.17) : Variation du coefficient β max en fonction du nombre d'habitants.....	20
Tableau (II.18) : Coefficient de la variation de la consommation.....	21
Tableau (II.19) : Estimation des débits max horaires à l'horizon 2050	21
Tableau (II.20) : Production des captages.....	22
Tableau (II.21) : Demande et production en eau dans la commune.....	22
Tableau (III.1) : Variation de la consommation journalière du réservoir Ait Larbaa (R1).....	34
Tableau (III.2) : Variation de la consommation du réservoir Taourirt Mimoun (R2).....	35
Tableau (III.3) : Variation de la consommation du réservoir Ait Lahcen (R3).....	37
Tableau (III.4) : Variation de la consommation du réservoir Taourirt Khelf (R4).....	39

Liste des tableaux

Tableau (III.5) : Variation de la consommation du réservoir 100 logs (R5)	40
Tableau (III.6) : Variation de la consommation du réservoir Toulmatine (R6)	41
Tableau (III.7) : Variation de la consommation du réservoir Agouni Ahmed (R7)	42
Tableau (III.8) : Variation de la consommation du réservoir Agrour (R8).....	43
Tableau (III.8) : Variation de la consommation du réservoir Tizgirt (R9).....	44
Tableau (III.10) : Variation de la consommation du réservoir Tansout (R10).....	45
Tableau (III.11): Dimensionnement de la bache de la station de reprise SR1.....	46
Tableau (III.12): Dimensionnement de la bache de la station de reprise SR1.....	46
Tableau (III.13): Tableau récapitulatif de la capacité de stockage des réservoirs de la commune d'Ait Yenni à l'horizon 2050.....	47
Tableau (IV.1) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (04 Forages)-(SR1).....	62
Tableau (IV.2) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon (04 Forages)-(SR1)..	62
Tableau (IV. 3) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon (04 Forages)-(SR1).	62
Tableau (IV.4) : Calcul du bilan du tronçon (04 Forages)-(SR1).....	62
Tableau (IV.5) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (SR1)-(SR2).....	63
Tableau (IV.6) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SR1)-(SR1).....	63
Tableau (IV. 7) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SR1)-(SR1).....	63
Tableau (IV.8) : Calcul du bilan du tronçon (SR1)-(SR1).....	64
Tableau (IV.9) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (SR2)-(R1)	64
Tableau (IV.10) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SR1)-(R1).....	64
Tableau (IV. 11) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SR1)-(R1).....	65
Tableau (IV.12) : Calcul du bilan du tronçon (SR1)-(R1).....	65
Tableau (IV.13) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (R projeté)-(R2).....	66
Tableau (IV.14) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (R projeté)-(R3)	67
Tableau (IV.15) : Calcul de la perte de charge total du tronçon (R 3)-(R4).....	68
Tableau (IV.16) : Calcul de la perte de charge total du tronçon (R 3)-(R5).....	69
Tableau (IV.17) : Calcul de la perte de charge total du tronçon (R 1)-(R6).....	70
Tableau (IV.18) : Calcul de la perte de charge total du tronçon (R 6)-(R7).....	72
Tableau (IV.19) : Calcul de la perte de charge total du tronçon (R 6)-(R8).....	73
Tableau (V.1) : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.....	92
Tableau (IV. 2) Les points de la courbe caractéristique.....	100

Liste des tableaux

Tableau (IV. 3) Les points de la courbe caractéristique.....	104
Tableau (VI.1) : Avantages et inconvénients des appareils anti-bélier.....	116
Tableau (VI.2) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour les conduites de refoulement.....	119

Liste des figures

Figure (I.1) : Situation géographique de la commune d’Ait Yenni (Tizi ousou).....03

Figure (I.2) : Situation topographique de la commune d’Ait Yenni.....04

Figure(II.1) : Evolution démographique de la zone d’étude pour différents horizons.....10

Figure (II.2) : Confrontation de la ressource disponible et les besoins estimés.....23

Figure (III.1) : Schéma de fonctionnement d’un réservoir.....26

Figure (III.3) : Adduction noyée.....26

Figure (III.2) : Conduite avec chute libre.....26

Figure(III.4) : Emplacement de la conduite de distribution.....27

Figure (III.5) : Conduite de trop plein et de vidange.....28

Figure (III.6): By-pass d’un reservoir.....28

Figure (III.7) : Système à deux prises.....29

Figure (III.8) : Système à siphon.....30

Figure (IV.1) : Tuyaux en acier.....51

Figure (IV.2) : Tuyaux en fonte.....51

Figure (IV. 3) : PVC.....52

Figure (IV.4): Robinet-vanne.....59

Figure (IV.5) : Ventouses.....60

Figure (IV.6): crépines.....60

Figure(V.1) : Pompe centrifuge.....77

Figure(V.2) : Pompe hélices.....78

Figure(V.3) : Pompe hélico-centrifuges.....78

Figure (V.4) : Courbes caractéristiques des pompes.....81

Figure (V.5) : Point de fonctionnement d’une pompe.....84

Figure(V.6) : Recherche du point de fonctionnement désiré par vannage.....86

Figure (V.7) : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe par rognage.....87

Figure (V.8) : Recherche du point de fonctionnement désiré par variation de la vitesse de rotation...88

Figure (V.9) : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désire.....88

Figure (V.10) : Pompes en parallèle.....89

Figure(V.11) : Pompes en série.....90

Liste des figures

Figure (V.12) : Graphes de courbes NPSH.....	94
Figure (V. 13) : Les courbes caractéristiques de la pompe.....	96
Figure (V. 14) : Les courbes caractéristiques de la pompe.....	98
Figure (V. 15) : Point de fonctionnement de la pompe.....	100
Figure (V. 16) : Les courbes caractéristiques de la pompe.....	102
Figure (V. 17) : Point de fonctionnement de la pompe.....	104
Figure (VI.1) : Coupe transversale d'une conduite enterrée.....	107
Figure (VI.2) : Traversée d'un oued ou d'une rivière.....	108
Figure (VI.3) : Traversée d'une route.....	109
Figure (VI.4) : Butée sur un branchement.....	110
Figure (VI.5) : Butée sur un coude horizontal.....	110
Figure (VI.6) : Butée sur un coude vertical.....	110
Figure (VI.7) : Schéma générale d'un volant d'inertie.....	113
Figure (VI.8) : Schéma d'une soupape de décharge.....	114
Figure (VI.9) : Schéma explicatif du fonctionnement d'une ventouse.....	114
Figure (VI.10) : Cheminée d'équilibre.....	115
Figure (VI.11) : Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air.....	116

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des symboles et abréviations

Introduction générale.....01

Chapitre I : Présentation de site d'étude

I.1. Introduction.....02

I.2. Situation de la zone d'étude.....02

I.2.1. Situation géographique.....02

I.2.2. Limites administratives.....02

I.2.3. Situation hydrographique.....03

I.2.4. Situation topographique03

I.2.4. Situation climatique.....04

I.2.4.1. Le climat.....04

I.2.4.2. La pluviométrie.....04

I.2.4.3. La température.....04

I.2.5. Situation démographique.....04

I.3. Situation hydraulique05

I.4. Assainissement05

I.5. Conclusion.....06

Chapitre II : Estimation des besoins en eaux

II.1. Introduction.....07

II.2. Evolution de la population à l'horizon d'étude.....07

II.2.1. Evaluation des besoins en eau07

II.2.2. Evaluation de la Population future07

II.3. Evolution des besoins en eau de la population de la région d'étude.....10

II.3.1. Les besoins domestiques10

II.3.2. Les besoins d'équipements	12
II.3.2.1. Besoins équipements actuelle	12
a) Les besoins scolaires	12
b) Les besoin administratif	13
c) Les Besoins Sanitaires.....	14
d) Les besoins sportifs	14
e) Les besoins culturels et socioculturels	15
f) Les besoins commerciaux	16
g) Les besoins industriels	16
II.3.2.2. Besoins équipements à l'horizon 2050	16
II.4.Récapitulation de la consommation moyenne journalière à l'horizon de 2050.....	17
II.5. Majoration de la consommation moyenne journalière	18
II.5.1. Etude des variations des débits horaires	19
II.5.2. Coefficient de variation de la consommation horaire	20
II.5.2.1. Consommation maximale horaire	20
II.5.2.2. Consommation maximales horaire à l'horizon 2050	21
II.6. Bilan hydrique	22
II.7. Bilan ressources besoins	22
II.8. Conclusion.....	23

Chapitre III : Les réservoirs

III.1. Introduction	
III.2. Utilités des réservoirs	
III.2. 1. Fonction techniques.....	
III.2. 2. Fonctions économiques.....	
III.3. Classification des réservoirs	
III.3. 1. Leurs positions par rapport au sol :.....	
III.3. 2. Leur forme :	
III.3. 3. Matériaux de construction :.....	
III.3. 4. Selon l'usage :	
III.4. Equipement du réservoir.....	

III.4.1. Conduite d'arrivée (adduction).....	
III.4.2. Conduite de départ (distribution).....	
III.4.3. Conduite de vidange	
III.4.4. Conduite de trop plein.....	
III.4.5. Conduite by-pass.....	
III.4.6. Une chambre de visite.....	
III.4.7. Ligne p _{note}	
III.4.8. Système de matérialisation de la réserve d'incendie	
a- Le système à deux prises.....	
b- Le système à siphon	
III.5. Emplacement de réservoir	
III.6. Le choix du type de réservoir	
III.7. Capacité du réservoir.....	
III.7.1. La méthode analytique.....	
I.7.1.1. Détermination de la valeur de P.....	
II.7.1.2. Le volume total du réservoir.....	
III.8. Dimensionnement des stations de reprises.....	
III 8.1 Calcul du diamètre.....	
III.2 Calcul de la hauteur d'incendie.....	
III.8.3 Calcul de la hauteur d'eau disponible.....	
III.9. Dimensionnement de la capacité de stockage.....	
III.9.1. Dimensionnement du réservoir Ait Larbaa (R1)	
III.8.2. Dimensionnement du réservoir Taourirt Mimoune (R2).....	
III.8.3. Dimensionnement du réservoir Ait Lahcen(R3).....	
III.8.4. Dimensionnement du réservoir Taourirt Khelf (R4).....	
III.8.5. Dimensionnement du réservoir 100 logs (R5).....	
III.8.6. Dimensionnement du réservoir Toulmatine (R6).....	
III.8.7. Dimensionnement du réservoir Agouni Ahmed(R7).....	
III.8.7. Dimensionnement du réservoir Agrour (R8).....	
III.8.9. Dimensionnement du réservoir Tizirt (R9).....	
III.8.10. Dimensionnement du réservoir Tansout (R10).....	

III.8.11. Dimensionnement de la station de reprise SR1	
III.8.12. Dimensionnement de la station de reprise SR2	
III.8.13. Tableau récapitulatif de la capacité de stockage des réservoirs	
III.9. Conclusion	

Chapitre IV : L'adduction

IV.1.Introduction.....	
IV.2 Topologie des systèmes d'adduction	
IV.3. Choix du tracé	
IV.4. Choix du type des conduites	
IV.5. Etude technico-économique des conduites	
IV.5.1. Calcul du diamètre économique de la conduite	
IV.5.2. Calcul de la vitesse	
IV.5.3. Calcul des pertes de charges	
IV 5.3.1. Les pertes de charges linéaires	
IV.5.3.2. Les pertes de charge singulières	
IV.5.3.3. Les pertes de charge totales	
IV.5.4. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation	
IV.5.5. Puissance de pompage	
IV.5.6. Energie consommée par la pompe	
IV.5.7.Cout d'énergie et frais d'exploitation	
IV.5.8.Frais d'amortissement.	
IV.5.9.Calcul du bilan.....	
IV.6. Calcul des conduites gravitaires	
IV.7. Equipement de l'adduction.....	
IV.7.1. Robinet-vanne	
IV.7.2. Ventouses	
IV.7.3. Vidange	
IV.7.4. Les crépines	
IV.7.5.Clapets	

IV.8. Description du schéma de l'adduction	
IV.9. Etude de l'adduction	
IV.9.1.Par refoulement	
IV.9.1.1. Tronçon (04 Forage)-(SR1)	
IV.9.1.2. Tronçon (SR1)-(SR2)	
IV.9.1.3. Tronçon (SR2)-(R1)	
IV.9.2.Gravitaire	
IV.9.2.1. Tronçon (R projeté)-(R2).....	
IV.9.2.2. Tronçon (R projeté)-(R3)	
IV.9.2.3. Tronçon (R 3)-(R4)	
IV.9.2.4. Tronçon (R 3)-(R5)	
IV.9.2.5. Tronçon (R 1)-(R6)	
IV.9.2.6. Tronçon (R 6)-(R7)	
IV.9.2.8. Tronçon (R6)-(Taourirt El Hadjadj)	
V.12. Conclusion.....	

Chapitre V : Les pompes

V.1. Introduction	
V.2. Définition de la pompe	
V.3. Eléments constitutifs d'une station de pompage	
V.4. Classification des pompes	
V.4.1. Les pompes volumétriques.....	
V.4.2. Les turbopompes	
V.4.2.1. Avantages de la pompe centrifuge	
V.4.2.2. Fonctionnement.....	
V.4.2.3. Classement des pompes centrifuges	
V.4.3. Autres pompes	
V.5. Choix des pompes	
V.6. Courbes caractéristiques d'une pompe	

V.6.1. La courbe hauteur-débit ($H = f(Q)$)	
V.6.2. La courbe des puissances absorbées-débit ($P = f(Q)$)	
V.6.3. La courbe rendement-débit ($\eta = f(Q)$)	
V.7. Caractéristiques d'une conduite	
V.8. Eléments de base pour le calcul et le choix des pompes.....	
V.8.1. Selon les caractéristiques hydrauliques.....	
V.8.1.1. Hauteur manométrique totale d'élévation H_{mt}	
V.8.1.2. La vitesse de rotation.....	
V.8.1.3. Le débit « Q » d'une pompe	
V.8.1.4. Les puissances (utiles et absorbées)	
V.8.1.5. Le rendement	
V.8.2. Selon les conditions particulières d'utilisation.....	
V.8.2.1. Pompes centrifuges monocellulaires et multicellulaires.....	
V.8.2.2. Pompes à axe horizontal ou pompes à axe vertical.....	
V.9. Le point de fonctionnement de la pompe.....	
V.9.1. Réduction ou augmentation du temps de pompage.....	
V.9.2. Régulation par étouffement (Le vannage).....	
V.9.3. Rognage de la roue.....	
V.9.4. Variation de la vitesse de rotation.....	
V.10. Couplage des pompes.....	
V.10.1. Couplage en parallèle.....	
V.10.2. Couplage en série.....	
V.11. Etude de la cavitation.....	
V.11.1. Les effets de cavitation.....	
V.11.2. Evitement du phénomène.....	
V.11.3. Pression absolue minimale admissible à l'aspiration (NPSH).....	
V.11.4. Calcul du $(NPSH)_d$	
V.12. Choix des pompes du projet.....	
V.12.1 Types de pompes à adopter pour la station de reprise SR1	
VI.12.1.1 Caractéristique de la conduite	
VI.12.1.2 Caractéristique de la pompe	

VI.13.1.3 vérification de la non cavitation	
V.12.2 Types de pompes à adopter pour la station de reprise SR2	
VI.12.2.1 Caractéristique de la conduite	
VI.12.2.3 Réalisation du point de fonctionnement	
VI.12.2.4 vérification de la non la cavitation	
V.12.3 Types de pompes à adopter pour le forage.....	
VI.12.3.1 Caractéristique de la conduite.....	
VI.12.3.2 Caractéristique de la pompe.....	
VI.12.3.3 Réalisation du point de fonctionnement.....	
VI.12.3.4 vérification de la non la cavitation.....	
V.17.Conclusion.....	

Chapitre VI : Pose et protection des conduites

VI.1. Introduction.....	
VI.2. Pose des conduites.....	
VI.2.1. Généralités.....	
VI.2.2. Différentes poses de la canalisation.....	
VI.2.2.1. Pose en terre.....	
VI.2.2.2. Traversée des oueds ou des rivières.....	
VI.2.2.3. Passage d'une route.....	
VI.2.2.4. Butées et ancrages des conduites.....	
VI.2.2.5. Désinfection des conduites.....	
VI.3. Protection contre le coup de bélier.....	
VI.3.1. Introduction.....	
VI.3.2. Causes du phénomène.....	
VI.3.3. Conséquences du phénomène.....	
VI.3.4. Moyens de protection contre le coup de bélier.....	
VI.3.4.1. Le volant d'inertie.....	
VI.3.4.2. Soupape de décharge.....	

VI.3.4.3. Les ventouses.....
VI.3.4.4. Cheminées d'équilibre.....
VI.3.4.5. Les réservoirs d'air.....
VI.3.5. Tableau récapitulatif des différents équipements anti-bélier.....
VI.3.6. Etude du coup de bélier.....
VI.3.6.1. Calcul de la célérité d'onde dans les tronçons.....
VI.3.6.2. Valeur numérique du coup de bélier.....
A. Cas d'une fermeture brusque.....
B. Cas d'une fermeture lente.....
VI.7. Valeurs numériques du coup de bélier.....
VI.7.1. Calcul des valeurs du coup de bélier pour les conduites de refoulement.....
VI.8. Conclusion.....
Conclusion générale.....

Introduction générale

<< L'eau c'est la vie >>

L'eau est un élément indispensable et une source de vie, et nos besoins en cette richesse augmentent avec la croissance des populations et celle du niveau de vie. Partout dans le monde, les chercheurs travaillent dur pour trouver des solutions durables pour satisfaire la population de ce besoin nécessaire et vital.

Actuellement, la commune d'Ait Yenni représente un problème de manque d'eau potable, pour cela les services de ressources en eau de la wilaya de Tizi Ouzou ont opté pour une étude qui a objet le renforcement du réseau de l'alimentation en eau potable de la commune d'Ait Yenni.

L'amélioration du réseau de l'alimentation en eau potable de la commune d'Ait Yenni qui accuse un déficit important en matière d'alimentation en eau potable, est devenue une grande nécessité. Portant pour thème le renforcement de l'alimentation en eau potable de la commune à partir de trois forages situés à oued el Djemaa, notre travail vise essentiellement à dimensionner un nouveau réseau d'adduction projeté à partir de ces puits.

Et dans cette voie que notre projet s'inscrit et qui sera comme suit :

- Le premier chapitre est dédié entièrement à la présentation générale de la zone d'étude.
- Dans le deuxième chapitre nous allons estimer les besoins en eau des villages de la commune d'Ait Yenni.
- Le troisième chapitre qui est <<les réservoirs >> sera consacré pour le dimensionnement des réservoirs et en lequel nous allons comparer ce qui est capacité nécessaire et celle qui existe.
- << L'adduction >> c'est le quatrième chapitre où nous allons dimensionner les conduites et ou nous faire une étude technico-économique.
- le cinquième chapitre c'est <<Les pompes >> où le choix des pompes adéquates sera fait pour différentes stations de reprise, et cela à l'aide du catalogue CAPRARI.
- Le sixième chapitre qui est le dernier de cette étude sera consacré pour l'étude du phénomène du coup de bélier afin de pouvoir vérifier et définir les modes de protection et les dispositifs nécessaires pour lutter contre ce phénomène.

Nous finirons notre étude par une conclusion générale.

Présentation du site d'étude

I.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons présenter notre zone d'étude de point de vue géographique en précisant ses limites administratives, ses situations hydrographique, topographique, climatique, démographique, hydraulique et nous finirons avec une idée générale sur l'assainissement de la zone.

I.2. Situation de la zone d'étude

I.2.1. Situation géographique

Ath Yenni ou bien Ait Yenni est une commune constituée de neuf villages localisés au sommet des collines de la daïra Ath Yenni. Ils sont : Ait Lahcene, Ait Larbaa, Taourirt Mimoune, Taourirt El Hadjadj, Tizirt, Tansaout, Agouni Ahmed, Taourirt Khelf et Taourirt Issoulas.

Sept ans après son confirmation lors du découpage administratif en 1984, elle fut érigée en chef lieu de la daïra regroupant en plus d'elle Iboudraren et Yattafan.

La commune d'Ait Yenni est située à 50 km à l'est de la capitale Alger et à 37 km au sud-est du chef-lieu de la wilaya de Tizi-Ouzou. Elle est traversée au sud par la route nationale N°30, qui la relie à Tizi Ouzou et plusieurs communes limitrophes, et elle est desservie par le CV06 « Boulevard 17 Octobre » qui assure la liaison interne entre tous les villages. La commune est accessible à partir de la RN 30 et la RN 71 dans sa partie sud et le C 01 dans sa partie Ouest. Des chemins communaux et des pistes assurent la liaison entre les différents villages et localités.

Avec une population d'environ 5 737 habitants (RGPH 2008), soit une densité de 163,9 hab/km², la commune comporte une ACL et une zone éparsée (Zaouia Haj Belkacem).

I.2.2. Limites administratives

La commune d'Ait Yenni est délimitée comme suit :

- Au nord par les communes de Larbaa Nath Irathen et Ait Aggaoucha.
- A l'est par la commune d'Ain El Hammam.
- A l'ouest par les communes d'Ouadhias et Ait Mahmoud.
- Au sud par les communes d'Ouacif, Ait Toudert et Iboudraren.

La situation géographique de la commune et les limites administratives des localités avoisinantes sont représentées dans la figure (I.1) ci –dessous :

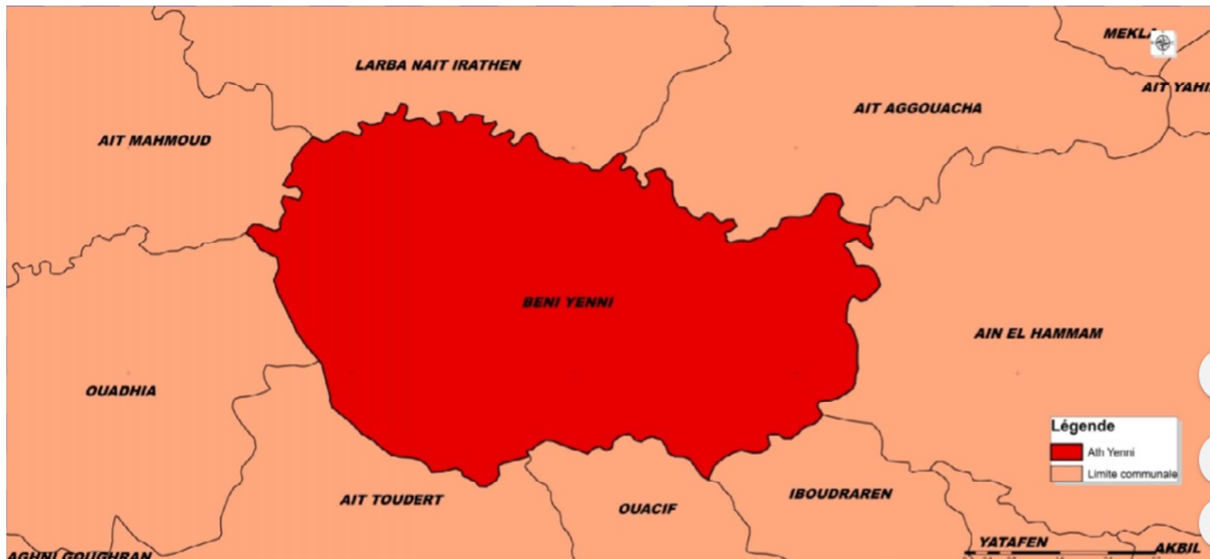


Figure (I.1): Situation géographique de la commune d'Ait Yenni (Tizi ousou).

I.2.3. Situation hydrographique

L'analyse de la carte du réseau hydrographique établie à partir de la carte d'Etat major au 1/25000^{ème} montre que la commune d'Ait Yenni se caractérise par un réseau hydrographique très dense, ses oueds sont alimentés par un important réseau hydrographique composé de petits oueds tels que [1]:

- Oued El Djemââ au Nord et à l'Est.
- Oued Larbaa au Sud.
- Une partie de l'oued Aissi au Nord-Ouest de la région.

I.2.4. Situation topographique

Ait Yenni est située dans le massif de la Kabylie dont le relief est constitué d'une succession de collines au piémont de la chaîne de Djurdjura qui en constitue sa limite septentrionale.

Le relief de cette dernière est une succession de collines, donc un terrain accidenté sur une altitude qui varie entre 200 et 950 m.

Suivant la carte des altitudes ci-dessous on arrive à voir que les villages de la commune d'Ait Yenni se sont construits au sommet des crêtes sur une altitude qui varie entre 800 et 950 m.

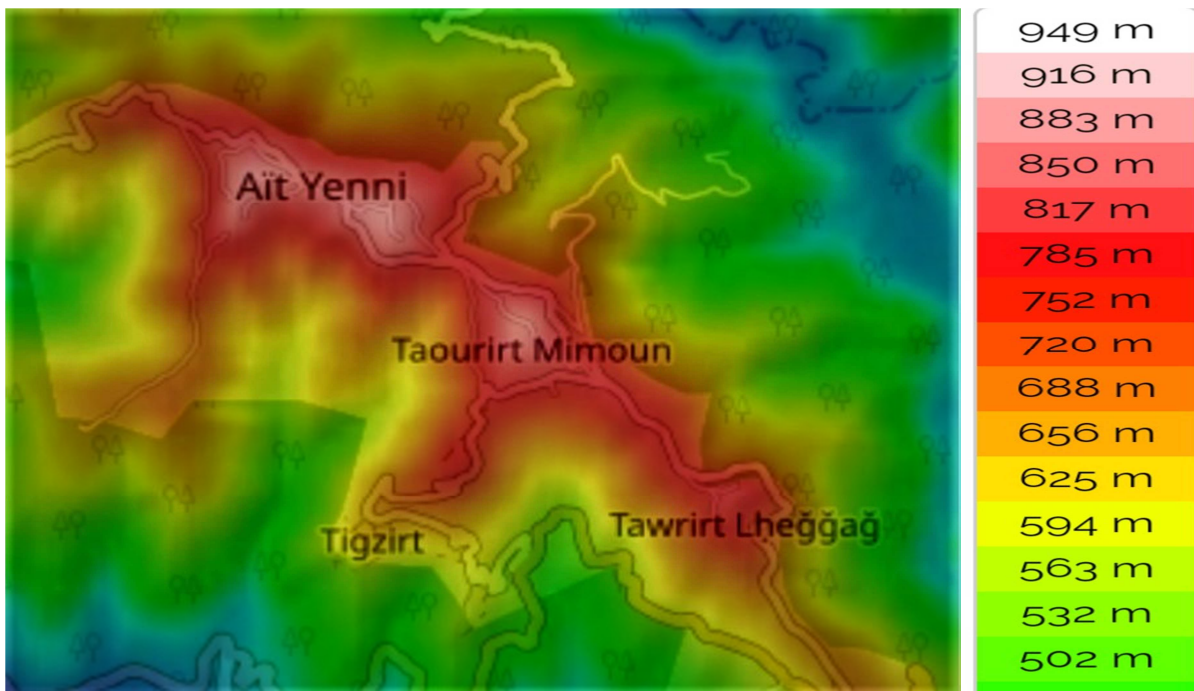


Figure (I.2) : Situation topographique de la commune d'Ait Yenni.

I.2.5. Situation climatique

I.2.5.1. Le climat

La situation climatique de la zone d'étude est caractérisée par un climat méditerranéen avec une période hivernale pluvieuse et neigeuse et une période estivale chaude et sèche.

I.2.5.2. La pluviométrie

En moyenne les précipitations sur Ath Yenni (pluie et neige) varient entre 1000 et 2000 mm par an.

I.2.5.3. La température

Les températures moyennes enregistrées à la station de Tizi-Ouzou varient entre 10,69°C et 27,67°C, leurs fluctuations dépendent de la morphologie des terrains. Les températures minimales varient entre 5 et 8°C au mois de janvier, tandis que les températures maximales dépassent 36°C au mois d'août. [1]. (Les températures descendent en dessous de 0°C.)

I.2.6. Situation démographique

L'étude de la population reste une partie fondamentale dans notre étude. D'après le dernier recensement qui a été effectué par le service de l'APC de Ait Yenni (2008), la population de la daïra était de 15031 habitants avec un taux d'accroissement de 0.87 % [1].

La Répartition de la population par commune et par village selon RGPH 2008 de la commune d'Ait Yenni est représentée dans le tableau (I-1) ci –dessous.

Daïra	Commune	Villages	Population RGPH 2008
Ait Yenni	Ait Yenni	Taourirt El hadjadj	861
		Tigzirt et Tansaout	706
		Agouni Ahmed	510
		Taourirt Mimoune +ACL	894
		Ait Larbaa	685
		Ait Lahcene+Taourirt issoulas	1722
		Taourirt Khlef	347
		TOTAL	5725

Tableau (I.1) : Répartition de la population par commune et par village selon RGPH 2008 de la commune d'Ait Yenni.

I.3. Situation hydraulique

La situation actuelle de l'A.E.P de la zone d'étude se présente comme suit [1] :

Le quota d'eau destiné à l'alimentation en eau potable de la commune d'Ait Yenni est assuré par une batterie de trois forages implantés sur le champ de captage d'Iboudrarene au lieu dit Oued El Djemâ et ce par pompage successif suivant les stations de reprise Ait Eurbah et Thakhabith (Taourirt El Hadjadj).

Le réseau d'alimentation en eau potable de la commune d'Ath Yenni est de faible à moyen état, à savoir les anciennes conduites d'adduction ainsi que les chambres à vannes des réservoirs qui se dégradent de plus en plus.

I.4. Assainissement

La commune d'Ait Yenni est assainie en toute sa totalité avec un taux de raccordement de 93%, le réseau conforme à un modèle d'évacuation unitaire. Il est composé essentiellement : de caniveaux souvent réalisés en béton armé et des buses en béton avec un diamètre qui varie entre Ø 200 et Ø 300.

Les rejets sont de faible à moyen débit, déversent directement dans les talwegs existants sans aucun traitement préalable, cette situation aura un impact néfaste sur le milieu récepteur, il y a même des risques d'apparition des maladies à transmission hydrique.

I.5. Conclusion

Ce chapitre nous a permis de récolter les caractéristiques générales de notre zone d'étude ainsi que les données relatives à la situation hydraulique actuelle, qui vont nous servir pour l'élaboration du projet d'alimentation en eau potable dans les chapitres suivants.

Estimation des besoins en eau

II.1. Introduction

Une bonne conception d'un projet commence tout d'abord par une bonne estimation des besoins que l'agglomération qu'on veut alimenter en eau exige. Dans ce présent chapitre on va évaluer ces besoins dans le but d'estimer le déficit à combler.

II.2. Evolution de la population à l'horizon d'étude**II.2.1. Evaluation des besoins en eau**

La mise en service d'un réseau d'alimentation en eau potable doit prendre en compte certaines lois de croissances démographiques et d'extension urbaine.

Nous entendons par croissance démographique, l'évolution de la population dans une projection déterminée (30 ans), qui représente l'âge d'une conduite bien entretenue. Pour ce qui est de l'extension urbaine, il s'agit d'infrastructures projetées ou en réalisation qui doivent faire l'objet d'une attention particulière.

Les débits d'eau de consommation varient considérablement selon des conditions locales à savoir la population, entreprise, commerces et utilisation publique, le niveau de vie,...etc.

A l'aide de facteur de pointes, on fera l'estimation de la consommation et l'évaluation des débits MAX et MIN.

II.2.2. Evaluation de la Population future

Selon l'analyse des PDAU récupérés, la projection de l'évolution de la population à court, moyen et à long terme est établie sur les deux hypothèses suivantes :

❖ **Hypothèse A** : Le taux d'accroissement à prendre en considération est 0,20% correspondant au taux d'accroissement intercensitaire enregistré durant la période de 1998 à 2008 pour la wilaya de Tizi ousou.

C'est sur la base de cette hypothèse que la direction de la planification et de l'aménagement du territoire (DPAT) de Tizi-Ouzou a élaboré la projection de la population.

Toutes les communes qui ont connu un taux d'accroissement inférieurs au taux moyen de la wilaya. Le taux retenu pour la projection de la population est de 0,20% (qui

correspondent au taux moyen d'accroissement de la population durant la dernière décennie).

❖ **Hypothèse B** : Le taux d'accroissement à prendre en considération est égal à 0.87% correspondant à la moyenne des deux taux d'accroissement intercensitaire enregistré durant les périodes 1987/1998 (+1.54%) et de 1998/2008 (+0.20%) pour la wilaya de Tizi-Ouzou, cette hypothèse est considérée comme l'hypothèse la plus forte.

Pour l'estimation de la population future à l'horizon 2050, nous prenons un horizon de 30 ans avec un taux d'accroissement de 0.87% pour la commune d'Ait Yenni.

Pour les calculs de la population future, nous utiliserons la formule des intérêts composés:

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

P_n: Population à l'horizon étudié.

α: Taux d'accroissement démographique.

n: Nombre d'années séparant l'année de référence de l'année de calcul.

P₀: Population de référence.

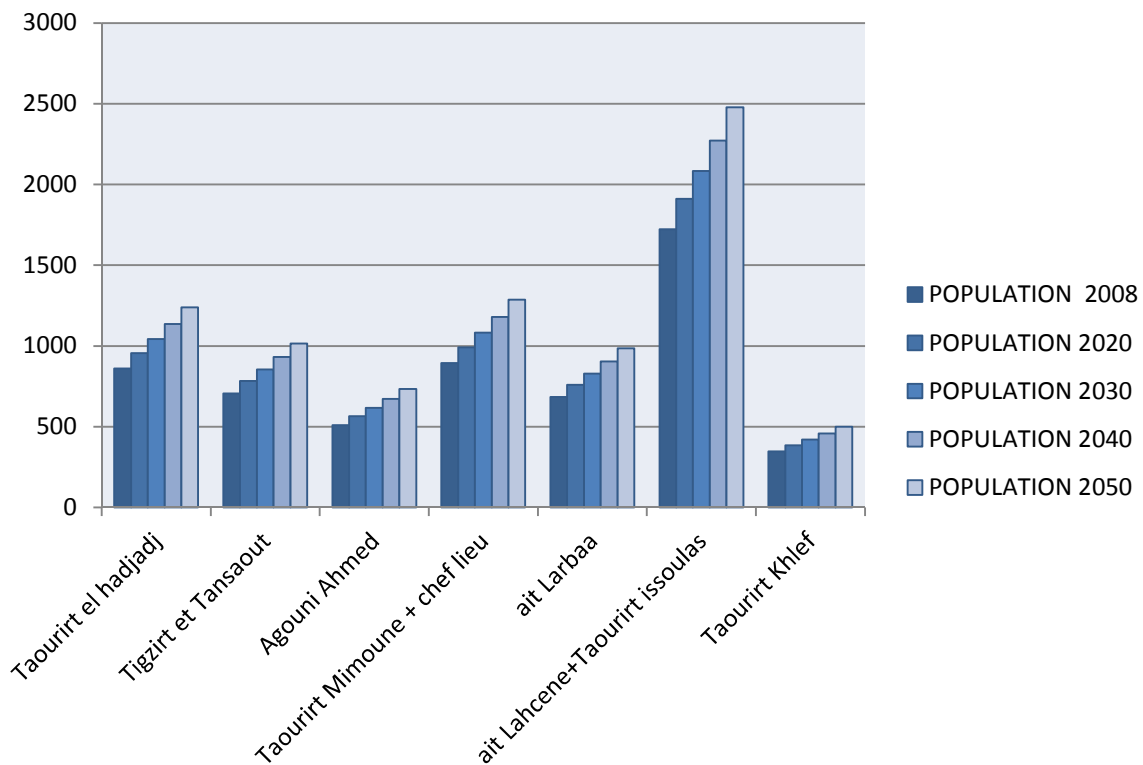
Le résultat de calcul de la population est représenté dans le tableau ci-dessous :

Daïra	Commune	Villages	Taux d'accroissement	Population en 2008	Population en 2020
Ait Yenni	Ait Yenni	Taurirt el hadjadj	0.0087	861	955
		Tigzirt et Tansaout	0.0087	706	783
		Agouni Ahmed	0.0087	510	566
		Taurirt Mimoune (chef lieu)	0.0087	894	992
		Ait Larbaa	0.0087	685	760
		Ait Lahcene+Taurirt issoulas	0.0087	1722	1911
		Taurirt Khelf	0.0087	347	385
		Total			5725

Tableau (II.1) : Le résultat de calcul de la population.

Daïra	Localité	Zone	Taux d'acc	Population en 2008	Population en 2020	Population en 2030	Population en 2040	Population en 2050
Ait yenni	Ait Yenni	Taurirt el hedjadj	0,0087	861	955	1042	1136	1239
		Tigzirt et Tansaout	0,0087	706	783	854	932	1016
		Agouni Ahmed	0,0087	510	566	617	673	734
		Taurirt Mimoune (chef lieu)	0,0087	894	992	1082	1180	1286
		Ait Larbaa	0,0087	685	760	829	904	986
		Ait Lahcene+Taourirt issoulas	0,0087	1722	1911	2084	2272	2478
		Taurirt Khelf	0,0087	347	385	420	458	499
		Total			5725	6352	6928	7555

(Tableau II.2) : L'évaluation de la population de la zone d'étude pour les différents horizons.



Figure(II.1) : Evolution démographique de la zone d'étude pour différents horizons.

II.3.Evolution des besoins en eau de la population de la région d'étude

Pour notre cas la dotation moyenne selon le service d'APC de Ait Yenni arrêtée à 150 l/j/hab.

II.3.1. Les besoins domestiques

Le calcul des besoins moyens journaliers à l'horizon est donné par la formule suivante :

$$Q_{moy j} = \sum \frac{D*N}{1000} [m^3/j] \quad (II.2)$$

Ou :

- $Q_{max,j}$: consommation moyenne journalière en (m³/j).

- **D** : dotation moyenne journalière en (l/j/hab.).

- **N** : nombre de consommateurs.

Localité	Zone	Nombre d'habitants en 2020	Dotation (l/j/hab)	Débit domestique (m ³ /j)
Ait Yenni	Taourirt el hadjadj	955	150	143
	Tigzirt et Tansaout	783		117
	Agouni Ahmed	566		85
	Taourirt Mimoune (chef lieu)	992		149
	Ait Larbaa	760		114
	Ait Lahcene+Taourirt issoulas	1911		287
	Taourirt Khelf	385		58
Totalité		6352	-	953

Tableau (II.3) : Détermination des besoins domestiques actuels.

Zone	Dotation (l/hab/j)				Qmoy j (m ³ /j)			
	2020	2030	2040	2050	2020	2030	2040	2050
Taourirt El hedjadj	150	170	180	200	143.25	162.35	171.9	191
Tigzirt et Tansaout	150	170	180	200	117.45	133.11	140.94	156.6
Agouni Ahmed	150	170	180	200	84.9	96.22	101.88	113.2
Taourirt Mimoune (chef lieu)	150	170	180	200	148.8	168.64	178.56	198.4
Ait Larbaa	150	170	180	200	114	129.2	136.8	152
Ait Lahcene+Taourirt issoulas	150	170	180	200	286.65	324.87	343.98	382.2
Taourirt Khelf	150	170	180	200	57.75	65.45	69.3	77
Total					952.8	1079.84	1143.36	1270.4

Tableau (II.4) : Détermination des besoins domestiques à différents horizons.

II.3.2. Les besoins d'équipements

Types des besoins	Ath Yenni
Scolaires	Primaires 05, CEM, Lycée, CFPA, Ecole coranique.
Administratifs	Siege daïra, Siège APC, Centre téléphonique, PTT, Gendarmerie, Commissariat, Poste, Sonelgaz, SAA, Casoral, Urbanisme, Ex garde communale, Trésorier intercommunal, ADE, CNR, CNAS, Subdivision hydraulique.
Sanitaires	Polyclinique 01, Maternité 01, Sale de soins 03, Pharmacie 02
Commerciales	Cafétéria 02, Librairie 04, Restaurant, Boulangerie, Superette, Station de service, Bijouteries (plusieurs), Hôtel, Marché (fruits et légumes), Auberge.
Socioculturels	Mosquées 08, Cimetières (Plusieurs), Salle de lecture.
Sportifs	Stade 03, Aires de jeux 03, Placette 08, Foyers de jeunes 07.
Industriels	Huileries 08, Etables 12.

Tableau (II.5) : Tableau récapitulatif des équipements existants dans la commune.

II.3.2.1. Besoins équipements actuelles

a) Les besoins scolaires

Les besoins scolaires sont regroupés dans le tableau (II.6) suivant :

Zone	Type d'établissement	Unité	Nombre d'eleves	Dotation(l/j/unité)	Débit(m ³ /j)
Taurirt el hedjadj	Primaires 01	Elèves	112	20	2.24
Taurirt Mimoun	Primaires 01		142	20	2.84
	CEM 01		233	20	4.66
	Lycée 01		338	20	6.76
Ait Larbaa	Primaires 01		134	20	2.68
Ait Lahcene	Primaires 01		125	20	2.5
Tigzirt	Primaires 01		103	20	2.06
	Ecole coranique 01		40	20	0.8
Agouni Ahmed	CFPA	Stagiaires	131	20	2.62
Total					27.16

Tableau (II.6): Tableau récapitulatif des besoins scolaires de la commune.

b) Les besoins administratifs

Les besoins administratifs sont regroupés dans le tableau (II.7) suivant :

Zone	Unité	Types d'établissement	Nombre d'employés	Dotation(l/j/emp)	Débit(m³/j)
Taourirt Mimoune (ACL)	Employé	Siège de Daïra	30	20	0.6
		Siège d' APC	30	20	0.6
		Centre téléphonique	10	20	0.2
		PTT	10	20	0.2
		Gendarmerie	80	20	1.6
		Ex Garde Communale	80	20	1.6
		ADE	40	20	0.8
		CNR	10	20	0.2
		Subdivision hydraulique	15	20	0.3
		Trésorier intercommunal	15	20	0.3
		CNAS	10	20	0.2
		Casoral Poste	20 7	20 20	0.4 0.14
Total					7.14

Tableau (II.7) : Tableau récapitulatif des besoins administratifs de la commune.

c) Les Besoins Sanitaires

Les besoins sanitaires sont regroupés dans le tableau (II.8) suivant:

Zone	Unité	Types d'établissement	Nombre De lits	Dotation(l/j/unité)	Débit(m ³ /j)
Taourirt Mimoun	Employé	Polyclinique	30	50	1.5
		Salle de soin	20	50	1
Ait Lahcene	Lit	Maternité	15	100	1.5
	Employé	Salle de soins	20	50	1
Tigzirt			Salle de soins	20	50
Total					6

Tableau (II.8) : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires de la commune.

d) Les besoins sportifs

Les besoins sportifs sont regroupés dans le tableau (II.9) suivant :

Zone	Unité	Type d'établissement	Dotation (l/j/unité)	Débit (m ³ /j)
Taourirt el hedjadj	M ²	Placette	1500	1.5
Tigzirt et Tansaout	M ²	Placette 02	1500	3
	Places	Stade 02	5000	10
Agouni Ahmed	M ²	Placette	1500	1.5
	M ²	Aire de jeux	1500	1.5
Taourirt Mimoun (ACL)	M ²	Placette	1500	1.5
	M ²	Aire de jeux	1500	1.5
Ait Larbaa	M ²	Placette	1500	1.5
Ait Lahcene + Taourirt issoulas	M ²	Placette 02	1500	3
	M ²	Aire de jeux	1500	1.5
	Places	Stade	5000	5
Taourirt Khelf	M ²	Placette	1500	1.5
	M ²	Aire de jeux	1500	1.5
Total				34.5

Tableau (II.9) : Tableau récapitulatif des besoins sportifs de la commune.

e) Les besoins culturels et socioculturels

Les besoins culturels et socioculturels sont regroupés dans le tableau (II.10) suivant :

Zone	Unité	Types d'établissement	Nombre d'utilisateurs	Dotations(l/j/unité)	Débit(m³/j)
Taourirt el hedjadj	Fidèle	Mosquées	250	20	5
	Personne	Foyer de jeunes	50	20	1
	Client	Auberge	100	20	2
Tigzirt et Tansaout	Fidèle	Mosquées	250	20	5
	Personne	Foyer de jeunes	50	20	1
Agouni Ahmed	Fidèle	Mosquées	250	20	5
	Personne	Foyer de jeunes	50	20	1
	Fidèle	Mosquées	350	20	7
	Personne	Bibliothèque	50	20	1
	Personne	Foyer de jeunes	50	20	1
	Personne	Maison de jeunes	50	20	1
Ait Larbaa	Fidèle	Mosquées	250	20	5
	Client	Auberge	30	20	0.6
	Personne	Salle de lecture	30	20	0.6
Ait Lahcene+Taourirt Issoulas	Fidèle	Mosquées 02	500	20	10
	Personne	Foyer de jeunes	50	20	1
Taourirt Khelf	Fidèle	Mosquées	250	20	5
	Client	Auberge	30	20	0.6
	Personne	Foyer de jeunes	50	20	1
Total					53.8

Tableau (II.10) : Tableau récapitulatif des besoins culturels et socioculturels de la commune.

f) Les besoins commerciaux

Les besoins commerciaux sont regroupés dans le tableau (II.11) suivant :

Zone	Type d'établissement	Dotation (l/j)	Debit (m³/j)
Taourirt Mimoune (ACL)	Cafeteria: 03	1000	3
	Restaurant: 02	1000	2
	Boulangerie 02	1200	2.4
	Alimentation général:02	100	0.2
	Station de services	2000	2
	Librairies 04	400	0.4
	Pharmacies 02	400	0.4
	Artisanat	10000	10
	Hotel	15000	15
Total			35.4

Tableau (II.11) : Tableau récapitulatif des besoins commerciaux de la commune.

g) Les besoins Agricoles

Les besoins industriels sont regroupés dans le tableau (II.12) suivant :

Zone	Unité	Types d'établissement	Dotation(l/j)	Débit(m³/j)
Ait Lahcene	/	Huileries 03	6000	18
	Tete	Etables 04	3000	12
Taourirt minoune	/	Huileries 02	6000	12
	Tete	Etables 01	3000	3
Tigzirt et Tansaout	/	Huileries 02	6000	12
	Tete	Etables 03	3000	9
Ath Larbaa	/	Huileries 01	6000	6
	Tete	Etables 04	3000	12
Total				84

Tableau (II.12) : Tableau récapitulatif des besoins industriels de la commune.

II.3.2.2. Besoins équipements à l'horizon 2050

Après l'estimation détaillée des équipements et leurs besoins, on obtient une demande en eau d'équipement public pour chaque zone pour l'horizon 2020. Afin d'estimer les besoins

$$\frac{Q_{\text{equi2020}}}{Q_{\text{dom2020}}} = \frac{Q_{\text{equi2050}}}{Q_{\text{dom2050}}} \quad (\text{II.3})$$

Localité	Zone	Q_{moy} équipement (m ³ /j) 2020	Q_{moyj} équipement (m ³ /j) 2050
Ait Yenni	Taurirt el hadjadj	8.74	11.65
	Tigzirt et Tansaout	43.86	58.48
	Agouni Ahmed	21.62	28.82
	Taurirt Mimoune (ACL)	98.92	131.9
	Ait Larbaa	28.38	37.84
	Ait Lahcene+Taourirt issoulas	54.5	72.67
	Taurirt Khelf	9.06	12.08
Total		265.08	353.44

Tableau (II.13) : Tableau récapitulatif des besoins équipements à différents horizons

II.4.Récapitulation de la consommation moyenne journalière à l’horizon de 2050

La consommation moyenne journalière de chaque zone est la somme de tous les besoins (publics et domestiques). Les résultats de l’évaluation des besoins moyens journaliers à l’horizon 2050 sont donnés pour chaque localité dans le tableau suivant :

Localité	Zone	Q_{moy} domestique (m ³ /j)	Q_{moy} équipement (m ³ /j)	Q_{moyj} total (m ³ /j)
Ait Yenni	Taurirt el hadjadj	191	11.65	202.65
	Tigzirt et Tansaout	156.6	58.48	215.08
	Agouni Ahmed	113.2	28.82	142.02
	Taurirt Mimoune (chef lieu)	198.4	131.9	330.3
	Ait Larbaa	152	37.84	189.84
	Ait Lahcene+Taourirt issoulas	382.2	72.67	454.87
	Taurirt Khlef	77	12.08	89.08
Total				1623.54

Tableau (II.14) : Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières pour l’horizon 2050.

II.5. Majoration de la consommation moyenne journalière

Dans un réseau d'alimentation en eau potable, les pertes d'eau sont situées à différents niveaux: la prise d'eau, la station de traitement (si elle existe), les stations de pompage, les réservoirs, les réseaux d'adduction et de distribution, les vannes, les joints, les compteurs,... etc. Le volume de ces pertes d'eau dépend de l'âge, l'état du réseau, la compétence et l'efficacité du service de maintenance du réseau (rapidité de détection des fuites, efficacité d'exécution des travaux, moyens humains, équipement en matériels adéquats et organisation, etc.).

En général, pour un réseau moyennement entretenu, les pertes atteignent couramment jusqu'à 25 à 35 % de la consommation. Dans le projet actuel, on prend 25 % de la consommation moyenne journalière, alors:

$$Q_{\text{moy.j.maj}} = Q_{\text{moy.j}} (\text{consommé}) \times (1+0.25) \quad \text{(II.4)}$$

$$Q_{\text{maxj}} = Q_{\text{moy.j}} + Q_{\text{fuites}} \quad \text{(II.5)}$$

$$Q_{\text{fuites}} = Q_{\text{moy.j}} \times (25/100) \quad \text{(II.6)}$$

L'évaluation de débit majoré journalier pour l’horizon 2050 est indiquée dans le tableau (II.15) suivant :

Localité	Zone	$Q_{\text{moy j}} \text{ (m}^3\text{/j)}$	$Q_{\text{moy j maj}} \text{ (m}^3\text{/j)}$
Ait Yenni	Taourirt el hadjadj	202.65	253.313
	Tigzirt et Tansaout	215.08	268.852
	Agouni Ahmed	142.02	177.525
	Taourirt Mimoune + chef lieu	330.3	412.875
	ait larbaa	189.84	237.3
	Ait Lahcene+Taourirt Issoulas	454.87	568.588
	Taourirt Khelf	89.08	122.6
Total		1623.54	2041.053

Tableau (II.15) : Récapitulatif de majoration de la consommation moyenne journalière.

Localité	Zone	$Q_{moy\ j\ maj}$ (m ³ /j)	$Q_{max\ j\ maj}$ (m ³ /j)	$Q_{min\ j}$ (m ³ /j)
Ait Yenni	Taurirt el hadjadj	253.313	342.306	227.981
	Tigzirt et Tansaout	268.852	349.50	241.967
	Agouni Ahmed	177.525	230.782	159.772
	Taurirt Mimoun (chef lieu)	412.875	536.737	371.587
	Ait Larbaa	237.3	308.49	213.57
	Ait Lahcene+Taourirt issoulas	568.588	739.16	511.729
	Taurirt Khelf	122.6	159.38	110.34
Total		2041.053	2666.355	1836.946

Tableau (II.16) : Détermination des consommations maximales et minimales journalières.

II.5.1. Etude des variations des débits horaires

Le débit maximum horaire qui correspond au coefficient maximum horaire peut être déterminé graphiquement ou analytiquement.

Le débit horaire varie suivant les heures de la journée. Ces variations sont caractérisées par le coefficient maximal horaire $K_{max\ h}$ et le coefficient minimal horaire $K_{min\ h}$, avec :

$$Q_{min\ h} = K_{min\ h} \times Q_{moy\ h} \quad \text{(II.7)}$$

$$Q_{max\ h} = K_{max\ h} \times Q_{moy\ h} \quad \text{(II.8)}$$

$K_{max\ h}$: Coefficient de variation horaire maximal.

$K_{min\ h}$: Coefficient de variation horaire minimal.

$Q_{max\ h}$: Débit maximal horaire. (m³/h)

$Q_{min\ h}$: Débit minimal horaire. (m³/h)

$Q_{moy\ h}$: Débit moyenne horaire. (m³/h)

II.5.2. Coefficient de variation de la consommation horaire

Le débit qui afflue du réservoir vers les consommateurs varie d’une heure à une autre toutefois la somme de ces volumes d’eau horaires nous informe sur la consommation maximale journalière. Les débits horaires sont donnés en pourcentage du débit maximal journalier. Les consommations maximale et minimale horaire sont respectivement caractérisées par les coefficients maximum et minimum horaire ($k_{max\ h}$, $k_{min\ h}$), qui tiennent compte

explicitement de l'aménagement des bâtiments, du niveau de développement d'équipement sanitaire, du régime du travail et d'autres conditions locales.

Donc :

$$k_{max h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad \text{(II.9)}$$

$$k_{min h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \quad \text{(II.10)}$$

II.5.2.1. Consommation maximale horaire :

Le débit maximum horaire qui correspond au coefficient maximum horaire peut être déterminé graphiquement ou analytiquement. Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients, qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir:

- Un coefficient **α_{max}** tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 1,2 à 1,4.
- Un coefficient **β_{max}** étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut le déterminer par la méthode d'interpolation à l'aide du **tableau (II.17)** :

Population	β_{max}
<1000	2
1500	1,8
2500	1,6
4000	1,5
6000	1,4
10000	1,3
20000	1,2
30000	1,15
100000	1,1

Tableau (II.17): Variation du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitants.

Le coefficient **$k_{max h}$** est déterminé comme suit :

$$k_{max h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad \text{(II.11)}$$

Pour la valeur de α_{max} on prend la valeur « $\alpha_{max}=1,3$ », les résultats seront :

Localité	Zone	Nombre de population	β_{max}	$K_{max.h}$	$K_{max.h}$ Normalisé
Ait Yenni	Taourirt el hedjadj	1239	2	2,6	2,50
	Tigzirt et Tansaout	1016	2	2,6	2,50
	Agouni Ahmed	734	2	2,6	2,50
	Taourirt Mimoune (chef lieu)	1286	2	2,6	2,50
	Ait Larbaa	986	2	2,6	2,50
	Ait Lahcene+Taourirt issoulas	2478	1,8	2,34	2,50
	Taourirt Khelf	499	2	2,6	2,50

Tableau (II.18) : Coefficient de la variation de la consommation.

II.5.2.2. Consommation maximales horaire à l’horizon 2050

Les consommations moyennes et maximales horaires des différentes zones sont calculées et représentées dans le tableau (II.19) qui suit :

$$Q_{moy.h} = \frac{Q_{max.j}}{24} \quad (II.12)$$

Localité	Zone	$Q_{max.j}$ (m ³ /jour)	$Q_{moy.h}$ (m ³ /h)	$Q_{max.h}$ (m ³ /h)
Ait Yenni	Taourirt el hedjadj	342.306	14.263	37.083
	Tigzirt et Tansaout	349.50	14.563	37.864
	Agouni Ahmed	230.782	9.616	25.001
	Taourirt Mimoune (chef lieu)	536.737	22.364	58.146
	Ait Larbaa	308.49	12.854	33.420
	Ait Lahcene+Taourirt issoulas	739.16	30.798	80.051
	Taourirt Khelf	159.38	6.641	17.267
Total		2666.355	111.099	289.291

Tableau (II.19): Estimation des débits max horaires à l'horizon 2050.

II.6. Bilan hydrique :

En tenant compte des trois forages d'un débit total de 1872 m³/ et les besoins en eau de la commune d'Ait Yenni o, peut faire un bilan ressources – besoins qui est éclairé dans le tableau suivant :

Resource	Débit (m³/jours)
SED1	816
SED2	816
SED3	240
Total	1872

Tableau (II.20) : Production des captages.

II.7. Bilan ressources besoins :

Après avoir estimé les besoins de toutes les agglomérations des trois communes et les ressources disponibles.

Nous avons pu cumuler les informations nécessaires pour faire une confrontation entre la demande en eau et la ressource disponible comme indiqué dans les tableaux suivant :

Consommation en m³/j			
Localité	Zone	2020	2050
Ait Yenni	Taurirt el hedjadj	253.313	342.306
	Tigzirt et Tansaout	268.852	349.50
	Agouni Ahmed	177.525	230.782
	Taurirt Mimoune (chef lieu)	412.875	536.737
	Ait Larbaa	237.3	308.49
	Ait Lahcene + Taurirt issoulas	568.588	739.16
	Taurirt Khelf	122.6	159.38
Total consommé (m³/J)		2041.3	2666.335
Total produit (m³/J)		1872	1872
Deficit (m³/J)		-169.3	-794.335

Tableau (II.21) : Demande et production en eau dans la commune.

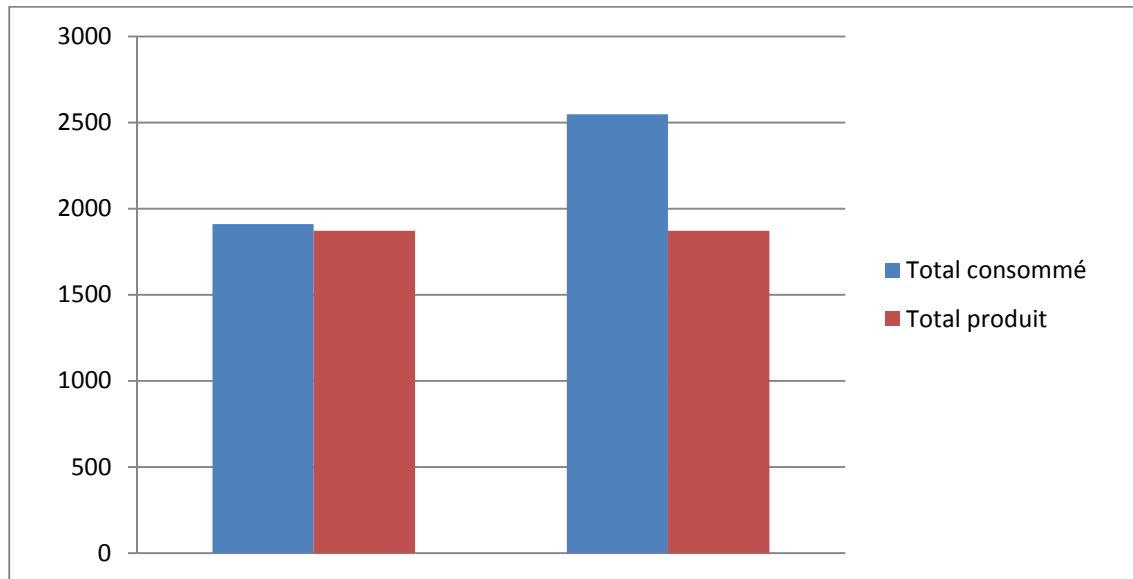


Figure (II.2) : Confrontation de la ressource disponible et les besoins estimés.

II.8. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons procédé à l'étude de différentes catégories des besoins en eau, ainsi que la confrontation de ces besoins avec les ressources disponibles.

Cela nous a permis de conclure que la commune d'Ait Yenni présente un déficit en eau potable, qui est de 7,83 l/s pour le long terme (2050).

Afin de couvrir ce déficit, un nouveau forage sera implanté sur le même champ de captage (Oued el Djemâa).

Les réservoirs

III.1. Introduction

Le réservoir est un ouvrage d'une haute importance dans un réseau d'alimentation en eau potable. C'est un ouvrage aménagé pour contenir de l'eau, soit potable destinée à la consommation publique, soit une eau à usage industriel.

Ce chapitre est consacré pour étudier cet ouvrage et déterminer les volumes de stockage qui représentent nos réservoirs.

III.2. Utilités des réservoirs

Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et le régime de consommation, ils assurent [5]:

III.2. 1. Fonction techniques

- Ils servent à compenser l'écart entre les apports d'eau (par gravité ou pompage) et la consommation (débit de pointe et autres).
- Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension d'un réseau...).
- Offrent la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas.
- La régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant.
- La simplification de l'exploitation.
- La régularité des pressions dans le réseau.
- La réserve incendie garantie. Une partie du volume de réservoir est réservée à la lutte contre l'incendie.

III.2. 2. Fonctions économiques

- Réduction des investissements sur les ouvrages de production.
- Réduction des investissements sur le réseau de distribution.
- Réduction des dépenses d'énergie.

En résumé, les réservoirs constituent un volant qui permet d'assurer aux heures de pointe, les débits maximaux demandés. De plus, ils permettent de faire face et lutter contre les incendies.

III.3. Classification des réservoirs

Il existe plusieurs types de réservoirs, ils peuvent être classés selon [5]:

III.3. 1. Leurs positions par rapport au sol

- Les réservoirs enterrés.
- Les réservoirs semi enterrés.
- Les réservoirs sur le sol: Ce genre de réservoirs alimente gravitairement le réseau de distribution.
- Les réservoirs surélevés: La cuve du réservoir étant disposée sur une tour.
- Les réservoirs avec station de surpression associée : L'alimentation du réseau de distribution nécessitant une surpression.
- Les réservoirs sous pression : Ou un dispositif de compresseur d'air maintient au dessus du plan d'eau une pression supérieure à la pression atmosphérique.

III.3. 2. Leur forme

- Les réservoirs circulaires.
- Les réservoirs carrés, rectangulaires et cylindriques

III.3. 3. Matériaux de construction : Ils peuvent être :

- Métalliques.
- En maçonnerie.
- En béton armé ou béton précontrainte.

III.3. 4. Selon l'usage

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

III.4. Equipement du réservoir

La figure (III.1) montre les différents équipements d'un réservoir:



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

III.4.1. Conduite d'arrivée (adduction)

L'eau arrive au réservoir par averse, soit à chute libre, provoquant une oxygénation de l'eau, ce qui peut être favorable aux eaux souterraines, ordinairement pauvres en oxygène dissous, soit en prolongeant la conduite de façon à ce que l'extrémité soit toujours noyée. Les figures(III.2), (III.3) nous représentent une conduite d'arrivée [5].

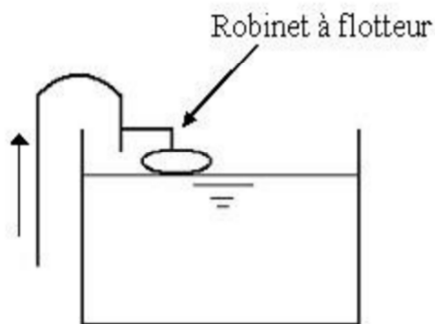


Figure (III.2) : Conduite avec chute libre

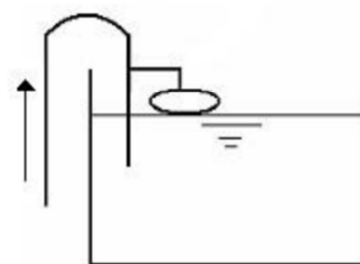
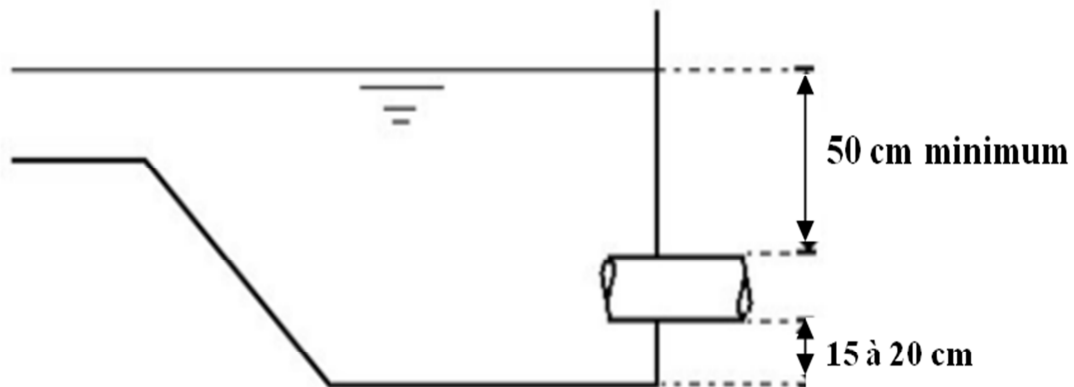


Figure (III.3) : Adduction noyée

III.4.2. Conduite de départ (distribution)

Contrairement à la conduite d'arrivée qui monte au sommet de la réserve, la conduite de départ d'eau part du fond de la réserve (0,15 à 0,20m au-dessus du radier), elle doit être opposée à la conduite d'amenée et munie d'une crépine en vue d'éviter l'introduction dans la distribution, des boues ou des sables qui peuvent se déposer dans la cuve. La figure (III.4) nous représente une conduite de départ [5].



Figure(III.4) : Emplacement de la conduite de distribution.

III.4.3. Conduite de vidange

Elle permet de vidanger le réservoir en vue de nettoyage ou de réparation. Cette conduite partira au point bas du réservoir ou son sol est fait de telle manière que l'eau s'écoule naturellement vers cette vidange. Elle sera munie d'un robinet vanne et sera raccordée à la conduite de trop plein [5]. Voir figure (III.5)

III.4.4. Conduite de trop plein

Pour éviter le débordement de réservoir lorsque ce dernier reçoit plus d'eau qu'il n'en distribue ou en cas de défaillance du système d'arrêt de pompage, l'ouvrage est muni d'un trop plein, lorsque l'eau monte trop haut dans l'ouvrage elle tombe par surverse dans cette conduite, ensuite dégagée par le puisard de la chambre de visite et évacuée en dehors du captage [5]. Voir figure (III.5)

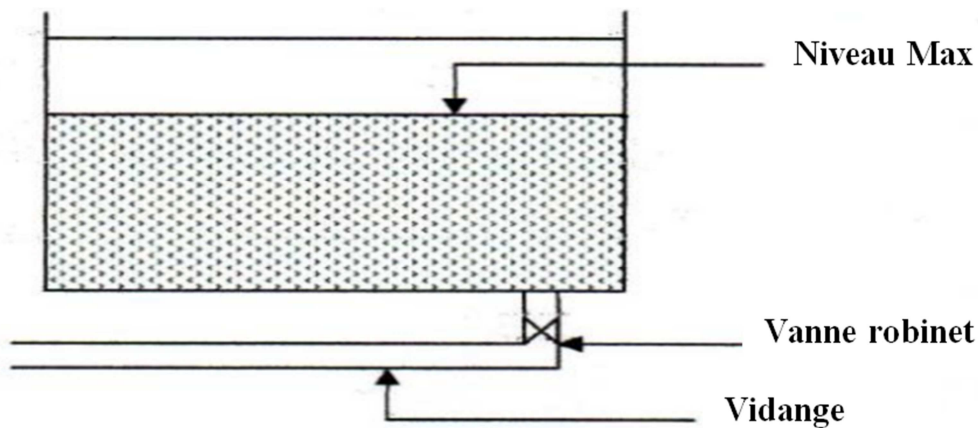


Figure (III.5) : Conduite de trop plein et de vidange

III.4.5. Conduite by-pass

Ce tronçon de conduite relie les conduites d'alimentation (arrivée) et de distribution (départ), il fait circuler l'eau sans la faire passer au réservoir, permettant d'isoler le réservoir en cas de besoin (nettoyage de la cuve ou réparation du château) [5]. Voir figure (III.6).

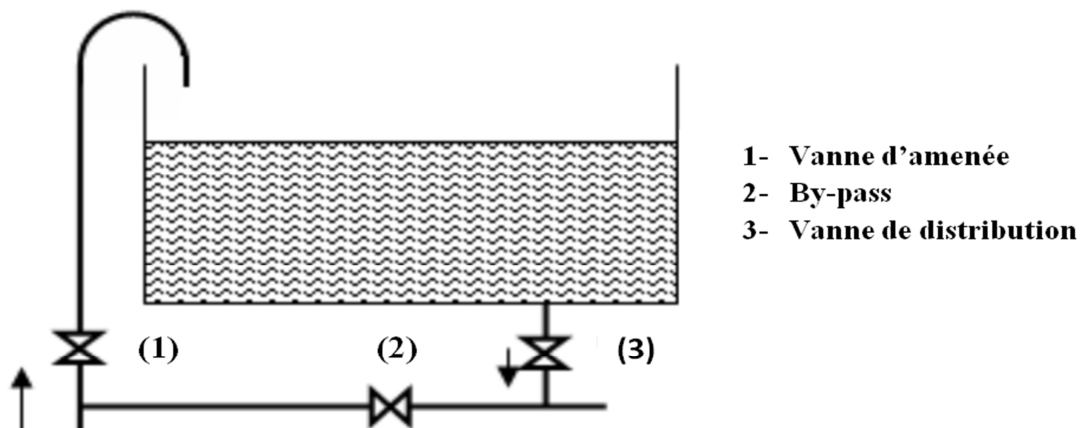


Figure (III.6): By-pass d'un reservoir

III.4.6. Système de matérialisation de la réserve d'incendie

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

a- Le système à deux prises

Il consiste à distribuer l'eau en régime normal à partir d'une prise située au-dessus du volume réservé et commandée par la vanne 2 (figure(III.7)). La prise située au voisinage du

fond est condamnée par la vanne 1 (vanne d'incendie). Voir figure (III.7), qui peut avantageusement être télécommandée en cas de sinistre. L'inconvénient de cette solution est que, sauf en cas d'alimentation du réservoir par le fond, il subsiste entre les prises 1 et 2 une zone mal renouvelée, ou risque de développement de microorganismes qui peuvent contaminer toute l'eau du réservoir et risquant de surcroît de lui donner un goût désagréable.

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

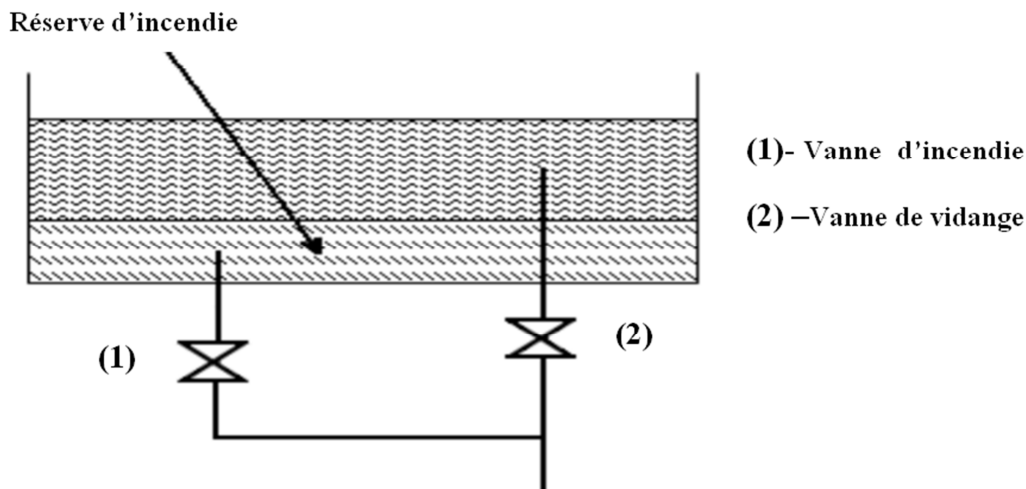


Figure (III.7) : Système à deux prises

b- Le système à siphon

Consiste à prélever, dans tous les cas l'eau au voisinage du fond du réservoir mais on la faisant transiter au service normal par un siphon situé à la coté supérieure de la réserve d'incendie et muni d'un évent qui la désamorce dès que l'eau atteint ce niveau. En cas de sinistre, la vanne 2 (vanne d'incendie) court-circuite le siphon et assure la mise en service de la réserve d'incendie, cette solution présente l'avantage d'éviter la stagnation de l'eau au voisinage du fond du réservoir [6]. Voir figure (III.8).

- En temps normal, 1 et 3 sont ouvertes et 2 fermée.
- En cas d'incendie, 2 est ouverte et 1 est fermée.

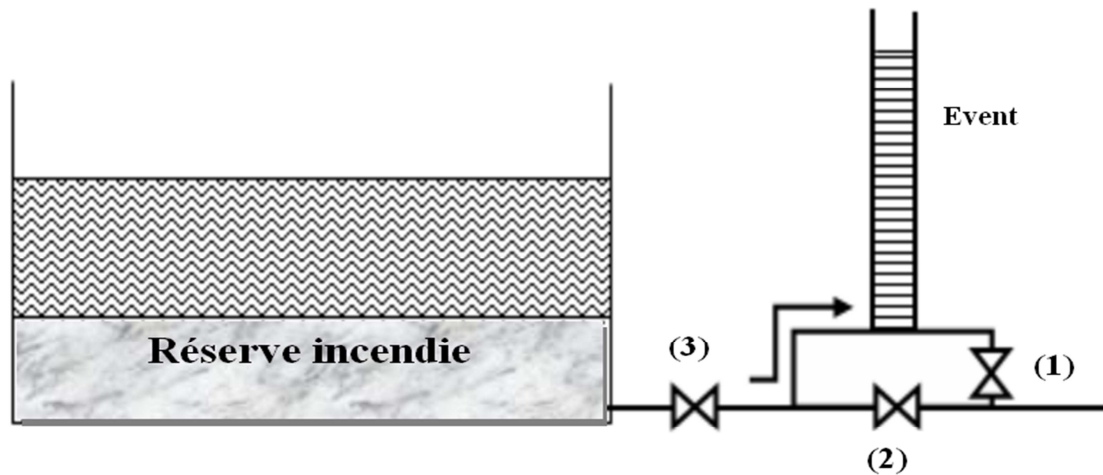


Figure (III.8) : Système à siphon

III.5. Emplacement de réservoir

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

- L'emplacement de réservoir doit être aussi bien choisi afin de donner aux abonnés une pression suffisante au moment de la pointe.
- L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau pour effectuer une alimentation gravitaire de réseau de distribution.
- Il faut évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point de plus haute cote piézométrique à desservir pour avoir en première approximation, l'altitude du radier.
- Il faut tenir compte de la topographie et la géologie des lieux. Il ne faut pas oublier les extensions futures de l'agglomération [5].

III.6. Le choix du type de réservoir

En règle générale, les réservoirs sont rectangulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit être adapté à la forme de la parcelle ou aux conditions du terrain) [5], dans une adduction suivant un relief accidenté tel celui de notre région d'étude. Il est préférable de réaliser des réservoirs circulaires qui représentent les avantages suivant :

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

III.7. Capacité du réservoir

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

- Méthode analytique.
- Méthode graphique.

Pour notre projet nous adapteront la **méthode analytique**

III.7.1. La méthode analytique

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

$$V_{\max} = P_{\max} (\%) \times \frac{Q_{\max j}}{100} \quad (\text{III.1})$$

Avec :

- V_{\max} = Volume maximal de stockage pour la consommation (m^3).
- $Q_{\max j}$ = consommation maximale journalière (m^3/j).
- P_{\max} = résidu maximal dans le réservoir (%).

III.7.1.1. Détermination de la valeur de P :

- Connaissant les valeurs de α_{\max} et β_{\max} on détermine la valeur du coefficient de variation horaire K_{\max} par la relation suivante :

$$k_{\max h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (\text{III.2})$$

- La répartition de la consommation maximale journalière sur les 24 heures se détermine à l'aide du tableau de distribution du débit journalier sur 24 heures (voir annexe).
- On répartit ensuite le débit de pompage tout au long de la journée.
- La différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, sera reportée dans la colonne des surplus ou des déficits selon son signe.

- On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée P_{\max} sera le pourcentage du volume de stockage tel que :

$$P_{\max} = |R_{\max +}| + |R_{\max -}| \quad (\text{III.3})$$

Avec :

- $R_{\max +}$: Résidu maximum positif (%).
- $R_{\max -}$: Résidu maximum négatif (%).

III.7.1.2. Le volume total du réservoir

Le volume total du réservoir sera calculé en tenant compte de la réserve d'incendie qui est prise égale à 120 m^3 (Volume nécessaire pour éteindre un incendie de 2 heures à raison de $60 \text{ m}^3/\text{h}$) [4].

$$V_t = V_{\max} + V_{\text{inc}} \quad (\text{III.4})$$

Avec :

- V_t : Volume total du réservoir (m^3).
- V_{\max} : Volume maximal de stockage (m^3).
- V_{inc} : Volume d'incendie (120m^3).

III.8. Dimensionnement des stations de reprises

La station de reprise est un complexe équipé d'un réservoir et d'une station de pompage, elle permet le refoulement intermédiaire.

Elles sont alimentées à partir de la conduite venant des forages et ceci pendant 20h. Le dimensionnement de la station de reprise (SR) sera déterminé d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge et pour que la pompe ne se désamorçe pas. Pour notre cas on a pris un temps d'un quart d'heure (1/4h).

Pour procéder à la détermination du volume de la station reprise, on utilise la formule suivante :

$$V_{\text{SR}} = Q_{\max.h} \times T \quad (\text{III.5})$$

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 ($t=1/3h$).

III 8.1. Calcul du diamètre

Pour H [3m :6m], $V_n = S_c \times H$, $V_n < 500m^3 \longrightarrow H = 4m$ $D = \sqrt{\frac{4 \cdot V_n}{\pi \cdot H}}$

$V_n > 500m^3 \longrightarrow H = 6m$

V_n : Capacité normalisée du réservoir.

III.8.2. Calcul de la hauteur d'incendie

$V_{inc} = 120 m^3$ (III.6)

$H_{inc} = \frac{4 \times V_{inc}}{\pi \times D^2}$ (III.7)

III.8.3. Calcul de la hauteur d'eau disponible

$H_d = H - H_{inc}$ (III.8)

III.9. Dimensionnement de la capacité de stockage

III.9.1. Dimensionnement du réservoir Ait Larbaa (R1)

Ce réservoir est alimenté par la conduite de refoulement à partir de la SR2. Le réservoir alimente le réseau de distribution du village d'Ait Larbaa, il alimente aussi le réservoir de Toulmatine ainsi que le village de Taourirt El Hadjadj, son volume est de $500 m^3$. Donc :

$K_{max h} = 2,6$

Avec un débit de $Q_{max.j} = 1325,98 m^3/j$, distribué par le réservoir d'Ait Larbaa. Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau qui suit :

Heure	Apport (%)	Distribution 01 (%)	Distribution 02 (%)	Adduction (%)	Déficit (%)	Surplus (%)	Résidu (%)
0-1	5	0,13	0,15	2,23		2,49	2,49
1-2	5	0,13	0,15	2,23		2,49	4,98
2-3	5	0,25	0,3	2,23		2,22	7,2
3-4	5	0,42	0,51	2,23		1,84	9,04
4-5	5	0,74	0,89	2,23		1,14	10,18
5-6	5	0,74	0,89	2,23		1,14	11,32
6-7	5	0,95	1,14	2,23		0,68	12
7-8	5	2,15	2,59	2,23	-1,97		10,03
8-9	5	1,85	2,25	2,23	-1,33		8,7
9-10	5	1,37	1,65	2,23	-0,25		8,45
10-11	5	0,86	1,04	2,23		0,87	9,32
11-12	5	0,86	1,04	2,23		0,87	10,19
12-13	5	0,74	0,89	2,23		1,14	11,33
13-14	5	0,74	0,89	2,23		1,14	12,47
14-15	5	0,99	1,19	2,23		0,59	13,06
15-16	5	1,31	1,57	2,23	-0,11		12,95
16-17	5	2,19	2,64	2,23	-2,06		10,89
17-18	5	1,98	2,39	2,23	-1,6		9,29
18-19	0	1,54	1,85	2,23	-5,62		3,67
19-20	0	0,34	0,41	2,23	-2,98		0,69
20-21	0	0,34	0,41	2,23	-2,98		-2,29
21-22	0	0,21	0,25	2,23	-2,69		-4,98
22-23	5	0,13	0,15	2,23		2,49	-2,49
23-24	5	0,13	0,15	2,23		2,49	0
	100	21,05	25,39	53,56			

Tableau (III.1) : Variation de la consommation journalière du réservoir Ait Larbaa (R1)

A partir des résultats du tableau (III.1):

$$P_{\max} = 18,04 \quad V_{\max} = 239,2 \text{ m}^3 \quad V_t = 359,20 \text{ m}^3$$

Constation : La capacité de ce réservoir est suffisante pour répondre au besoin de cette zone pour l'horizon 2050.

III.8.2. Dimensionnement du réservoir Taourirt Mimoune (R2)

Ce réservoir est alimenté à partir de réservoir projeté, il assure l'alimentation du village Taourirt Mimoun, son volume est de 200 m^3 .

$$K_{\max h} = 2,6$$

Avec un débit de $Q_{\max,j} = 389,24 \text{ m}^3/\text{j}$; distribué pour le village Taourirt Mimoune. Les résultats obtenus sont donné dans le tableau qui suit :

Heure	Apport(%)	Sortie(%)	Déficit (%)	Surplus(%)	Résidu(%)
0-1	4,16	0,60		3,56	3,56
1-2	4,16	0,60		3,56	7,12
2-3	4,16	1,20		2,96	10,08
3-4	4,16	2,00		2,16	12,24
4-5	4,16	3,50		0,66	12,90
5-6	4,16	3,50		0,66	13,56
6-7	4,16	4,50	-0,34		13,22
7-8	4,16	10,20	-6,04		7,18
8-9	4,17	8,80	-4,63		2,55
9-10	4,17	6,50	-2,33		0,22
10-11	4,17	4,10		0,07	0,29
11-12	4,17	4,10		0,07	0,36
12-13	4,17	3,50		0,67	1,03
13-14	4,17	3,50		0,67	1,70
14-15	4,17	4,70	-0,53		1,17
15-16	4,17	6,20	-2,03		-0,86
16-17	4,17	10,40	-6,23		-7,09
17-18	4,17	9,40	-5,23		-12,32
18-19	4,17	7,30	-3,13		-15,45
19-20	4,17	1,60		2,57	-12,88
20-21	4,17	1,60		2,57	-10,31
21-22	4,17	1,00		3,17	-7,14
22-23	4,17	0,60		3,57	-3,57
23-24	4,17	0,60		3,57	0,00
	100,00	100,00			

Tableau (III.2) : Variation de la consommation du réservoir Taourirt Mimoun (R2)

A partir des résultats du tableau (III.2) :

$$P_{\max} = 29,01\% \quad V_{\max} = 112,91 \text{ m}^3 \quad V_t = 232,91 \text{ m}^3$$

Constatation: La commune dispose déjà d'un réservoir de capacité 200 m^3 qui est insuffisant, alors on propose de construire un autre réservoir de capacité 100 m^3 qui sera projeté à proximité de R2.

- **Le diamètre du réservoir :** Comme les besoins du village à alimenter est inférieur à 500 m^3 . La hauteur du réservoir varie entre 4 et 5 m. On va opter pour $H = 4 \text{ m}$.

$$D_r = \sqrt{\frac{4*V}{\pi*H}} \quad (\text{III.6})$$

Avec $V = 100 \text{ m}^3$

D'où : $D_r = 5,64 \text{ m}$

- **La hauteur d'incendie du réservoir à construire :** On considère qu'on a un seul réservoir de 300 m^3 :

$$V_{inc} = 120 \text{ m}^3$$

$$D_{300} = \sqrt{\frac{4*V}{\pi*H}} = 9,77 \text{ m}$$

$$H_{inc} = 1,26 \text{ m}$$

- **Hauteur d'eau disponible**

$$H_d = H - H_{inc} = 2,74 \text{ m}$$

Donc le réservoir projeté est de :

$$D_r = 5,64 \text{ m}$$

$$V = 100 \text{ m}^3 \quad H = 4 \text{ m}$$

III.8.3. Dimensionnement du réservoir Ait Lahcen (R3)

Ce réservoir est alimenté à partir de réservoir projeté, il assure l'alimentation du village d'Ait Lahcen ainsi que les deux réservoirs de Taourirt Khelf et 100 Logements, son volume est de 200 m^3 . Avec :

$$K_{\max h} = 2,34$$

Et un débit de $Q_{\max j} = 833,38m^3/j$. Les résultats obtenus sont donné dans le tableau qui suit :

Heure	Apport(%)	Adduction(%)	Distribution(%)	Déficit(%)	Surplus(%)	Résidu(%)
0-1	4,16	1,53	1,892		0,74	0,74
1-2	4,16	1,53	2,018		0,61	1,35
2-3	4,16	1,53	1,577		1,05	2,40
3-4	4,16	1,53	1,64		0,99	3,39
4-5	4,16	1,54	2,208		0,41	3,81
5-6	4,16	1,54	2,586		0,03	3,84
6-7	4,16	1,54	2,838	-0,22		3,62
7-8	4,16	1,54	3,091	-0,47		3,15
8-9	4,17	1,54	3,091	-0,46		2,69
9-10	4,17	1,54	3,532	-0,90		1,79
10-11	4,17	1,54	3,091	-0,46		1,33
11-12	4,17	1,54	2,964	-0,33		0,99
12-13	4,17	1,54	2,775	-0,15		0,85
13-14	4,17	1,54	2,586		0,04	0,89
14-15	4,17	1,54	2,586		0,04	0,93
15-16	4,17	1,54	2,775	-0,15		0,79
16-17	4,17	1,54	2,712	-0,08		0,71
17-18	4,17	1,54	2,586	0,04		0,75
18-19	4,17	1,54	2,838	-0,21		0,54
19-20	4,17	1,54	2,838	-0,21		0,34
20-21	4,17	1,54	2,838	-0,21		0,13
21-22	4,17	1,54	3,028	-0,40		-0,27
22-23	4,17	1,54	2,901	-0,27		-0,54
23-24	4,17	1,55	2,081		0,54	0,00
	100,00	36,93	63,07			

Tableau (III.3) : Variation de la consommation du réservoir Ait Lahcen (R3)

A partir des résultats du tableau (III.3)

$$P_{\max} = 4,3 \% \quad V_{\max} = 35,83 \text{ m}^3 \quad V_t = 155,83 \text{ m}^3$$

- **Constatation :** La capacité de ce réservoir est suffisante pour répondre au besoin de cette zone pour l'horizon 2050.

III.8.4. Dimensionnement du réservoir Taourirt Khelf (R4)

Ce réservoir est alimenté gravitairement à partir du réservoir d'Ait Lahcen, il assure la distribution du village Taourirt Khelf, son volume est de 100 m^3 .

$$K_{\max h} = 2,6$$

Avec un débit de $Q_{\max j} = 145,25 \text{ m}^3/\text{j}$; distribué pour le village Taourirt Khelf. Les résultats obtenus sont donné dans le tableau qui suit :

Heure	Apport (%)	Sortie (%)	Déficit (%)	Surplus (%)	Résidu (%)
0-1	4,16	0,60		3,56	3,56
1-2	4,16	0,60		3,56	7,12
2-3	4,16	1,20		2,96	10,08
3-4	4,16	2,00		2,16	12,24
4-5	4,16	3,50		0,66	12,90
5-6	4,16	3,50		0,66	13,56
6-7	4,16	4,50	-0,34		13,22
7-8	4,16	10,20	-6,04		7,18
8-9	4,17	8,80	-4,63		2,55
9-10	4,17	6,50	-2,33		0,22
10-11	4,17	4,10		0,07	0,29
11-12	4,17	4,10		0,07	0,36
12-13	4,17	3,50		0,67	1,03
13-14	4,17	3,50		0,67	1,70
14-15	4,17	4,70	-0,53		1,17
15-16	4,17	6,20	-2,03		-0,86
16-17	4,17	10,40	-6,23		-7,09
17-18	4,17	9,40	-5,23		-12,32
18-19	4,17	7,30	-3,13		-15,45
19-20	4,17	1,60		2,57	-12,88
20-21	4,17	1,60		2,57	-10,31
21-22	4,17	1,00		3,17	-7,14
22-23	4,17	0,60		3,57	-3,57
23-24	4,17	0,60		3,57	0,00
	100	100,00			

Tableau (III.4) : Variation de la consommation du réservoir Taourirt Khelf (R4)

A partir des résultats du **tableau (III.4)**

$$P_{\max} = 29,01\% \quad V_{\max} = 42,14 \text{ m}^3 \quad V_T = 42,14 \text{ m}^3$$

Constatation: La capacité de ce réservoir est suffisante pour répondre au besoin de cette zone pour l'horizon 2050.

III.8.5. Dimensionnement du réservoir 100 logs (R5)

Ce réservoir est alimenté par la même conduite qui alimente le réservoir de Taourirt Khelf il est destiné à alimenter la cité 100 logements, son volume est de 100 m^3 , avec :

$$K_{\max h} = 2,6$$

Et un débit de $Q_{\max j} = 162,5 \text{ m}^3/\text{j}$; distribué pour 100 logs. Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau qui suit :

Heure	Apport (%)	Sortie (%)	Déficit (%)	Surplus (%)	Résidu (%)
0-1	4,16	0,60		3,56	3,56
1-2	4,16	0,60		3,56	7,12
2-3	4,16	1,20		2,96	10,08
3-4	4,16	2,00		2,16	12,24
4-5	4,16	3,50		0,66	12,90
5-6	4,16	3,50		0,66	13,56
6-7	4,16	4,50	-0,34		13,22
7-8	4,16	10,20	-6,04		7,18
8-9	4,17	8,80	-4,63		2,55
9-10	4,17	6,50	-2,33		0,22
10-11	4,17	4,10		0,07	0,29
11-12	4,17	4,10		0,07	0,36
12-13	4,17	3,50		0,67	1,03
13-14	4,17	3,50		0,67	1,70
14-15	4,17	4,70	-0,53		1,17
15-16	4,17	6,20	-2,03		-0,86
16-17	4,17	10,40	-6,23		-7,09
17-18	4,17	9,40	-5,23		-12,32
18-19	4,17	7,30	-3,13		-15,45
19-20	4,17	1,60		2,57	-12,88
20-21	4,17	1,60		2,57	-10,31
21-22	4,17	1,00		3,17	-7,14
22-23	4,17	0,60		3,57	-3,57
23-24	4,17	0,60		3,57	0,00
	100	100,00			

Tableau (III.5) : Variation de la consommation du réservoir 100 logs (R5)

A partir des résultats du tableau (III.5)

$$P_{\max} = 29,01\% \quad V_t = 47,14 \text{ m}^3$$

Constatation: la capacité de ce réservoir est suffisante pour répondre au besoin de cette zone pour l'horizon 2050.

III.8.6. Dimensionnement du réservoir Toulmatine (R6)

Ce réservoir est alimenté gravitairement par un piquage sur la conduite de distribution qui vient du réservoir d'Ait Larbaa, le réservoir alimente les quatre réservoirs 4*100 d'Agrou, Agouni Ahmed, Tizirt, et Tansaout, son volume est de 250 m³.

Avec un débit de $Q_{\max,j} = 710,03 \text{ m}^3/\text{j}$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau qui suit :

Heure	Apport (%)	Adduction (%)	Distribution (%)	Déficit (%)	Surplus (%)	Résidu (%)
0-1	5,00	4,15	0,015		0,83	0,83
1-2	5,00	4,15	0,015		0,83	1,67
2-3	5,00	4,15	0,015		0,83	2,50
3-4	5,00	4,15	0,015		0,83	3,33
4-5	5,00	4,15	0,014		0,83	4,16
5-6	5,00	4,15	0,014		0,83	5,00
6-7	5,00	4,15	0,014		0,83	5,83
7-8	5,00	4,15	0,014		0,83	6,66
8-9	5,00	4,15	0,014		0,83	7,50
9-10	5,00	4,15	0,014		0,83	8,33
10-11	5,00	4,15	0,014		0,83	9,16
11-12	5,00	4,15	0,014		0,83	10,00
12-13	5,00	4,15	0,014		0,83	10,83
13-14	5,00	4,15	0,014		0,83	11,67
14-15	5,00	4,15	0,014		0,83	12,50
15-16	5,00	4,15	0,014		0,83	13,33
16-17	5,00	4,15	0,014		0,83	14,17
17-18	5,00	4,15	0,014		0,83	15,00
18-19	0,00	4,15	0,014	-4,17		10,83
19-20	0,00	4,15	0,014	-4,17		6,67
20-21	0,00	4,15	0,014	-4,17		2,50
21-22	0,00	4,15	0,014	-4,17		-1,67
22-23	5,00	4,15	0,014		0,83	-0,83
23-24	5,00	4,15	0,014		0,83	0,00
	100,00	99,66	0,340			

Tableau (III.6) : Variation de la consommation du réservoir Toulmatine (R6).

A partir des résultats du tableau (III.6)

$$P_{\max} = 16,67 \% \quad V_{\max} = 118,36 \text{ m}^3 \quad V_t = 238,36 \text{ m}^3$$

Constatation: La capacité de ce réservoir est suffisante pour répondre au besoin de cette zone pour l'horizon 2050.

III.8.7. Dimensionnement du réservoir Agouni Ahmed(R7)

Ce réservoir est alimenté gravitairement à partir du réservoir de Toulmatine, il assure l'alimentation de village Agouni Ahmed, son volume est de $100 m^3$.

$$K_{\max h} = 2,6$$

Avec un débit de $Q_{\max j} = 212,55 m^3/j$; distribué pour le village Agouni Ahmed. Les résultats obtenus sont donné dans le tableau qui suit :

Heure	Apport (%)	Sortie (%)	Déficit (%)	Surplus (%)	Résidu (%)
0-1	4,16	0,60		3,56	3,56
1-2	4,16	0,60		3,56	7,12
2-3	4,16	1,20		2,96	10,08
3-4	4,16	2,00		2,16	12,24
4-5	4,16	3,50		0,66	12,90
5-6	4,16	3,50		0,66	13,56
6-7	4,16	4,50	-0,34		13,22
7-8	4,16	10,20	-6,04		7,18
8-9	4,17	8,80	-4,63		2,55
9-10	4,17	6,50	-2,33		0,22
10-11	4,17	4,10		0,07	0,29
11-12	4,17	4,10		0,07	0,36
12-13	4,17	3,50		0,67	1,03
13-14	4,17	3,50		0,67	1,70
14-15	4,17	4,70	-0,53		1,17
15-16	4,17	6,20	-2,03		-0,86
16-17	4,17	10,40	-6,23		-7,09
17-18	4,17	9,40	-5,23		-12,32
18-19	4,17	7,30	-3,13		-15,45
19-20	4,17	1,60		2,57	-12,88
20-21	4,17	1,60		2,57	-10,31
21-22	4,17	1,00		3,17	-7,14
22-23	4,17	0,60		3,57	-3,57
23-24	4,17	0,60		3,57	0,00
	100	100,00			

Tableau (III.7) : Variation de la consommation du réservoir Agouni Ahmed (R7).

A partir des résultats du **tableau (III.7)**

$$P_{\max} = 29,01\%$$

$$V_t = 61,66 m^3$$

Constatation : La capacité de ce réservoir est suffisante pour répondre au besoin de cette zone pour l’horizon 2050.

III.8.7. Dimensionnement du réservoir Agrour (R8)

Ce réservoir est alimenté gravitairement à partir du réservoir de Toulmatine, il assure l'alimentation de l'agglomération chef lieu de Ait yenni , son volume est de 100 m³.

$$K_{\max h} = 2,6$$

Avec un débit de $Q_{\max,j} = 194,61 \text{ m}^3/\text{j}$; distribué pour le chef lieu de Ait yenni. Les résultats obtenus sont donné dans le tableau qui suit :

Heure	Apport (%)	Sortie (%)	Déficit (%)	Surplus (%)	Résidu (%)
0-1	4,16	0,60		3,56	3,56
1-2	4,16	0,60		3,56	7,12
2-3	4,16	1,20		2,96	10,08
3-4	4,16	2,00		2,16	12,24
4-5	4,16	3,50		0,66	12,90
5-6	4,16	3,50		0,66	13,56
6-7	4,16	4,50	-0,34		13,22
7-8	4,16	10,20	-6,04		7,18
8-9	4,17	8,80	-4,63		2,55
9-10	4,17	6,50	-2,33		0,22
10-11	4,17	4,10		0,07	0,29
11-12	4,17	4,10		0,07	0,36
12-13	4,17	3,50		0,67	1,03
13-14	4,17	3,50		0,67	1,70
14-15	4,17	4,70	-0,53		1,17
15-16	4,17	6,20	-2,03		-0,86
16-17	4,17	10,40	-6,23		-7,09
17-18	4,17	9,40	-5,23		-12,32
18-19	4,17	7,30	-3,13		-15,45
19-20	4,17	1,60		2,57	-12,88
20-21	4,17	1,60		2,57	-10,31
21-22	4,17	1,00		3,17	-7,14
22-23	4,17	0,60		3,57	-3,57
23-24	4,17	0,60		3,57	0,00
	100	100,00			

Tableau (III.8) : Variation de la consommation du réservoir Agrour (R8).

A partir des résultats du **tableau (III.8)**

$$P_{\max} = 29,01\% \quad V_t = 56,45 \text{ m}^3$$

Constatation: La capacité de ce réservoir est suffisante pour répondre au besoin de cette zone pour l'horizon 2050.

III.8.9. Dimensionnement du réservoir Tizirt (R9)

Ce réservoir est alimenté gravitairement à partir du réservoir de Toulmatine, il assure la distribution de village Tizirt, son volume est de 100 m^3 .

$$K_{\max h} = 2,6$$

Avec un débit de $Q_{\max j} = 151,43 \text{ m}^3/\text{j}$; distribué pour les villages Tizirt. Les résultats obtenus sont donné dans le tableau qui suit :

Heure	Apport (%)	Sortie (%)	Déficit (%)	Surplus (%)	Résidu (%)
0-1	4,16	0,60		3,56	3,56
1-2	4,16	0,60		3,56	7,12
2-3	4,16	1,20		2,96	10,08
3-4	4,16	2,00		2,16	12,24
4-5	4,16	3,50		0,66	12,90
5-6	4,16	3,50		0,66	13,56
6-7	4,16	4,50	-0,34		13,22
7-8	4,16	10,20	-6,04		7,18
8-9	4,17	8,80	-4,63		2,55
9-10	4,17	6,50	-2,33		0,22
10-11	4,17	4,10		0,07	0,29
11-12	4,17	4,10		0,07	0,36
12-13	4,17	3,50		0,67	1,03
13-14	4,17	3,50		0,67	1,70
14-15	4,17	4,70	-0,53		1,17
15-16	4,17	6,20	-2,03		-0,86
16-17	4,17	10,40	-6,23		-7,09
17-18	4,17	9,40	-5,23		-12,32
18-19	4,17	7,30	-3,13		-15,45
19-20	4,17	1,60		2,57	-12,88
20-21	4,17	1,60		2,57	-10,31
21-22	4,17	1,00		3,17	-7,14
22-23	4,17	0,60		3,57	-3,57
23-24	4,17	0,60		3,57	0,00
	100	100,00			

Tableau (III.8) : Variation de la consommation du réservoir Tizirt (R9).

A partir des résultats du tableau (III.9)

$$P_{\max} = 29,01\%$$

$$V_t = 43,93 \text{ m}^3$$

Remarque : La capacité de ce réservoir est suffisante pour répondre au besoin de cette zone pour l'horizon 2050.

III.8.10. Dimensionnement du réservoir Tansout (R10)

Ce réservoir est alimenté gravitairement à partir du réservoir de Toulmatine, il assure la distribution de village Tansout, son volume est de $100 m^3$.

$$K_{\max h} = 2,6$$

Avec un débit de $Q_{\max,j} = 151,435 m^3/j$; distribué pour les villages Tansout. Les résultats obtenus sont donné dans le tableau qui suit :

Heure	Apport (%)	Sortie (%)	Déficit (%)	Surplus (%)	Résidu (%)
0-1	4,16	0,60		3,56	3,56
1-2	4,16	0,60		3,56	7,12
2-3	4,16	1,20		2,96	10,08
3-4	4,16	2,00		2,16	12,24
4-5	4,16	3,50		0,66	12,90
5-6	4,16	3,50		0,66	13,56
6-7	4,16	4,50	-0,34		13,22
7-8	4,16	10,20	-6,04		7,18
8-9	4,17	8,80	-4,63		2,55
9-10	4,17	6,50	-2,33		0,22
10-11	4,17	4,10		0,07	0,29
11-12	4,17	4,10		0,07	0,36
12-13	4,17	3,50		0,67	1,03
13-14	4,17	3,50		0,67	1,70
14-15	4,17	4,70	-0,53		1,17
15-16	4,17	6,20	-2,03		-0,86
16-17	4,17	10,40	-6,23		-7,09
17-18	4,17	9,40	-5,23		-12,32
18-19	4,17	7,30	-3,13		-15,45
19-20	4,17	1,60		2,57	-12,88
20-21	4,17	1,60		2,57	-10,31
21-22	4,17	1,00		3,17	-7,14
22-23	4,17	0,60		3,57	-3,57
23-24	4,17	0,60		3,57	0,00
	100	100,00			

Tableau (III.10) : Variation de la consommation du réservoir Tansout (R10).

A partir des résultats du **tableau (III.10)**

$$P_{\max} = 29,01\% \quad V_t = 43,93 m^3$$

Constatation : La capacité de ce réservoir est suffisante pour répondre au besoin de cette zone pour l'horizon 2050.

III.8.11. Dimensionnement de la station de reprise SR1

La station de reprise SR1 se situe a une altitude de 449m, elle reçoit un débit de $Q_{\max,j} = 2548,63 \text{ m}^3/\text{j}$, par refoulement a partir des forages pendant 20 heures. Son dimensionnement sera déterminé selon le temps de réserve qui est de $t= 1/3\text{h}$ (20mn).

Désignation	Unité	Horizon
		2050
Réservoir de transit SR1		
Débit de transit vers la SR1	m^3/h	127,43
Temps de réserve	h	1/3
Capacité calculé	m^3	25,486

Tableau (III.11): Dimensionnement de la bache de la station de reprise SR1.

Constatation : La capacité de la bache de la station de reprise (SR1) est largement suffisante pour l'horizon 2050.

III.8.12. Dimensionnement de la station de reprise SR2

La station de reprise SR1 se situe a une altitude de 664m, elle reçoit un débit de $Q_{\max,j} = 2548,63 \text{ m}^3/\text{j}$, par refoulement a partir des forages pendant 20 heures. Son dimensionnement sera déterminé selon le temps de réserve qui est de $t= 1/3\text{h}$ (20mn).

Désignation	Unité	Horizon
		2050
Réservoir de transit SR1		
Débit de transit vers la SR1	m^3/h	127,43
Temps de réserve	h	1/3
Capacité calculé	m^3	25,486

Tableau (III.12): Dimensionnement de la bache de la station de reprise SR1.

Constatation : La capacité de la bache de la station de reprise (SR2) est largement suffisante pour l'horizon 2050.

III.8.13. Tableau récapitulatif de la capacité de stockage des réservoirs

Ce tableau éclair l'état des réservoirs et stations de reprise en comparant la capacité de stockage existante et la capacité nécessaire calculé.

Réservoirs	Capacité de stockage existant (m ³)	Capacité nécessaire calculée (m ³)	Etat
R1 (Réservoir Ait Larbaa)+Réservoir projeté	500 200	/	Suffisant
R2 (Réservoir Taourirt Mimoun)	200	100	Insuffisant
R3 (Réservoir Ait Lahcene)	200	100	Insuffisant
R4 (Réservoir Taourirt Khlef)	100	/	Suffisant
R5 (Réservoir 100 logs)	100	/	Suffisant
R6 (Réservoir Tulmatine)	250	/	Suffisant
R7 (Réservoir Agouni Ahmed)	100	/	Suffisant
R8 (Réservoir Agrour)			
R9 (Réservoir Tizirt)	100	/	Suffisant
R10 (Réservoir Tansaout)			
SR1	300	/	Suffisant
SR2	300	/	Suffisant

Tableau (III.13): Tableau récapitulatif de la capacité de stockage des réservoirs de la commune d'Ait Yenni à l'horizon 2050.

III.9. Conclusion

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

Nous avons eu comme résultat que plus de 90% des réservoirs ont la capacité de stockage suffisante à l'horizon de 2050 et qu'il est impératif de projeter un réservoir circulaire de 100 m³ qui sera projeté à proximité du réservoir de Ait Larbaa.

Dans le chapitre suivant, nous allons nous intéresser au dimensionnement des conduites d'adductions qui véhiculeront l'eau entre la production et les réservoirs.

Adduction

IV.1. Introduction

L'adduction regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source (forage, barrage, ressource naturelle) à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages hydrauliques vers le réservoir de stockage ou de distribution. Le terme d'adduction vient étymologiquement du latin : « ad ducere » qui signifie mener ou conduire vers ou bien amener.

Autrement dit, c'est le transport de l'eau depuis le lieu de prélèvement, qu'est une source, un forage, un captage ou une retenue jusqu'au voisinage de la zone d'utilisation ou au réservoir de stockage par un ensemble d'installation.

Les conduites d'adduction doivent satisfaire pendant leurs durées d'utilisation aux besoins de la population et être en mesure de véhiculer un débit maximal journalier.

IV.2 Topologie des systèmes d'adduction

On distingue trois types d'adduction [3] :

- **Adduction par refoulement** : La pression sur le réseau et l'acheminement de l'eau se fait à l'aide de pompes à l'intérieur de stations de pompage. C'est-à-dire, Le point de captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation. L'adduction est réalisée en charge c'est-à-dire dans les conduites sous pression, du moment que les eaux de captage sont relevées par une station de pompage dans la conduite de refoulement.
- **Adduction gravitaire** : L'écoulement de l'eau à des pressions importantes est causé par la différence des niveaux hydrauliques : l'altitude de la source est supérieure à l'altitude du point de consommation, et se déplace donc grâce à la force de gravitation d'où son nom.
- **Adduction mixte** : C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction par refoulement et par gravité.

IV.3. Choix du tracé

Le tracé de la conduite est choisi selon certains facteurs d'ordre techniques et économiques, il exige les conditions suivantes [8]:

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

On préfère souvent de le concevoir le long des routes et les pistes pour faciliter la pose des conduites et son exploitation, c'est-à-dire :

- Faciliter l'accès pour l'entretien et les réparations ;
- Faciliter la détection des fuites et les vannes défectueuses.

IV.4. Choix du type des conduites

Le marché des matériels hydrauliques a évolué avec l'évolution des récentes technologies spécialisées dans le domaine. De ce fait, une conduite est constituée par des tuyaux assemblés les uns aux autres. Les types de conduites les plus couramment utilisés dans les réseaux d'eau potable sont [3] :

- **Conduite en acier** : L'acier est un constituant de fer combiné au carbone, le pourcentage de carbone étant entre 0.1 % et 1.5%. L'acier utilisé dans la fabrication des tubes et raccords c'est l'acier doux soudable.



Figure (IV.1) : Tuyaux en acier

- **Conduite en fonte :** La fonte est un alliage de fer et de carbone dont la proportion varie entre 2.2% à 4%. L'utilisation des tuyaux en fonte polyvalente, elle se fait en distribution, en assainissement et en irrigation. Les canalisations en fonte ductile sont destinées à transporter certains agents chimiques particulièrement agressifs (hydrocarbures, fluides à haute température, acides).

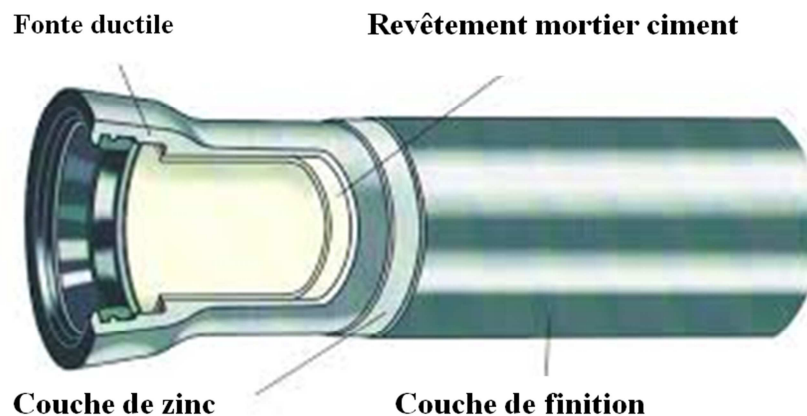


Figure (IV.2) : Tuyaux en fonte

- **Conduite en PVC (chlorure de polyvinyle) :** Le PVC est un dérivé de l'éthylène. Le monomère est le chlorure de vinyle de formule : CH_2CHCl . C'est est une poudre blanche, le point de fusion se situe à 150°C et le produit se ramollit à 75°C .



Figure (IV. 3) : Conduite en PVC

- **Conduite en PEHD (polyéthylène haute densité) :** Le PE est issu des hydrocarbures, il résulte de l'association de nombreuses molécules simples (Ethylène) selon une réaction de polymérisation qui a lieu dans un réacteur chimique sous une pression et une température donnée en présence de catalyseurs. La variation de l'un de ces paramètres peut changer la structure de la matière obtenue appelée polymère. Ce dernier peut être PE à basse densité (PEBD) ou à haute densité (PEHD) dont les points de fusion se situent respectivement à 115 °C et 130 °C.

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

- **Avantages des conduites en PEHD**
 - Facilité de transport et d'installation due à leur légèreté et leur flexibilité.
 - Facilité de soudage par électrocuton en bout à bout, offrant un système complètement soudé.
 - Résistance à la corrosion interne et externe et microbiologique.
 - Bonnes propriétés hydrauliques.
 - Bonne résistance chimique.
 - Longue durabilité.
 - Répondre parfaitement aux normes de potabilité.
 - Son élasticité lors du phénomène transitoire.
 - Cout faible du PEHD.
 - Conduite en fonte.



Figure (IV. 4) : Conduite en PEHD

- **Avantages des conduites en acier**

- Découpable, soudable.
- Plus souple que les tuyaux en fonte.
- Bonne étanchéité.
- Bonne adaptation aux reliefs accidentés grâce à leur élasticité.

IV.5. Etude technico-économique des conduites

Une étude technico-économique est indispensable pour choisir le diamètre le plus économique qui permettra de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celle d'investissement, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus la perte de charge sera grande d'où l'énergie dépensée sera importante ; par contre, plus le diamètre est grand, par suite la diminution des pertes de charge d'où les frais d'exploitation diminuent.

Les paramètres qui interviennent dans le choix des conduites sont : le débit (Q), le diamètre (D), la vitesse (v) et les pertes de charges (J).

IV.5.1. Calcul du diamètre économique de la conduite

Les formules qui nous permettent de calculer le diamètre économique sont [5] :

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

- Formule de BRESS: $D = 1,5 \times \sqrt{Q}$ (IV. 2)

Avec :

- D : Diamètre de la conduite (m).
- Q : Débit transitant dans la conduite (m^3/s).

Les deux formules nous donnent des valeurs supérieure et inférieure du diamètre. On choisit alors les valeurs de diamètres normalisés aux alentours de ceux obtenus par les deux formules. Nous prenons le diamètre pour lequel la vitesse vérifie la condition d'écoulement :

$$0,50 \text{ m/s} \leq V \leq 1,50 \text{ m/s.}$$

Les deux formules précédentes c'est pour les conduites par refoulement et pour les conduites gravitaires on utilisera les formules suivantes:

$$D_{\max} = \left(\frac{4 \times Q}{\pi \times v_{\min}} \right)^{1/2} \quad (\text{IV. 3})$$

$$D_{\min} = \left(\frac{4 \times Q}{\pi \times v_{\max}} \right)^{1/2} \quad (\text{IV. 4})$$

Avec :

- D_{\min} : Diamètre minimal de la conduite en (m).
- D_{\max} : Diamètre maximal de la conduite en (m).
- Q : Débit transitant dans la conduite en (m^3/s).
- v_{\max} : La vitesse maximale de l'écoulement dans la conduite qui est de 1.5 m/s.
- v_{\min} : La vitesse minimale de l'écoulement dans la conduite qui est de 0.5 m/s.

IV.5.2. Calcul de la vitesse

La vitesse se calcule selon la formule suivante [5] :

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

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

$$\text{Donc : } V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} \quad (\text{IV. 5})$$

Avec :

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

- D : Diamètre de la conduite (m).

IV.5.3. Calcul des pertes de charges

Les pertes de charges dans les canalisations sont dues au frottement d'eau contre les parois de ses canalisations ainsi que les différents organes d'adduction, elles sont liées à la longueur de la conduite, à son diamètre et aux singularités (vannes, coudes, clapets, ...) Elle se présente sous deux formes [2]:

- Pertes de charges linéaires.
- Pertes de charges singulières.

IV 5.3.1. Les pertes de charges linéaires

L'expression des pertes de charge linéaires est donnée par la formule DARCY WEISBACH [2] :

$$H_l = J \times L \quad (\text{IV. 6})$$

D'où :

$$J = \lambda \times \frac{v^2}{2gD} \quad (\text{IV. 7})$$

Avec :

- H_l : pertes de charge linéaires (m/m).
- J : Perte de charge unitaire (m/ml).
- L : longueur de la conduite (m).
- g : accélération de la pesanteur ($g=9.81 \text{ m/s}^2$).
- λ : Coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.
- V : Vitesse moyenne de l'écoulement (m/s)
- D : Diamètre de la conduite (m).

Calcul du coefficient des pertes de charge (λ)

Appelé aussi coefficient de frottement, il dépend de la rugosité et de la nature du régime d'écoulement, pour le calculer aux différents régimes, on utilise les formules suivantes, et pour plus de commodité, λ est déterminé à partir de l'abaque de MOODY (**annexe 1**):

- **Régime turbulent rugueux**

Formule de NIKURADZE :

$$1/\sqrt{\lambda} = (1,4 - 0,86 \times \ln \frac{K}{D})^{-2} \quad (\text{IV. 8})$$

- **Régime de transition :**

Formule de COLEBROOK :

$$\frac{1}{\lambda} = -2 \log \left[\frac{K}{3,71 \times D} + \frac{2,51}{Re \times \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{IV. 9})$$

Avec :

- λ : Coefficient de perte de charge ou de frottement ;
- D : Diamètre du tuyau (m) ;
- K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie comme suit :
 - Pour les tube en acier : $K = 10^{-3}$ mm
 - Pour les tubes en fonte : $K = 0,03$ mm
 - Pour les tubes en PEHD :
 - $K = 0,01$ mm si $D < 200$ mm
 - $K = 0,02$ mm si $D > 200$ mm
- Re : Nombre de REYNOLDS déterminé par la formule suivante :

$$Re = \frac{V \times D}{\nu} \quad (\text{IV. 10})$$

Avec :

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

$$\nu = \frac{0,0178}{1 + 0,0337t + 0,00221t^2} \quad (\text{IV. 11})$$

- t : température de l'eau
- A 10°C : $\nu = 1,31 \times 10^{-6}$ (m² /s);
- A 20°C : $\nu = 1,00 \times 10^{-6}$ (m² /s);
- A 30°C : $\nu = 0,08 \times 10^{-6}$ (m² /s).

IV.5.3.2. Les pertes de charge singulières

Les pertes de charge singulières représentent les pertes occasionnées par les singularités dans les conduites (coudes, vannes, clapets et branchements,...etc.); dans la pratique, ces pertes de charge sont estimées à [2] :

- 10% des pertes de charge linéaires pour le PEHD : $H_s = 0.1 \times H_l$ (IV. 12)

- 15% des pertes de charge linéaires pour la fonte: $H_s = 0.15 \times H_l$ (IV. 13)

IV.5.3.3. Les pertes de charge totales

Elle représente la somme des pertes de charge linéaire et singulière :

- Pour le PEHD : $H_t = 1.10 \times H_l = 1.1 \times J \times L$ (IV. 14)

- Pour la fonte : $H_t = 1.15 \times H_l = 1.15 \times J \times L$ (IV. 15)

IV.5.4. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation

Elle présente la somme de la hauteur géométrique et les pertes de charges linéaires et singulières [7] :

$$H_{mt} = H_g + J_T \quad (\text{IV. 16})$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique (m).
- J_T : Pertes de charges totales (m).
- HMT : Hauteur manométrique totale (m).

IV.5.5. Puissance de pompage

$$P_A = \frac{g \times H_{mt} \times Q}{\eta} \quad (\text{IV. 17})$$

- P_A : puissance absorbée par la pompe (KW) ;
- H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m) ;

- Q : Débit à transité (m³/s) ;
- η : le rendement de la pompe en %

IV.5.6. Energie consommée par la pompe

Elle se calcule comme suit :

$$E = P_A \times T \times 365 \quad (\text{IV. 18})$$

Avec :

- E : Energie consommée par la pompe (KWh) ;
- P_A : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;
- T : Temps de pompage (h).

IV.5.7.Cout d'énergie et frais d'exploitation

$$F_{exp} = E \times e' \quad (\text{IV. 19})$$

Avec :

- E : Energie consommée par la pompe (KWh) ;
- e' : Prix unitaire du kWh, fixé par la SONELGAZ (4,67DA).

IV.5.8.Frais d'amortissement

Ils sont donnés par la formule suivante :

$$F_{am} = P_u \times L \times A \quad (\text{IV. 20})$$

Avec :

- F_{am} : Frais d'amortissement (DA).
- P_u : prix du mètre linéaire de la conduite (DA/ml).
- L : Longueur de la conduite (m).
- A : Amortissement annuel (annuité).

$$A = \left[\frac{i}{(1+i)^n - 1} \right] + 1 \quad (\text{IV.21})$$

- i : Taux d'intérêt annuel ($i = 8\%$).
- n : Nombre d'années d'amortissement ($n = 25$ ans).

D'où :

$$A = 0,0937$$

IV.5.9. Calcul du bilan

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

$$B_L = F_{exp} + F_{am} \quad (\text{IV.22})$$

Avec:

- B_L : Le bilan (DA);
- F_{exp} : Frais d'exploitation(DA) ;
- F_{am} : Les frais d'amortissement (DA).

IV.6. Calcul des conduites gravitaires

Pour le calcul des conduites gravitaire, quatre paramètres interviennent :

- Le débit (Q).
- La vitesse (V).
- Les pertes de charges (J).
- Le diamètre (D).

Le principe du dimensionnement d'une adduction gravitaire consiste à trouver le diamètre qui permet la dissipation de toute la charge disponible (H_d) avec une vitesse acceptable.

$$H_T \leq H_d \quad (\text{IV.23})$$

IV.7. Equipement de l'adduction

IV.7.1. Robinet-vanne

Permettent le contrôle et/ou l'arrêt de l'écoulement en cas de travaux ou réparation.

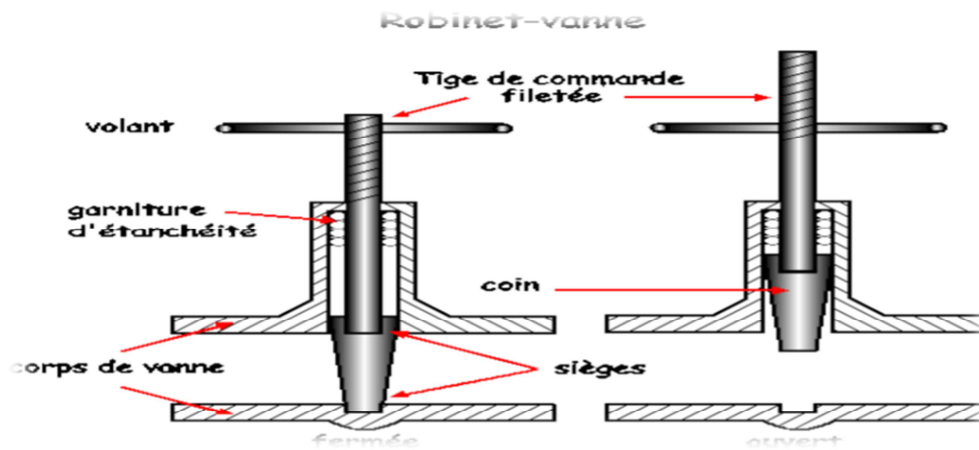


Figure (IV.4): Robinet-vanne

IV.7.2. Ventouses

Une accumulation d'air peut se faire aux points hauts d'une conduite. La poche d'air provoque des perturbations et son évacuation se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique placée à ces points hauts.



Figure (IV.5) : Ventouses

IV.7.3. Vidange

Placé dans les points bas des adductions, son intérêt est la vidange de l'adduction en entraînant ainsi l'ensemble de dépôts qui obstrue les tuyaux.

IV.7.4. Les crépines

Ce sont des appareils en forme de panier percé de trous, placés à l'extrémité des canalisations d'aspiration afin d'empêcher l'introduction des corps étrangers dans celle-ci.



Figure (IV.6): crépines

IV.7.5. Clapets

Ils sont destinés à empêcher le passage d'un fluide dans certaines conditions. Ils sont surtout utilisés dans les stations de pompage au point bas des canalisations d'aspiration, ou sur la conduite de refoulement [8].

IV.8. Description du schéma de l'adduction

- **Adduction par refoulement**

Le système d'adduction d'eau potable de la commune d'Ait Yenni sera alimenté par quatre forages (4), trois (3) existants, et le quatrième é nous l'avons projeté, implanté sur le champ de captage d'Iboudraren lieu dite Oued El Djemaa. Avec un débit total des forages de **29,5 l/s**.

Ces derniers refoulent vers les deux stations de reprises SR1 et SR2 avec une conduite en acier de diamètre de $\varnothing = 250$, la SR2 alimente le château d'eau de tête d'Ait Larbaa (C.E 500m³) avec une conduite de diamètre de $\varnothing = 250$ en acier sur une longueur de 3500 ml.

A partir des calculs élaboré tout en long de ce chapitre, on a constaté que l'eau n'atteint pas le réservoir de tête (Ait Larbaa) alors on a éliminé les deux piquages qui alimentent les deux réservoirs (Taourirt Mimoun et Ait Lahcen) tout en proposant l'implantation d'un réservoir à proximité du réservoir de tête qui va assurer l'alimentation des deux réservoirs privé de piquages.

- **Adduction gravitaire**

L'alimentation des deux réservoirs (Taourirt Mimoun et Ait Lahcen) est assurée par le réservoir projeté par une conduite gravitaire complétant ainsi l'adduction total de la commune.

IV.9. Etude de l'adduction

IV.9.1.Par refoulement

IV.9.1.1. Tronçon (04 Forage)-(SR1)

$Q = 0,0295 \text{ m}^3/\text{s}$

$L = 380 \text{ m}$

$H_g = 128,6$

D' après:

- **BONIN : DN1 : 0,147 m**
- **BRESS : DN2 : 0,221 m**

Nous utiliserons PEHD, les diamètres normalisés sont : 250mm, 200mm et 160 mm.

A- Calcul de la HMT du tronçon (04 Forage)-(SR1)

D(m)	Q(m3/)	V(m/s)	ϵ	Re	λ	L(m)	Jl (m)	Js (m)	J _T (m) 2	HMT
0,160	0,0217	1,616	0,01	211340,30	0,0187	380	11,90	1,19	13,10	141,69
0,200	0,0217	1,033	0,01	168968,90	0,0178	380	5,77	0,57	6,35	134,95
0,250	0,0217	0,660	0,02	135109,05	0,0169	380	2,80	0,281	3,08	131,68

Tableau (IV.1) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (04 Forages)-(SR1)

B- Les frais d'exploitation

DN (m)	P (kw)	E (KWh)	(DA/KWh)	F _{exp} (DA)
0,160	40,1567422	293144,218	4,67	1 368 983,5
0,200	38,2460123	279195,89	4,67	1 303 844 ,8
0,250	37,3204471	272439,263	4,67	1 272 291,36

Tableau (IV.2) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon (04 Forages)-(SR1)

C- Les frais d'amortissement

DN (m)	PRIX(DA)	A	Famo (DA)
0,160	817437	0,0937	7 659 384,69
0,200	817437	0,0937	7 659 384,69
0,250	817437	0,0937	7 659 384,69

Tableau (IV. 3) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon (04 Forages)-(SR1)

D- Calcul du bilan

DN (m)	Fexp(DA)	Famo (DA)	Bilan (DA)
0,160	1368983,5	76593,8469	1 445 577,34
0,200	1303844,8	76593,8469	1 380 438,65
0,250	1272291,3	76593,8469	1 348 885,21

Tableau (IV.4) : Calcul du bilan du tronçon (04 Forages)-(SR1)

D'après les calculs que nous avons effectués, le diamètre économique est : **250mm** avec une vitesse acceptable qui est : **0,660 m/s**.

IV.9.1.2. Tronçon (SR1)-(SR2)

$Q = 0,0295 \text{ m}^3/\text{s}$

$L = 3420 \text{ m}$

$H_g = 210$

D'après:

- **BONNIN : DN : 0,172 m**
- **BRESS : DN : 0,258 m**

Nous utiliserons l'acier, les diamètres normalisés sont : 300mm 250mm, 200mm.

A- Calcul de la HMT du tronçon (SR1)-(SR2)

D(m)	Q(m3/)	V(m/)	ϵ	Re	λ	L(m)	Jl (m)	Js (m)	J _T (m)	HMT
0,2	0,0295	0,939	0,001	187898,09	0,0170	3420	50,248	7,537	57,786	267,786
0,25	0,0295	0,601	0,001	150318,47	0,0162	3420	24,488	3,673	28,161	238,161
0,3	0,0295	0,418	0,001	125265,39	0,0155	3420	13,623	2,043	15,666	225,666

Tableau (IV.5) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (SR1)-(SR2)

B- Les frais d'exploitation

DN (m)	P (kw)	E (KWh)	(DA/KWh)	Fexp (DA)
0,2	103,327768	754292,704	4,67	3 522 546,93
0,25	91,8966998	670845,909	4,67	3 132 850,39
0,3	87,0755409	635651,449	4,67	2 968 492 27

Tableau (IV.6) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SR1)-(SR2)**C- Les frais d'amortissement**

DN (m)	PRIX(DA)	L(m)	A	Famo (DA)
0,2	4800	3420	0,0937	1 538 179,2
0,25	9000	3420	0,0937	2 884,086
0,3	11500	3420	0,0937	3 685,221

Tableau (IV. 7) : Calcul des frais d' amortissement du tronçon (SR1)-(SR2)**D- Calcul du bilan**

DN (m)	Fexp(DA)	Famo (DA)	Bilan (DA)
0,2	3522546,93	1538179,2	5 060 726,13
0,25	3132850,39	2884086	6 016 936,39
0,3	2968492,27	3685221	6 653 713,27

Tableau (IV.8) : Calcul du bilan du tronçon (SR1)-(SR2)

D'après les calculs que nous avons effectués, le diamètre économique est : **200mm** avec une vitesse acceptable qui est : **0,939 m/s**.

IV.9.1.3. Tronçon (SR2)-(R1)

$$Q = 0,0295 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 3500 \text{ m}$$

$$H_g = 199,6$$

D' après:

- BONNIN : 0,172
- BRESS : 0,258

Nous utiliserons l'acier, les diamètres normalisés sont : 300mm, 250mm, 200mm.

A- Calcul de la HMT du tronçon (SR2)-(R1)

D(m)	Q(m ³ /s)	V(m/)	e	Re	l	L(m)	Jl (m)	Js (m)	J _T (m)	HMT
0,2	0,0295	0,939	0,001	187898,09	0,0170	3500	51,424	7,714	59,137	269,13
0,25	0,0295	0,601	0,001	150318,47	0,0162	3500	25,060	3,759	28,819	238,81
0,3	0,0295	0,418	0,001	125265,39	0,0155	3500	13,941	2,091	16,033	226,03

Tableau (IV.9) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (SR2)-(R1)

B- Les frais d'exploitation

DN (m)	P (kw)	E (KWh)	(DA/KWh)	F _{exp} (DA)
0,2	103,849339	758100,173	4,67	3 540 327,81
0,25	92,1508776	672701,406	4,67	3 141 515,57
0,3	87,216943	636683,684	4,67	2 973 312,81

Tableau (IV.10) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (SR2)-(R1)

C- Les frais d'amortissement

DN (m)	PRIX(DA)	L(m)	A	F _{amo} (DA)
0,2	4800	3500	0,0937	1 574,160
0,25	9000	3500	0,0937	2 951,550
0,3	11500	3500	0,0937	3 771,425

Tableau (IV. 11) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SR2)-(R1)

D- Calcul du bilan

DN (m)	F _{exp} (DA)	F _{amo} (DA)	Bilan (DA)
0,2	3540327,81	1574160	5 114 487,81
0,25	3141515,57	2951550	6 093 065,57
0,3	2973312,81	3771425	6 744 737,81

Tableau (IV.12) : Calcul du bilan du tronçon (SR2)-(R1)

D'après les calculs que nous avons effectué, le diamètre économique est : **200 mm** avec une vitesse acceptable qui : **0,939 m/s**.

IV.9.2.Gravitaire

IV.9.2.1. Tronçon (R projeté)-(R2)

Données :

- Débits : 0,0034 m³/s
- La charge disponible : 19 m
- Longueur de l'adduction : 700 m

- **Calcul du diamètre avantageux**

La valeur du diamètre avantageux ainsi que la valeur de la perte de charge totale sont représentée dans le tableau suivant :

D(m)	Q(m ³ /s)	V(m/s)	ϵ	Re	λ	L(m)	Jl (m)	Js (m)	J _T (m)	H _g
0,06	0,0038	1,345	0,001	80679,405	0,0227	700	8,445	1,267	9,712	19
0,08	0,0038	0,756	0,001	60509,55	0,0211	700	3,311	0,497	3,808	19
0,09	0,0038	0,598	0,001	53786,27	0,0205	700	2,259	0,339	2,598	19

Tableau (IV.13) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (R projeté)-(R2)

Pour que l'eau arrive au réservoir (R2), il faut que $H_t < H_g$.

Par conséquent, on optera pour un diamètre de **60 mm**, car $H_t = 9,712$ m est inférieure à $H_g = 19$ m, avec une vitesse acceptable de **1,345 m/s**.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et un diamètre de **60mm**, on utilise une vanne à papillon.

- **Calcul des pertes de charge dans la vanne J_v**

$$J_v = H_g - H_t \quad (IV.24)$$

Donc $J_v = 9,288$ m

- **Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne ξ :**

$$\xi = J_v \times \frac{2 \cdot g}{v^2} \quad (IV.25)$$

$$\xi = 9,288 \times \frac{2 \cdot 9,81}{0,866^2} = 100,73$$

On procède à installer deux vanne avec $\xi = 100,73$

• **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ**

D'après l'abaque de l'évolution de coefficient de singularité ξ d'une vanne papillon, l'ouverture de la vanne sera à $\xi = 100,73 \rightarrow \theta = 59^\circ$

IV.9.2.2. Tronçon (R projeté)-(R3)

Données :

- Débits : 0,0096 m³/s
- La charge disponible : 7 m
- Longueur de l'adduction : 1370 m

- **Calcul du diamètre avantageux**

La valeur du diamètre avantageux ainsi que la valeur de la perte de charge totale sont représentée dans le tableau suivant :

D(m)	Q(m ³ /s)	V(m/s)	ϵ	Re	λ	L(m)	Jl (m)	Js (m)	J _T (m) 2	Hg
0,1	0,0096	1,223	0,001	122292,99	0,0199	1370	20,045	3,007	23,052	7
0,125	0,0096	0,783	0,001	97834,39	0,0189	1370	9,729	1,459	11,188	7
0,15	0,0096	0,544	0,001	81528,66	0,0181	1370	5,395	0,809	6,204	7

Tableau (IV.14) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (R projeté)-(R3)

Pour que l'eau arrive au réservoir (R5), il faut que $H_t < H_g$.

Par conséquent, on optera pour un diamètre de **150 mm**, car $H_t = 6,204$ m est inférieure à $H_g = 7$ m, avec une vitesse acceptable de **0,544 m/s**.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et un diamètre de **150mm**, on utilise une vanne à papillon.

- Calcul des pertes de charge dans la vanne Jv

$$Jv = Hg - Ht$$

Donc $Jv = 0,796 \text{ m}$

- Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne ξ

$$\xi = Jv \times \frac{2 \cdot g}{v^2} = 55,77$$

On procède à installer une vanne avec $\xi = 55,77$.

- Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ

D'après l'abaque de l'évolution de coefficient de singularité ξ d'une vanne papillon, l'ouverture de la vanne sera à $\xi = 55,77 \rightarrow \theta = 56^\circ$

IV.9.2.3. Tronçon (R 3)-(R4)

Données :

- Débits : $0,0017 \text{ m}^3/\text{s}$
- La charge disponible : $66,88 \text{ m}$
- Longueur de l'adduction : 765 m

- Calcul du diamètre avantageux

La valeur du diamètre avantageux ainsi que la valeur de la perte de charge totale sont représentées dans le tableau suivant :

D(m)	Q(m ³ /s)	V(m/s)	ϵ	Re	λ	L(m)	Jl (m)	Js (m)	J _T (m)	H _g
0,04	0,0017	1,354	0,003	54140,127	0,0253	765	6,944	1,042	7,986	66,88
0,05	0,0017	0,866	0,003	43312,10	0,0238	765	3,348	0,502	3,850	66,88
0,06	0,0017	0,602	0,003	36093,42	0,0227	765	1,847	0,277	2,124	66,88

Tableau (IV.15) : Calcul de la perte de charge total du tronçon (R 3)-(R4)

Pour que l'eau arrive au réservoir (R4), il faut que $Ht < Hg$.

Par conséquent, on optera pour un diamètre de **50 mm**, car $H_t = 3,850 \text{ m}$ est inférieure à $H_g = 66,88 \text{ m}$, avec une vitesse acceptable de **0,866 m/s**.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et un diamètre de **50mm**, on utilise une vanne à papillon.

- **Calcul des pertes de charge dans la vanne Jv**

$$Jv = Hg - Ht$$

$$\text{Donc } Jv = 63,03 \text{ m}$$

- **Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne ξ**

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

$$\xi = 63,03 \times \frac{2 \cdot 9,81}{0,866^2} = 824,48$$

On procède à installer deux vanne avec $\xi = 824,48$

- **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ**

D'après l'abaque de l'évolution de coefficient de singularité ξ d'une vanne papillon, l'ouverture de la vanne sera à $\xi = 824,48 \rightarrow \theta = 71,5^\circ$

IV.9.2.4. Tronçon (R3)-(R5)

Données :

- Débits : $0,0013 \text{ m}^3/\text{s}$
- La charge disponible : $62,24 \text{ m}$
- Longueur de l'adduction : 760 m

- **Calcul du diamètre avantageux**

La valeur du diamètre avantageux ainsi que la valeur de la perte de charge totale sont représentées dans le tableau suivant :

Re	λ	L(m)	ϵ	Jl (m)	Js (m)	J _T (m)	Hg	D(m)	Q(m ³ s)	V(m/s)
0,04	0,0012	0,955	0,003	38216,560	0,0253	760	3,437	0,516	3,953	62,24
0,05	0,0012	0,611	0,003	30573,25	0,0238	760	1,657	0,249	1,906	62,24
0,06	0,0012	0,425	0,003	25477,71	0,0227	760	0,914	0,137	1,051	62,24

Tableau (IV.16) : Calcul de la perte de charge total du tronçon (R 3)-(R5)

Pour que l'eau arrive au réservoir (R5), il faut que $H_t < H_g$.

Par conséquent, on optera pour un diamètre de **40 mm**, car $H_t = 3,953$ m est inférieure à $H_g=62,24$ m, avec une vitesse acceptable de **0,955 m/s**.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et un diamètre de **40mm**, on utilise une vanne à papillon.

- **Calcul des pertes de charge dans la vanne J_v**

$$J_v = H_g - H_t$$

Donc $J_v = 58,28$ m

- **Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne ξ**

$$\xi = J_v \times \frac{2 \cdot g}{v^2} = 1253,75$$

On procède à installer une vanne avec $\xi = 1253,75$

- **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ**

D'après l'abaque de l'évolution de coefficient de singularité ξ d'une vanne papillon, l'ouverture de la vanne sera à $\xi = 1253,75 \rightarrow \theta = 78^\circ$

IV.9.2.5. Tronçon (R 1)-(R6)

Données :

- Débits : $0,0127$ m³/s
- La charge disponible : $33,7$ m
- Longueur de l'adduction : 116 m

- **Calcul du diamètre avantageux**

La valeur du diamètre avantageux ainsi que la valeur de la perte de charge totale sont représentées dans le tableau suivant :

D(m)	Q(m ³ /s)	V(m/s)	ε	Re	L	L(m)	Jl (m)	Js (m)	J _T (m)	H _g
0,125	0,0127	1,035	0,003	129426,75	0,0189	112	1,392	0,209	1,601	33,7
0,15	0,0127	0,719	0,003	107855,63	0,0181	112	0,772	0,116	0,888	33,7
0,2	0,0127	0,404	0,003	80891,72	0,0170	112	0,305	0,046	0,351	33,7

Tableau (IV.17) : Calcul de la perte de charge total du tronçon (R 1)-(R6)

Pour que l'eau arrive au réservoir (R6), il faut que $H_t < H_g$.

Par conséquent, on optera pour un diamètre de **100 mm**, car $H_t = 1,601\text{m}$ est inférieure à $H_g = 33,7\text{ m}$, avec une vitesse acceptable de **1,035 m/s**.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et un diamètre de **100 mm**, on utilise une vanne à papillon.

- **Calcul des pertes de charge dans la vanne J_v**

$$J_v = H_g - H_t$$

Donc $J_v = 32,09\text{ m}$

- **Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne ξ**

$$\xi = J_v \times \frac{2 \cdot g}{v^2} = 587,74$$

On procède à installer une vanne avec $\xi = 587,74$

- **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ**

D'après l'abaque de l'évolution de coefficient de singularité ξ d'une vanne papillon, l'ouverture de la vanne sera à $\xi = 587,74 \rightarrow \theta = 67^\circ$

IV.9.2.6. Tronçon (R 6)-(R7)

Données :

- Débits : 0,0025 m³/s
- La charge disponible : 26,1 m
- Longueur de l'adduction : 160m

- **Calcul du diamètre avantageux**

La valeur du diamètre avantageux ainsi que la valeur de la perte de charge totale sont représentée dans le tableau suivant :

D(m)	Q(m ³ /s)	V(m/s)	ε	Re	λ	L(m)	Jl (m)	Js (m)	J _T (m)	H _g
0,05	0,0025	1,274	0,003	63694,267	0,0238	160	1,514	0,227	1,742	26,1
0,06	0,0025	0,885	0,003	53078,56	0,0227	160	0,835	0,125	0,961	26,1
0,08	0,0025	0,498	0,003	39808,92	0,0211	160	0,328	0,049	0,377	26,1

Tableau (IV.18) : Calcul de la perte de charge total du tronçon (R 6)-(R7)

Pour que l'eau arrive au réservoir (R7), il faut que $H_t < H_g$.

Par conséquent, on optera pour un diamètre de **60 mm**, car $H_t = 1,742$ m est inférieure à $H_g = 26,1$ m, avec une vitesse acceptable de **1,274 m/s**.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et un diamètre de **60mm**, on utilise une vanne à papillon.

- **Calcul des pertes de charge dans la vanne Jv**

$$Jv = Hg - Ht$$

Donc $Jv = 24,35$ m

- **Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne ξ**

$$\xi = Jv \times \frac{2 \cdot g}{v^2} = 294,34$$

On procède à installer une vanne avec $\xi = 294,34$

- **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ**

D'après l'abaque de l'évolution de coefficient de singularité ξ d'une vanne papillon, l'ouverture de la vanne sera à $\xi = 294,34 \rightarrow \theta = 63,5^\circ$

IV.9.2.7. Tronçon (R6)-(R8)

Données :

- Débits : $0,0035 \text{ m}^3/\text{s}$
- La charge disponible : 131,16 m
- Longueur de l'adduction : 1045m
- **Calcul du diamètre avantageux**

La valeur du diamètre avantageux ainsi que la valeur de la perte de charge totale sont représentées dans le tableau suivant :

D(m)	Q(m ³ /s)	V(m/s)	ϵ	Re	λ	L(m)	Jl (m)	Js (m)	J _T (m) 2	H _g
0,06	0,0035	1,238	0,003	74309,978	0,0227	1045	10,695	1,604	12,299	131,16
0,08	0,0035	0,697	0,003	55732,48	0,0211	1045	4,194	0,629	4,823	131,16
0,1	0,0035	0,446	0,003	44585,99	0,0199	1045	2,032	0,305	2,337	131,16

Tableau (IV.19) : Calcul de la perte de charge total du tronçon (R 6)-(R8)

Pour que l'eau arrive au réservoir (R8), il faut que $H_t < H_g$.

Par conséquent, on optera pour un diamètre de **60 mm**, car $H_t = 12,299 \text{ m}$ est inférieure à $H_g = 131,16 \text{ m}$, avec une vitesse acceptable de **1,238 m/s**.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et un diamètre de **60 mm**, on utilise une vanne à papillon.

- **Calcul des pertes de charge dans la vanne J_v**

$$J_v = H_g - H_t$$

$$\text{Donc } J_v = 118,86 \text{ m}$$

- Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne ξ

$$\xi = Jv \times \frac{2 \cdot g}{v^2} = 1521,57$$

On procède à installer deux vanne avec $\xi = 760,78$

- Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ

D'après l'abaque de l'évolution de coefficient de singularité ξ d'une vanne papillon, l'ouverture de la vanne sera à $\xi = 760,78 \rightarrow \theta = 70^\circ$

IV.9.2.8. Tronçon (R1)-(Taourirt El Hadjadj)

Données :

- Débits : $0,016 \text{ m}^3/\text{s}$
- La charge disponible : $206,61 \text{ m}$
- Longueur de l'adduction : 3400 m

- Calcul du diamètre avantageux

La valeur du diamètre avantageux ainsi que la valeur de la perte de charge totale sont représentées dans le tableau suivant :

D(m)	Q(m ³ /s)	V(m/s)	ϵ	Re	λ	L(m)	Jl (m)	Js (m)	Jt (m) 2	H _g
0,125	0,0160	1,304	0,003	163057,32	0,0189	3400	67,068	10,060	77,128	206,61
0,15	0,0160	0,906	0,003	135881,10	0,0181	3400	37,191	5,579	42,770	206,61
0,2	0,0160	0,510	0,003	101910,83	0,0170	3400	14,695	2,204	16,899	206,61

Tableau (IV.20) : Calcul de la perte de charge total du tronçon (R 1)-(Taourirt El Hadjadj)

Pour que l'eau arrive au village (Taourirt El Hadjadj), il faut que $H_t < H_g$.

Par conséquent, on optera pour un diamètre de **125 mm**, car $H_t = 77,128 \text{ m}$ est inférieure à $H_g = 206,61 \text{ m}$, avec une vitesse acceptable de **1,304 m/s**.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et un diamètre de **125 mm**, on utilise une vanne à papillon.

- Calcul des pertes de charge dans la vanne Jv

$$Jv = Hg - Ht$$

Donc $Jv = 129,482$ m

- Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne ξ

$$\xi = Jv \times \frac{2 \cdot g}{v^2} = 1494,01$$

On procède à installer deux vanne avec $\xi = 747$

- Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ

D'après l'abaque de l'évolution de coefficient de singularité ξ d'une vanne papillon, l'ouverture de la vanne sera à $\xi = 747 \rightarrow \theta = 69,5^\circ$.

Les résultats de la chaîne d'adduction sont représentés dans le tableau(IV.21).

Type d'adduction	Tronçon	Débit(m ³ /s)	L(m)	D _{ext} (mm)	V(m/s)
refoulement	F-SR1	0,0295	380	250	0,660
	SR1-SR2	0,0295	3420	200	0,939
	SR2-R1+R projeté	0,0295	3500	200	0,939
Gravitaire	R projeté-R2	0,0034	700	60	1,345
	R projeté-R3	0,0096	1370	150	0,544
	R3- R4	0,0017	765	50	0,866
	R3- R5	0,0013	760	40	0,955
	R1- R6	0,0127	116	100	1,035
	R6- R7	0,0025	160	60	1,742
	R6- R8	0,0035	1045	60	1,238
	R1- Taourirt El hedjadj	0,016	3400	125	1,304

Tableau(IV.21): Tableau récapitulatif des diamètres des différents tronçons.

V.12.Conclusion

Au cours de ce chapitre, on a déterminé les diamètres économiques après avoir calculé les différents paramètres à savoir : la vitesse d'écoulement, les pertes de charge, l'énergie consommée, les frais d'exploitation et les frais d'amortissement, et en optant également pour L'acier comme matériau.

Par conséquent, après cette étude technico-économique, il faut choisir une pompe adéquate qui répond aux conditions d'exploitations désirées, c'est ce qu'on va analyser dans la chapitre suivant.

Les pompes

V.1.Introduction

Dans la conduite de refoulement, l'eau est relevée par la station de pompage, ainsi dans ce chapitre nous étudions les conditions d'établissement de la station de reprise qui permettra d'acheminer l'eau jusqu'au réservoir de tête, à savoir le choix du type et le nombre des pompes. Le choix doit s'adapter aux conditions du travail désirées et la vérification de la cavitation.

V.2. Définition de la pompe

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

Les pompes les plus utilisées sont les pompes centrifuges car elles permettent de refouler des débits importants à des hauteurs considérables, et qu'elles constituent des groupes légers peu coûteux et présentent un bon rendement.[6]

V.3. Eléments constitutifs d'une station de pompage

Chaque station de pompage est généralement constituée des éléments suivants :

- Une chambre des pompes et moteurs dont le radier est situé en contrebas de la bête de reprise.
- Une bête de reprise, divisée en deux compartiments afin de pouvoir mettre un des deux hors service lors des travaux de maintenance (principalement le nettoyage) ou d'éventuelles réparations. Dans le but de pouvoir mettre hors service l'un des compartiments, il est prévu d'installer des vannes de sectionnement dans la chambre des vannes. Le débit d'alimentation des pompes doit être assuré par un seul compartiment. Une chambre des pompes et moteurs dont le radier est situé en contrebas de la bête de reprise.
- Une clôture permettant de délimiter le périmètre des installations.

V.4. Classification des pompes

Suivant le mode de déplacement du liquide à l'intérieur de la pompe, le classement des pompes se fait selon deux grandes catégories [7] :

V.4.1. Les pompes volumétriques

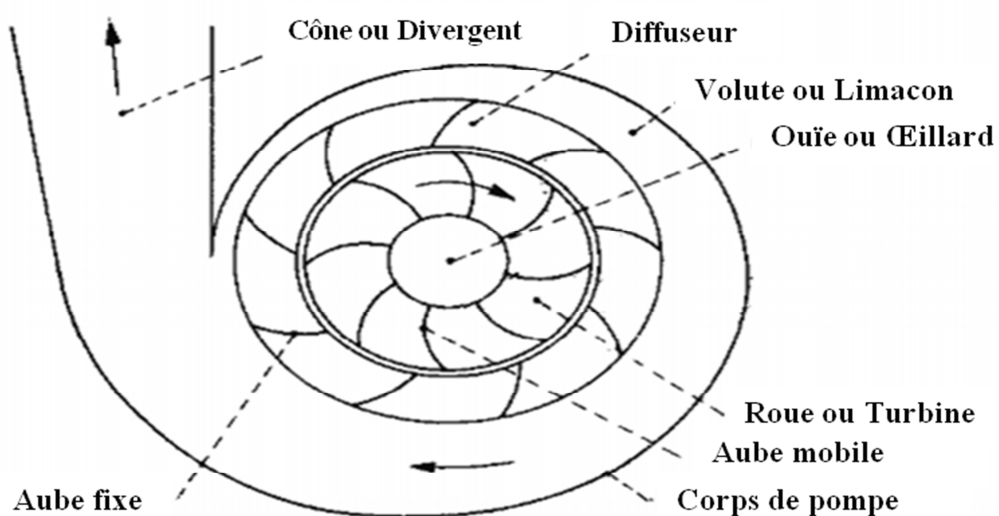
L'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et à l'orifice de refoulement (grand encombrement). Elles sont surtout destinées au pompage des fluides visqueux, et élèvent de faibles débits à des pressions élevées on distingue :

- Pompe alternative (à piston, à diaphragme,...).
- Pompe rotative (à vis, à engrenage, à palettes hélicoïdales, péristaltiques ...).

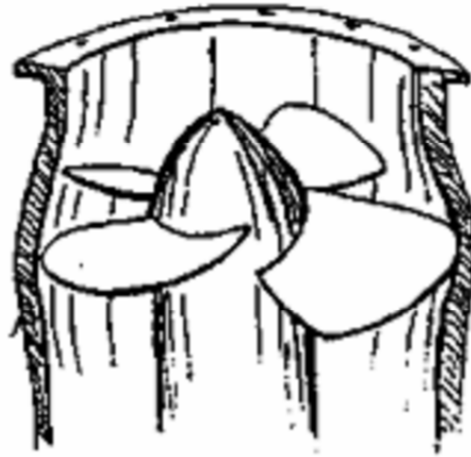
V.4.2. Les turbopompes

Une roue munie d'aubes ou d'ailettes, animée d'un mouvement de rotation, fournit au fluide de l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression, par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur. Selon le type de roue et son mode d'action, on distingue 3 types :

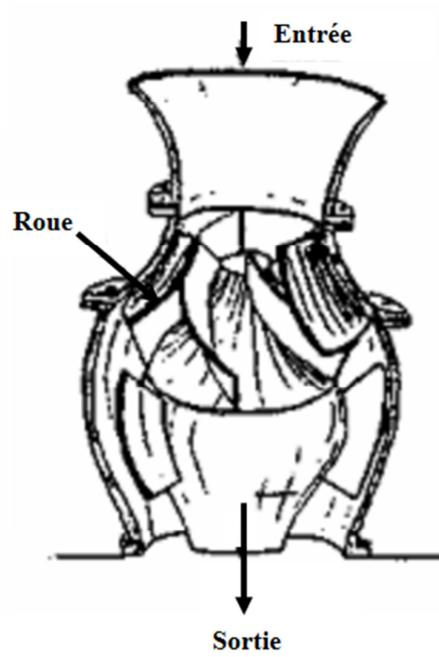
- **Les pompes centrifuges** : hauteur d'élévation très importante, représenté dans la figure(V.1).
- **Les pompes hélices** : débit important et hauteur d'élévation faible, représenté dans la figure(V.2).
- **Les pompes hélico-centrifuges** : débit moyen, hauteur d'élévation allant jusqu'à 25-30m, représenté dans la figure (V.3).



Figure(V.1) : Pompe centrifuge



Figure(V.2) : Pompe hélices



Figure(V.3) : Pompe hélico-centrifuges.

Les pompes centrifuges sont les plus utilisées dans le domaine de l'alimentation en eau potable pour ses avantages.[6]

V.4.2.1. Avantages de la pompe centrifuge

- Elles refoulent de grands débits à des hauteurs importantes,
- Elles constituent des groupes légers, moins chers, d'un rendement acceptable et peu encombrantes, ce qui permet de réaliser d'appréciables économies sur les bâtiments abritant les installations de pompage.

V.4.2.2. Fonctionnement: Elle fonctionne comme suit :

Premièrement, lorsque le liquide arrive dans le corps de la pompe, la roue (alimentée par le moteur) projette le fluide à la périphérie du corps de la pompe grâce à la force centrifuge produite par la vitesse de la roue. Deuxièmement, le liquide emmagasine ainsi une énergie (potentielle) qui sera transformée en débit et en hauteur d'élévation (énergie cinétique) .Enfin, en connectant la pompe à la tuyauterie de refoulement, le liquide sera facilement canalisé et atteindra l'extérieur de la pompe. [5].

V.4.2.3. Classement des pompes centrifuges :

On peut les classer comme suit :

- **Suivant la forme de la roue :** Pompe centrifuge radiale et pompe centrifuge semi axiale
- **Suivant le nombre de roues :** Monocellulaire et Multicellulaire
- **Suivant la position de son axe :** Pompe à axe horizontal et pompe à axe vertical.
- **Suivant la forme du corps de la pompe :** Pompe à volute ou colimaçon, à diffuseur circulaire ou type burine.

V.4.3. Autres pompes

- Les élévateurs à hélice ou vis d'Archimède ;
- Le pompage par émulsion ou air lift.

V.5. Choix des pompes

Le choix d'une pompe se fait à partir d'un catalogue de pompes disponibles auprès des fabricants. On utilise les points de fonctionnement pour le choix de la pompe la plus

satisfaisante et qui nous permet d'avoir le meilleur rendement possible. Le choix dépend des caractéristiques hydrauliques des installations projetées à savoir [8]:

- Le débit appelé à être refoulé.
- La hauteur manométrique totale.
- Le meilleur rendement qui conduirait à un cout acceptable du mètre cube d'eau à refouler.
- Fiabilité.
- Le temps mis par la pompe pour élever un certain volume d'eau.

V.6. Courbes caractéristiques d'une pompe

Les performances d'une pompe sont représentées par des courbes.

V.6.1. La courbe hauteur-débit ($H = f(Q)$)

Cette courbe exprime les variations des différentes hauteurs de relèvement en fonction du débit. Elle consiste en une ligne qui part du point à vanne fermé (équivalent au débit zéro pour la hauteur d'élévation maximum) et qui arrive en fin de courbe avec la hauteur d'élévation qui diminue lorsque le débit augmente.

V.6.2. La courbe des puissances absorbées-débit ($P = f(Q)$)

Elle exprime les puissances absorbées par les pompes en fonction des débits, c'est une branche de parabole dont la concavité est tournée vers le bas.

V.6.3. La courbe rendement-débit ($\eta = f(Q)$)

Elle exprime la variation du rendement (η) de la pompe en fonction des débits à relever, cette courbe présente un maximum pour une certaine valeur du débit. Elle passe par l'origine puisque à $Q = 0$, le rendement (η) est nul.

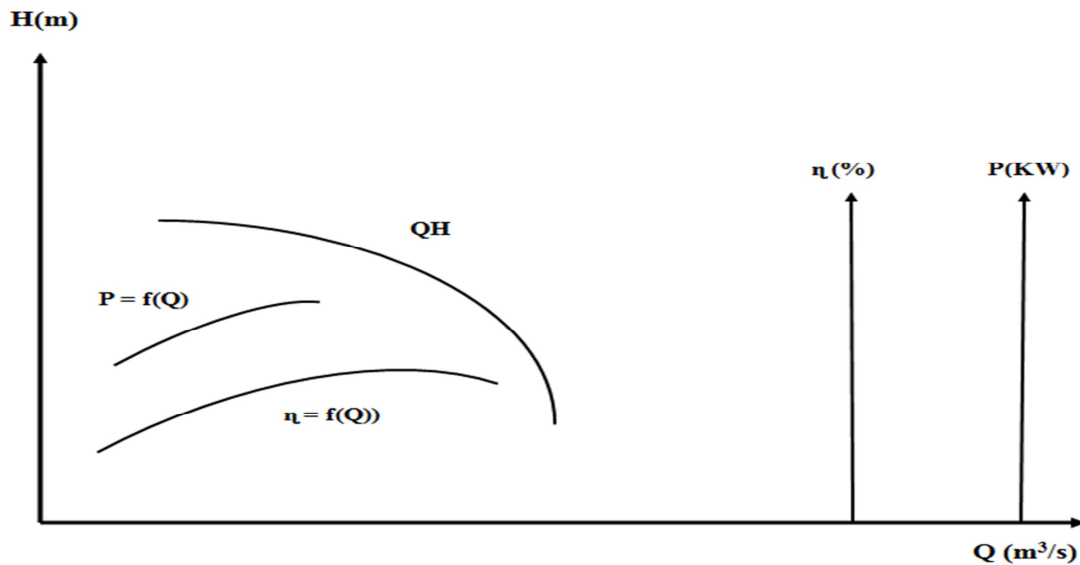


Figure (V.4) : Courbes caractéristiques des pompes

V.7. Caractéristiques d'une conduite :

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

$$H_c = H_g + \alpha Q^2 \quad (\text{V.1})$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique (m) ;
- αQ^2 : Perte de charge au point considéré (m) ;
- α : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m).

V.8. Eléments de base pour le calcul et le choix des pompes :

Les caractéristiques qui différencient les pompes centrifuges découlent des caractéristiques de calcul suivant : -

- Hauteur manométrique totale H_{mt} ,
- La vitesse de rotation n ;
- Le débit Q ;

- La puissance utile P_u ;
- Le rendement η .

V.8.1. Selon les caractéristiques hydrauliques :

V.8.1.1. Hauteur manométrique totale d'élévation H_{mt} :

La H_{mt} d'une pompe est la différence de pression en (m.c.e) entre les orifices d'aspiration et de refoulement (hauteur géométrique d'élévation totale) y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement ($J_{asp} + J_{ref}$)

$$H_{mt} = H_g + J_{asp} + J_{ref} \quad (V.2)$$

V.8.1.2. La vitesse de rotation :

C'est le nombre de tour qu'effectue la roue par unité de temps, cette vitesse est notée par « N », unité de mesure la plus utilisée est le tour/minute. Le déplacement angulaire (w) qu'effectue une pompe pendant l'unité de temps s'appelle vitesse angulaire [8].

$$w = \frac{2\pi N}{60} = \frac{\pi N}{30} \quad (V.3)$$

V.8.1.3. Le débit « Q » d'une pompe :

C'est le volume d'eau qu'une pompe peut ou doit fournir par unité de temps, ce débit est noté « Q ».

- La notion de débit précédente est utilisée surtout dans le cas des turbopompes.
- Dans le cas des pompes volumétriques, on utilise beaucoup plus la notion de cylindre noté « C_i », c'est le volume que débite une pompe par un tour de rotation :

$$C_i = \frac{Q}{N} \quad (m^3/tr) \quad (V.4)$$

V.8.1.4. Les puissances (utiles et absorbées) :

La puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la roue de la pompe est la puissance absorbée (P_a) de cette pompe. Cette puissance est exactement la puissance mécanique du moteur d'entraînement de la pompe. La puissance transmise à l'eau correspond au travail à effectuer pour élever un débit Q (m^3/h) de liquide de masse volumique ρ (kg/m^3) à la hauteur H (m) appelée puissance hydraulique utile P_u .

$$P_u = \rho \times g \times Q \times H_{mt} \quad (\text{V.5})$$

V.8.1.5. Le rendement :

C'est le rapport de la puissance utile (P_u) à la puissance absorbée de la pompe (P_a)

$$\eta_p = \frac{P_u}{P_a} = \frac{gQH}{Pa} \quad (\text{V.6})$$

Avec :

- **Pa** : Puissance absorbée en (KW).
- **Pu** : Puissance utile en (KW).
- η_p : Rendement de la pompe. (%).
- **H** : Hauteur d'élévation en (m).

V.8.2. Selon les conditions particulières d'utilisation :

V.8.2.1. Pompes centrifuges monocellulaires et multicellulaires :

La hauteur de refoulement d'une pompe varie avec sa vitesse de rotation. Concernant les pompes monocellulaires nous avons :

- 1450 T/min pour une hauteur d'élévation environ 60 m.
- 2900 T/min pour une hauteur d'élévation environ 100 m.

Pour obtenir des hauteurs d'élévation supérieures il faudra utiliser des pompes multicellulaires (pompes munies de deux cellules et plus) ; et d'une manière générale, on considère comme suit :

- **H < 60 m**: pompes monocellulaires
- **60 < H < 90 m** : possibilité entre une pompe monocellulaire (moteur électrique) à vitesse élevée (2900 t/min) et une pompe multicellulaire à vitesse faible (1450 t/min), (étude économique nécessaire) ;
- **H > 90 m**: pompes multicellulaires.

V.8.2.2. Pompes à axe horizontal ou pompes à axe vertical :

- Pompe horizontale pour $H_{asp} < 6 - 7$ m ou alimentation en charge ;
- Pompe à axe vertical pour les puits et les forages.

V.9. Le point de fonctionnement d'une pompe :

Le point de fonctionnement d'une pompe est défini comme étant le point d'intersection de la courbe ($H = f(Q)$) avec la courbe caractéristique de la conduite ($H_c = f(Q)$) qui sont représentés dans la figure (V.5) ; et pour un meilleur fonctionnement, ce point doit être situé au droit du rendement maximum de la pompe appelé point nominal [5].

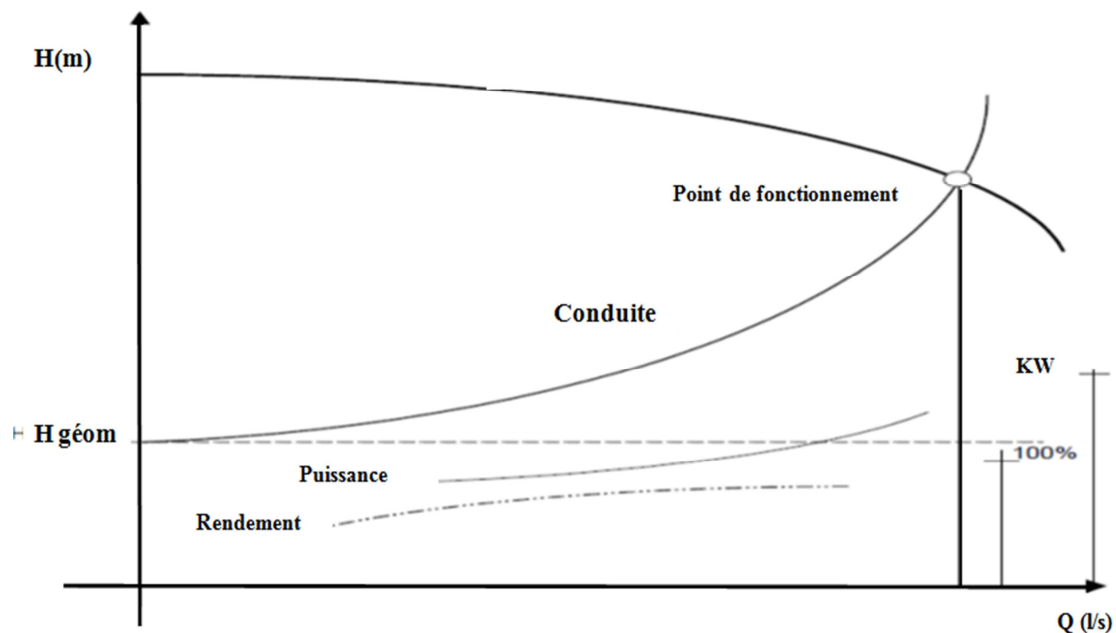


Figure (V.5) : Point de fonctionnement d'une pompe.

Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré de coordonnées H et Q déterminés, on sera dans l'obligation d'apporter quelques modifications afin d'adapter la pompe aux conditions de travail désirées. Le point de fonctionnement peut être obtenu par la modification de l'un des paramètres de fonctionnement de la pompe, d'où l'intérêt pratique des lois de similitudes (il est représenté dans la figure (V.4)), pour cela, quatre cas peuvent se présenter.

V.9.1. Réduction ou augmentation du temps de pompage :

On garde la courbe $H = f(Q)$ telle qu'elle est, le débit Q sera plus grand que le débit désiré pour cela, nous sommes tenus de faire diminuer le temps de pompage tout en conservant le volume d'eau constant. Le volume d'eau entrant dans le réservoir pendant un temps $T_1 = 20$ heures est de : $V = 20Q_1$, ce même volume sera obtenu par le refoulement d'un débit Q pendant un temps T . C'est-à-dire, Accepter le point de fonctionnement tel qu'il est donné et avoir par

conséquence un débit à relever supérieur à celui désiré, et la durée de pompage sera diminuée.

Donc, on peut écrire :

$$Q \times T = 20 \times Q_1 \quad (V.7)$$

D'où :

$$T = 20 \times \frac{Q_1}{Q} \quad (V.8)$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \times Q \times H_{mt}}{\eta} \quad (V.9)$$

Avec :

- P_a : Puissance absorbée en (KW).
- Q : Débit à refouler en (m³/s).
- H_{mt} : Hauteur manométrique total (m).
- η : Rendement de la pompe.

V.9.2. Régulation par étouffement (Le vannage):

La fermeture de la vanne augmente les pertes de charge, ce qui fait déplacer ainsi le point de fonctionnement. Le vannage n'est qu'une solution provisoire, car il diminue le rendement et augmente la consommation. C'est-à-dire, Elle consiste à vanner au refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q_1 . La puissance absorbée sera :

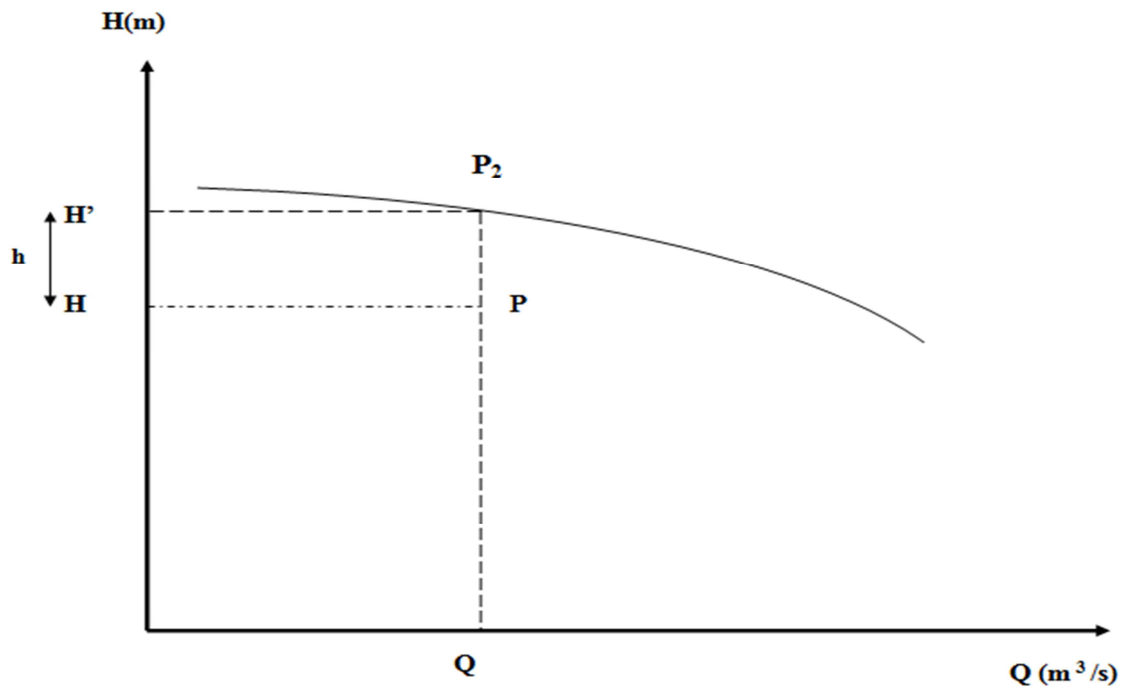
$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \quad (V.10)$$

Avec :

$$H' = H_1 + h_v \quad (V.11)$$

Ou :

- H' : Hauteur créée par la pompe pour le débit désiré Q_1 (m) ;
- h_v : Perte de charge engendrée par vannage (m) ;
- η : Rendement (%).



Figure(V.6) : Recherche du point de fonctionnement désiré par vannage

V.9.3. Rognage de la roue :

Par diminution du diamètre de la roue, il est possible de modifier la caractéristique de la pompe, cependant la possibilité de rognage est limitée de 0,5 à 10%, pour éviter une dégradation importante du rendement. Autrement dit, Le rognage s'effectue en gardant la même vitesse de rotation N , et cela, en traçant une droite par l'origine et par le point P_1 ; celle-ci coupe la courbe caractéristique de la pompe au point $P_3(Q_3, H_3)$ avant le rognage qui est le point homologue du point désiré. On aura alors :

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{1/2} = \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{1/2} \quad (\text{V. 12})$$

Avec :

- m : Coefficient de rognage. Le pourcentage de rognage (r) sera :

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

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

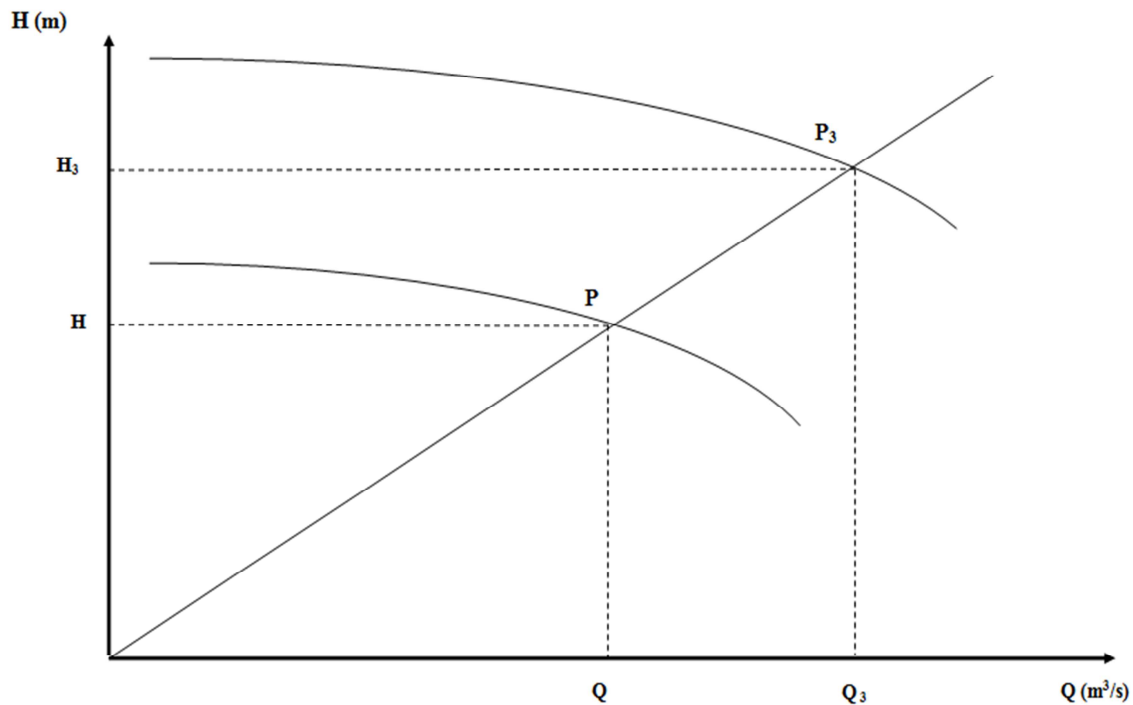


Figure (V.7) : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe par rognage.

V.9.4. Variation de la vitesse de rotation :

Dans ce cas, on fait varier la vitesse de rotation, sa diminution entrainera la diminution du débit et également la puissance absorbée. On trace la parabole d'équation suivante :

$$y = ax^2 \quad (\text{V.14})$$

Courbe d'iso-rendement qui contient le point homologue qui passe par P et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point $P_4 (Q_4, H_4)$, on aura alors :

La nouvelle vitesse de rotation N' donnée par :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_2} \text{ (Tr/min)} \quad (\text{V.15})$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$Pa = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \quad (\text{V.16})$$

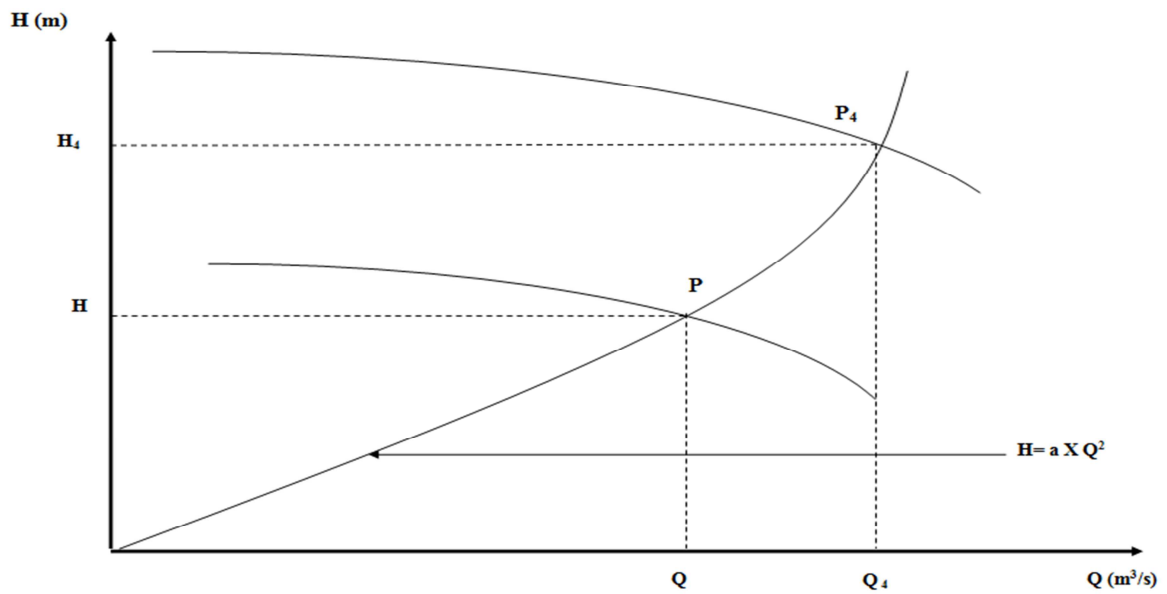


Figure (V.8) : Recherche du point de fonctionnement désiré par variation de la vitesse de rotation.

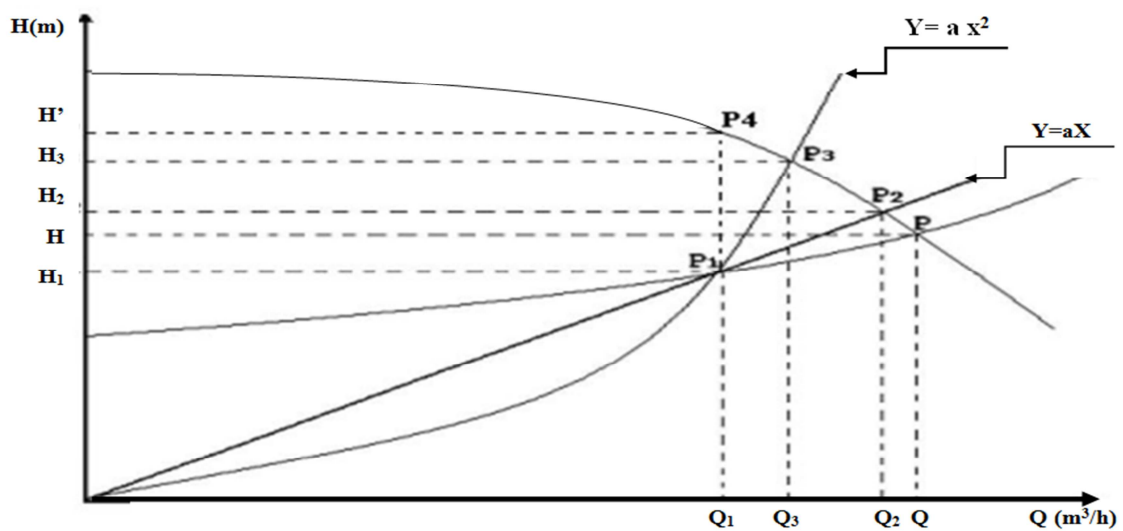


Figure (V.9) : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré

V.10. Couplage des pompes :

Dans bien des cas, les besoins (hauteur-débit) ne peuvent être satisfaits que par une seule pompe, ou, pour des raisons de souplesse, on préfère utiliser plusieurs pompes. Dans ces cas, on sera obligé d'utiliser un couplage de pompe [5].

V.10.1. Couplage en parallèle :

Ce montage est rencontré lorsque l'on désire, pour une même hauteur de refoulement, augmenter le débit, dans ce cas on a :

- Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur commun ;
- Le débit du collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe.

Ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes. Donc, Si deux pompes sont couplées hydrauliquement en parallèle, les hauteurs qu'elles fournissent sont nécessairement égales. La caractéristique résultante s'obtient en ajoutant les débits pour une même hauteur fournie.

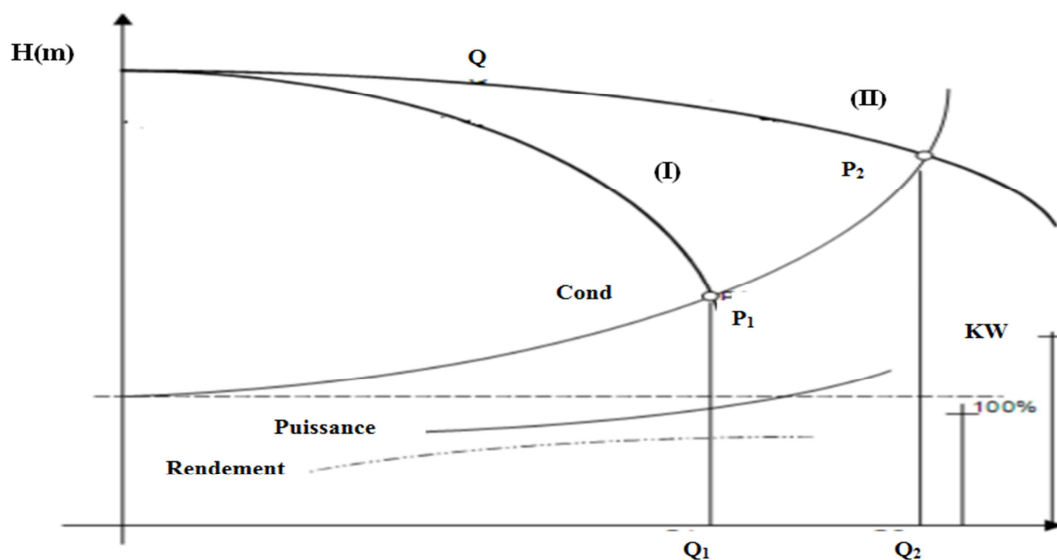


Figure (V.10) : Pompes en parallèle.

La baisse de pression qui produit le phénomène de cavitation peut être dû :

- A l'élévation géométrique au-dessus du niveau libre de l'eau à l'aspiration de la pompe ;
- Aux pertes de charge dans la tuyauterie d'aspiration ;
- A l'énergie cinétique de l'eau mise en mouvement, particulièrement importante dans la roue de la pompe.

V.11.1. Les effets de la cavitation :

Les effets de la cavitation peuvent être très néfastes pour la pompe:

- Création de bulle de vapeur à l'aspiration s'accompagnant de leur condensation brutale dans ou en sortie de roue, lorsque la pression remonte,
- Implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue,
- Vibrations anormales,
- Bruit anormal (pompage de caillou),
- Destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations,
- Arrachement de matière dans les zones d'implosion,
- A haut du débit pompé lorsqu'apparaît le phénomène de cavitation.

Le phénomène de cavitation est reconnaissable par :

- Une chute des courbes caractéristiques de la pompe (diminution du débit et de la pression) ;
- Chocs et vibrations notables ;
- Des bruits de cailloux brassés.

V.11.2. Evitement du phénomène :

La cavitation peut être prévue par le calcul du NPSH disponible à l'aspiration de la pompe, et sa comparaison avec le NPSH requis par la pompe. Pour éviter tous risques de cavitation, la condition suivante doit être respectée :

$$(\text{NPSH})_d > (\text{NPSH})_r \quad (\text{V.17})$$

Avec :

- $(\text{NPSH})_d$: Charge nette d'aspiration disponible ;

- $(NPSH)_r$: Charge nette minimale requise (donnée par le constructeur).

Pour une installation en aspiration :

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{\omega} - (H_a + J_a + H_r) \quad (V.18)$$

Pour une installation en charge :

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{\omega} + (H_a - J_a - H_r) \quad (V.19)$$

Avec:

- $\frac{P_0}{\omega}$: Pression en mètre de colonne d'eau au plan d'aspiration.
- H_a : Hauteur d'aspiration (m).
- H_r : Hauteur représentative de la tension de vapeur (m).
- J_a : Pertes de charge à l'aspiration (m).

V.11.3. Pression absolue minimale admissible à l'aspiration (NPSH) :

La charge nette à l'aspiration est la valeur de la pression absolue diminuée de la pression de vapeur pour une température donnée. Elle sera donnée en (m.c.e) par la relation suivante :

$$NPSH = (P_0 - H_a) - T_v \quad (V.20)$$

Avec:

- P_0 : Pression atmosphérique en (m.c.e).
- H_a : Hauteur totale d'aspiration (m).
- T_v : Tension de vapeur d'eau à la température considérée (voir le tableau (V.1))

T°C	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
T_v (m)	0,06	0,083	0,125	0,24	0,43	0,75	1,26	2,03	4,1	4,8	10,3

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

V.11.4. Calcul du $(NPSH)_d$:

Le $(NPSH)_d$ sera donné comme suit :

La relation de Bernoulli appliquée entre le plan d'aspiration (Z_0, P_0) , et l'entrée de la pompe (Z_1, P_1) et en considérant J_a la perte de charge à l'aspiration :

$$Z_0 + \frac{P_0}{\omega} = Z_1 + \frac{P_1}{\omega} + \frac{V_{moy}^2}{2g} + J_{asp} \quad (V.21)$$

$$\frac{P_1}{\omega} + \frac{V_{moy}^2}{2g} = \frac{P_0}{\omega} - (Z_1 - Z_0) - J_{asp} \quad (V.22)$$

Sachant déjà que $(NPSH)_d$ est la valeur de la pression absolue $\frac{P_1}{\omega}$ diminuée de la tension de la vapeur pour la température de l'eau h_v donc :

$$(NPSH)_d = \left(\frac{P_1}{\omega} + \frac{V_{moy}^2}{2g} \right) - h_v = \frac{P_0}{\omega} - (Z_1 - Z_0) - J_{asp} - h_v \quad (V.23)$$

Le terme $(Z_1 - Z_0)$ est à prendre avec son signe selon que l'aspiration s'effectue par dépression ou sous pression. Pour une aspiration en dépression sous la hauteur H_a , $(Z_1 - Z_0)$ est négative et l'on a :

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{\omega} + H_a - J_a - h_v \quad (V.24)$$

Avec :

- $\frac{P_0}{\omega}$: Pression en (m.c.e) au plan d'aspiration.
- H_a : Hauteur géométrique d'aspiration (m).
- J_a : Perte de charge d'aspiration (m).
- h_v : Tension de la vapeur pour la température d'eau pompée (m.c.e).
- $\frac{V_{moy}^2}{2g}$: Energie cinétique (m).

Cette formule est appliquée dans le cas où la pompe travaille en aspiration, pompe installée au-dessus du plan d'eau.

$$(\text{NPSH})_d = \frac{P_0}{\omega} - (H_a + J_a + h_v) \quad (\text{V.25})$$

Pour les réservoirs ouverts, où la pression au plan d'aspiration est égale à la pression atmosphérique (10m), l'expression devient :

$$(\text{NPSH})_d = 10 - H_a + J_a \quad (\text{V.26})$$

Le point d'application de la cavitation est donné par l'intersection des courbes $(\text{NPSH})_d$ et $(\text{NPSH})_r$, celle-ci se manifeste lorsque le point de fonctionnement de la pompe, en le projetant sur le graphe des courbes **NPSH**, se trouve à droite du point **I** (Point déterminant la zone de cavitation), il y aura donc lieu de tenir le point de fonctionnement de la pompe dans le réseau à gauche de la verticale passant par **I**, afin d'obtenir $(\text{NPSH})_d > (\text{NPSH})_r$, c'est à dire on évite la cavitation .

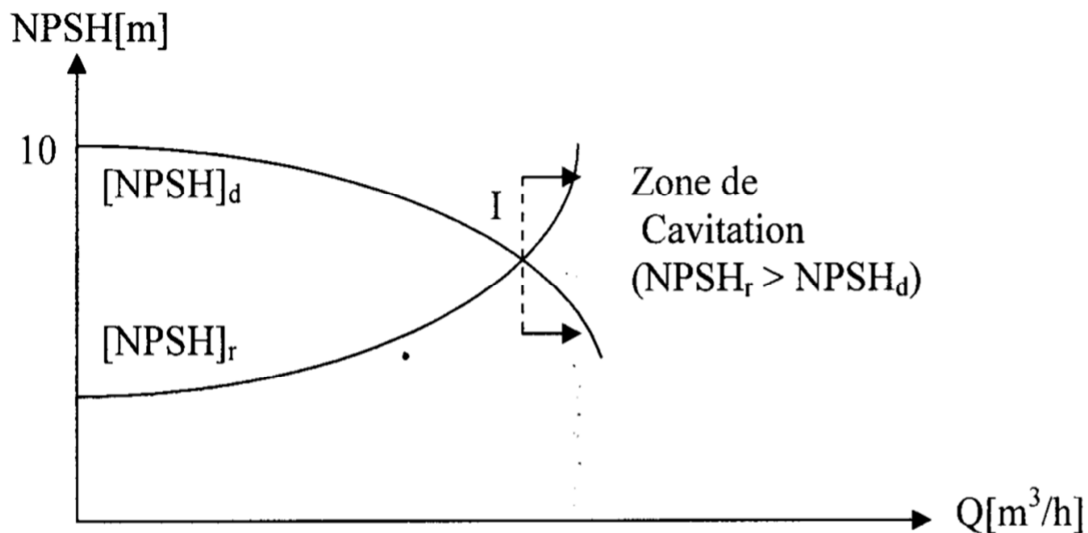


Figure (V.12) : Graphes de courbes NPSH.

V.12.Choix des pompes du projet

V.12.1 Types de pompes à adopter pour la station de reprise SR1

Le choix de la pompe s'effectue en choisissant un type de pompe dont les caractéristiques se rapprochent le plus possible des données à respecter (débit, HMT).

VI.12.1.1 Caractéristique de la conduite

- Le débit refoulé : $Q = 29,5 \text{ l/s}$
- La hauteur géométrique : $H_g = 210 \text{ m}$
- Les pertes de charges : $J_T = 57,78 \text{ m}$
- La hauteur manométrique totale : $H_{MT} = 267,78 \text{ m}$.

VI.12.1.2 Caractéristique de la pompe

D'après le catalogue CAPRARI on opte pour une pompe centrifuge à axe horizontal multicellulaire de type PM100 / 5B dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $Q = 29,9 \text{ l/s}$
- Un rendement : $\eta = 76,2 \%$
- Une vitesse : $N = 2970 \text{ tr/min}$
- $H_{MT} = 269 \text{ m}$ (hauteur de refoulement)
- $P_a = 103 \text{ KW}$ (puissance de la pompe).

D'après la courbe d'installation le point de fonctionnement donné ne correspond pas à celui désiré.

Nous devons le réaliser :

- Le point de fonctionnement donné ($29,5 \text{ l/s}$; $267,78 \text{ m}$)
- le point de fonctionnement désiré ($29,9 \text{ l/s}$; 269 m)

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré par conséquent, cette pompe ne nécessite aucune modification. Voir Figure(IV.13) :

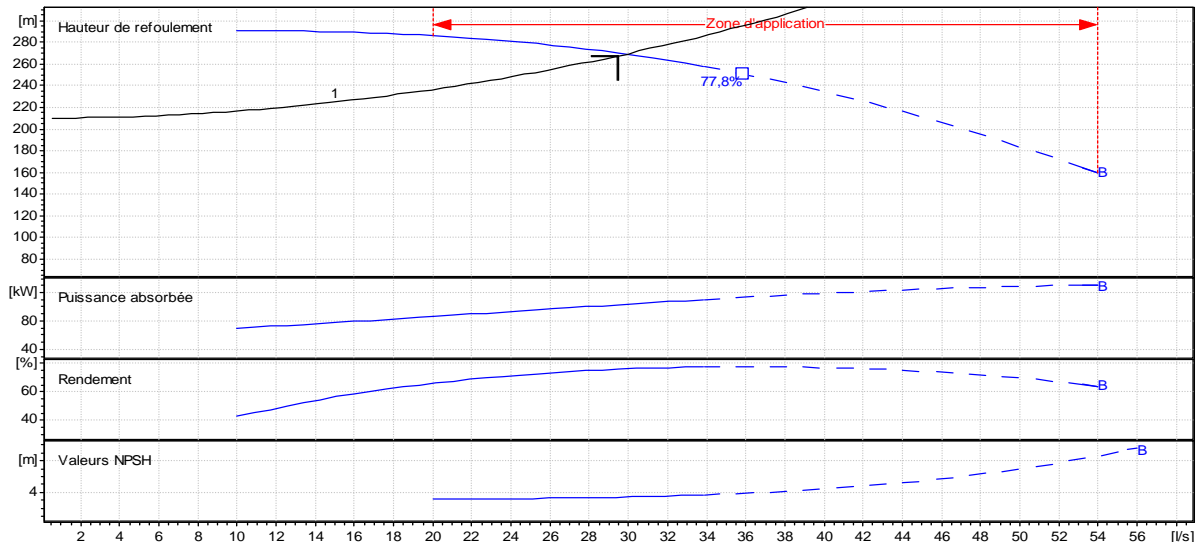


Figure (IV. 13) : Les courbes caractéristiques de la pompe

VI.13.1.3 vérification de la non cavitation

- La cote du plan d’aspiration : $C_a = 454,3 \text{ m}$;
- Hauteur d’aspiration : $H_a = 1 \text{ m}$;
- Perte de charge d’aspiration : $J_{asp} = 0$ (négligeable) ;
- (NPSH) $r = 3,5 \text{ m}$.

Calcul de la pression à la cote d’aspiration

$$P_0 = 10,33 - (0,0012 \times C_a) = 10,33 - (0,0012 \times 454,3) = 9,78 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g \times \rho} + H_a - (J_{asp} + T_v) = 9,78 + (1) - (0 + 0,24) = 10,54 \text{ m.}$$

$$NPSH_d > NPSH_r$$

En conclusion la pompe est en dehors de la zone de cavitation.

V.12.2 Types de pompes à adopter pour la station de reprise SR2

Le choix de la pompe s’effectue en choisissant un type de pompe dont les caractéristiques se rapprochent le plus possible des données à respecter (débit, HMT).

VI.12.2.1 Caractéristique de la conduite

- Le débit refoulé : $Q = 29,5 \text{ l/s}$
- La hauteur géométrique : $H_g = 199,6 \text{ m}$
- Les pertes de charges : $J_T = 59,13 \text{ m}$
- La hauteur manométrique totale : $H_{MT} = 269,13 \text{ m}$.

VI.12.2.2 Caractéristique de la pompe

D'après le catalogue CAPRARI on opte pour une pompe centrifuge à axe horizontal multicellulaire de type PM100 / 5C dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $Q = 32,6 \text{ l/s}$
- Un rendement : $\eta = 77,5 \%$
- Une vitesse : $N = 2970 \text{ tr/min}$
- $H_{MT} = 285 \text{ m}$ (hauteur de refoulement)
- $P_a = 117 \text{ KW}$ (puissance de la pompe).

D'après la courbe d'installation le point de fonctionnement donné ne correspond pas à celui désiré, Voir Figure (IV.14) :

Nous devons le réaliser :

- Le point de fonctionnement donné ($29,5 \text{ l/s}$; $269,13 \text{ m}$)
- le point de fonctionnement désiré ($32,6 \text{ l/s}$; 285 m)

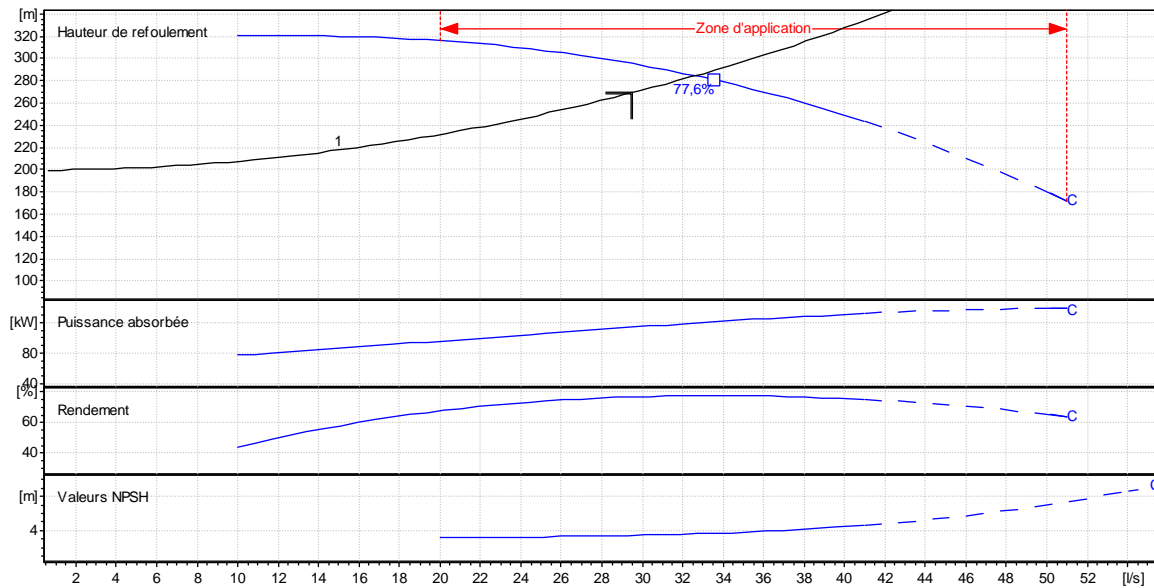


Figure (IV. 3) Les courbes caractéristiques de la pompe

VI.12.2.3 Réalisation du point de fonctionnement

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.

a) 1ere variante : modification du temps de pompage

Afin d’adopter la pompe aux conditions de travail désirées, il y a lieu de varier le temps de pompage qui sera :

$$Q \times T' = 20 \times Q1$$

d'ou :

$$T = \frac{20 \times Q1}{Q} = 20 \times \frac{29,5}{32,6} = 18,09 \text{ h}$$

- La puissance absorbée sera :

$$Pa = \frac{g \times Q1 \times H1}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,0326 \times 285}{0,775} = 117,60 \text{ KW}$$

- Les frais d’exploitation seront :

$$F_{exp} = 117,60 \times 18,09 \times 4,67 \times 365$$

D'où :

$$F_{\text{exp}} = 3626232,39 \text{ DA}$$

b) 2^{eme} variante : Régulation par étouffement (le vannage)

$$H' = H_1 + h_v$$

$$D'où \quad h_v = H' - H_1 = 295 - 269,13 = 25,87 \text{ m}$$

- La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,0295 \times 295}{0,767} = 111,3 \text{ KW}$$

- Les frais d'exploitation seront :

$$F_{\text{exp}} = 111,3 \times 20 \times 4,67 \times 365$$

D'où :

$$F_{\text{exp}} = 3794328,3 \text{ DA}$$

c) 3^{eme} 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.

d) 4^{eme} variante : Variation de la vitesse

- La nouvelle vitesse de rotation s'écrit comme suit : $N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3}$

- La courbe iso-rendement s'écrit :

$$H = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2 = \frac{269,13}{29,5^2} \times Q^2 = 0,30 Q^2$$

Q	15	20	25	30	35
Hp	320	316	307	294	274
H=a×Q²	67,5	120	187,5	270	367,5

Tableau (IV. 2) Les points de la courbe caractéristique

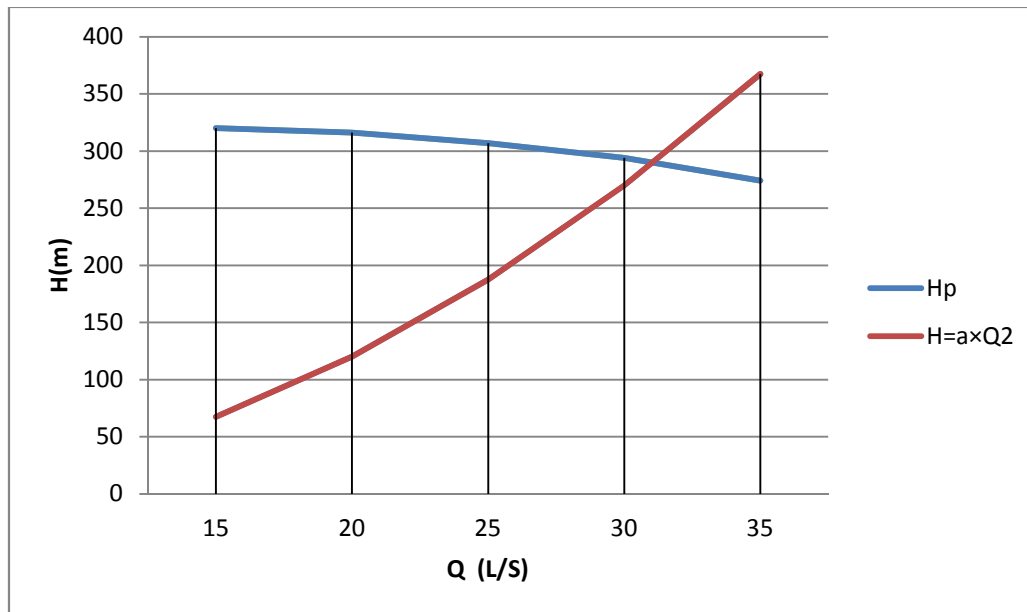


Figure (IV. 14) : Point de fonctionnement de la pompe

La courbe iso-rendement coupe la caractéristique de la pompe au point A (Q₃, H₃).
 Les coordonnées du point A sont (32 l/s ; 287 m)

b) calcul du nombre de tours

$$N_2 = \frac{2970 \times (29,5)^2}{(32)^2} = 2524 \text{ (tr/min)}$$

- La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,0295 \times 269,13}{0,77} = 101,14 \text{ KW}$$

- Les frais d'exploitation seront :

$$F_{exp} = 101,14 \times 20 \times 4,67 \times 365$$

D'où :

$$F_{exp} = 3\,448\,277,03 \text{ DA}$$

Constatation

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

VI.12.2.4 vérification de la non la cavitation

- La cote du plan d'aspiration : $C_a = 699 \text{ m}$;
- Hauteur d'aspiration : $H_a = 1 \text{ m}$;
- Perte de charge d'aspiration : $J_{asp} = 0$ (négligeable) ;
- (NPSH)_r = 3,5 m.

Calcul de la pression à la cote d'aspiration

$$P_0 = 10,33 - (0,0012 \times C_a) = 10,33 - (0,0012 \times 699) = 9,49 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g \times \rho} + H_a - (J_{asp} + T_v) = 9,49 + (1) - (0 + 0,24) = 10,25 \text{ m.}$$

$$NPSH_d > NPSH_r$$

En conclusion la pompe est en dehors de la zone de cavitation.

V.12.3 Types de pompes à adopter pour le forage

Le choix de la pompe s'effectue en choisissant un type de pompe dont les caractéristiques se rapprochent le plus possible des données à respecter (débit, HMT).

VI.12.3.1 Caractéristique de la conduite

- Le débit refoulé : $Q = 29,5 \text{ l/s}$
- La hauteur géométrique : $H_g = 128,6 \text{ m}$
- Les pertes de charges : $J_T = 3,08 \text{ m}$
- La hauteur manométrique totale : $HMT = 131,68 \text{ m}$.

VI.12.3.2 Caractéristique de la pompe

D’après le catalogue CAPRARI on opte pour une pompe centrifuge à axe horizontal multicellulaire de type E8SX57/ 8K dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $Q = 31 \text{ l/s}$
- Un rendement : $\eta = 80,1 \%$
- Une vitesse : $N = 2900 \text{ tr/min}$
- $HMT = 132 \text{ m}$ (hauteur de refoulement)
- $P_a = 49,6 \text{ KW}$ (puissance de la pompe).

D’après la courbe d’installation le point de fonctionnement donné ne correspond pas à celui désiré. Voir Figure(IV.15) :

Nous devons le réaliser :

- Le point de fonctionnement donné (29,5 l/s ; 131,68 m)
- le point de fonctionnement désiré (31 l/s ; 132 m)

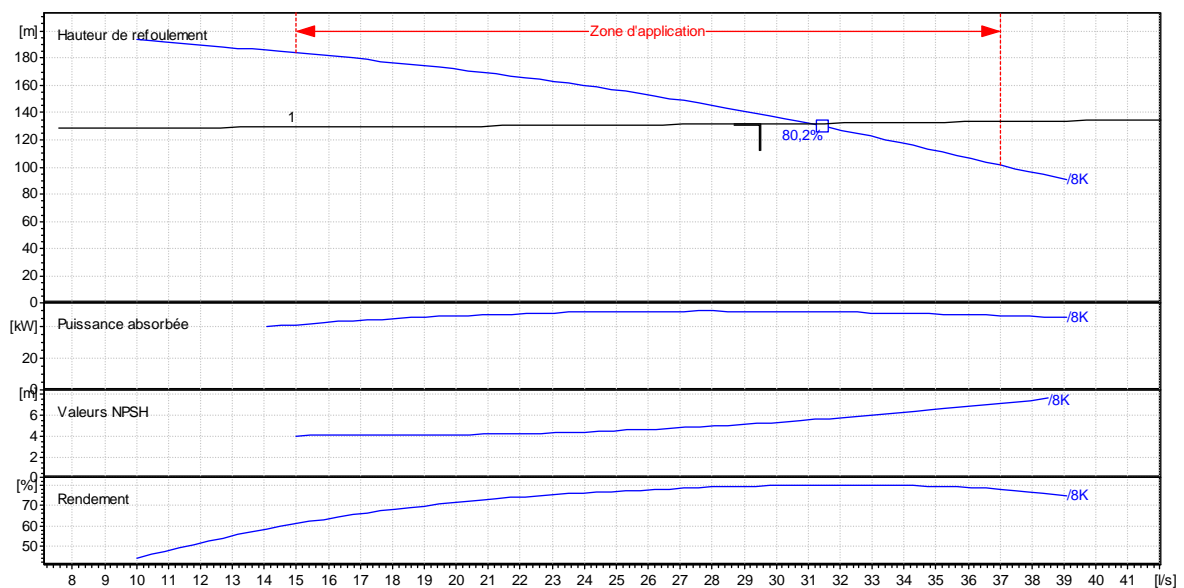


Figure (IV. 15) Les courbes caractéristiques de la pompe

VI.12.3.3 Réalisation du point de fonctionnement

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.

a) 1ere variante : modification du temps de pompage

Afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées, il y a lieu de varier le temps de pompage qui sera :

$$Q \times T' = 20 \times Q_1$$

D'ou :

$$T = \frac{20 \times Q_1}{Q} = 20 \times \frac{29,5}{31} = 19,03 \text{ h}$$

- La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,031 \times 132}{0,801} = 50,11 \text{ KW}$$

- Les frais d'exploitation seront :

$$F_{exp} = 50,11 \times 19,03 \times 4,67 \times 365$$

D'où :

$$F_{exp} = 1\,625\,447,45 \text{ DA}$$

b) 2eme variante : Régulation par étouffement (le vannage)

$$H' = H_1 + h_v$$

$$D'où \quad h_v = H' - H_1 = 139 - 131,68 = 7,32 \text{ m}$$

- La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,0295 \times 139}{0,797} = 50,47 \text{ KW}$$

- Les frais d'exploitation seront :

$$F_{exp} = 50,47 \times 20 \times 4,67 \times 365$$

D'où :

$$F_{exp} = 1720572,77 \text{ KW}$$

c) 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.

d) 4eme variante : Variation de la vitesse

- La nouvelle vitesse de rotation s'écrit comme suit : $N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3}$

- La courbe iso-rendement s'écrit :

$$H = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2 = \frac{131,68}{29,5^2} \times Q^2 = 0,15 Q^2$$

Q	15	20	25	30	35
Hp	184	172	157	137	112
H=a×Q ²	33,75	60	93,75	135	183,75

Tableau (IV. 4) Les points de la courbe caractéristique

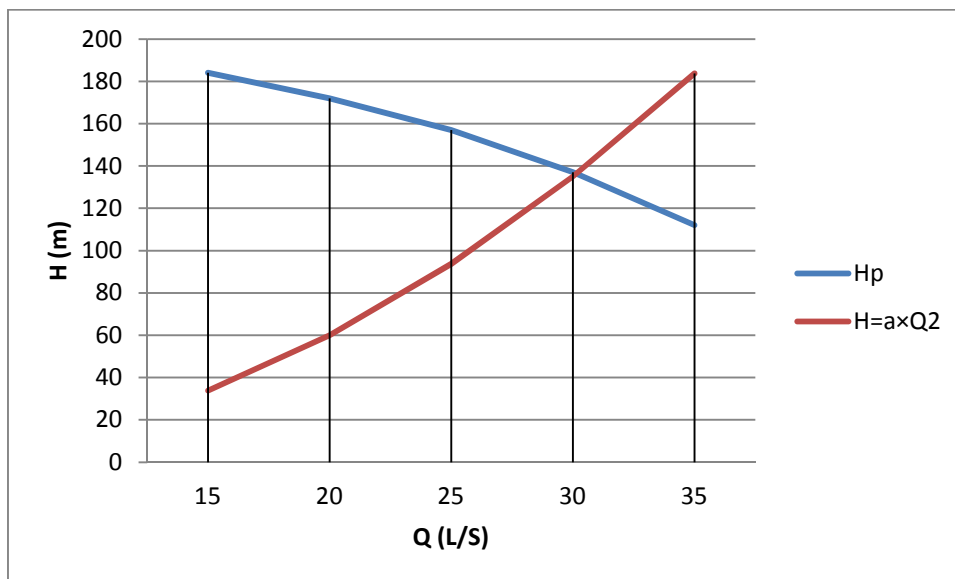


Figure (IV. 16) : Point de fonctionnement de la pompe

La courbe iso-rendement coupe la caractéristique de la pompe au point A (Q₃, H₃).
Les coordonnées du point A sont (30 l/s ; 137 m)

b) calcul du nombre de tours

$$N2 = \frac{2970 \times (29,5)^2}{(30)^2} = 2871 \text{ (tr/min)}$$

- La puissance absorbée sera :

$$Pa = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,0295 \times 137}{0,801} = 49,49 \text{ KW}$$

- Les frais d'exploitation seront :

$$F_{exp} = 49,49 \times 20 \times 4,67 \times 365$$

D'où :

$$F_{exp} = 1\ 687\ 163,59 \text{ DA}$$

Constatation :

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

VI.12.3.4 vérification de la non la cavitation

Par mesure de sécurité, les pompes immergées sont toujours placées à 0.5 m au-dessous du niveau dynamique, donc la non cavitation est vérifiée.

V.17.Conclusion :

Dans ce chapitre, l'utilisation du catalogue CAPRARI nous a permis de déterminer les différents types de pompes à adopter pour chaque station de reprise , A la fin de ce chapitre nous avons opté pour :

- La station de reprise SR1 une pompe multicellulaire a axe horizontal de type **PM 100/ 3C**.

Pour la station de reprise SR2 nous avons opté pour :

- une pompe multicellulaire, a axe horizontal, de type **PM 100/ 3E**.

Pour la SR4 :

- on a opté pour une pompe de type **PM 65/8A**,

Pour la SR5 :

- On a opté pour la pompe de type **HMU50-1/4D**,

Et à la fin nous allons vérifier la non-cavitation de chaque pompe utilisée.

Et de suite, nous allons opter pour une autre vérification qui est la vérification contre le coup de bélier, ceci constituera :

POSE et protection des conduites

VI.1. Introduction

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

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

VI.2. Pose des conduites

VI.2.1. Généralités

Les conduites peuvent être posées en terre, en galerie, en élévation au-dessous du sol, sur les ouvrages d'art, dans le lit d'une rivière ou dans un sous-sol marin. Généralement, elles sont posées en tranchées afin d'être protégées et de ne pas être des obstacles à la circulation [5].

VI.2.2. Différentes poses de la canalisation

VI.2.2.1. Pose en terre

La pose en terre s'effectue dans une tranchée dont la largeur minimale est de 0.6 m permettant aux ouvriers d'y accéder [5].

La profondeur de la tranchée est déterminée comme suit :

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

- Du gravier dans les terres ordinaires.
- Des pierres cassées à l'anneau de 5 cm pour former des drains dans les terrains rocheux ou imperméables.
- Un lit de béton maigre dans les parties rocheuses possédant des pentes importantes.

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

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

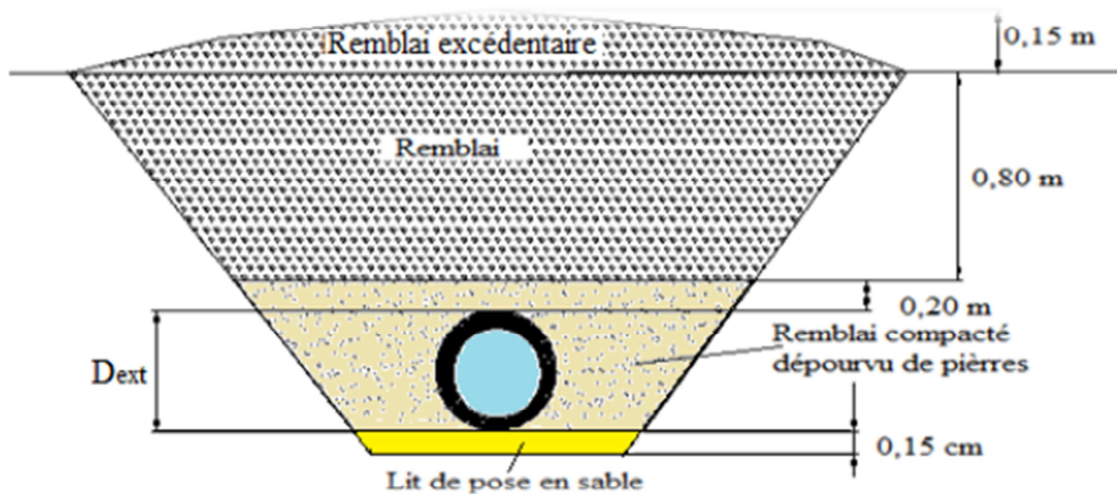


Figure (VI.1) : Coupe transversale d'une conduite enterrée.

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

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

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

VI.2.2.2. Traversée des oueds ou des rivières

Pour le passage des oueds, la conduite peut emprunter les caniveaux qui ont été réservés sur le trottoir d'un pont s'il existe, sinon elle peut être posée dans le lit même des oueds, dans ce dernier cas il est nécessaire d'établir une fouille dans laquelle la conduite sera posée et recouverte de béton. La traversée des oueds ou des rivières est représenté dans la figure (VI.2) suivante [5] :

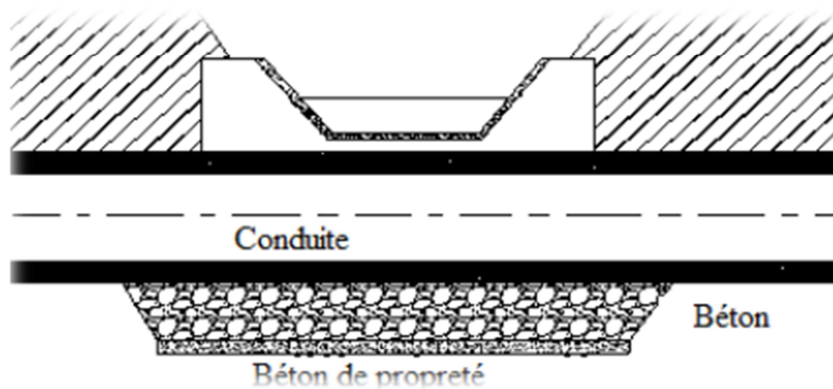


Figure (VI.2) : Traversée d'un oued ou d'une rivière.

VI.2.2.3. Passage d'une route

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

La figure (VI.3) suivante représente la traversée d'une route :

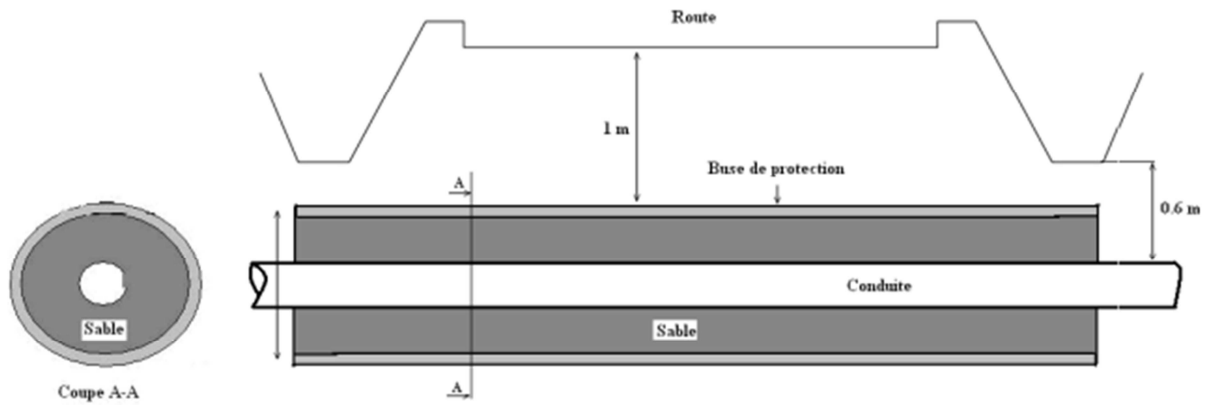


Figure (VI.3) : Traversée d'une route.

VI.2.2.4. Butées et ancrages des conduites

A cause de la poussée de l'eau, il y'a risque d'un déboitement des joints dans les parties soudées ou la rupture des soudures soit au niveau des branchements ou dans le cas d'un changement de direction [5].

Pour remédier à ce type de problème, on construit des massifs en béton, qui s'opposent aux déboitements et ruptures grâce à leur poids, on peut les associés à des fers d'amarrage, nécessaires même pour les conduites à joints soudés ou à brides si l'intensité des efforts en jeu l'exige.

On distingue :

- Butée sur un branchement, qui est représenté dans la figure (VI.4).
- Butée sur un coude horizontal, qui est représenté dans la figure (VI.5).
- Butée sur un coude vertical, qui est représenté dans la figure (VI.6).
- Butée d'extrémité en vue d'un essai hydraulique.

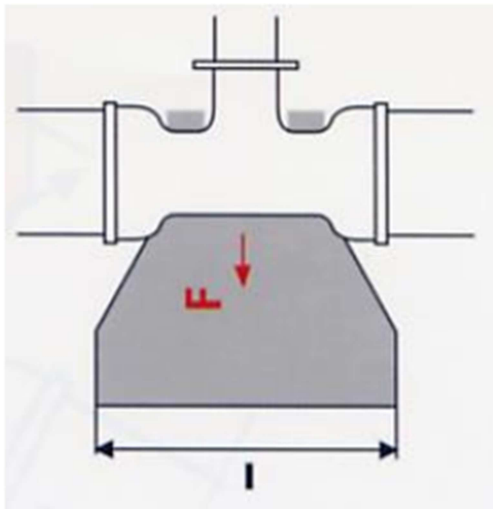


Figure (VI.4) : Butée sur un branchement

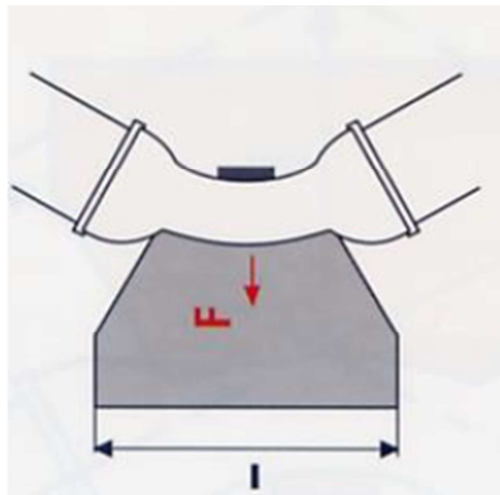


Figure (VI.5) : Butée sur un coude horizontal

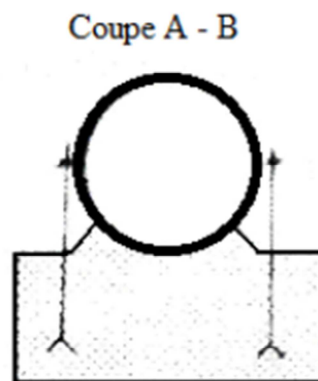
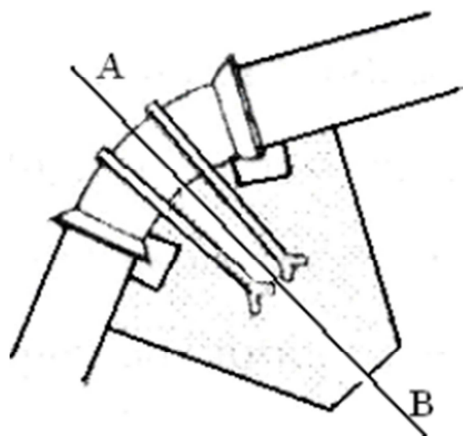


Figure (VI.6) : Butée sur un coude vertical

VI.2.2.5. Désinfection des conduites

Une fois les travaux de pose des conduites sont achevés, la livraison de l'eau au consommateur ne peut se faire qu'après une désinfection totale du réseau. Cette opération peut s'effectuer selon les instructions du laboratoire, soit au clore ou au permanganate de potassium. Après la désinfection, nous procéderons au rinçage de la conduite avec de l'eau claire avant de livrer l'eau à la consommation publique [5].

VI.3. Protection contre le coup de bélier

VI.3.1. Introduction

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire de la pression (entre la surpression et la dépression), un écoulement non permanent (transitoire) apparaît dans une conduite lorsque on fait varier brusquement le débit à l'extrémité aval de celle-ci.

Ce phénomène peut provoquer des effets plus nocifs à la canalisation, il est nécessaire par conséquent d'empêcher la production de telles perturbations ou du moins de les atténuer.

De ce fait nous allons calculer pour chaque tronçon

VI.3.2. Causes du phénomène

Les causes du phénomène sont [5]:

- Démarrage d'un groupe électropompe à vanne ouverte.
- Arrêt brutal, par disjonction inopiné, d'un ou de plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement.
- Démarrage ou arrêt d'une ou plusieurs pompes.
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé en bout d'une conduite d'adduction.

VI.3.3. Conséquences du phénomène

Dans les installations actuelles, le phénomène du coup de bélier est accentué par l'utilisation de plus en plus importante d'appareils à fermeture rapide. Ces derniers sont à l'origine d'une forte augmentation du nombre de coup de bélier qui se traduit par [5] :

- Emission de bruit.
- Usure rapide des matériels, voire quelque fois leur détérioration brutale.
- Détérioration des joints par suite aux fuites aux raccords.
- Eclatement de la conduite du à la surpression.
- Ecrasement du à la dépression.

VI.3.4. Moyens de protection contre le coup de bélier

Dans une installation où le risque de coup de bélier existe, il est nécessaire de définir les protections que l'on va introduire dans le système de façon à minimiser les effets à des valeurs compatibles avec la résistance de la conduite : limitation de surpression et/ou de la dépression, on utilise pour cela un appareil appelé anti-bélier.

Pour le cas d'une conduite d'adduction, le meilleur moyen de protection est l'utilisation d'un robinet-vanne à course longue qui sera manœuvré lentement, toutefois pour les grandes conduites on peut utiliser un anti-bélier, pour plus de sécurité.

Le cas d'une conduite de refoulement est plus grave, puisque l'arrêt de la pompe peut survenir brutalement.

Les appareils anti-bélier les plus utilisés sont les suivants [5]:

- Volant d'inertie
- Soupape de décharge
- Les ventouses
- Les réservoirs d'air
- Cheminée d'équilibre
- Vanne de fermeture lente.

VI.3.4.1. Le volant d'inertie

Son principe est de continuer à assurer l'alimentation de la veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe.

C'est un disque de grande inertie, dont la masse est concentrée près de la périphérie, calé sur l'arbre du groupe motopompe, le volant accumule de l'énergie pendant la marche normale, et il la restitue au moment de l'arrêt du moteur, il permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de la pompe, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier dans la conduite de refoulement. . La figure (VI.7) nous représente un schéma général d'un volant d'inertie.

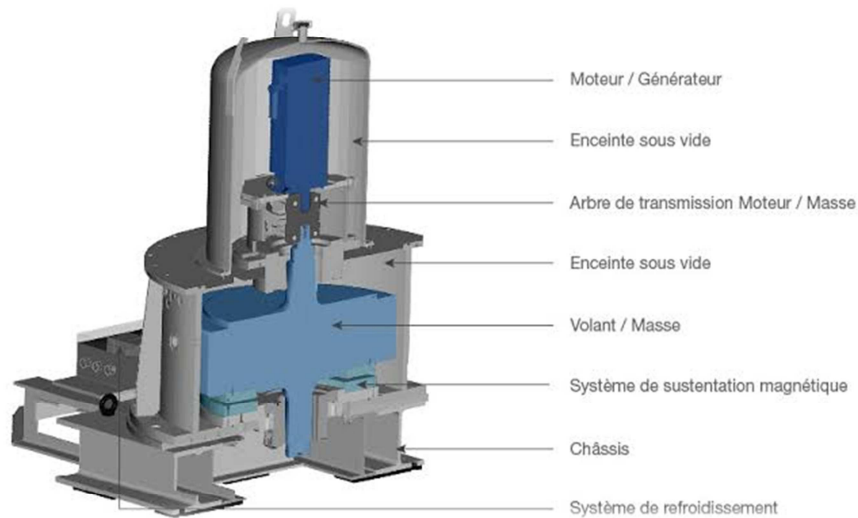


Figure (VI.7) : Schéma générale d'un volant d'inertie.

Portant ce système est généralement peut ou non utilisable vu que [5]:

- Il n'intervient que pour limiter les dépressions seulement.
- Si la conduite de refoulement est assez grande on doit envisager des volants avec des poids vraiment considérable, par conséquent le système sera couteux.
- Plus le volant est lourd plus le moteur doit être très puissant pour pouvoir vaincre au démarrage l'inertie de ce volant ce qui peut conduire à des appels d'intensités de courant inadmissibles.
- Ce dispositif est limité à la protection des conduites à longueur de refoulement faible ou moyenne qui n'accède pas quelque centaines de mètres.

VI.3.4.2. Soupape de décharge

C'est un ressort à boudin qui, en exploitation normale, par sa compression, obture un orifice placé sur la conduite au point à protéger. En cas de surpression, il s'ouvre très rapidement pour libérer le débit de retour dans la conduite, il permet ainsi de limiter la valeur de cette surpression. Cette soupape ne s'ouvre que si la pression dans la conduite dépasse 5% de la pression maximale de fonctionnement normal. Son utilisation nécessite un entretien suivi et une surveillance attentive. La figure (VI.8) nous représente un schéma de fonctionnement d'une soupape de décharge.

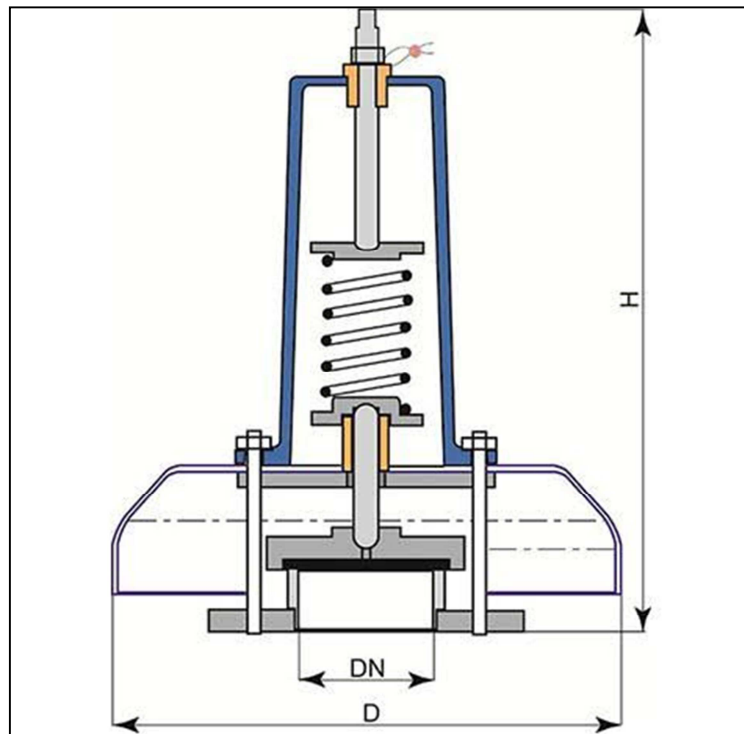


Figure (VI.8) : Schéma d'une soupape de décharge.

VI.3.4.3. Les ventouses

Dans la majorité des cas, les ventouses sont à double effet, elles fonctionnent comme des purgeurs automatiques : lorsqu'une poche d'air arrive, elles s'ouvrent pour l'extraire à l'extérieur, et lorsqu'une dépression se produit, elles s'ouvrent et permettent l'entrée d'air extérieur, cet air reste dans l'installation, mais le collapse de la tuyauterie a été évité [9].

La figure (VI.9) suivant nous représente un schéma explicatif du fonctionnement d'une ventouse :

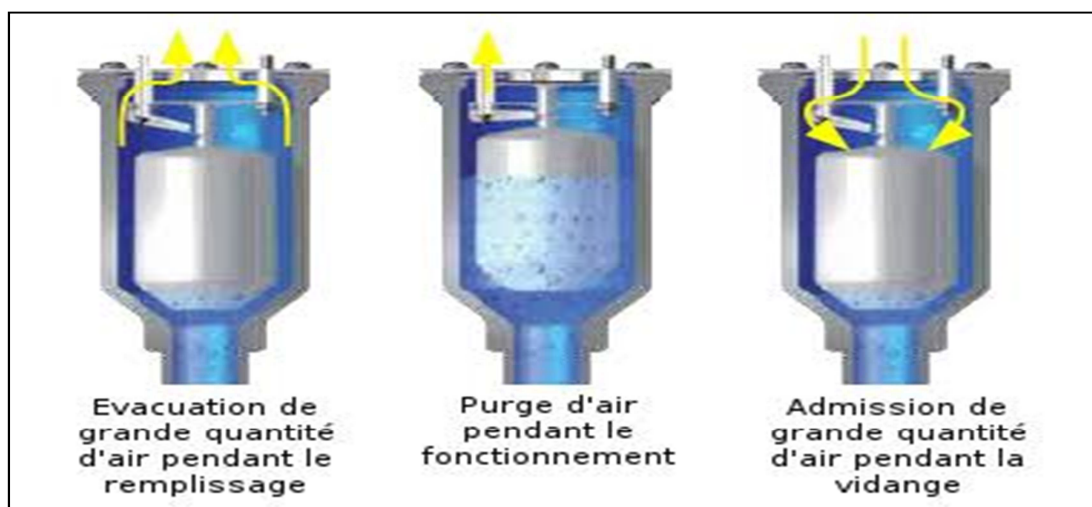


Figure (VI.9) : Schéma explicatif du fonctionnement d'une ventouse.

VI.3.4.4. Cheminées d'équilibre

Une manière de réduire les surpressions dans une conduite, Elles sont des récipients ouverts à forte hauteur protégeant le tronçon en aval et réduisant l'intensité du coup de bélier en amont. Elles jouent le même rôle que les réservoirs d'air, mais on arrive à des ouvrages importants dans le cas de grandes et moyennes hauteurs de refoulement [5].

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

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

La figure (VI.10) suivante nous représente une cheminée d'équilibre :

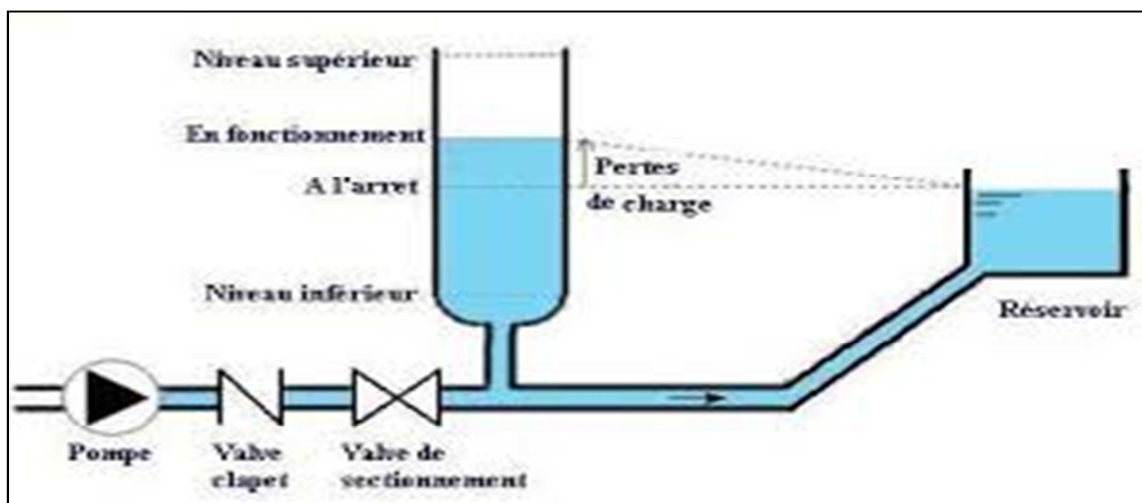


Figure (VI.10) : Cheminée d'équilibre.

VI.3.4.5. Les réservoirs d'air

C'est un réservoir métallique disposé à la station de pompage et raccordé au refoulement immédiatement à l'aval du clapet contenant de l'eau et de l'air sous pression, la pression dans l'air en marche normale équilibre la pression dans la conduite en cas de coup de bélier. Ce réservoir va alimenter la conduite en eau lors de la dépression (par suite la dilatation du volume d'air) et récupérer l'eau à partir de la conduite lors de la surpression (par suite de la compression du volume d'air), ainsi il permet de limiter aussi bien la dépression que la

surpression. A cause de sa simplicité et son efficacité, le réservoir d'air est le moyen de protection contre les coups de bélier le plus utilisé en alimentation en eau [9].

La figure (VI.11) suivante nous représente un réservoir d'air :

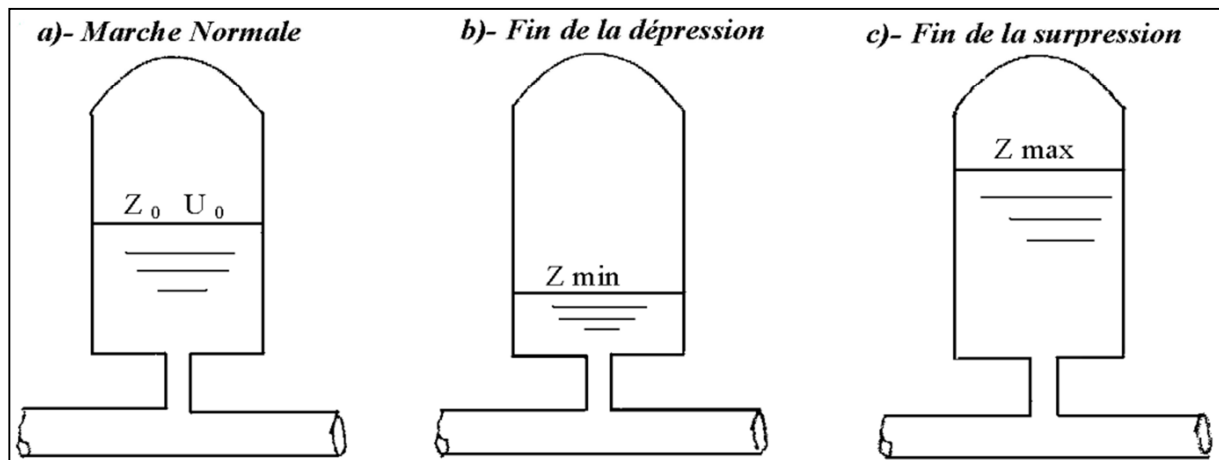


Figure (VI.11) : Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air.

VI.3.5. Tableau récapitulatif des différents équipements anti-bélier

Les avantages et les inconvénients des appareils anti-bélier sont représenté dans le tableau (VI.1) suivant :

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observation
Soupape de décharge	<ul style="list-style-type: none"> - Cout limité - Entretien et réglage facile - Ne consomme pas d'énergie - Indépendant d'une installation électrique 	<ul style="list-style-type: none"> - Nécessite un entretien et un contrôle attentif - Pertes considérable d'eau pendant le fonctionnement 	-Utilisé comme protection contre la surpression
Cheminée d'équilibre	<ul style="list-style-type: none"> - Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organe mécanique susceptible de fonctionnement défectueux) - Importante durée de vie - Indépendante d'une installation électrique - Pas de perte d'eau 	<ul style="list-style-type: none"> - Possibilités d'installations limitées - Ouvrage couteux (hauteur généralement très développée, 	-Utilisé comme protection contre la dépression et la surpression
Réservoir d'air	<ul style="list-style-type: none"> -Bon fonctionnement - Bonne sécurité - Pas des pertes d'eau 	<ul style="list-style-type: none"> - Entretien et réglage compliqués qui exige du personnel qualifié - Cout élevé 	-Utilisé comme protection contre la dépression et la surpression

Volant d'inertie	- Dispositif économique - Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtant pas sauvant	- Consommation d'énergie protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de démarrage	- Utilisé comme protection contre la dépression
------------------	--	---	---

Tableau (VI.1) : Avantages et inconvénients des appareils anti-bélier.

VI.3.6. Etude du coup de bélier

L'étude de ce phénomène consiste à calculer les surpressions (Hs) et les dépressions (Ha) ainsi que la valeur du coup de bélier (B) dans les différents tronçons de réseau d'adduction, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression maximale admissible (PMA) [5].

VI.3.6.1. Calcul de la célérité d'onde dans les tronçons

La célérité est la vitesse de propagation d'onde, elle dépend de la compressibilité d'eau et l'élasticité du tuyau. **ALLIEVI** a donné pour la vitesse a de l'onde, la valeur suivante :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,6 + K' \frac{D}{e}}} \quad \text{(VI.1)}$$

Avec :

- a : Célérité de l'onde (m/s).
- D : Diamètre intérieur de la conduite (mm).
- e : Epaisseur de la conduite (mm).
- K' : Coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation.
 - Pour le PEHD K' = 83.
 - Pour la fonte ductile k'=1.
 - Pour L'acier K' = 0,5.

VI.3.6.2. Valeur numérique du coup de bélier

A. Cas d'une fermeture brusque

La fermeture brusque est caractérisée par un temps de fermeture T_f [4]:

$$T_f < \frac{2L}{a} \quad (\text{VI.2})$$

Avec : $\frac{2L}{a}$ le temps d'aller et retour de l'onde

➤ La valeur maximale du coup de bélier est donnée par la formule suivante :

$$B = \frac{a \times V}{g} \quad (\text{VI.3})$$

Avec :

- B : Valeur du coup de bélier (m)
- a : Célérité de l'onde (m/s)
- V : Vitesse d'écoulement (m/s)
- g : Accélération de la pesanteur (m/s^2).

Pour calculer la surpression et la dépression il faut calculer la pression absolue au point le plus haut de la conduite H_0 , telle que :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (\text{VI.4})$$

➤ La valeur maximale de la surpression est :

$$H_s = H_0 + B \quad (\text{VI.5})$$

➤ La valeur maximale de la dépression est :

$$H_d = H_0 - B \quad (\text{VI.6})$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique de refoulement(m).
- 10 : Pression atmosphérique.
- H_0 : Pression absolue de la conduite (m).

- H_s : Valeur de la surpression (m).
- H_d : Valeur de la dépression (m).

B. Cas d'une fermeture lente

La fermeture lente est caractérisée par un temps T_f [4]:

$$T_f > \frac{2L}{a} \tag{VI.7}$$

La valeur maximale du coup de bélier est donnée par la formule de MICHAUD :

$$B = \frac{2 \times L \times V}{g} \tag{VI.8}$$

VI.7- Valeurs numériques du coup de bélier

VI.7.1- Calcul des valeurs du coup de bélier pour les conduites de refoulement

Les valeurs numériques du coup de bélier pour chaque tronçon sont représentées dans le tableau suivant :

Tronçon	Caractéristiques des conduites										
	D (mm)	K	e (mm)	V0 (m/s)	Hg (mm)	h0 (m)	a (m/s)	B (m)	Hs (m)	Hd (m)	PS
Forages-SR1	200	83	18,2	1,033	128,6	138,6	319,44	33,63	172,23	104,97	200
SR1-SR2	200	0,5	9,55	0,939	210	220	1289,06	123,38	343,38	96,62	490
SR2-R1	200	0,5	9,55	0,939	199,6	209,6	1289,06	123,38	332,98	86,22	490

Tableau (VI.2) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour les conduites de refoulement.

Conclusion

Les résultats de calcul des valeurs du coup de bélier pour les tançons (**Forages-SR1**), (**SR1-SR2**) et (**SR2-R1**) montrent que 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.

Conclusion générale

Conclusion générale

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous avons étudié le projet portant sur le renforcement de l'alimentation en eau potable de la commune d'Ait Yenni.

Après avoir estimé les différents besoins en eau aux divers horizons, nous avons constaté que ces besoins estimés à long terme, qui sont de **2666,335 m³/j** soit **30.86 l/s** ; sont bien loin d'être satisfaits par rapport au débit journalier fourni par les ressources existantes dans la zone d'étude, qui est de **1872 m³/j**, soit de **21,67 l/s**. Par conséquent, on a un déficit de **9.19 l/s**.

Dans le but de remédier à ce problème, il a été préconisé de réaliser un forage d'un débit total de **30.86 l/s** qui satisfait les besoins de la nouvelle chaîne composée de dix villages qui souffrent d'un manque exorbitant en eau.

Afin d'assurer l'alimentation en eau potable dans la zone d'étude, et son acheminement par refoulement et gravitaire, nous avons déterminé les volumes des réservoirs et ceux des deux stations de reprises.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction par refoulement et gravitaire, nous avons choisi les diamètres les plus économiques avec des vitesses acceptables, comme on a opté pour le PEHD dans les cas de refoulement et la fonte ductile dans le cas gravitaire.

Le choix des pompes adéquates au refoulement, afin d'assurer l'acheminement de l'eau jusqu'au consommateur, a été réalisé par le catalogue CAPRARI.

Conclusion générale

Une vérification du risque d'apparition du phénomène du coup de bélier a été faite. On a constaté que les tronçons d'adduction par refoulement (F-SR1), (SR1-SR2) et (SR2-R1+R projeté) n'admettent pas des valeurs négatives en dépression, ce qui ne nécessite pas de dispositif anti-bélier, quant au tronçon d'adduction gravitaire on a proposé l'utilisation des vanne à fermeture lente.

Enfin, il est à signaler que pour assurer le bon fonctionnement du réseau et sa durabilité dans le temps, la bonne gestion et l'entretien périodique sont nécessaires

A la lumière de ce travail et par le biais de cette conclusion, nous espérons avoir répondu à l'objectif fixé au départ.

Bibliographie

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] : Données recueillies(PDAU) auprès des services, APC de la commune d'Ait Yenni, Subdivision de la commune d'Ait Yenni, et la Direction des Ressources en Eau de la wilaya de Tizi Ouzou

[2] :Hazen.A et Williams G.S. : « *Hydraulic Tables* » ; New York, 3e éd, 1920.

[3] : **TECHNIQUES DE L'INGENIEUR** : « Adduction et distribution des eaux » 195 page

[4] : **MEUNIER, M.** : « LE Coup de bélier et la protection des réseaux d'eau sous pression », Edition Dunod, Paris, 1950.

[5] : **Dupont, A.**, " Hydraulique Urbaine ", Tome II : Ouvrage de transport-Elévation et distribution des eaux, *Edition Eyrolles*, Paris, 484 pages, 1979.

[6] : **BOURAINÉ, I et YAICI, f.** " Renforcement en AEP de la commune de MAATKAS à partir des deux forages sis Boughni et Bougdoura, *Mémoire de fin d'étude*, Ingéniorat, Université Abderahmane Mira de Bejaia, Algerie, 95 pages, 2017.

[7] : **BONNIN, J.** : « Hydraulique urbaine », Edition appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance, Eyrolles, 1986.

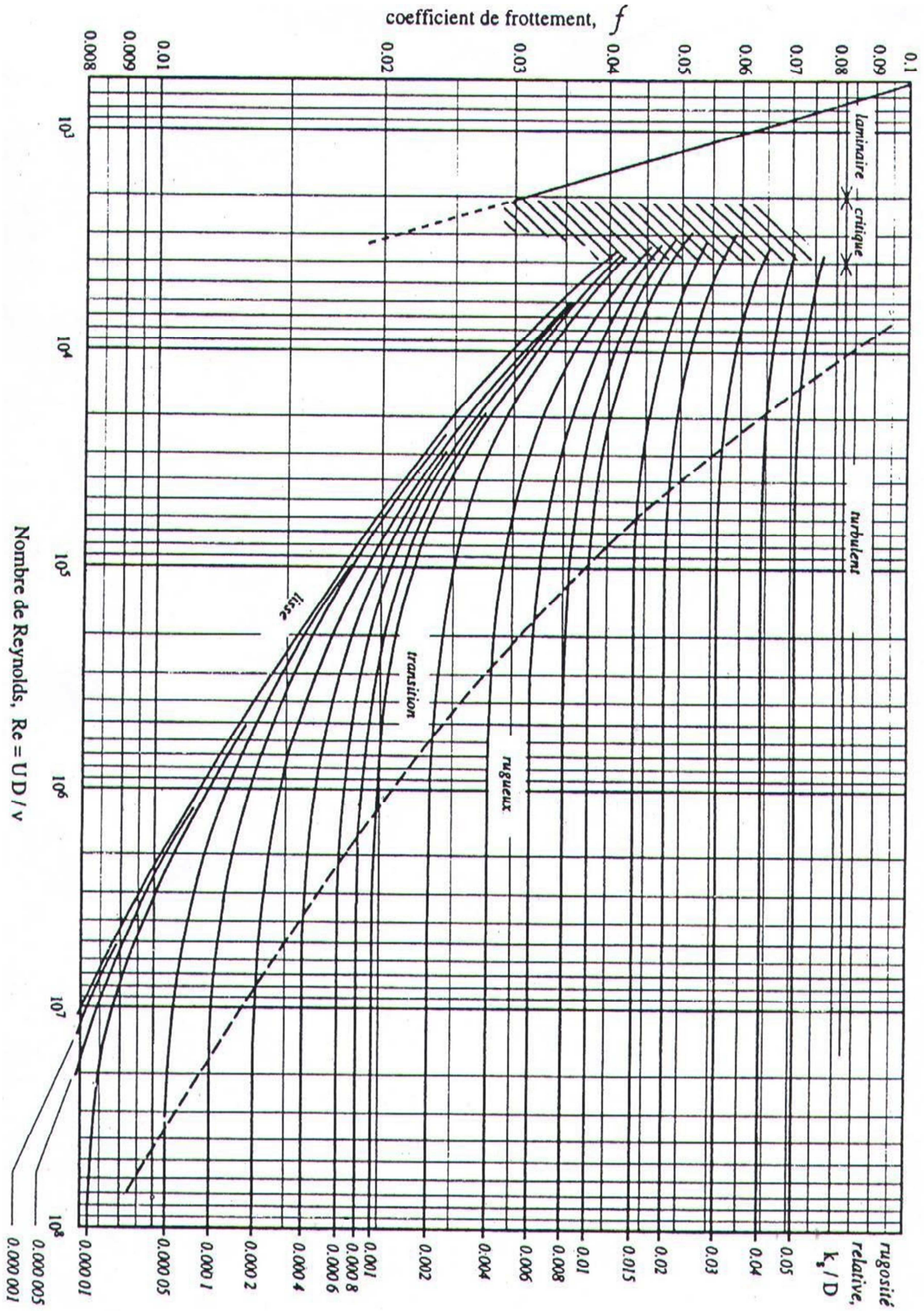
[8] : **BONVIN, J.** : « Hydraulique urbaine », Tome I : Captage–Réseaux d'adduction–Réservoirs–Réseaux de distribution–Équipement–Pompes–Petites centrales hydrauliques. Version 2005.

[9] : **Référence web :**

www.Slideserves.fr/protection-des-conduites-contre-les-coups-de-belier

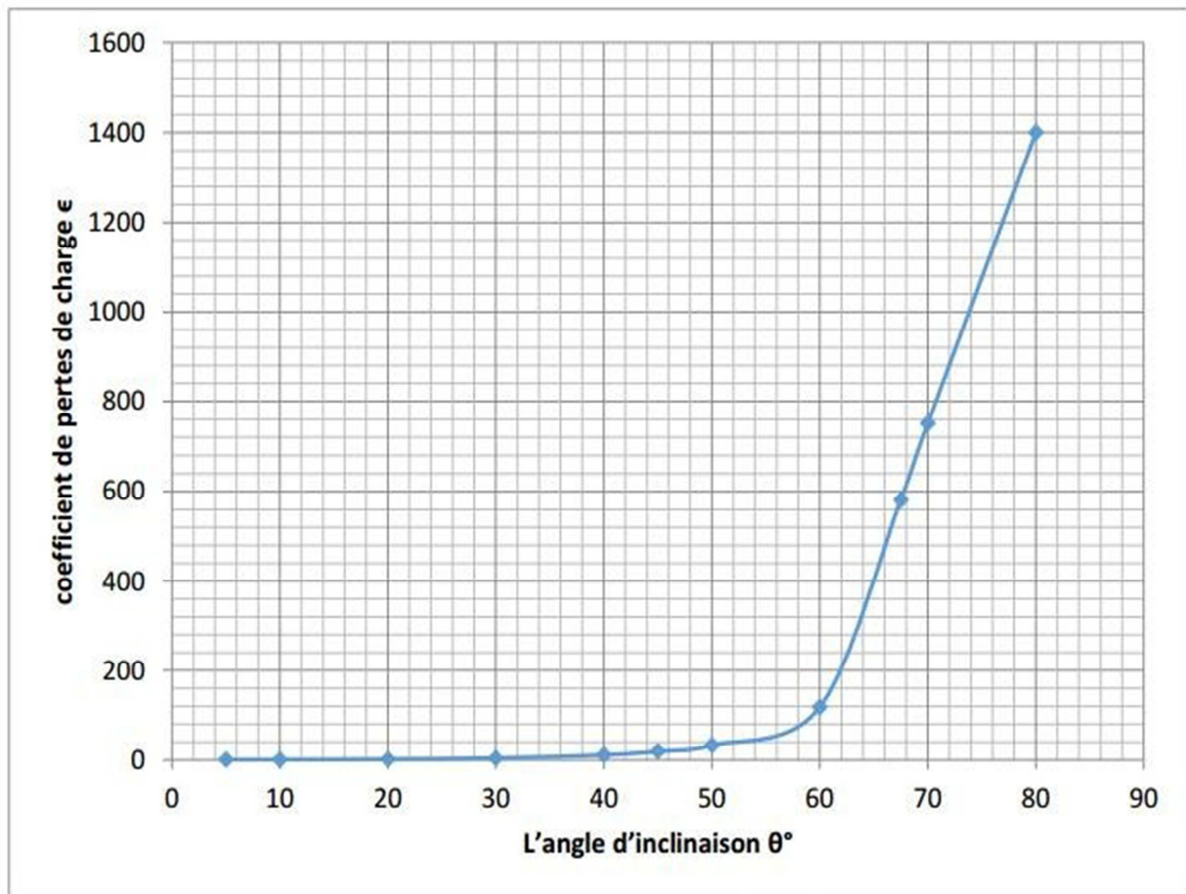
Annexes

Annexe (2) : Diagramme de MOODY



Annexe (3) : Evolution du coefficient de singularité d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture

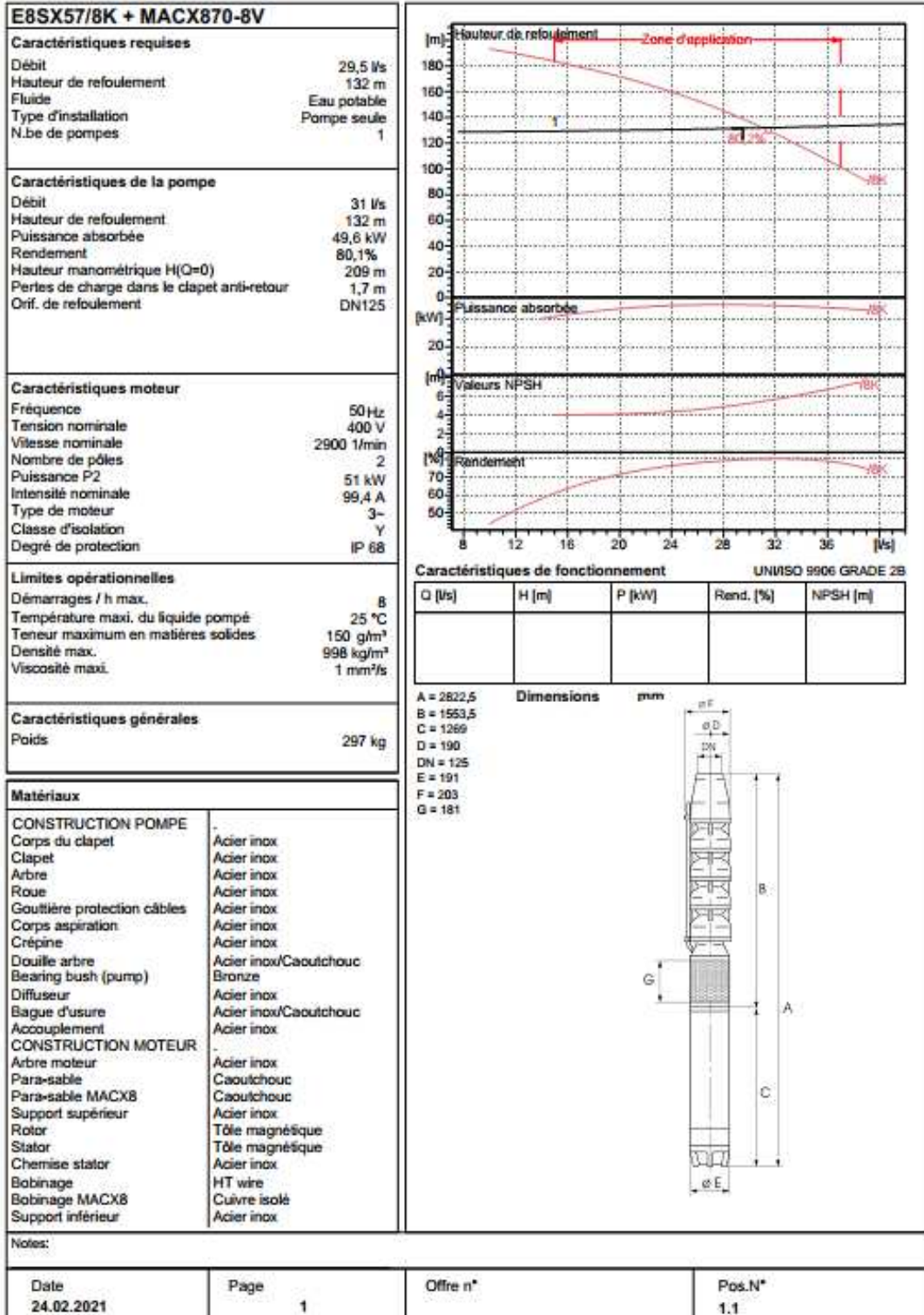
Angle d'inclinaison du papillon θ (°)	0	5	10	20	30	40	45	50	60	70	80
Ξ	0,25	0,25	0,52	1,54	3,91	10,8	18,7	32,6	118	751	1400



Annexe (4) : Prix et pression nominale des conduites en PEHD PN16

DN (mm)	e (mm)	Prix (DA/m)
32	3,0	110,00
40	3,7	170,02
50	4,6	206,98
63	5,8	414,30
75	6,8	570,09
90	8,2	768,55
110	10,0	1141,73
125	11,4	1619,95
160	14,6	2625,69
200	18,2	4104,96
250	22,7	6396,59
315	28,6	10173,04

Annexe (5) : Caractéristique de forage



Annexe (5) : Caractéristique de la station de reprise SR1



Caractéristiques techniques

COMPANY WITH INTEGRATED
MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV
= ISO 9001:2000 =
ISO 14001:2004

PM 100/ 4 B																																														
Caractéristiques requises																																														
Débit	29,5 l/s																																													
Hauteur de refoulement	268 m																																													
Fluide	Eau potable																																													
Type d'installation	Pompe seule																																													
N.be de pompes	1																																													
Caractéristiques de la pompe																																														
Débit	29,9 l/s																																													
Hauteur de refoulement	269 m																																													
Puissance absorbée	103 kW																																													
Rendement	76,2%																																													
Hauteur manométrique H(Q=0)	293 m																																													
Orif. de refoulement	DN100 (UNI PN40)																																													
Caractéristiques moteur																																														
Fréquence	50 Hz																																													
Tension nominale	400 V																																													
Vitesse nominale	2970 1/min																																													
Nombre de pôles	2																																													
Puissance P2	110 kW																																													
Intensité nominale	187 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	1068 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 à billes	Acier																																													
Stuffing box	Fonte																																													
Packing	Tresse graphitée																																													
<p style="text-align: center;">Caractéristiques de fonctionnement ISO 9906 GRADE 2B</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th>Q [l/s]</th> <th>H [m]</th> <th>P [kW]</th> <th>Rend. [%]</th> <th>NPSH [m]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>15</td> <td>290</td> <td>75,8</td> <td>56,3</td> <td>3,09</td> </tr> <tr> <td>20</td> <td>286</td> <td>84,9</td> <td>66</td> <td>3,17</td> </tr> <tr> <td>25</td> <td>279</td> <td>94,3</td> <td>72,5</td> <td>3,24</td> </tr> <tr> <td>35</td> <td>254</td> <td>112</td> <td>77,7</td> <td>3,78</td> </tr> </tbody> </table> <p style="text-align: center;">Dimensions mm</p> <table style="width: 100%; font-size: small;"> <tr><td>A = 2167</td><td>B = 1668</td></tr> <tr><td>C = 320</td><td>D = 293</td></tr> <tr><td>DNa = DN125 (UNI PN25)</td><td>DNm = DN100 (UNI PN40)</td></tr> <tr><td>E = 190</td><td>F = 300</td></tr> <tr><td>G = 1068</td><td>H = 490</td></tr> <tr><td>I = 805</td><td>L = 755</td></tr> <tr><td>M = 22</td><td>N = 180</td></tr> <tr><td>O = 50</td><td>P = 475</td></tr> <tr><td>Q = 745</td><td>R = 1025</td></tr> <tr><td>V = 270</td><td></td></tr> </table> <div style="text-align: center;"> </div>		Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]	15	290	75,8	56,3	3,09	20	286	84,9	66	3,17	25	279	94,3	72,5	3,24	35	254	112	77,7	3,78	A = 2167	B = 1668	C = 320	D = 293	DNa = DN125 (UNI PN25)	DNm = DN100 (UNI PN40)	E = 190	F = 300	G = 1068	H = 490	I = 805	L = 755	M = 22	N = 180	O = 50	P = 475	Q = 745	R = 1025	V = 270	
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]																																										
15	290	75,8	56,3	3,09																																										
20	286	84,9	66	3,17																																										
25	279	94,3	72,5	3,24																																										
35	254	112	77,7	3,78																																										
A = 2167	B = 1668																																													
C = 320	D = 293																																													
DNa = DN125 (UNI PN25)	DNm = DN100 (UNI PN40)																																													
E = 190	F = 300																																													
G = 1068	H = 490																																													
I = 805	L = 755																																													
M = 22	N = 180																																													
O = 50	P = 475																																													
Q = 745	R = 1025																																													
V = 270																																														
Notes:																																														
Date	Page	Offre n°	Pos.N°																																											
24.02.2021	1		1.1																																											

Annexe (5) : Caractéristique de la station de reprise SR2



Caractéristiques techniques

COMPANY WITH INTEGRATED
MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV
= ISO 9001:2000 =
ISO 14001:2004

PM 100/ 5 C				
Caractéristiques requises				
Débit	29,5 l/s			
Hauteur de refoulement	289 m			
Fluide	Eau potable			
Type d'installation	Pompe seule			
N.be de pompes	1			
Caractéristiques de la pompe				
Débit	32,6 l/s			
Hauteur de refoulement	285 m			
Puissance absorbée	120 kW			
Rendement	77,5%			
Hauteur manométrique H(Q=0)	319 m			
Orif. de refoulement	DN100 (UNI PN40)			
Caractéristiques moteur				
Fréquence	50 Hz			
Tension nominale	400 V			
Vitesse nominale	2970 1/min			
Nombre de pôles	2			
Puissance P2	132 kW			
Intensité nominale	221 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	1197 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 à billes	Acier			
Stuffing box	Fonte			
Packing	Tresse graphitée			
Caractéristiques de fonctionnement ISO 9906 GRADE 2B				
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
32	287	116	77,4	3,53
Dimensions mm				
A = 2352 B = 1794 C = 395 D = 293 DN _a = DN125 (UNI PN25) DN _m = DN100 (UNI PN40) E = 190 F = 300 G = 1194 H = 490 I = 805 L = 755 M = 22 N = 160 O = 50 P = 475 Q = 745 R = 1005 V = 270				
Notes:				
Date	Page	Offre n°	Pos.N°	
24.02.2021	1		1.1	

			AEP		CONDUITES FORCÉES	
DN	D.e	DiTULPE ⁽²⁾	POIDS ⁽³⁾	PFA	POIDS ⁽³⁾	PFA
mm	mm	mm	kg/ml	Bar	kg/ml	Bar
100	114,3	118	13	72	16	106
125	139,7	144	16	59	-	-
150	168,3	172	20	49	25	109
200	219,1	223	28	42	39	104
250 ⁽⁴⁾	273,0	277	38	37	58	106
300	323,9	328	46	31	65	63
350	355,6	360	55	28	78	65
400	406,4	411	60	25	82	62
450	457,0	461	77	25	100	62
500	508	512	92	25	107	40
600	610	614	130	24	151	41
700	711	715	164	23	177	40
800	813	817	219	22	251	43
900	914	919	266	22	309	44
1000	1016	1021	333	22	385	43
1100	1118	1123	256	23	256	31
1200	1219	1224	315	21	315	32
1300	1321	1326	373	21	373	33
1400	1422	1428	402	20	402	30
1500	1524	1530	486	21	486	32
1600	1626	1632	519	20	519	30

Résumé

Dans ce mémoire de fin d'étude, nous avons traité le renforcement du réseau d'alimentation en eau potable de la commune d'Ait Yenni (wilaya de Tizi-Ouzou) à partir du forage d'Oued El Djemaa pour combler un déficit qui est de 9.19 l/s. Le travail a été organisé sous forme de six chapitres : le premier touche à la présentation du site le deuxième est l'estimation des besoins de différentes catégories d'utilisateurs à l'horizon de l'an 2050. Le troisième, le quatrième et le cinquième chapitre seront consacrés à définir l'ensemble des ouvrages et des équipements qui serviront au transfert de l'eau (les réservoirs, l'adduction et le pompage). Dans la partie pompage, on a choisi les pompes adéquates à chaque tronçon. Le sixième chapitre de cette étude, définira le mode de pose et la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier.

Mots clés : AEP ; adduction ; réservoir ; forage ; pompe ; coup de bélier ; distribution.

Abstract

At the end of our study thesis, we had to tackle the matter of reinforcement of the drinking water supply network of district of Ait Yenni (wilaya of Tizi-Ouzou) from the drilling located in the bank of the Oued El Djemaa to fill a gap which is of 9.19 l/ s. The work was organized in the form of six chapters: The first chapter concerns the presentation of the site; the second is the estimation of the needs of the various categories of users by 2050. The third, and the fourth and the fifth chapter will be devoted to defining all the works and equipments that will be used to transfer the water (reservoirs, supply and pumping). In the pumping part, we will talk about the appropriate pumps for each section. The fifth chapter will define the method of laying and the protection of pipes against the water hammer phenomena.

Key words: drinking water supply; adduction; tanks; Drilling; pump; Water hammer; Distribution.

ملخص

في نهاية هذه الدراسة، تناولنا تعزيز شبكة إمدادات مياه السرب لدائرة بتي يني من أبار واد الجمعة لملئ العجز الذي يبلغ 9.19 ل/ث. و تم تنظيم العمل على شكل ستة فصول الأول يتعلق بعرض الموقع، و الثاني في تقدير احتياجات الفئات المختلفة من المستخدمين بحلول عام 2050، و الثالث و الرابع و الخامس سيخصصون لتحديد جميع الأعمال و المعدات التي ستستخدم لنقل المياه. و في جزء الضخ، اخترنا المضخات المناسبة لكل قسم، أما الفصل الخامس فسيحدد طريقة مد الأنابيب و حمايتها من ظاهرة المطرقة المائية.

الكلمات المفتاحية : الخزان، المضخات، المطرقة المائية