

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE "MOULOUD MAMMERI "DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE LA GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire

De fin d'étude

En vue de l'obtention du Diplôme

De Master 2 en en Génie Civil

Option : Construction Hydraulique et Aménagement

Thème

*Etude de renforcement de la chaine d'alimentation en
eau potable de la commune d'Ait Bouaddou à partir de
barrage koudiet Acerdoune avec logiciel EPANET*



Devant le jury :

Président: Mr DJEMAI.M
Promoteur: Mr ARAIBIA.A.S
Examineur: Mr KHATAOUI.M
Examineur : Mr DAHMOUS.H

Présenté par :

Mr BOURDACHE Madjid
Mr AREZKI Yazid

PROMOTION : 2014

Au terme de ce modeste travail nous tenons à adresser notre plus sincères et vifs remerciements et gratitude à notre promoteur M^r ARABIA, pour son encadrement et ces orientations judicieuses.

Nous tenons également à exprimer nos profondes gratitude et nos vives reconnaissances à l'égard des membres de jury pour avoir accepté d'examiner et de juger notre travail.

Toute notre gratitude est adressée à tout le personnel de la subdivision de l'Algérienne Des Eaux de Ouadhia, à l'assemblée Populaire Communale d'Ait Bouaddou),

Nos remerciements s'adressent aussi à Mr DJONDER, de la DFW de Tizi Ouzou, sans oublier Mr AMEZIENE ingénieur en hydraulique pour leurs encouragements, leurs aides et leurs soutiens.

Que tous ceux que on contribué à notre formation, particulièrement les enseignants de département de Génie civil on particulier les enseignants de la formation construction hydraulique et aménagement de Tizi-Ouzou, trouvent ici notre profonde reconnaissance.

Nos plus vifs remerciements vont également à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

DEDICACES:

Je dédie ce travail :

A mes très chers parents;

A mes très chers frères et sœurs ;

A toute ma Famille;

A tous mes amis;

A ceux que j'aime et qui m'aiment.

Yazid

DEDICACES:

Je dédie ce travail :

A mes très chers parents;

A toute ma famille ;

A mes amis et à tous ceux qui me sont chers.

MADJID

SOMMAIRE

SOMMAIRE

INTRODUCTION

CHAPITRE I : Présentation de la région d'étude

I.1. La situation géographique.....	2
I.2. La situation historique.....	3
I.3. Caractéristiques du milieu physique.....	3
I.3.1. Cadre Hydro-climatique	3
I.3.2. Réseau Hydrographique.....	4
I.3.3. Couvert végétal	4
I.3.4. Cadre géomorphologique	4
I.3.5. Les pentes	5
I.3.6. Cadre sismique	5
I.4. Situation démographique et socio-économique	6
I.4.1. Evaluation de la population de la commune.....	6
I.4.2. Caractéristique socio-économique de la population	7
I.4.3. Les potentialités économiques de la commune.....	7
I.4.3.1. Les potentialités agricoles de la commune.....	7
I.4.3.2. Production animale dans la commune la dernière campagne2011.....	8
I.4.3.2.1. Gros élevage.....	8
I.4.3.2.2. Petits élevages.....	9
I.4.4. Le tourisme.....	9
I.5 . Infrastructures et équipements publics.....	10
I.6. Situation hydraulique.....	11
I.6.1. ressources en eau potable.....	11
I.6.1.1. Description du réseau existant.....	11
I.6.1.2. Ouvrages existants “ réservoirs”.....	11

SOMMAIRE

1.6.2. Assainissement.....	12
1.6.2.1 .Généralités.....	12
1.6.2.2 .Description du réseau d'assainissement existant.....	12

CHAPITRE II : Estimation des besoins en eau

II.1. Evaluation de la population.....	14
II.2. Les différents besoins de la commune.....	15
II.2.1. Les besoins domestiques.....	15.
II.2.2. Les différents besoins publiques.....	16
II.2.2.1. Les besoins scolaires.....	16
II.2.2.2. Les besoins municipaux.....	16
II.2.2.3. Les besoins sanitaires.....	17
II.2.2.4. Les besoins socioculturels.....	17
II.2.2.5. Les besoins d'élevages.....	17
II.2.3. Récapitulation des besoins de tous les équipements de la commune.....	18
II.2.4. Récapitulation de tous les besoins de la commune (2014).....	18
II.2.5. Les besoins futur de la commune.....	18
II.2.5.1. Les besoins scolaires.....	18
II.2.5.2. Les besoins municipaux.....	19
II.2.5.3. Les besoins sanitaires.....	19
II.2.5.4. les besoins socioculturels.....	20
II.2.6. Récapitulation de tous les équipements futurs.....	20
II.2.7. Récapitulation de tous les besoins à l'horizon futur.....	21
II.2.8. Les débits moyens journaliers.....	21
II.3. Variation des débits.....	21

SOMMAIRE

II.3.1. Variation de la consommation journalière.....	21
II.3.2. Variation de la consommation maximale horaire.....	22
II.3.3. Débit de pointe.....	23
II.4. Estimation des ressources.....	24
II.5. Calcul de la dotation réelle actuel.....	24
II.4.1. Calcul de déficit qui se dégage de ces résultats.....	25
II.4.2. La capacité pratique d'un réservoir.....	26
II.5. Synthèse.....	26

CHAPITRE III : calcul et modélisation hydraulique

III.1. Réseau d'adduction.....	28
III.1.1. Types d'adduction.....	28
III.1.1.1. Adduction gravitaire.....	28
III.1.1.2. Adduction par refoulement.....	28
III.1.2. Types d'écoulement.....	28
III.1.2.1. Ecoulement à surface libre.....	28
III.1.2.2. Ecoulement en charge.....	29
III.1.3. choix du tracé.....	29
III.1.4. Les différent types de conduites.....	29
III.1.5. Equipements hydrauliques des conduites d'adduction.....	32
III.1.5.1. les vannes de sectionnement.....	32
III.1.5.2. les ventouses.....	32
III.1.5.3. les robinets de décharge « vidange ».....	33

SOMMAIRE

III.1.5.5. Crépines.....	33
III.1.5.6. Vanne papillon.....	33
III.1.6. Les avantages et les inconvénients des différents types des tuyaux.....	34
III.1.7. Etude technico-économique de l'adduction par refoulement.....	35
III.1.7.1. Choix de la gamme des diamètres.....	35
III.1.7.2. Evaluation des frais d'amortissement (Fa).....	35
III.1.7.3. Evaluation des frais d'exploitation.....	36
III.1.7.3.1. Calcul de la hauteur géométrique.....	36
III.1.7.3.2. Calcul des pertes de charge.....	36
III.1.7.3.3. Calcul de la hauteur manométrique totale (Hmt).....	39
III.1.7.3.4. Calcul de la puissance absorbée par la pompe.....	39
III.1.7.3.5. Energie consommée par la pompe.....	39
III.1.7.4. Organigramme de calcul des conduites d'adduction par refoulement.....	40
III.1.7.4. Détermination du diamètre optimal de la conduite.....	41
III.1.8. Étude de l'adduction gravitaire.....	41
III.1.8.1. Calcul de la charge disponible (Jd).....	41
III.1.8.2. Calcul de la perte de charge.....	41
III.1.8.3. Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivée.....	41
III.1.8.4. Calcul de la pression statique du flotteur.....	41
III.1.8.5. La ligne piézométrique.....	41
III.2 : modélisation du comportement hydraulique des conduites d'adduction du système d'alimentation	42
III.2.1 : Présentation du logiciel de simulation EPANET	42
III.2.1.1 : Définition d'EPANET.....	42
III.2.1.2 : Capacités pour la modélisation hydraulique	43

SOMMAIRE

III.2.1.3 : Capacités pour la modélisation de la qualité de l'eau.....	43
III.2.2 : Composants du réseau.....	44
III.2.2.1 : Les bâches.....	44
III.2.2.2 : Les réservoirs.....	45
III.2.2.3 : Les vannes.....	45
III.2.2.4 : Les pompes.....	46
III.2.2.5 : Les tuyaux.....	47
III.2.2.6 : Les nœuds de demande:.....	48
III.3 : Construction des modèles.....	49
III.3.1 : Choix des nœuds.....	49
III.3.2 : Les tronçons.....	49
III.3.3 : Les réservoirs.....	50
III.4 Les options de simulation.....	51
III.4.1 Les courbes de modulation des demandes.....	51
III.4.2 Les courbes caractéristiques des pompes.....	53
III.5 : Les résultats de la modélisation.....	54
III.5.1 : Le rapport d'état se présente comme suit.....	55
III.5.2 : le profil en long des pressions	60
III.5.3 : Balance des débits	60
III.5.4 : zones des pressions.....	61
III.5.5 : Distribution des vitesses à 8 :00h.....	61
III.5.6 : Distribution des pressions à 8 :00h	62

SOMMAIRE

CHAPITRE IV : les réservoirs

IV.1. Définition des réservoirs.....	65
IV.2. Emplacement des réservoirs.....	65
IV.3. Classification des réservoirs.....	65
IV.3.1. Classification selon leur position par rapport au sol.....	65
IV.3.2. Classification par rapport au réseau d'approvisionnement.....	65
IV.3.3. Classification selon le matériau de construction.....	66
IV.3.4. Classification selon la forme géométrique.....	66
IV.3.5. Classification Selon des considérations esthétiques.....	66
IV.4. fonctions des réservoirs.....	66
IV.5. Equipements hydrauliques des réservoirs.....	67
IV.5.1. conduite d'adduction ou d'arrivée.....	68
IV.5.2. Conduite de distribution ou de départ.....	68
IV.5.3. conduite de vidange.....	68
IV.5.4. conduite by-pass.....	69
IV.5.5. Matérialisation de la réserve d'incendie.....	69
IV.6. Construction des réservoirs.....	70
IV.7. Exigences techniques à satisfaire.....	70
IV.7.1. Etanchéité des réservoirs.....	70
IV.7.2 .Résistance.....	70
IV.7.3. Durabilité.....	71
IV.8 .Entretien des réservoirs.....	71
IV.9. Prescriptions sanitaires.....	71
IV.10. Méthodes de Calcul de la capacité des réservoirs.....	71
IV.11. Calcul de la capacité des réservoirs projetés.....	73

SOMMAIRE

IV.12. Dimensionnement des réservoirs.....	74
IV12.1. Sections des réservoirs projetés.....	74
IV12.2.Diamètres des réservoirs.....	74
IV12.3.La hauteur de la réserve d'incendie.....	74
IV.12.4.Les dimensions des réservoirs.....	75
IV.13. Les frais de la construction des réservoirs.....	75

CHAPITRE V : choix des pompes

V.1.Définition d'une pompe.....	78
V.2. Différents types de pompes et leurs caractéristiques.....	78
V.2.1. Turbopompes.....	78
V.2.1.1. Les pompes centrifuges.....	79
V.2.1.2. Composition d'une turbomachine centrifuge.....	80
V.2.1.3. Le principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge.....	81
V.2.1.4. Classification des pompes centrifuges.....	81
V.2.2. Pompes volumétriques.....	84
V.2.3. Autres pompes.....	85
V.3. Choix des pompes.....	85
V.4. Les types d'installations d'une pompe.....	85
V.4.1. Installation en aspiration.....	85
V.4.2. Installation en charge.....	85
V.4.3. Installation en siphon.....	85
V.5. Eléments de base pour calcul et le choix des pompes.....	86
V.5.1. Vitesse de rotation.....	86
V.5.2. Le débit « Q » d'une pompe.....	86
V.5.3. Hauteur manométrique totale d'élévation (Hmt).....	86
V.5.4. La puissance utile de la pompe.....	87

SOMMAIRE

V.5.5. Le rendement.....	87
V.6. Choix d'une pompe centrifuge.....	87
V.6.1. Courbes caractéristiques des pompes.....	87
V.6.1.1. Courbe débit-hauteur : (H- Q).....	88
V.6.1.2. Courbe de rendement : (η -Q).....	88
V.6.1.3. Courbe de puissance absorbée : (P-Q).....	88
V.6.2. Courbes caractéristiques d'une conduite.....	88
V.6.3. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement.....	89
V.6.4. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré.....	90
V.6.5. Principe de détermination du point de fonctionnement.....	90
V.6.5.1. Vannage sur la canalisation de refoulement.....	91
V.6.5.2. Rognage de la roue.....	91
V.6.5.3. Réduction du temps de pompage.....	91
V.7. Les modes de couplage des pompes.....	91
V.7.1.1. Pompes en série.....	91
V.7.1.2. Pompes en parallèle.....	92
V.7.2. Pompes semblables.....	93
V.8. Phénomène de cavitation.....	93
V.9. Amorçage des pompes centrifuges	95
V.9.1 Amorçage des pompes à axe horizontal.....	96
V.9.2. Amorçage des pompes à axe vertical.....	96
V.10. Etude des choix des pompes.....	96

CHAPITRE VI : pose des conduites

VI.1. Différents types de pose de conduites.....	114
VI.1.1. Pose en terre.....	114
VI.1.2. Pose en mauvais terrains (cas spécial).....	114
VI.1.3. Pose en galerie.....	114

SOMMAIRE

VI.1.4.Pose en pente.....	115
VI.1.5.Pose des conduites traversées des routes et voies ferrées.....	116
VI.1.6.Traversée des cours d'eau.....	116
VI.1.7.Pose à proximité d'une conduite d'assainissement (la même tranchée).....	117
VI.1.8.Passage de ponts.....	117
VI.2. Les butées et amarrage.....	118
VI.3. Assemblage par emboîtement.....	119
VI.4. les différentes étapes de mise en place des canalisations.....	120
VI.4.1. Réalisation de fouilles.....	120
VI.4.2. Préparation de la canalisation.....	121
VI.4.3. Epreuve des joints et des canalisations principales.....	121
VI.4.4. Essai général du réseau.....	122
VI.4.5. Remblaiement de la tranchée.....	122
VI.4.6. désinfection du réseau.....	123
VI.5.Protection des conduites contre la corrosion.....	123
VI.5.1 : Définition de la corrosion.....	123
VI.5.2.Les facteurs de la corrosion.....	123
VI.5.3. La protection externe.....	124
VI.5.4.Protection interne.....	125
VI.6.Synthèse.....	125

CHAPITRE VII : Protection des conduites contre le coup de bélier

VII.1.Définition.....	127
VII.2. Analyse physique du phénomène.....	127
VII.3. Célérité des ondes.....	128
VII.4. Calcul de la valeur du coup de bélier.....	129
VII.5. Moyens de protection contre le coup de bélier.....	130
VII.6. Calcul des réservoirs d'air.....	134

SOMMAIRE

VII.7. Protection de la conduite reliant la (SR1) vers le réservoir R2.....	141
VII.7.1. Calcul normale d'un réservoir d'air.....	141
VII.7.1.1. Méthode à suivre.....	141

CONCLUSION GENERALE

LISTE DES FIGURES

LISTE DES FIGURES

Figure I.1: situation administrative de la commune d'ait bouaddou.....	
Figure II.1 : Evaluation de la population à divers horizon.....	
Figure III.1.1 : Raccordement par accessoires à compression.....	
Figure III.1.2 : Raccordement par accessoires électro-soudables.....	
Figure III.1.3 : Bout à bout « boteuse ».....	
Figure III.1.4: une ventouse.....	
Figure III.1.5. Clapets de retour.....	
Figure III.1.6. La ligne piézométrique.....	
Figure III.2.1 : caractéristiques d'une conduite.....	
Figure III.2.2 : Noeu de contrôle ND2.....	
Figure III.2.3: Paramètre de calage de réservoir.....	
Figure III.2.4 : Courbe de modulation de la demande domestique issue d'EPANET.....	
Figure III.2.5 : Courbe de modulation de la demande domestique.....	
Figure III.2.6: Courbe caractéristique de pompe (SP2).....	
Figure III.2.7 : profile en long des pressions (8 :00 h).....	
Figure III.2.8 : Balance des débits (production, consommation).....	
Figure III.2.9 : Les zones des pressions à 8 :00h.	
Figure III.2.10 : La distribution des vitesses dans le réseau.....	
Figure III.2.11 : distribution des pressions dans les nœuds.....	
Figure IV.1. Emplacement des équipements hydraulique d'un réservoir.....	
Figure IV. 2 : conduite de distribution et de vidange.....	
Figure IV. 3: conduite by-pass.....	
Figure IV.4 : Matérialisation de la réserve d'incendie.....	
Figure V.1 : Type de turbopompes en fonction de l'écoulement à la sortie de la roue.....	
Figure V.2 : Constitution d'une pompe centrifuge.....	
Figure V.3 : Pompe monocellulaire à axe horizontal.....	

LISTE DES FIGURES

Figure V4 :	Pompe multicellulaire à axe vertical (groupe électropompes immergé).....
Figure V.5 :	Pompes axiale et radiale.....
Figure V6 :	Classification des pompes.....
Figure V.7 :	Types des rotors.....
Figure V.8 :	Quelques types de pompes volumétriques.....
Figure V.9 :	Schéma d'une installation aspiration –refoulement.....
Figure V.10 :	Différentes Courbes caractéristiques de la pompe.....
Figure V.11 :	Point de fonctionnement d'une pompe dans une conduite.....
Figure V.12 :	Point de fonctionnement d'une pompe dans une conduite.....
Figure V.13 :	Graphe de deux pompes différentes en série.....
Figure V.14 :	Graphe de deux pompes identiques en série.....
Figure V15 :	Courbe de deux pompes différentes en série.....
Figure V.16 :	Graphe de deux pompes identiques en parallèle.....
Figure V.17 :	Courbe de deux pompes différentes en parallèle.....
Figure V.18:	point délimitant la zone de cavitation.....
Figure V.19 :	Les courbes caractéristiques de fonctionnement donné par CAPRARI.....
Figure V.20 :	Les caractéristiques de (pompe de type 100PM à 5 étages), SR1, donnés par CAPRARI.....
Figure V.21 :	Les courbes caractéristiques de fonctionnement donné par CAPRARI.....
Figure.22:	les caractéristiques de (pompe de type 100PM à 5 étages), SR2, donnés par CAPRARI.....
Figure V.23 :	Les courbes caractéristiques de fonctionnement de la troisième pompe donné par CAPRARI.....
Figure V.24 :	Les caractéristiques de la troisième pompe donnée par CAPRARI.....
Figure VI.1 :	Pose des conduites en terre.....
Figure VI.2 :	Pose des conduites en galeries.....
Figure VI.3 :	Pose des conduites en pentes.....

LISTE DES FIGURES

Figure VI.4 :	Traversée des cours d'eau.....
Figure VI.5 :	Pose à proximité d'une conduite d'assainissement (la même tranchée).....
Figure VI.6 :	Passage des ponts.....
Figure VI.7 :	les butées.....
Figure VI.8 :	Réalisation de la fouille.....
Figure VI.9 :	Pose en tranchée.....
Figure VI.10 :	Remblayage de fouille.....
Figure VII.1 :	Schéma du réservoir d'air anti-bélier.....
Figure VII.2 :	les différentes formes d'anti-bélier.....
Figure VII.3 :	Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir d'air.....
Figure VII.4 :	Pertes de charge successives à la descente de l'eau dans la conduite.....
Figure VII.5 :	Pertes de charge successives à la montée de l'eau dans le réservoir.....
Figure VII.6 :	Graphe de MEUNIER et PUECH de la conduite reliant la (SR2) à la (SR3).....
Figure VII.7 :	Epure de Bergeron reliant la SR2 et la SR3.....

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 :Classification des terrains par leurs pentes.....	
Tableau I.2 : l'accroissement naturel de la population de la commune.....	
Tableau I.3 : structure de la population socio-économique en âge 15ans &+en 2008.....	
Tableau I.4 : Répartition des sols agricoles par leurs natures d'utilisation en 2011.....	
Tableau I.5 : Disposition des infrastructures et équipements publics.....	
Tableau I.6: reservoirs existents.....	
Tableau II.1 : Evaluation de la population de la commune.....	
Tableau II.2 : Les besoins domestiques pour les différents horizons.....	
Tableau II.3 : Besoins scolaires	
Tableau II.4 : Besoins municipaux	
Tableau II.5 : Besoins sanitaires	
Tableau II.6 : Besoins socioculturels	
Tableau II.7 : Besoins d'élevages	
Tableau II.8 : Récapitulation des besoins de tous les équipements	
Tableau II.9 : Tous les besoins de la commune	
Tableau II.10 : Les besoins scolaires de la commune	
Tableau II.11 : les besoin municipaux	
Tableau II.12 : les besoins sanitaires.....	
Tableau. II.13 : Les besoins socioculturels	
Tableau II.14 : Récapitulation de tous les équipements futurs	
Tableau II.15 : Récapitulation de tous les besoins à l'horizon futur	
Tableau II.16 : Les débits moyens journaliers de la commune	
Tableau II.17 : Débit maximal et minimal journalière.....	
Tableau II.18: Valeur de $\beta_{\max}$ en fonction du nombre d'habitations.....	
Tableau II.19 : les valeurs de la variation du débit maximal horaire.....	

Tableau II.20 : Valeur du débit de pointe Q_p	
Tableau II.21 : Récapitulatif des résultats.....	
Tableau II.22 : Le déficit en eau à l’horizon 2024 et 2044.....	
Tableau III.1 : Avantages et inconvénients des différents types de tuyaux.....	
Tableau III.2. : Ratios des demandes horaires au cours de la journée,.....	
Tableau IV.1 : Capacité de réservoir de transit projeté à la cote de 422m NGA.....	
Tableau IV.2 : Capacité de réservoir de transit projeté à la cote de 669m NGA.....	
Tableau IV.3 : Capacité de réservoir de stockage (R3) existant à la cote de 990m NGA.....	
Tableau IV.4 : Représentation des démentions des réservoirs projetés.....	
Tableau IV.5 : Représentation des fais de construction des réservoirs projetés	
Tableau V.1 : Les caractéristiques de la conduite de premier tronçon.....	
Tableau V.2 :Caractéristiques de la conduite de deuxième tronçon.....	
Tableau V.3 : Dépense journalière d’énergie pour les trois possibilités.....	
Tableau V.4 : Caractéristiques de la conduite de troisième tronçon.....	
Tableau V.5 : Dépense journalière d’énergie pour les trois possibilités.....	
Tableau VI.1 : Nombre de tuyaux par kilogramme de pâte lubrifiante.....	
Tableau VI.2 : Profondeur d’insertion des tuyaux et des raccords.....	
Tableau.VII.1 : le profil en long de la conduite de deuxième tronçon.....	
Tableau VII.2 : Calcul du réservoir d’air pour le tronçon SR2 – R3 :.....	

LISTE DES ABREVIATIONS

Liste des abréviations

A.E.P : Alimentation en Eau Potable.

A.P.C : Assemblée Populaire Communale.

A.S : Agglomération secondaire

DHW : Direction d'Hydraulique de Wilaya.

CR : Côte Radier.

CTP : Côte Trop Plein.

ACL: Agglomération Chef Lieu.

D: Diamètre.

D_{ext}: Diamètre extérieur.

D_{int} : Diamètre intérieur.

D_{st} : Diamètre Standard.

D_{th} : Diamètre théorique.

H_g : Hauteur géométrique.

H_{mt} : Hauteur manométrique totale.

DN : Diamètre Nominal.

Max : Maximum.

Min : Minimum.

Moy : Moyenne.

P.D.A.U : Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme

PP : Point de Piquage.

SR : Station de Reprise..

PE : Polyéthylène.

PEBD : Polyéthylène à Basse Densité.

PEHD : Polyéthylène à Haute Densité.

PEMD : Polyéthylène à Moyenne Densité

Liste des abréviations

PVC : Chlorure de polyvinyle.

TA : Titre Alcalimétrique.

TAC : Titre Alcalimétrique Complet.

TDS : Taux de Matières Dissoutes.

TH : Titre Hydrométrique.

SP : Station de Pompage.

SR : Station de Reprise.

Pro : profondeur.

Q : débit.

Q_é : débit équivalent.

RGPH : Recensement générale de la population et de l'habitat

R : Réservoir

RN : Route Nationale.

RPA : le règlement parasismique algérien

RS : Réservoir de Stockage.

RT : Réservoir de transit.

S : Section.

S.A.U : Surface Agricole Utile.

S.A.T : Surface Agricole Total

MES : Matière En Suspension.

NGA : Niveau géographique de l'Algérie.

N_d : Niveau dynamique.

NPSH : Charge nette d'aspiration.

NPSH_d : Charge nette d'aspiration Disponible.

NPSH_r : Charge nette d'aspiration Requise.

Liste des abréviations

Ns : Niveau Statique.

OMS : Organisation Mondiale de la Santé

Z.E : Zone Eparses

INTRODUCTION

L'eau est la source de toute vie. Au plan mondial, la question de l'approvisionnement en eau devient chaque jour plus préoccupante. Déjà précaire dans certaines régions du globe, la situation ne fera que s'aggraver dans les années à venir.

Notre planète va en effet connaître un formidable essor démographique qui entraînera une explosion de la consommation en eau et, de façon inéluctable, une dégradation de sa qualité. Aujourd'hui, un tiers de l'humanité vit dans une situation dite "stress hydrique" avec moins de 1700 mètres cubes d'eau douce disponible par habitant et par an.

Un enjeu de taille pour les années à venir est celui de la satisfaction de l'ensemble des besoins en eau potable de l'humanité, cela avec 40% d'augmentation de la consommation dans les 20 ans à venir.

Pour notre pays, l'Algérie, disposait, jusqu'en 2000, de 44 barrages en exploitation. La capacité théorique de cette mobilisation des eaux superficielles, avoisinait les 4.5 milliards de m³. La capacité réellement mobilisable n'excédait guère 2.5 milliards de m³ pour des raisons liées principalement à une sécheresse accrue et une irrégularité spatiale et temporelle des précipitations. Les sédiments y déposés sont évalués à 20 106 m³/an de volume perdu. C'est un pays semi-aride, voire même Aride (200 à 400 mm) et les ressources en eau sont faibles, irrégulières, et localisées dans la bande côtière.

Si on revient à notre région la Kabylie en général et notre zone d'étude, la commune d'AIT BOUADDOU en particulier on découvre que la majorité des villages sont alimentés à partir des sources naturelles ou des forages, ce jusqu'à la réalisation des ouvrages hydrauliques destinés à l'alimentation en eau potable, l'exemple de barrage TAKSEBT et KOUDIET ACERDOUNE.

Pour notre travail qui consiste à mettre en étude le projet de raccordement de la commune d'Ait Bouaddou à la conduite de transfert à partir du barrage koudiet Acerdoune afin de répondre convenablement à la demande projetée à notre horizon d'étude en 2044. Notre région d'étude est alimentée à partir de plusieurs sources qui assurent un débit total de 31.5 l/s, dans la source TEBODH la principale source produit seule un débit de 15 l/s. L'évolution des différents besoins en eau potable de la commune à long terme indique un débit maximum d'eau estimé à 55 l/s, indispensable pour répondre aux besoins de la population estimée à 24977 habitants pour cet horizon.

Afin de répondre aux questions sur notre projet d'étude nous répartissons le travail comme suit :

- Le premier chapitre est consacré à la présentation de la région d'étude. Du point de vue topographique, géologique, hydraulique, hydrologiqueetc.
- Le deuxième chapitre s'intéresse à l'estimation des besoins en eau de la population pour des horizons futurs à moyen terme et long terme.
- dans le troisième chapitre on s'intéresse à la modalisation hydraulique, l'adduction et la modélisation avec logiciel EPANET.

- Dans le chapitre « Réservoirs », qui est le quatrième, les anciens réservoirs sont renforcés, pour combler les déficits par de nouveaux qui sont dimensionnés selon les besoins ainsi que leurs rôle (transite ou stockage).
- Etude et choix des pompes pour permettre d'acheminé l'eau, du point de piquage vers le réservoir de tête.
- Aspect technologique de pose et de réalisation pour faire une bonne mise en place des conduites et des différents équipements accessoires.
- Protection des conduites contre le coup de bélier afin d'augmenter la durée de vie de nos installation, et d'assurer un bon fonctionnement de ces dernières;
- Et en fin on termine par une conclusion générale relatant les conséquents résultats de notre travail.

Présentation de la zone d'étude

Avant de réaliser tout projet d'alimentation en eau potable nous avons besoin de l'état des lieux de la région d'étude, à savoir la situation géographique, les caractéristiques du milieu physique, les caractéristiques socio-économiques et enfin sa situation hydraulique.

I.1: Situation géographique :

La commune d'Ait Bouaddou est située en coordonnée UTM Zone 31 nord comme indiqué d'après la figure N° I.1

X=

Y=

Elle est l'une des communes de la daïra de Ouadhias. Elle se situe à 45km au sud du chef-lieu de la Wilaya de Tizi-Ouzou. Elle s'étale sur une surface de 39,30 km². Les communes limitrophes sont :

- ✓ Au Nord, les communes de Ouadhias et Tizi N'tleta.
- ✓ A l'Est, la commune d'Agouni Gueghrane .
- ✓ A l'Ouest, la commune d'Assi Youcef .
- ✓ Au Sud, la commune de Hizer dépendante de la wilaya de Bouira.



Figure I.1: situation administrative de la commune d'ait bouaddou

I.2: la Situation historique :

La commune d'Ait Bouaddou est issue du découpage administratif de 1984, elle relève de la daïra de Ouadhias dans la Wilaya de Tizi-Ouzou. Elle s'organise autour d'entités urbaines constituées par :

- ✓ L'agglomération chef-lieu localisée au centre de la commune, regroupant plusieurs villages a savoir :
 - Ait Djemaa,
 - Ibadissen,
 - IghilBermi,
 - Ait Ouchalal,
 - Ait El Mensour,
 - Ait Douala,
 - Ait Khelfa,
 - Thakharradjith,
 - Ait El Maalem,
 - Thamkadbouth et
 - Thouvdirth.
- ✓ Trois agglomérations secondaires a savoir :
 - Ait Amar à l'Ouest,
 - Ait Oulhadj et Ait Irane à l'Est.
- ✓ Une zone éparse, composée de plusieurs hameaux et constructions implantées le long des axes routiers, localisée au Nord de la commune, et entre les agglomérations villageoises.

I.3: Caractéristiques du milieu physique:

I.3.1: Cadre hydro-climatique :

La commune d'Ait Bouaddou est caractérisée par un climat méditerranéen, qui est de type humide et froid en hiver, sec et chaud en été. Ce climat est conditionné par sa situation géographique et la nature du relief dominant ; qui est un escarpement rocheux très accidenté sur les hauteurs du massif du Djurdjura.

Des précipitations très abondantes dans la période hivernale. En fait, la commune se classe dans la séquence bioclimatique humide dont la pluviométrie moyenne est de plus de 900 mm/an. Elles se caractérisent par leur torrencialité et leur irrégularité qui engendre un fort écoulement de surface induisant une très forte érosion.

L'importance et la durée d'enneigement augmente avec l'altitude, du Nord au Sud, jusqu'à devenir très contraignante en saison hivernale, pour les zones agglomérées qui se localisent sur les crêtes.

Les températures moyennes varient entre 05 et 40 °C, leurs fluctuations dépendent de la morphologie des terrains. Les températures minimales varient entre 3 et 8°C au mois de janvier, tandis que les températures maximales dépassent 35°C au mois d'Aout.

Les gelées hivernales et printanières sont très fréquentes au Nord, surtout sur les plaines et les bas-fonds, elles constituent un facteur contraignant pour le développement des cultures durant la période hivernale.

Les vents dominants sont de régime Ouest-Est et Nord. De violents soufflements glacés durant 3 à 5 j/an, les sirocos en été durant 2 à 3j.

I.3.2: Réseau hydrographique :

Vu la topographie accidentée des terrains, la commune D'Ait Bouaddou est traversée par un très important réseau hydrographique, constitué par de denses ruissellements qui prennent naissance sur les hauteurs du Djurdjura, au Sud de la commune, se déversant dans tous les sens (Est, Ouest et Nord) dans d'importants oueds (AssifTamassift, TassiftGuiguer, IghzarTigoulmimine et AssifTamdha). Ces oueds constituent principalement les limites communales Est et Ouest, affluent dans des plus importants qui se jetant dans le Sébaou.

I.3.3: Couvert végétal :

Bien que la commune bénéficie de précipitation abondante, laquelle constitue un véritable atout pour le développement d'une végétation naturelle luxuriante et la pratique d'une agriculture pluviale et variée selon l'étagement du climat et de l'exposition du relief. Il est à signaler que les caractéristiques physico climatiques du Sud de la commune, imposent des conditions très contraignantes pour le couvert végétal, et ce vu la composition rocheuse du terrain et l'importance de la période d'étalement, de la neige qui dépasse les six mois/an. Donc le couvert végétal est diversifié dans la partie centrale de la commune, lequel est dominé par l'olivier et les maquis.

I.3.4: Cadre géomorphologique :

La commune d'Ait Bouaddou est une région montagneuse, dont sa moitié méridionale fait partie du massif rocheux du Djurdjura. Cette chaîne présente un caractère grandiose et pittoresque avec ses crêtes dentelées, ses rochers saillants et ses murailles gigantesques aux flancs bruts. Ces crêtes s'abaissent brusquement au Nord vers le Chef-lieu de la commune situé au pied de la montagne. Au-delà, on retrouve l'autre moitié nord dont les pentes s'adoucissent de plus en plus. Cette partie appartient à l'extrémité Est de la dépression de Draa-El-Mizan, elle se caractérise par des plaines alluviales relativement inclinées vers le Nord.

I.3.5: Les pentes :

Des plaines au Nord sous formes de vallées, sont caractérisées par une topographie plus au moins plane, dont les altitudes varient de 400 à 700m, avec des pentes plus au moins faibles, moins de 8% sur les rives et les lits des oueds et de 8 à 25% sur l'ensemble des terrains agricoles, elles occupent une superficie d'environ 1400 ha.

Des replats, au centre du territoire communal, formants les sommets sur lesquels est implantée la majorité des villages, dont les altitudes variant de 700 à 1000m, caractérisés par une topographie accidentée avec de fortes pentes +25% sur les versants, et des surfaces planes 8% à 25% sur les sommets.

Des escarpements rocheux dont les hauteurs varient entre 1000 à 2100m au Sud de la commune, occupant une superficie d'environ 1700 ha, caractérisées par un relief très accidenté avec de très fortes pentes et l'absence de couverture végétale.

Le tableau N° I.1 met en évidence une classification des pentes en fonction de l'urbanisation, les risques et l'emplacement vis-à-vis l'agglomération.

Tableau I.1 : Classification des terrains par leurs pentes :

Tranches de Pentes	urbanisation	Risque et surcouts	Situation et emplacement
(8 à 15) %	Favorable à l'urbanisation	L'influence de la pente est mineure sur le coup et la conception du projet	Au Nord dans des terres agricoles et au centre et au niveau des agglomérations
(15 à 25) %	Moyennement favorable à l'urbanisation	L'influence de la pente sur le cout et la conception des projets sont relativement importantes	Au Nord dans des terres agricoles et au centre au niveau des agglomérations
Sup à 25 %	Difficilement favorables au l'urbanisation	Influence de la pente sur le cout et la conception des projets sont relativement importantes	Elles s'étalent du centre au sud occupant + de 80 % de la commune

I.3.6: Cadre sismique :

Sur le plan tectonique, la région d'étude appartient à la chaîne de l'atlas tellien régie par les mouvements récents de l'orogénèse alpine, synonyme de forte sismicité. D'après les manifestations sismiques ressenties et les publications du ministère des travaux publics, l'atlas tellien constitue en Algérie l'un des éléments géologiques proches du plissement alpin, suite à la collision des plaques africaine et eurasiennne.

D'après le règlement parasismique algérien (RPA), revu et corrigé en 2003 après le dernier séisme qui a eu lieu le 21/05/2003 dans la région de Boumerdes, notre périmètre d'étude se situe dans une Zone IIA (zone à sismicité moyenne).

A cet effet, tout projet ou infrastructure à réaliser doit être établi en prenant en considération les recommandations du parasisme Algérien modifié et complété.

I.4: Situation démographique et socio-économique :

I.4.1 : Evolution de la population de la commune :

La commune d'Ait Bouaddou se compose d'une agglomération Chef-lieu localisée au centre de la commune sur les crêtes regroupant plusieurs villages et de trois agglomérations secondaires :

- Ait Amar située à l'Ouest de la commune,
- Ait Oulhadje située à l'Est de la commune,
- et Ait Irane située à l'Est de la commune.

Tableau I.2 : l'accroissement naturel de la population de la commune :

<i>Lieux</i>	<i>1987</i>	<i>Taux d'acc.</i>	<i>1998</i>	<i>Taux d'acc.</i>	<i>2008</i>
<i>ACL(hab)</i>	8091	3,37	11695	0,17	11900
<i>AS(hab)</i>	3553	-4,46	2139	-0,48	2039
<i>ZE(hab)</i>	126	-4,11	79	9,34	193
<i>Total Com.</i>	11770	1,52	13913	0,16	14132

Le tableau N° I.2 représente l'évolution de la population dans la commune d'Ait-Bouaddou, pendant un échéancier de 20 ans, selon les trois derniers recensements globaux de la population et de l'habitation "RGPH 1987, 1998 et 2008".

L'analyse des contenues dans ce tableau, nous montre que le taux d'accroissement naturel de la population total de la commune, a connu un recul remarquable durant la dernière décennie, passant de 1,52 entre 1987 et 1998 à 0,16 entre 1998 et 2008, dû à plusieurs facteurs, tel que l'enclavement de la commune imposé par sa situation géographique qui rend les condition de vie difficiles qui favorise l'exode rural vers les différentes villes basses. En fait ce recul reflète l'image de l'évolution de la population dans la wilaya de Tizi-Ouzou, qui a enregistré de même un recul considérable durant cette même période, passant de 1.54 entre 1987et 1998 à 0,07 entre 1998 et 2008.

I.4.2 Caractéristique socio-économique de la population :

Tableau I.3 : structure de la population socio-économique en âge 15ans &+en 2008 :

<i>Commune</i>	<i>actifs</i>	<i>Femmes au foyer</i>	<i>Etudiants écoliers</i>	<i>Retraités</i>	<i>Pensionnés</i>	<i>Autres inactifs</i>	<i>Population 15ans &+</i>	<i>Taux d'activité</i>
Masculin	4292	-	719	560	35	253	5880	73
Féminin	923	3390	925	116	218	110	5694	16,2
Total	5216	3390	1644	676	253	363	11574	45,1

I.4.3 Les potentialités économiques de la commune :

I.4.3.1 Les potentialités agricoles de la commune :

La commune d'Ait Bouaddou est une commune à caractère rural en double vocation agricole et touristique, elle s'étend sur une superficie totale de 3 930 ha, caractérisée :

- Au Sud par un escarpement rocheux très complexe (montagnes du Djurdjura) occupant 1000 ha soit 25,45% de la superficie totale de la commune.
- Au Nord par le piémont de montagne formant les plaines de cette commune, ce qui lui offre de vastes terrains agricoles fertiles.

Ce dernier occupe 2 930 ha soit 74.55% de la superficie total de la commune, dont 1 982 ha représentent la superficie agricole utiles ; soit 67,65% de la superficie agricole totale et 50,43% du total communal.

L'activité économique la plus dominante et qui peut jouer un rôle dans le développement de la commune d'Ait Bouaddou est l'agriculture et le tourisme par contre les autres activités sont insignifiantes (l'administration, l'industrie...).

Tableau I.4 Répartition des sols agricoles par leurs natures d'utilisation en 2011 :

<i>Désignation</i>	<i>Nature</i>	<i>Superficie (ha)</i>	<i>Total (ha)</i>	<i>%</i>
<i>SAU</i>	Culture herbacées	128	1 982	67,65
	Terres au repos ou en jachères	1298		
	Cultures pérennes	556		
<i>Forêts et parcours</i>	Maquis (Bois-Fores)	634	828	28,26
	Pacage et parcours	194		
<i>Terres non productives</i>	Terres incultivables et improductives	/	120	04,10
<i>Affecté à l'agriculture</i>	Pistes agricoles	/		
	Bâtiments agricoles	/		
Total SAT			2930	100

Selon les données enregistrées dans ce tableau, nous constatons que l'exploitation agricole dans cette commune, à une vocation principalement agricole, qui est loin d'être satisfaisante, car la surface agricole utile n'est exploitée que de 128 ha pour des cultures herbacées et 556 ha pour des cultures pérenne, tandis que 298 ha restent au repos ou en jachères.

I.4.3.2 Production animale dans la commune selon la dernière campagne 2011 :

I.4.3.2.1 Gros élevages :

a. élevage bovins :

Les élevages bovins laitiers représentent 519 têtes avec une production maximale du lait de 1600 litres par lactation et par vache laitière de lait.

La production totale recensée sur la totalité du cheptel est d'une moyenne de 170 kg/tête en ce qui concerne la viande rouge.

b. Elevage ovins :

L'effectif des ovins s'élève à 1 620 têtes, pour une production moyenne de 23,4 kg/tête en viande rouge et une moyenne de 55 litres par lactation et par vache laitière de lait.

c. Elevage caprin :

L'effectif des ovins s'élève à 385 têtes, pour une production moyenne de 15 kg/tête en viande rouge et une moyenne de 349 litres par lactation et par vache laitière de lait.

I.4.3.2.2 Petits élevages :**a. Aviculture :**

La production en cette matière se limite uniquement à l'élevage de poulets et de chair, elle est de 110 700 poulets soit une moyenne annuelle de 2767,5Qx.

b. Apiculture :

La production du miel dans cette commune est de 14Qx.

I.4.4 Le tourisme :

La situation géographique de la commune sur les hauteurs de Djurdjura lui offre une vocation riche et durable, qui est le tourisme, acquise par l'inclusion d'une grande partie au Sud du territoire communal dans le "Parc National Du Djurdjura".

Le Parc du Djurdjura se trouve dans la partie nord de l'Algérie à environ 40 km à vol d'oiseau de la mer et 150 km à l'Est d'Alger. S'étendant sur une superficie de 18850 ha dont environ 1000 ha dans la commune d'Ait Bouaddou. Du point de vue administratif, le Parc du Djurdjura intègre des portions de territoire des Wilaya de Bouira et de Tizi-Ouzou.

Connu comme site touristique d'intérêt National pour le Ski, la randonnée, la spéléologie, la découverte, le Djurdjura présente un grand potentiel du point de vue du développement du tourisme, et l'accent est mis sur la promotion du tourisme rural.

I.5 .Infrastructures et équipements publics

Tableau I.5 : Disposition des infrastructures et équipements publics :

Types d'équipements		ACL	AS			ZE	Total
			Ait Amar	Ait Oulhadj	Ait Irane		
Administratifs	<i>Siège APC</i>	1					1
	<i>Antenne APC</i>	1		1			2
	<i>Bureau PTT</i>	1					1
Historiques	Monument	1					1
Sanitaires	<i>Centre de sante</i>	1					1
	<i>Salle de soins</i>	3	1	1	1		6
Educatif	<i>Ecole primaire</i>	4	1	1	1	1	8
	<i>Ecole moyenne</i>	2					2
Culturels	Bibliothèque	1					1
Sportifs et loisirs	<i>Maison de jeunes</i>	3					3
	<i>Stade de football</i>	1			1		2
	<i>Placette</i>	1		1			2
Cultuels	<i>Grande mosquée</i>	1					1
	<i>Petite mosquée</i>	6	1	1			8
	<i>Marabout</i>	2	1	2			5
	<i>Cimetière</i>	7	2	1			10
Sécurité nationale	<i>Caserne</i>	1					1
	<i>Garde communale</i>	1					1
Ressources en eau	<i>Fontaine</i>	1	1				2
	<i>Réservoir d'eau</i>	5	1	2	1	2	11
Autres services	<i>Huilerie</i>	2			1	1	4
	<i>Station-service</i>					1	1
	Locaux commerciaux	46	8	10	5	5	74

Les équipements existants, dans la commune d'Ait Bouaddou, se concentrent en grande majorité dans l'ACL, dû à la domination importante de l'ACL sur le territoire communal et à l'aspect juridique des terrains. Cette dernière regroupe plusieurs villages qui abritent la majorité de la population communale.

I.6. Situation hydraulique :

I.6.1 Ressources en eau potable :

I.6.1.1 Description du réseau existant :

La commune d'Ait Bouaddou est alimentée à partir de plusieurs sources naturelles dont : ARACHROUCH EL-HAMMAM ; TAMDHA GUEHYA ; TEBODUH et THALA BOUADJ.

I.6.1.2 Ouvrages existants " réservoirs" :

Tableau I.6: reservoirs existents:

<i>Villages et localités</i>	<i>Capacités (en M3)</i>	<i>Observations</i>
<i>IghilBarmi (Ait Djemaa)</i>	300	Opérationnel
<i>Ait amar</i>	300	Opérationnel
<i>Ait amar</i>	200	Opérationnel
<i>Afaniche</i>	500 (SP)	Opérationnel
<i>Teboudh (station de pompage)</i>	300	Opérationnel
<i>Ait irane</i>	100	Opérationnel
<i>Ait oulhadj</i>	50	Opérationnel
<i>Ait oulhadj</i>	150	Opérationnel
<i>Ait djmaa</i>	300	Opérationnel
<i>Ibadissen</i>	100	Opérationnel
<i>Ibadissen</i>	100	Opérationnel
<i>Total</i>	2400	Nombre de réservoirs : 11

1.6.2 Assainissement :

1.6.2.1 Généralités :

La première fonction existante dans le domaine d'assainissement consistait uniquement en une collecte des eaux usées domestiques urbaines au moyen d'égouts et leurs rejets dans les cours d'eau naturels.

L'auto épuration naturelle doit se charger du reste par l'infiltration dans le sol, les impuretés sont relativement vite détruites ou éliminées soit par action directe de l'oxygène, soit simplement par filtration dans le sol.

1.6.2.2 Description du réseau d'assainissement existant :

Le réseau d'assainissement de la commune d'Ait Bouaddou est de type séparatif en béton comprimé de DN 300 en général.

Le réseau a été réalisé sans études d'une manière anarchique, les collecteurs sont raccordés à des fosses sceptiques qui se déversent dans le milieu naturel ce qui engendre de la pollution et des désagréments pour la population.

Les eaux pluviales sont canalisées directement vers les talwegs et les oueds.

Synthèse :

Au terme de ce chapitre nous pouvons résumer la description de la commune d'Ait Bouaddou en une région montagneuse, dans la moitié méridionale fait partie du massif du Djurdjura, avec des fortes pentes qui arrive jusqu'à plus de 25%, Sur le point de vue géologique, c'est aussi une région très variée, à l'exception d'une bonde de schiste, on y trouve essentiellement des terrains sédimentaires composés d'argiles, d'alluvions, grés et de calcaires. Le climat de la région est caractérisé par un climat chaud en été très froid en hiver, la pluviométrie dans cette région est très importante qui atteint jusqu'à 900mm/an. Dépendant en entier des sources avoisinantes en termes d'alimentation en eau potable, avec une capacité de stockage de 2400 m³ et un réseau d'assainissement anarchique qui déverse dans le milieu naturelle sans un vrai traitement.

ESTIMATION DES BESOINS

Dans ce chapitre, nous évaluons la population de la commune aux différents horizons d'étude (2008, 2014, 2024 et 2044) ainsi toutes leurs besoins en eau.

II.1. Evaluation de la population:

Pour l'estimation d'évolution de la population de la commune d'Ait Bouaddou, nous nous basons sur le recensement général de la population et de l'habitat (RGPH) de l'année 2008, et pour cela, l'évolution de la population aux différents horizons d'étude est donnée par la formule suivante dite intérêts composé :

$$P_t = P_0(1+T)^n$$

Avec :

P_t : Nombre d'habitants à l'horizon futur.

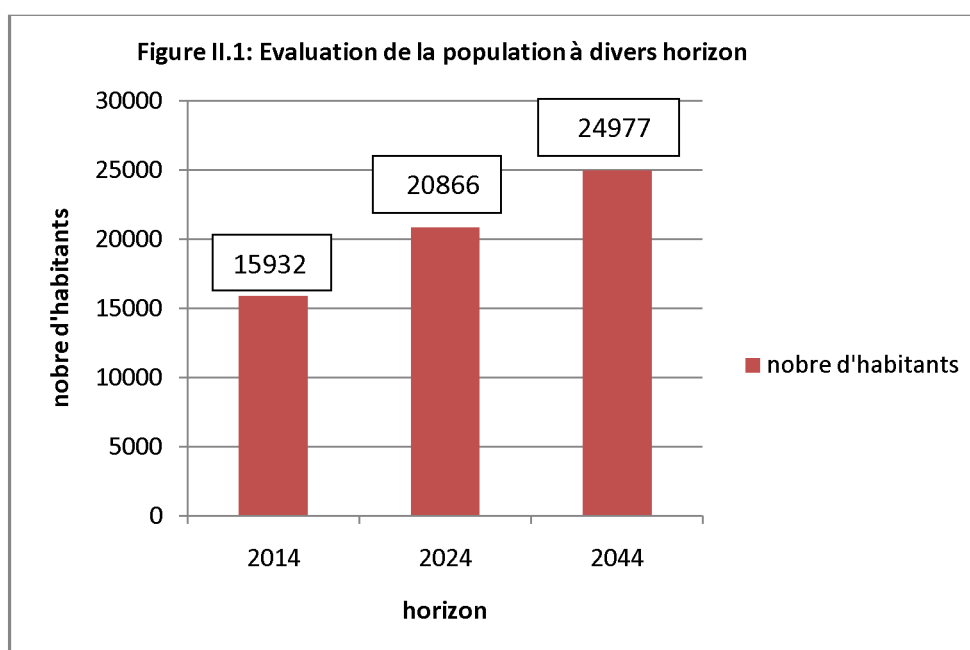
P_0 : Nombre d'habitants à l'horizon de base.

T : Taux d'accroissement, pris égal à 0,6% (PDAU) pour tous les horizons de calcul.

n : écart d'années entre les deux horizons.

Tableau II.1 : Evaluation de la population de la commune.

village	population 2008	Taux d'acc	population 2014	population 2024	population 2044
ACL	7000	1,51	7892	10335	12372
Ait Amar	2632	1,51	2967	3886	4652
Ibadissene	2000	1,51	2255	2953	3535
Ait Ou El Hadj	1500	1,51	1691	2215	2651
Ait Irane	1000	1,51	1127	1476	1767
Total	14132	/	15932	20866	24977



La population de la commune d'Ait Bouaddou atteindra 14732 habitants à court terme (2024), 15406 habitants à moyen terme (2034) et 16371 habitants à long terme (2044).

II.2 Les différents besoins de la commune :

Pour l'analyse de l'évaluation des besoins en eau de la population, nous avons tenu compte de la projection démographique aux horizons d'étude et d'une dotation de 150 l/j/hab (DHW de Tizi-Ouzou). Et pour la consommation moyenne journalière on utilise la formule suivante :

$$Q_{\text{moy}} = P * \text{Dotation}$$

Avec :

$Q_{\text{moy.j}}$: Consommation (debit) moyenne journalière.(m3/j)

P : Nombre d'habitants (hab)

D : dotation (l/j/hab)

II.2.1 Les besoins domestiques :

Tableau II.2 : Les besoins domestiques pour les différents horizons :

Localité	Dotation l/j/hab	Besoins (m3/j)			Besoins (l/s)		
		2014	2024	2044	2014	2024	2044
ALC	150	1183,8	1550,25	1855,8	13,70	17,94	21,48
Ait amar	150	445,05	582,9	697,8	5,15	6,75	8,08
Ibadissene	150	338,25	442,95	530,25	3,91	5,13	6,14
Ait Ou El Hadj	150	253,65	332,25	397,65	2,94	3,85	4,60
Ait Iran	150	169,05	221,4	265,05	1,96	2,56	3,07
Total	/	2389,8	3129,75	3746,55	27,66	36,22	43,36

II.2.2 : Les différents besoins publics :**II.2.2.1 : Les besoins scolaires :***Tableau II.3 : Besoins scolaires :*

Localité	Désignation	Nombre	Effectif total	Dotation (l/j/unité)	Con moy j (m ³ /j)	Con moy j (l/s)
ACL	Ecole primaire	4	800	15	12	0,14
	Ecole fondamentale	2	500	20	10	0,12
Ait Amar	Ecole primaire	1	250	15	3,75	0,04
Ibadissen	Ecole primaire	2	450	15	6,75	0,08
Ait Ou El Hadj	Ecole primaire	1	250	15	3,75	0,04
Ait Irane	Ecole primaire	1	250	15	3,75	0,04
Total					40	0,46

II.2.2.2 : Les besoins municipaux :*Tableau II.4 : Besoins municipaux :*

Localité	Désignation	Nombre	Effectif total	Dotation (l/j/unité)	Con moy j (m ³ /j)	Con moy j (l/s)
ACL	Siège APC	1	60	10	0,6	0,0069
	Antenne APC	1	15	10	0,15	0,0017
	Bureau PTT	1	10	10	0,1	0,0012
Total					0,85	0,0098

II.2.2.3 : Les besoins sanitaires :**Tableau II.5 : Besoins sanitaires :**

localité	désignation	Nombre	effectif total	dotation (l/j/unité)	con moy j (m ³ /j)	con moy j (l/s)
ACL	Centre de santé	1	20	60	1,2	0,0139
	salle de soins	1	10	15	0,15	0,0017
Ait Amar	salle de soins	1	10	15	0,15	0,0017
Ibadissene	salle de soins	1	10	15	0,15	0,0017
Ait Ou El Hadj	salle de soins	1	10	15	0,15	0,0017
Ait Irane	/	/	/	/	/	/
Total	/			/	1,8	0,0208

II.2.2.4 : Les besoins socioculturels :**Tableau II.6 : Besoins socioculturels :**

Localité	Désignation	Nombre	Effectif total	Dotation (l/j/unité)	Con moy j (m ³ /j)	Con moy j (l/s)
ACL	Maison de jeune	3	400	10	4	0,0463
	Mosquée	1	800	40	32	0,3704
Ibadissene	Mosquée	1	200	40	8	0,0926
Total					44	0,5093

II.2.2.5 : Les besoins d'élevages :**Tableau II.7 : Besoins d'élevages :**

Les animaux	Nombre de tête	Dotation (l/j/tête)	Con moy j (m ³ /j)	Con moy j (l/s)
Bovins	519	50	25,95	0,300
Ovins	1620	5	8,1	0,094
Caprins	385	5	1,925	0,022
Total			35,975	0,416

II.2.3 : Récapitulation des besoins de tous les équipements de la commune :

Tableau II.8 : Récapitulation des besoins de tous les équipements :

Besoins	Consommation (m3/j)	Consommation (l/s)
Besoins scolaires	40	0,46
Besoins municipaux	0,85	0,0098
Besoins sanitaires	40	0,46
Besoins socioculturels	44	0,5093
Besoins d'élevages	35,975	0,416
Total	160,825	1,8551

II.2.4 : Récapitulation de tous les besoins de la commune (2014) :

Tableau II.9 : Tous les besoins de la commune :

Agglomérations	Horizon 2014		
	Domestiques (l/s)	Equipements (l/s)	Total (l/s)
ACL	13 ,70	0,7841	14,4841
Ait amar	5,15	0,1249	5,2749
Ibadissene	3,91	0,2575	4,1675
Ait ou el Hadj	2,94	0,1249	3,0649
Ait Irane	1,96	0,1232	2,0832
Total	27,66	1,4146	29,0746

II.2.5 : Les besoins futur de la commune :

II.2.5.1 : Les besoins scolaires :

Tableau II.10 : Les besoins scolaires de la commune :

Horizon	Désignation	Nombre	Effectif	Dotation (l/j/unité)	Con Moy J (m3/j)	Con Moy J (l/s)
2024	Ecole primaire	12	2225	15	33,375	0,386
	Ecole fondamentale	3	750	20	15	0,174
	Lycée	1	1000	30	30	0,347
	CFPA	1	400	15	6	0,069
Total					84.375	0.976
2044	Ecole primaire	13	2450	15	36,75	0,425
	Ecole fondamentale	4	1000	20	20	0,231
	Lycée	1	1000	30	30	0,347
	CFPA	1	400	15	6	0,069
Total					92.75	1.151

II.2.5.2 : Les besoins municipaux :*Tableau II.11 : les besoin municipaux :*

Horizon	désignation	Nombre	Effectif	Dotation (l/j/unité)	Con Moy J (m3/j)	Con Moy J (l/s)
2024	Siège APC	1	60	10	0,6	0,007
	Antenne APC	2	30	10	0,3	0,003
	Bureau PTT	2	15	10	0,15	0,002
	Agence administrative	1	10	10	0,1	0,001
Total					1.15	0.013
2044	Siège APC	1	60	10	0,6	0,007
	Antenne APC	2	30	10	0,3	0,003
	Agence administrative	2	20	10	0,2	0,002
	Bureau PTT	2	15	10	0,15	0,002
Total					1.25	0.014

II.2.5.3 : Les besoins sanitaires :*Tableau II.12 : les besoins sanitaires :*

Horizon	Désignation	Nombre	Effectif	Dotation (l/j/unité)	Con Moy J (m3/j)	Con Moy J (l/s)
2024	Centre de santé	1	20	60	1,2	0,014
	Salle de soins	4	40	15	0,6	0,007
Total					1.8	0.021
2044	Centre de santé	1	20	60	1,2	0,014
	Salle de soins	4	40	15	0,6	0,007
	Polyclinique	1	300	200	60	0,694
Total					61.8	0.715

II.2.5.4 : les besoins socioculturels :*Tableau. II.13 : Les besoins socioculturels :*

Horizon	désignation	Nombre	Effectif	Dotation (l/j/unité)	Con Moy J (m3/j)	Con Moy J (l/s)
2024	maison de jeune	4	900	10	9	0,10
	mosquée	2	1200	20	24	0,28
	salle de sport	3	120	40	4,8	0,06
	Crèche	3	480	10	4,8	0,06
	auberge de jeune	1	60	80	4,8	0,06
Total					42,6	0,5
2044	maison de jeune	4	900	10	9	0,10
	mosquée	2	1200	20	24	0,28
	salle de sport	4	180	40	7,2	0,08
	Crèche	5	800	10	8	0,09
	auberge de jeune	1	60	80	4,8	0,06
Total					50	0.61

Remarque : pour les besoins d'élevages futurs, on prend les même besoins actuels vus la situation de l'agriculture qui ne favorise pas l'élevage au niveau de la commune.

II.2.6 : Récapitulation de tous les équipements futurs :*Tableau II.14 : Récapitulation de tous les équipements futurs :*

Besoins	Consommation moyj(m3/j)		Consommation moyj(l/s)	
	2024	2044	2024	2044
Besoins équipements	165,9	241,775	1,92	2,80

II.2.7 : Récapitulation de tous les besoins à l'horizon futur :

Tableau II.15 : Récapitulation de tous les besoins à l'horizon futur :

Agglomérations	Horizon 2044		
	Domestiques (l/s)	Equipements (l/s)	Total (l/s)
ACL	21,48	2,2060	23,6860
Ait amar	8,08	0,1434	8,2234
Ibadissene	6,14	0,3130	6,4530
Ait Ou El Hadj	4,60	0,1538	4,7538
Ait Irane	3,07	0,1232	3,1932
Total	43,36	2,9394	46,4094

II.2.8 Les débits moyens journaliers :

Tableau II.16 : Les débits moyens journaliers de la commune :

Horizons	Con Moy (m ³ /j)	Con Moy (l/s)
2014	2512,0454	29,0746
2024	3295,7	38,14
2044	4009,7721	46,4094

II.3 : Variation des débits :

II.3.1 : Variation de la consommation journalière :

Les coefficients d'irrégularités journalières " $K_{\max j}$ " et " $K_{\min j}$ " sont définis comme étant le la consommation maximale $Q_{\max j}$ ou minimale $Q_{\min j}$ sur la consommation moyenne journalière $Q_{\text{moy}j}$.

D'où :

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

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

Avec :

$K_{\max j}$: Coefficient d'irrégularité journalière tenant compte de l'augmentation de la consommation individuelle, du gaspillage et d'éventuelles fuites dans le réseau, il est compris entre 1,1 et 1,3. Dans notre cas, il est pris égal à 1,2.

$K_{\min j}$: coefficient d'irrégularité journalière minimale, tenant compte d'un éventuel non consommation, il est compris entre 0,7 et 0,9. Dans notre cas, il est pris égal à 0,8.

$$Q_{\max j} = k_{\max} * Q_{\text{moy } j}$$

$$Q_{\min} = K_{\min j} * Q_{\text{moy } j}$$

Tableau II.17 : Débit maximal et minimal journalière.

Horizons	Con Moyj (m3/j)	Kmax j	Qmaxj(m3/j)	Kmin j	Qminj (m3/j)
2014	2512,0454	1,2	3014,4545	0,8	2009,6363
2024	3295,7	1,2	3954,84	0,8	2636,56
2044	4009,7721	1,2	4811,7265	0,8	3207,8177

II.3.2 Variation de la consommation maximale horaire :

Il nous permet de déterminer la plus grande ou la plus faible charge de réseau à fin de le dimensionner et de prévoir les risques des dépôts dans les conduites.

$$Q_{\max h} = K_{\max h} * \frac{Q_{\max j}}{24}$$

Ou

$K_{\max h}$: coefficient d'irrégularité horaire.

$$K_{\max h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max}$$

Avec :

$\alpha_{\max}$: Coefficient tenant compte du confort et des équipements de l'agglomération, compris entre 1,2 et 1,4.

$\beta_{\max}$: Coefficient donné par un tableau en fonction de la taille de l'agglomération.

Tableau II.18 : Valeur de $\beta_{\max}$ en fonction du nombre d'habitations.

Nombre d'habitants	100	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000	1000000
$\beta_{\max}$	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.02	1

Tableau II.19 : les valeurs de la variation du débit maximal horaire

Horizons	Nb habitants	Con maxj/24	$\alpha_{\max}$	$\beta_{\max}$	K max h	Qmax h
2014	15932	3014,4545	1,3	1,3	1,69	212,268
2024	20866	3954,84	1,3	1,3	1,69	278,49
2044	24977	4811,7265	1,3	1,3	1,69	338,8257

II.3.3. Débit de pointe :

Il correspond à la concentration de tout l'écoulement sur une durée donnée de coefficient K_p dit coefficient de pointe.

$$Q_p = K_p * Q_{\max j}$$

Avec :

$K_p = 3$ (donné par la DHW de Tizi-Ouzou)

Tableau II.20 : Valeur du débit de pointe Q_p :

Horizon	Qmax j	Kp	Qp(m3/j)
2014	3014,4545	3	9143,3635
2024	3954,84	3	11864,52
2044	4811,7265	3	14435,1795

Tableau II.21 : Récapitulatif des résultats.

Horizon	Qmin j		Qmoy j		Qmax j		Qmax h		Qp	
	M3/j	l/s	M3/j	l/s	M3/j	l/s	M3/j	l/s	M3/j	l/s
2014	2009,6363	23,26	2512,0454	29,07	3014,45	34,89	212,268	2,46	9143,3635	105,82
2024	2636,56	30,51	3295,7	38,14	3954,84	45,77	278,49	3,22	11864,52	137,32
2044	3207,8177	37,13	4009,7721	46,41	4811,7265	55,69	338,8257	3,92	14435,1795	167,07

II.4 : Estimation des ressources :

La commune d'Ait Bouaddou est alimentée à partir de plusieurs sources, elles produisent un débit de 31,5 l/s soit 2721,6 m³/j repartir comme suit :

- La source Arachrouch produit un débit de : **6 l/s**.
- La source Tala Leksour produise un débit de : **1.5 l/s**.
- La source TamdhaGuehya produise un débit de : **7 l/s**.
- La source Teboudh produise un débit de : **15 l/s**.
- La source ThalaBouadj produise un débit de : **1 l/s**.
- La source Tala Guemgharen produise un débit de : **1 l/s**.

Et la population de la commune d'Ait Bouaddou à un besoin de **4811,99m³/j** soit **55,69 l/s** à l'horizon 2044. Le réseau de distribution de la commune est gravitaire de type ramifié et maillé en moyen état.

II.5 : Calcul de la dotation réelle actuel :

Pour le calcul de la dotation réelle de la population de la commune d'Ait Bouaddou on a adopté les étapes suivantes :

a-calcul de débit moyen journalier (domestique)

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

$$K_{\text{max}} = 1,2.$$

$Q_{\text{max.j}}$: débit max produit par les sources.

D'où :

$$Q_{\text{moy.j}} = \frac{2721,6}{1,2} = \mathbf{2268 \text{ m}^3/\text{j}}$$

b-calcul de pourcentage de la consommation domestique(X):

ce pourcentage n'est autre que le rapport entre les besoins domestiques de la commune qui est égal à 2389,8 m³/j et les besoins totaux de la commune égalant à 2512,0454 m³/j

D'où :

$$X = \frac{2389,8 \times 100}{2512,0454} = \mathbf{95,13\%}$$

c- calcul de la dotation (sans prendre en considération les pertes):

$$\text{Dot} = \frac{Q_{\text{moy.j}} \times X}{\text{nombre d'habitant (horizon actuel)}}$$

D'où :

$$\text{Dot} = \frac{2268 \times 0,9513}{15932} = 0,13542 \text{ m}^3/\text{j}/\text{hab}$$

Soit : Dot = **135,42 l/j/hab**

Si on suppose que les pertes sont dans la norme, qui veut dire 20%

Donc :

$$\text{Pertes} = \text{Dot} \times 0,20$$

D'où

$$135,42 \times 0,20 = 27,084 \text{ l/j/hab}$$

$$\text{Dot}_{\text{reel}} = 135,42 - 27,084$$

$$\text{Dot}_{\text{reel}} = \mathbf{108,336 \text{ l/j/hab}}$$

II.4.1 : Calcul de déficit qui se dégage de ces résultats :

Pour le calcul de déficit, on ne prend pas en considération la production des sources qui alimentent les villages Ait Ou El Hadj et Ait Amar, qui ne sont pas concernés par notre étude vue la satisfaction de leurs besoin futur par ces sources qui produisent un débit de 8,5 l/s.

$$\text{Déficit} = \text{Besoins} - \text{production}$$

La production actuel égale à : **1987,2 m³/j** soit **23 l/s**.

Les besoins maximums sont de :

- 3014,4545 m³/j soit 34,88 l/s en 2014, qui donne un déficit de 1026,43 m³/j soit 11,88 l/s.
- 3954,84 m³/j soit 45,77 l/s en 2024, qui donne un déficit de 1967,32 m³/j, soit 22,77 l/s.
- 4811,7265 m³/j soit 55,39 l/s, en 2044, qui donne un déficit de 2798,49 m³/j, soit 32,39 l/s.

Tableau II.22 : le déficit en eau à l'horizon 2024 et 2044 :

DEFICIT	2014		2024		2044	
	m ³ /j	l/s	m ³ /j	l/s	m ³ /j	l/s
	1026,43	11,88	1967,32	22,77	2798,49	32,39

II.4.2 : La capacité pratique d'un réservoir :

La capacité d'un réservoir est égale en règle générale à 50% de la consommation journalière avec une réserve d'incendie de 120m³.

$$V_R = (50\% * Q_{maxj}) + V_{inc}$$

$$V_{inc} = 120m^3 ;$$

Calcul de la capacité pratique du volume de stockage nécessaire pour la commune :

Horizon	Q _{maxj} (m ³ /j)	V _{inc} (m ³)	V _R (m ³)
2044	4811,7265	120	2525,863

Ce titre a été bien détaillé au chapitre IV

II.5. Conclusion :

Après avoir fait un diagnostic fonctionnel du système hydraulique existant et évalué les besoins nécessaires en eau potable pour la commune d'Ait Bouaddou ainsi que le recensement de toutes les infrastructures constituant les chaînes d'alimentation, il a été constaté que les ressources mobilisées actuellement produisent un débit de 2721,6 m³/j, ou la population a un besoin actuelle de 3014,4545 m³/j, ce qui donne un déficit immédiat de 1026,43 m³/j, et si cette situation ne vas pas être prise en considération, le problème devient un stress hydrique évaluer à moyen terme à 1967,32 m³/j et à long terme à 2798,49 m³/j.

CALCULE ET MODELISATION HYDRAULIQUE

III.1 : Réseau d'adduction :

L'adduction est l'ensemble des installations reliant la reprise d'eau (forage, source, réservoir de stockage ou bien un barrage) au point de stockage ou d'utilisation. On distingue deux types d'adduction :

1. Adduction gravitaire
2. Adduction par refoulement

Le but de notre étude dans ce chapitre est de proposer un schéma d'adduction pour notre projet d'alimentation à partir du barrage Koudiat Acerdoun et le calcul des conduites qui vas constituer cette adduction.

III.1.1 : Types d'adduction :

On distingue deux types d'adduction.

III.1.1.1 : Adduction gravitaire :

Dans une adduction gravitaire, le réservoir d'accumulation se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte.

III.1.1.2 : Adduction par refoulement :

Ce type d'adduction est utilisé dans le cas où le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation. Les eaux de captage doivent être relevées par une station de pompage.

III.1.2 : Types d'écoulement :

On distingue deux types d'écoulement :

III.1.2.1 Ecoulement à surface libre :

Avec des aqueducs (ou des canaux à ciel ouvert), l'écoulement est à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, il est généralement uniforme sur tout le parcours, que l'on aura étudié pour pouvoir transiter le débit voulu :

- faible pente et sensiblement constante
- les aqueducs ne doivent pas se mettre en charge
- longueurs des aqueducs généralement grandes
- faible vitesse donc grande section transversale
- systèmes particuliers selon topographie naturelle : sur arcades, en siphon, en tunnel,
- des pertes possibles d'eau : évaporation, infiltration possible
- qualité des eaux : possibilité de drainage de la pollution

III.1.2.2 : Ecoulement en charge :

Avec des conduites en charge, l'écoulement est à section pleine, c'est-à-dire sous pression. Ce mode d'adduction a les avantages suivants :

- permet d'avoir des vitesses plus grandes que dans le cas des aqueducs ;
- l'eau est isolée du milieu extérieur : moins de pertes et pas de risque de pollution
- pas de contraintes en ce qui concerne la pente de la conduite.

Il est évident que, dans ces conduites en charge, la perte de charge est plus importante que dans les aqueducs.

III.1.3 : choix du tracé :

Pour effectuer un meilleur tracé de la conduite d'adduction, nous devons tenir compte des différents paramètres économiques, techniques, et topographiques qui suivent :

- choisir le tracé le plus court possible pour des raisons économique.
- rechercher un profil en long aussi régulier que possible pour éviter les contres pentes susceptibles de donner lieu à des cantonnements d'air aux point hauts qui sont plus ou moins difficiles à évacuer. Dans le cas de refoulement, il peut résulter en ces endroits un phénomène de cavitation par suite d'arrêt inopiné pouvant occasionner l'éclatement des canalisations.
- suivre les accotements des routes pour faciliter l'exécution des travaux ainsi que l'acheminement du matériel lors de la réalisation
- Enfin, les coudes doivent être largement ouvert afin d'éviter les butées importantes et diminuer les pertes de charge.

III.1.4 : Les différents types de conduites :

Dans le domaine d'alimentation en eau potable on utilise plusieurs types de conduite dans :

1 - Les conduites en plomb :

La plus ancienne canalisation était à base de plomb, et aussi les premières à être utilisées sous pression avec des diamètres qui atteignent les 200 mm. Elles sont faites de feuilles de plomb roulées et soudées longitudinalement, ce qui représente un travail de plomberie remarquable.

Même si le plomb est un matériau indestructible et très robuste, il n'est plus utilisé pour deux (02) raisons :

- 1-A cause de son prix élevé ;
- 2-Il est mis en solution par les eaux douces dans certaines circonstances ainsi il risque de provoquer la maladie appelée : Saturnisme.

2 - les conduites en acier :

C'est de l'acier doux, soudable (possibilité de soudure des raccordements et bifurcations). Les conduites peuvent être obtenus soit par laminage soit par soudage (demi-cylindres ou tôle en hélice). L'acier nécessite un revêtement intérieur (à base de bitume ou de

ciment) et revêtement extérieur (par la soie de verre noyée dans un bitume de houille : anticorrosion).

Les tubes sont fournis en longueurs de 6 à 16 m. les diamètres disponibles sont de 0,15 m à 1,00 m avec des épaisseurs de 3 à 9 mm. La pression de service varie de 40 à 60 bars.

3 - conduites en fonte :

La fonte grise est le matériau le mieux adapté à l'établissement des conduites enterrées, par sa longévité. Les tuyaux en fonte sont très robustes, résistants à la corrosion mais fragiles. Ensuite, la fonte ductile a été découverte (nouveau procédé de fabrication avec addition au moment de la coulée d'une très faible quantité de Magnésium), qui n'est plus fragile. Ce métal a des résistances analogues au tuyau acier.

Ces conduites nécessitent aussi un revêtement intérieur (à base de bitume ou de ciment) et un revêtement extérieur (par la soie de verre noyée dans un bitume de houille : anticorrosion).

La longueur utile des tuyaux est de 6m. Tous les diamètres sont disponibles, de 0,060 m jusqu'à 1,250 m. la pression de service varie de 40 à 60 bars. Ces tuyaux ont une rugosité de 0,1 mm.

4 - Conduites en béton :

Ces conduites sont fabriquées par centrifugation ou coulés debout (seulement pour les grands diamètres). les longueurs de tuyaux varient de 4 à 6 m. Les diamètres disponibles sont de 0,300 m à 1,00 m. La pression de service pouvant atteindre 20 bars.

5 - Conduites en béton précontrainte :

Ces conduites sont, en général, précontraintes dans deux sens : une précontrainte longitudinale et une précontrainte dans le sens des spires. Les longueurs de tuyaux varient de 3 à 6 m, selon les diamètres. Le plus petit diamètre de ces tuyaux est de 0,400 m et le plus grand pouvant atteindre 3,00 m. la pression de service pouvant atteindre 20 bars.

6 - Les conduites en amiante-ciment :

Dans ce type de tuyaux, les fibres d'amiante remplissent le rôle d'armatures d'une manière analogue aux armatures en acier d'un tuyau en béton armé. Toutefois, ces tuyaux, quoique très résistants, restent fragiles. Ces tuyaux sont fabriqués par enroulement continu, avec compression, de couches successives très minces (0,2 mm) composées d'un mélange d'amiante en fibres et de ciment autour d'un mandrin d'acier.

La longueur utile des tuyaux en amiante-ciment varie de 4 à 5 m. les diamètres disponibles sont de 0,040 m à 0,800. La pression de service varie de 5 à 25 bars suivant la classe de résistance (4 classes sont fournies : 0+5, 5+8, 8+12 et 12+25 bars). Ces tuyaux ont aussi une rugosité inférieure à 0,1 mm.

7 - Les conduites semi-rigides :

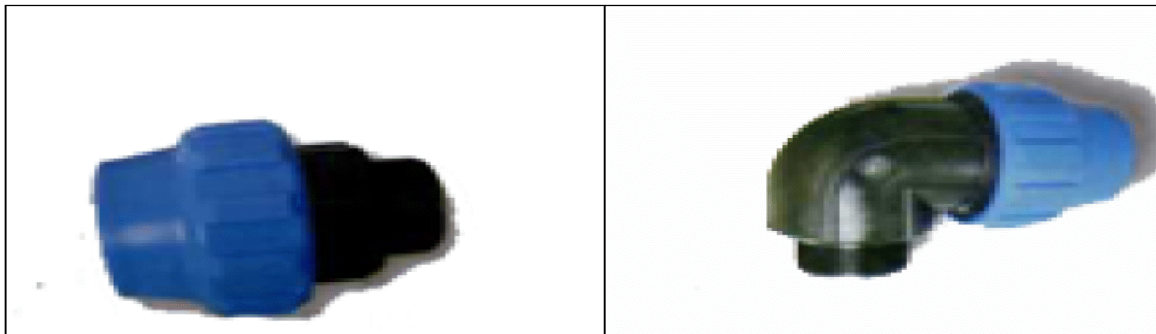
Sont en polyéthylène et se présentent sous forme de couronnes de 25,50 et 100 m de longueur. Ces tuyaux sont de plus en plus utilisés : très souples, très légers, faciles à poser, de faible rugosité. On n'en fabrique que les petits diamètres, le diamètre intérieur maximal étant de 0,375 m.

7.1 : Le raccordement des tuyaux en polyéthylène se fait soit :

- Raccordement par accessoires à compressions
- Raccordement par accessoires électro-soudables.
- Bout à bout.

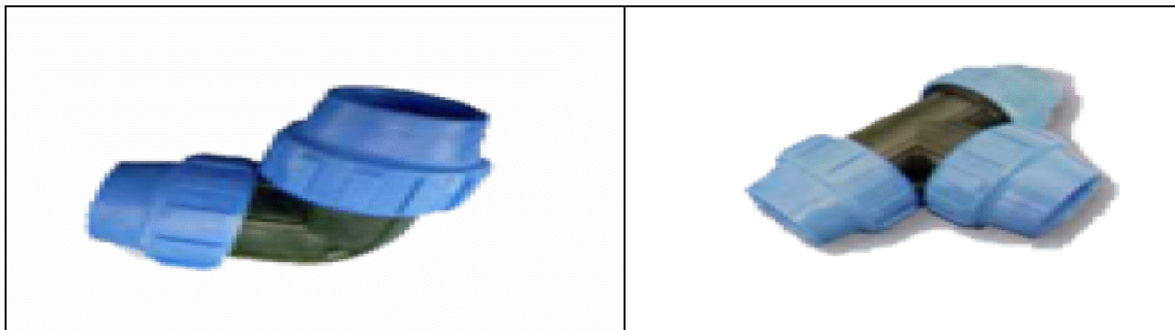
a. Raccordement par accessoires à compressions :

Ces raccords sont soit en matières plastique soit métallique .Ils sont couramment utilisés jusqu'au DN de 63 mm et existe dans des diamètres supérieurs 90 mm maximum.



Raccorde d'adaptation.

Coude mal fileté



Coude double femelle

Té égal.

Figure III.1.1 : Raccordement par accessoires à compression

b. Raccordement par accessoires électro soudables :

Selon les statistiques mondiales, ce nouveau système assure « zéro fuites », néanmoins il demande certaine précaution à prendre lors de montage.

Les raccords électro soudables sont équipés d'un fil résistant raccorde à une source d'énergie, par des bornes situées à l'extérieur de la zone de soudage. Une tension est appliquée aux bornes du raccord après grattage, nettoyage, et positionnement des pièces à raccords.

La surface de ces derniers est fusionnée grâce à la disposition de la puissance électrique. Un mélange intime entre les polyéthylènes du tube et le raccord, assure la cohésion et l'étanchéité parfaite entre le raccord et le tube.(3) Ce type de raccordement est très recommandé.

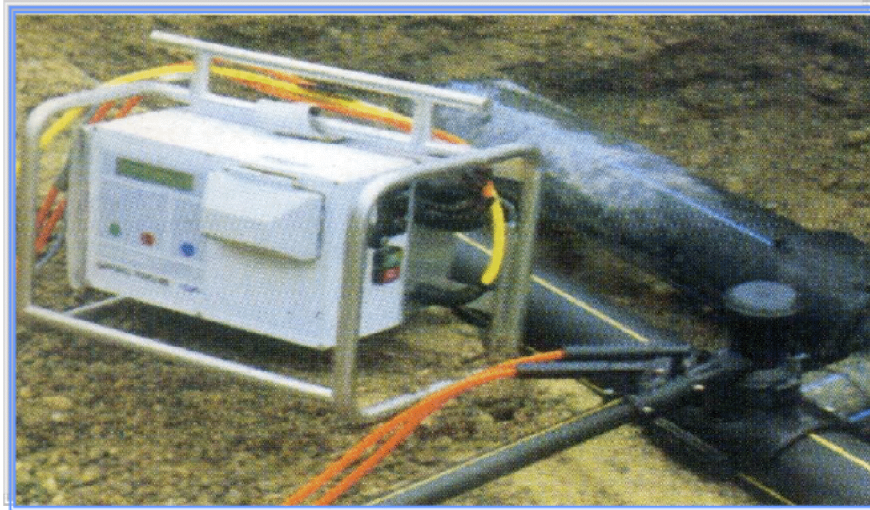


Figure III.1.2 : Raccordement par accessoires électro-soudables

c. Bout à bout :

Le soudage bout à bout par élément chauffant est utilisé pour assembler les tubes en polyéthylènes d'épaisseurs identiques.



Figure III.1.3 : Bout à bout « bouseuse »

III.1.5 : Equipements hydrauliques des conduites d'adduction :

Pour un bon fonctionnement et une meilleure exploitation, on équipe les conduites d'adduction le long d'une canalisation de divers ouvrages accessoires permettant d'assurer un rendement et un bon écoulement des eaux.

III.1.5.1 : Les vannes de sectionnement :

Ce sont des appareils placés selon le profil en long de la canalisation à des distances variantes de 5 à 10 km, ils permettent l'isolement des conduites en cas de réparation et aussi la vidange d'un tronçon à part.

III.1.5.2 : Les ventouses :

Pour évacuer éventuellement l'air entraîné par l'eau, qui s'accumulerait aux points hauts des conduites du réseau, sans perte initiale d'eau, on dispose des ventouses à boule flottant.

En absence d'air la boule est plaquée à l'orifice par la pression d'eau, elle descend si de l'air est présent et permet ainsi à celui-ci de s'échapper. Ces appareils permettent aussi l'admission de l'air dans la conduite lors de sa vidange.

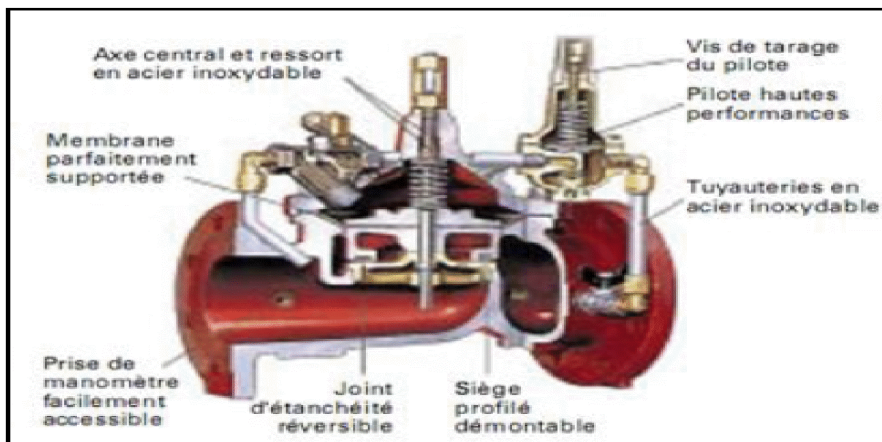


Figure III.1.4 : une ventouse

III.1.5.3 : Les robinets de décharge « vidange » :

C'est un robinet placé au point bas des canalisations pour permettre la vidange et la dirige vers l'égout le plus voisin. Si le point bas se trouve hors de la ville cet appareil doit être facilement accessible.

III.1.5.4 : Clapets de retour :

Ils ont pour fonction d'empêcher le retour d'eau en sens inverse de l'écoulement prévu. Ils doivent obligatoirement équiper la canalisation de refoulement à la sortie de pompe de la station de pompage.

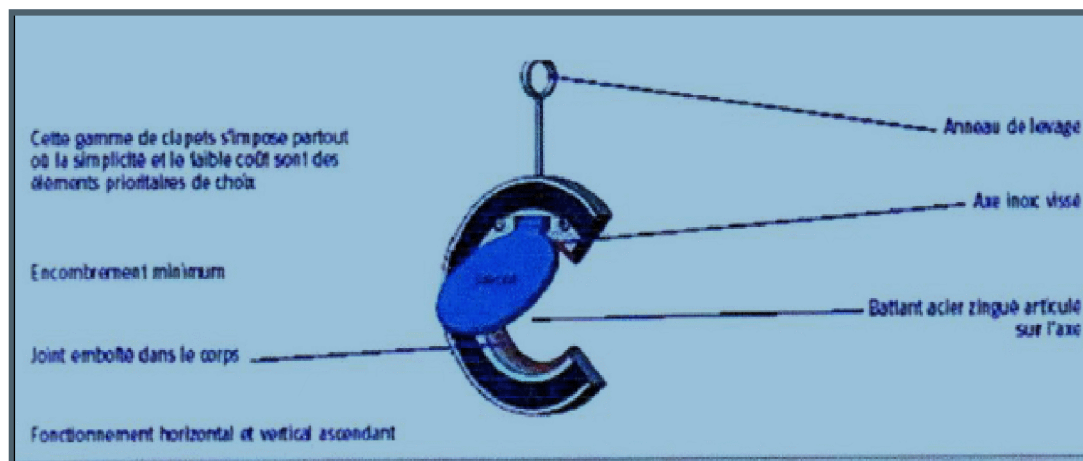


Figure : III.1.5 : clapets de retour

III.1.5.5 : Crépines :

Ce sont des appareils en forme de panier, percées en trous et placées à l'extrémité des canalisations d'aspiration, pour empêcher l'introduction de corps étrangers dans celles-ci.

III.1.5.6 : Vanne papillon :

Les vannes papillon, sont des appareils de réglage de débit et de sectionnement.

III.1.6 : Les avantages et les inconvénients des différents types des tuyaux :

Dans le tableau suivant, nous présentons les avantages et les inconvénients des différents types de tuyaux utilisés couramment dans les alimentations en eau potable (d'après fresenius 1980).

Tableau III.1 : Avantages et inconvénients des différents types de tuyaux :

Matériau	Avantages	Inconvénients	Valeur du (€)
Fonte ductile	- Certaines résistances à la corrosion, bonne sûreté contre les ruptures, capacité de dilatation, technique de pose économique, sans problèmes.	- Plus sensibles que la fonte grise aux courants vagabonds et les sols agressifs	0,1-0,5
Tuyaux en acier	- Haute élasticité, moins d'assemblages, bonne déformabilité, bonne sécurité contre les ruptures, assemblages par soudure imperméables pour longtemps.	- Corrodables si isolations défectueuses, par isolation ultérieure, extérieure et intérieure, grande dépenses de temps, pour les assemblages par soudure des ouvriers spécialisés sont nécessaires, protection cathodique nécessaire.	0,05-0,5
Tuyaux en amiantement	- Résistants à la corrosion, non conducteurs d'électricité, affaiblissement par chocs, petit poids, pas de dépôts, pose économique.	- Sensibles aux chocs et cassures, réparations plus coûteuses, sensibles aux eaux agressives et aux sols.	0,05-0,1
Tuyaux en béton précontraint	- Résistants à la corrosion, bonne résistances aux ruptures, pas d'incrustation, colmatage des petites intétanchéités, non conducteurs d'électricité.	- Poids élevé, réparations coûteuses, dérivation et raccordement très difficiles.	0,1-0,25
Tuyaux en matières synthétique	- Petits poids, grandes longueurs, résistants aux corrosions, pas d'incrustations, flexibilité, Economique, pose facile, non conducteurs d'électricité	- Sensibles aux coups, inflammables, la résistance diminue avec l'âge, sensibles a la température, fissures de résistances aux sollicitations mécaniques	0,007-0,015

III.1.7 : Etude technico-économique de l'adduction par refoulement :

Les conduites de refoulement et les stations de pompages sont liées économiquement à la détermination du diamètre économique passe incontestablement par une étude technico-économique. Le diamètre économique des conduites de refoulement sera déterminé comme suit :

III.1.7.1 : Choix de la gamme des diamètres :

La gamme des diamètres est déterminée par les deux formules suivantes :

Formule générale :

$$D = K * \sqrt{Q}$$

Formule de **BONIN** : si $K = 1$

$$D = \sqrt{Q}$$

Formule de **BRESS** : si $K=1,5$

$$D = 1,5 \sqrt{Q}$$

Avec :

D : diamètre de la conduite (m).

Q : débit à relever (m³/s).

Les diamètres calculés nous imposent le choix d'une gamme en fonction des diamètres normalisés disponibles sur le marché.

A partir de cette gamme de diamètres, on procède à l'évaluation des frais d'amortissement et d'exploitation de chaque diamètre et on adoptera comme diamètre économique celui pour lequel la somme des frais cités sera minimale.

III.1.7.2 : Evaluation des frais d'amortissement (Fa) :

Les frais d'amortissement F_a sont égaux au prix de revient total « p » de la conduite multiplié par le coefficient d'annuité d'amortissement A .

$$F_a = P * A \quad (DA)$$

L'annuité est calculée d'après la formule suivante :

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

Avec :

i : taux d'annuité adopté, égal à 8 % en Algérie ;

n : nombre d'années d'amortissement ($n = 30$ ans)

D'où :

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{30}} + 1 = 0,09$$

III.1.7.3 Evaluation des frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont les coûts de revient de l'énergie électrique nécessaire aux pompes pour le refoulement de l'eau de la station de pompage jusqu'au réservoir, Ils sont évalués en fonction de certains paramètres susceptibles de varier :

- la hauteur géométrique ;
- les pertes de charge dans la conduite

$$F_{ex} = E * e \text{ (DA)}$$

Ou :

F_{ex} : frais d'exploitation.

E : énergie (KWh).

e : tarif d'énergie donné par les services de la SONALGAZ 2013 (e = 4,2 DA KWh).

III.1.7.3.1 : Calcul de la hauteur géométrique :

La hauteur géométrique est la hauteur d'élévation entre la côte du trop- plein du réservoir plus 0.5 m et la côte du radier de la station de reprise plus 0.2m.

$$H_g = (C_{tp} + 0,5m) - (C_R + 0,2m)$$

H_g : Hauteur géométrique.

C_{tp} : côte trop- plein du réservoir d'arrivée.

0,5m : la lame d'air.

C_R : côte radier du réservoir de départ ou la station de reprise de départ.

0,2m : position de la conduite de départ par apport au radier du réservoir.

III.1.7.3.2 : Calcul des pertes de charge :

Le passage d'un débit dans une conduite se traduit par des pertes de charge. Ces pertes d'énergie se présentent sous forme de pertes de charge linéaires et pertes de charge singulières.

A : Les pertes de charge linéaires :

Elles sont des pertes d'énergie hydraulique dues aux frottements de l'eau contre les parois des conduites et la présence du coefficient de viscosité. Elles sont calculées à l'aide de l'équation de **Darcy- Weisbach** formulée comme suit :

$$J_L = \lambda * \frac{L}{D} * \frac{V_m^2}{2g}$$

Avec :

D : diamètre de la conduite [m] ;

V_m : vitesse moyenne d'écoulement de l'eau dans la conduite [m/ s].

g : accélération de la pesanteur (g = 9.81 m/s²)

λ : Coefficient de frottement adimensionnel, qui dépend du régime d'écoulement.

L : longueur de la conduite (m) ;

A.1. Détermination de(λ) :

Le coefficient de frottement dépend de la nature du régime d'écoulement qui lui est fonction de la rugosité relative et du nombre de Reynolds.

a : En régime turbulent λ : λ sera calculé avec la formule de **NIKURADZE** :

$$\frac{1}{\lambda} = [1,14 - 2 \log \frac{\varepsilon}{D}]$$

Ou :

$$\lambda = [1,14 - 0,86 \log \frac{\varepsilon}{D}]$$

Avec :

ε : Coefficient de rugosité absolue des tuyaux.

λ : Coefficient de frottement.

$\frac{\varepsilon}{D}$: Rugosité relative adimensionnel.

b : En régime de transition : λ sera calculé avec la formule de **COLEBROOK-WHITE**.

$$\frac{1}{\lambda} = -2 \log \left[\frac{\varepsilon}{3,7 D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} \right]$$

Cette formule se base sur des approximations successives. En première approximation λ est déterminée par la formule de **Nikuradzé**. La valeur trouvée sera remplacée dans le second membre de la relation de **Colebrook-White**, d'où on aura une nouvelle valeur de λ . On procède aux approximations successives jusqu'à ce que les deux membres de l'expression mathématique soient égaux.

c : En régime laminaire λ est indépendant de la rugosité relative et n'est fonction que du nombre de « **Reynolds** » ; il est donné par l'expression de « Poiseuille » :

$$\lambda = \frac{64}{Re}$$

En pratique on détermine la valeur de λ au moyen du diagramme de « **Moody** ».

A.2/. Etude de la rugosité :

La rugosité absolue est donnée par la mesure de l'épaisseur des rugosités de la paroi du tuyau et elle est liée à la fois à la nature des parois, à leur évolution dans le temps et à la nature de l'eau véhiculer.

Elle se calcule comme suit :

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \alpha * t$$

Avec :

ε_0 : Rugosité à l'état neuf ($\varepsilon_0 = 10^{-4}m$) pour l'acier.

α : Coefficient de vieillissement.

t : Temps de service en années.

La rugosité relative est le rapport de la rugosité absolue « ε » au diamètre de la conduite « D ».

Dans la pratique ε est prise égale à :

- $10^{-3} m$, pour l'acier.

- 0.03mm pour la fonte ductile.

$$\left. \begin{array}{l} 0,01\text{mm pour les } \varnothing \leq 200\text{mm} \\ 0,02 \text{ mm pour les } \varnothing > 200\text{mm} \end{array} \right\} \text{ Pour le PEHD}$$

A.3. Calcul du nombre de Reynolds :

C'est une valeur adimensionnelle, qui nous permet d'avoir une idée sur la nature du régime d'écoulement. Elle est donnée par la formule suivante :

$$\text{Re} = \frac{V * D}{\nu} \quad \text{ou :} \quad \text{Re} = \frac{\rho * V * D}{\mu}$$

Ou

Avec :

V : vitesse d'écoulement [m/s]

D : diamètre de la conduite [m]

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

μ : viscosité dynamique [kg/m.s]

ρ : Masse volumique [kg/m³].

En fonction du nombre de Reynolds, nous avons la classification suivante :

- $\text{Re} < 2100$ caractérise un régime laminaire stable ;
- $2100 < \text{Re} < 4000$ caractérise un régime transitoire ;
- $\text{Re} > 4000$ caractérise un régime turbulent stable.

B. Pertes de charge singulières (J_s) :

Elles sont générées par le passage du fluide dans les éléments ponctuels du réseau : coudes, vannes, crépine, réduction, clapets,...etc. on considère généralement que les pertes de charge singulières sont égales à 10% jusqu'à 15% des pertes de charge linéaires. Dans notre cas on prend 15 %.

Elles sont formulées comme suit :

$$J_s = K * \frac{V_m^2}{2g}$$

Avec :

K : coefficient de singularité.

V_m : vitesse moyenne de l'écoulement [m/s] ;

g : accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{ [m/s}^2\text{]}$)

C. Les pertes de charge totales (J_t) :

Les pertes de charges totale J_t le long de la conduite est la somme des pertes de charge linéaires et singulières.

$$J_t = J_L + J_s = J_L + 15\% J_L$$

$$J_t = 1,15 J_L \longrightarrow J_t = 1,15 * \lambda * \frac{L}{D} * \frac{V_m^2}{2g}$$

III.1.7.3.3 : Calcul de la hauteur manométrique totale (Hmt) :

La hauteur manométrique totale présente la somme de la hauteur géométrique (Hg) et la perte de charge totale le long de la conduite :

$$Hmt = Hg + Jt$$

Avec :

Hmt : hauteur manométrique totale [m] ;

Hg : hauteur géométrique [m] ;

Jt : perte de charge totale [m].

III.1.7.3.4 : Calcul de la puissance absorbée par la pompe :

La puissance notée P absorbée par la pompe est le travail effectué pour élever un débit Q à la hauteur manométrique totale pendant une unité de temps. Elle est donnée comme suit :

$$P = \frac{\rho * g * Q}{\eta} * Hmt$$

Avec :

P : Puissance absorbée par la pompe en watt ;

Q : débit refoulé par la pompe [m³/s] ;

Hmt : hauteur manométrique totale [m] ;

ρ : Masse volumique [kg /m³].

η : Rendement de la pompe qui varie entre 70% et 80% ($\eta = 75\%$)

g : accélération de la pesanteur ($g = 9.81$ [m/s²]).

III.1.7.3.5 : Energie consommée par la pompe :

L'énergie consommée annuellement est :

$$E = P * t * 365 \text{ KWh/an}$$

Avec :

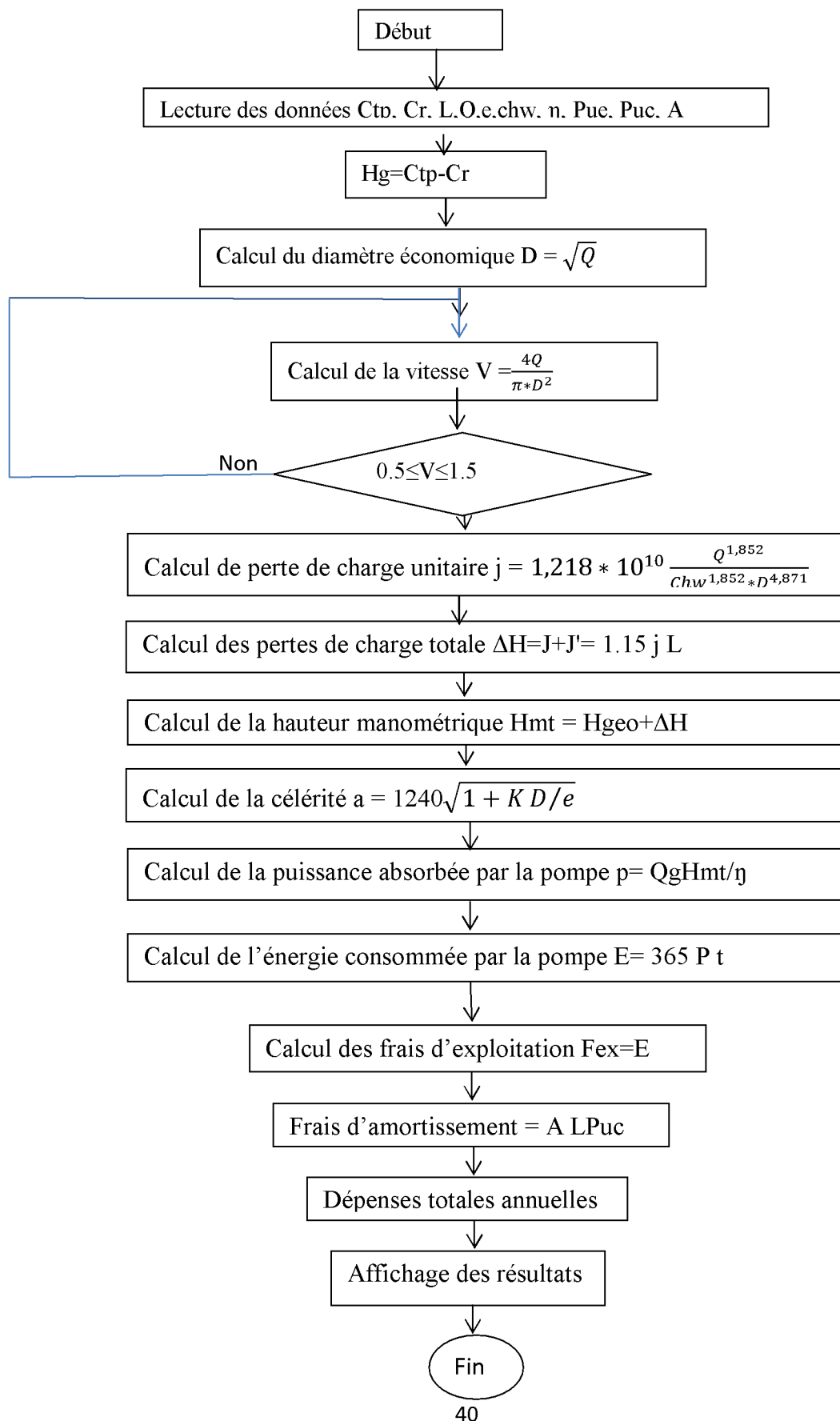
E : énergie totale consommée par la pompe (KWh) ;

P : puissance absorbée par la pompe en KW ;

t : nombre d'heures de pompage par jour (dans notre cas, il est pris égal à 18h).

On détermine finalement les frais d'exploitation qui sont le prix d'énergie.

III.1.7.4 : Organigramme de calcul des conduites d'adduction par refoulement :



III.1.7.4 : Détermination du diamètre optimal de la conduite :

Le diamètre à utiliser sera celui pour lequel la somme des frais totaux Ft (F amortissement + F exploitation) devra être minimale

III.1.8 : Étude de l'adduction gravitaire :

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

III.1.8.1 Calcul de la charge disponible (Jd) :

$$Jd = (C_{tp} + 0,2) - (C_r + 0,5)$$

Avec :

Jd : la charge disponible (m) ;

C_{tp} : cote de départ (m) ;

C_r : cote d'arrivée (m).

III.1.8.2 : Calcul de la perte de charge :

Le calcul de la perte de charge se fera à l'aide de l'abaque des pertes de charge dans les tuyaux d'adduction et de distribution en polyéthylène. (Voir annexe.)

III.1.8.3 : Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivée :

La pression au niveau du réservoir d'arrivée est calculée par la formule suivante :

$$P = C_{tr} - (C_r + J_t)$$

Avec :

P : pression (m) ;

C_{tp} : cote de départ (m) ;

C_r : cote d'arrivée (m) ;

J_t : perte de charge totale dans le tronçon (m), donnée par :

$$J_t = J_l + J_s$$

Où :

J_l : perte de charge linéaire, $J_l = J_u.L$; avec J_u : perte de charge unitaire recherchée

J_s : perte de charge singulière, $J_s = 0.15 J_l$, donc : $J_t = 1.15 J_l$.

III.1.8.4 : Calcul de la pression statique du flotteur :

La pression statique du flotteur permet d'arrêter l'écoulement de l'eau dans la conduite quand l'eau atteint le niveau trop-plein dans le réservoir d'arrivée.

$$P_f = (C_{tp} + H) - C_r$$

Avec :

H : hauteur de réservoir de départ (m) ;

P_f : pression du flotteur

III.1.8.5 : La ligne piézométrique :

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

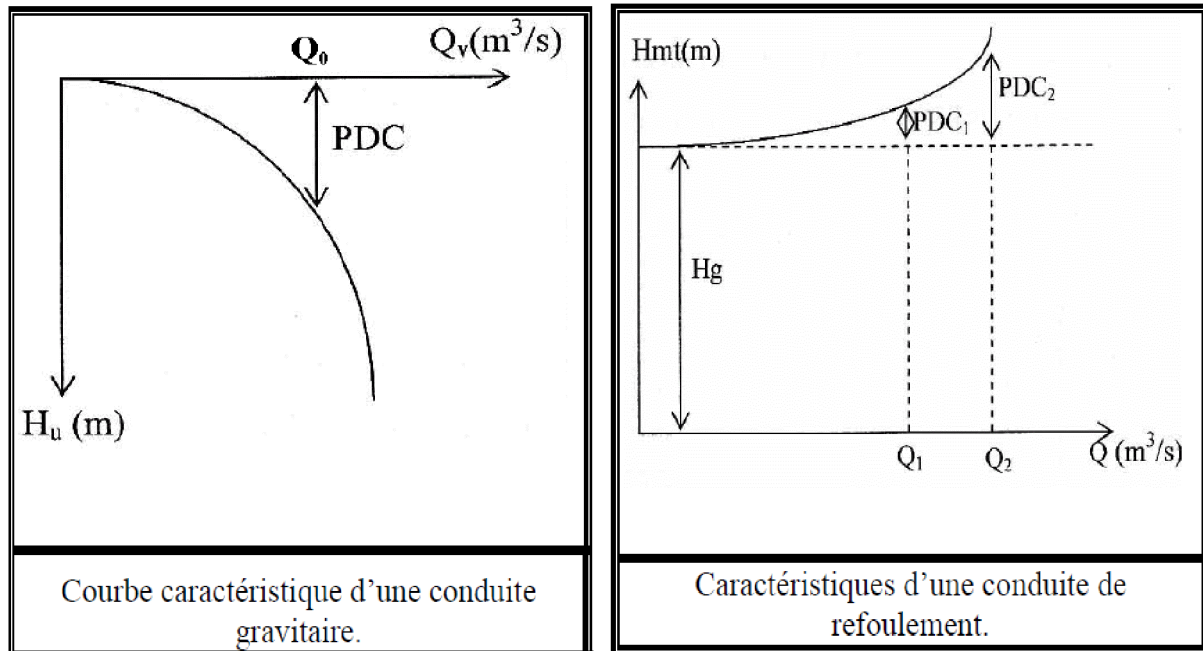


Figure III.1.6 : La ligne piézométrique

III.2 : MODELISATION DU COMPORTEMENT HYDRAULIQUE DES CONDUITES D'ADDUCTION DU SYSTEME D'ALIMENTATION :

Dans le but d'éclaircir bien notre étude il est impératif de noter les choix faits et les points complémentaires dans notre travail tel que :

- Le temps de pompage est pris égal à 18 h, au lieu de 24 h, dans la partie refoulement et cela dans le but d'un fonctionnement rationnel et de la sécurité des pompes.
- Les besoins en eau potable du village de Ait Irane et Ait Ou El Hadj, ne seront pas additionnés aux besoins de l'ensemble des villages de la commune, car d'après la direction de l'hydraulique de Ouadhia ces deux villages seront alimenté à partir des sources Thala Leksour et Tamdha Guehya. Donc ces deux villages seront déconnectés de la chaine d'AEP d'Ait Bouaddou objet de notre étude.
- Les sources qui alimentent actuellement notre région d'étude sont de l'ordre **31.5 (l/s)**, seront toujours maintenues, donc leurs apports seront retranchés du débit maximum dont a besoin cette région, qui est de l'ordre de **55.69 (l/s)**, donc le débit à relever à partir du piquage de la conduite du transfert Koudiet Acerdoune sera de l'ordre de **32.39 (l/s)**.

III.2.1 : Présentation du logiciel de simulation EPANET :

III.2.1.1 : Définition d' EPANET :

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et de la qualité de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une

durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour de l'eau et de suivre l'évolution de l'eau.

Disponible sous Windows, EPANET fournit un environnement intégré pour l'édition de données de réseau, pour l'exécution de simulations hydrauliques et de simulations qualité, et pour l'affichage des résultats sous plusieurs formats (des cartes avec des codes couleurs, des tableaux et des graphiques).

EPANET a été développé par la Division de Ressources et d'Alimentation en Eau (anciennement Division d'Investigation de l'Eau Potable) du Laboratoire National pour l'Investigation sur la Gestion de Risques, de l'Agence d'Environnement des États Unis (Water Supply and Water Resources Division of the U.S.Environmental Protection Agency's National Risk Management Research Laboratory).

III.2.1.2 : Capacités pour la modélisation hydraulique :

Une modélisation hydraulique scrupuleuse et complète est la première condition pour pouvoir modéliser la qualité de l'eau de manière efficace. EPANET contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes:

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules de Hazen-Williams, Darcy- Weisbach, et Chezy-Manning.
- Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés, etc.
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût.
- Il peut modéliser différents types de vannes, comme des clapets anti-retour, des vannes de contrôle de pression ou débit, des vannes d'arrêt, etc.
- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées.
- Il peut y avoir différentes catégories de demandes aux noeuds, chacune avec une modulation propre.
- Il peut modéliser des consommations dépendant de la pression (buses par exemple).
- Le fonctionnement de station de pompage peut être piloté par des commandes simples, (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou des commandes élaborées plus complexes.

III.2.1.3 : Capacités pour la modélisation de la qualité de l'eau:

En plus des simulations hydrauliques, EPANET peut modéliser la qualité de l'eau avec les possibilités suivantes:

En plus des simulations hydrauliques, EPANET peut modéliser la qualité de l'eau avec les possibilités suivantes:

- Modélisation du déplacement d'un traceur pendant la durée de la simulation.
- Modélisation des déplacements et des variations de concentration en plus ou en moins que subit une substance (par exemple un produit secondaire de désinfection, ou du chlore résiduel).

- Modélisation du temps de séjour de l'eau dans le réseau.
 - Indication à chaque nœud de la proportion d'eau provenant d'une ressource distincte.
 - Modélisation des réactions d'évolution de la qualité de l'eau dans la masse et aux parois.
 - Utilisation des cinétiques d'ordre n pour calculer les réactions dans la masse d'eau.
 - Utilisation des cinétiques d'ordre un ou zéro pour calculer les réactions aux parois des tuyaux.
 - Limitations de transfert de masse pour modéliser les réactions aux parois.
 - Fixation d'une concentration limite des réactions.
 - Utilisation des coefficients de vitesse de réaction globale et des coefficients spécifiques pour certains tuyaux.
 - Établissement d'une corrélation entre les coefficients de vitesse de réaction au niveau de la paroi en fonction de la rugosité du tuyau.
 - Introduction d'une substance quelconque à différents emplacements du réseau variant dans le temps en débit massique ou en concentration.
 - Mélange d'eau dans les réservoirs: mélange parfait, à flux piston ou en deux compartiments.
- En utilisant ces capacités, EPANET peut modéliser des phénomènes en rapport avec la qualité de l'eau comme:
- le mélange d'eau provenant de différentes sources;
 - le temps de séjour de l'eau dans le réseau;
 - diminution du chlore résiduel,
 - l'accroissement des sous-produits de la désinfection;
 - la diffusion d'un polluant dans le réseau, introduit en certains points.

III.2.2 : Composants du réseau:

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs reliés à des nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes, et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande, des réservoirs et des baches.

Les composants du réseau hydraulique qu'utilise EPANET sont généralement les suivants:

-les baches "

-les réservoirs;

-les vannes;

-les pompes;

-les tuyaux ;

-les nœuds de demande.

- les nœuds de contrôle

Nous allons revenir sur chacun de ces éléments pour mieux comprendre le fonctionnement du logiciel de simulation EPANET.

III.2.2.1: Les baches:

Les baches infinies sont des nœuds représentant une source externe de capacité infinie. Elles sont utilisées pour modéliser des éléments tels que les lacs, les fleuves, les couches

aquifères souterraines ou les arrivées de réseaux extérieurs. Les bâches infinies peuvent également servir de point d'injection d'une substance entrant dans le réseau.

Les données de base pour une bâche sont la charge totale (égale au niveau de la surface de l'eau si la bâche infinie n'est pas sous pression) et la qualité initiale de l'eau dans le cas où l'on exécuterait une analyse de qualité de l'eau.

Puisqu'une bâche est un élément de frontière d'un réseau, la qualité et la charge hydraulique de l'eau ne peuvent pas être affectées par ce qui se produit dans le réseau. Par conséquent, aucune propriété n'est calculée au cours de la simulation. Cependant, on peut faire varier sa charge hydraulique dans le temps en lui assignant une Courbe de Modulation.

III.2.2.2 : Les réservoirs:

Les réservoirs sont des nœuds avec une capacité de stockage, dont le volume d'eau stocké peut varier au cours du temps.

Les données de base pour des réservoirs sont les suivantes:

- l'altitude du radier (où le niveau d'eau est zéro);
- le diamètre (ou sa forme s'il n'est pas cylindrique);
- les niveaux initial, minimal et maximal de l'eau ;
- la qualité initiale de l'eau.

Les principaux éléments calculés dans la simulation sont les suivants:

- la charge (altitude de l'eau)
- la pression (niveau de l'eau);
- la qualité de l'eau.

Le niveau dans les réservoirs doit rester entre les niveaux minimal et maximal. EPANET arrête la sortie si un réservoir est à son niveau minimal et arrête l'arrivée s'il est à son niveau maximal.

Les réservoirs peuvent également servir de source pour une substance entrant dans le réseau.

III.2.2.3 : Les vannes:

Les vannes sont des arcs qui limitent la pression ou le débit en un point précis du réseau. Leurs principaux paramètres d'entrée sont: les nœuds d'entrée et de sortie, le diamètre, la consigne de fonctionnement et l'état de la vanne. Les éléments calculés en sortie de simulation pour une vanne sont le débit et la perte de charge hydraulique.

Les vannes d'arrêt et les clapets anti-retour, qui ouvrent ou ferment entièrement les tuyaux, ne sont pas considérés comme des arcs spécifiques; elles sont incorporés dans les propriétés du tuyau dans lequel elles sont placés.

Les différents types de vannes qu'offre EPANET sont:

- **Vanne Stabilisatrice Aval** (en anglais PRV)
- **Vanne Stabilisatrice Amont** (en anglais PSV)
- **Vanne Brise-Charge ou Réducteur de Pression** (en anglais PBV)
- **Vanne Régulatrice de Débit ou Limiteur de Débit** (en anglais FCV)
- **Vanne Diaphragme** (en anglais TCV)
- **Vanne d'Usage Général** (en anglais GPV)

Chaque type de vanne a une consigne de fonctionnement différente décrivant son point de fonctionnement (la pression pour les Vannes Stabilisatrices Aval et Stabilisatrices Amont; la chute de pression pour les Vannes Réducteurs de Pression; le débit pour les Vannes Régulatrices de Débit; le coefficient de perte de charge pour les vannes diaphragme, et la courbe de perte de charge pour les Vannes d'Usage Général).

On peut inhiber la consigne de fonctionnement d'une vanne en spécifiant qu'elle est entièrement ouverte ou fermée. La consigne d'une vanne peut être modifiée pendant la simulation en utilisant des Commandes de contrôle.

Pour la construction du modèle, les règles suivantes s'appliquent quand on ajoute des vannes à un réseau:

- Une Vanne Stabilisatrice Aval, une Vanne Stabilisatrice Amont ou une Vanne Régulatrice de Débit ne peut pas être directement reliée à une bache ou un réservoir;
- Une Vanne Stabilisatrice Aval ne peut pas partager le même nœud en aval ou être mise en série avec une autre Vanne Stabilisatrice Aval;
- Une Vanne Stabilisatrice Amont ne peut pas partager le même nœud en amont ou être mise en série avec une autre Vanne Stabilisatrice Amont;
- Une Vanne Stabilisatrice Amont ne peut pas être reliée au nœud en aval d'une Vanne Stabilisatrice Aval.

III.2.2.4 : Les pompes:

Les pompes sont des arcs qui ajoutent de l'énergie à un fluide et augmentent ainsi sa charge hydraulique.

Les principaux paramètres d'entrée pour une pompe sont ses nœuds d'aspiration et de décharge et sa courbe caractéristique à vitesse nominale (la combinaison des charges hydrauliques et des débits que la pompe peut fournir).

Au lieu d'une courbe caractéristique, la pompe peut être représentée comme un élément qui fournit une puissance constante (en Kilowatts) au fluide pour toutes les combinaisons de débit et de charge hydraulique.

Les principaux paramètres calculés sont le débit et le gain de charge hydraulique.

Le fluide traverse la pompe en sens unique et EPANET ne permet pas aux pompes de fonctionner en dehors de leur courbe caractéristique. Si les conditions du système exigent une charge hydraulique plus élevée que la pompe peut fournir, EPANET arrête la pompe. Si la demande du réseau excède le débit maximum, EPANET extrapole la courbe caractéristique de

la pompe jusqu'au débit exigé, même si la charge hydraulique correspondante est négative. Dans les deux cas un message d'avertissement apparaît sur l'écran.

Avec des commandes les pompes peuvent être mises en route et arrêtés à des heures préétablies ou quand certaines conditions existent dans le réseau. Le fonctionnement d'une pompe peut également être décrit en lui assignant une courbe de modulation de changement de vitesse dans le temps.

Des pompes à vitesse variable peuvent également être définies; la variation de leur vitesse est soumise aux mêmes conditions que dans le cas antérieur. Par définition, la courbe caractéristique fournie par une pompe a une consigne relative de vitesse 1. Si la vitesse de la pompe est doublée, la consigne relative de vitesse sera 2; si elle fonctionne à la moitié de sa vitesse, la consigne relative de la vitesse sera 0,5 et ainsi de suite. En changeant la vitesse de la pompe, on décale la position et la forme de la courbe caractéristique de la pompe.

EPANET peut également calculer la consommation d'énergie et le coût d'une pompe. A chaque pompe, il peut assigner une courbe de rendement et une courbe de modulation qui reflète les fluctuations du prix de l'énergie. Si ceux-ci ne sont pas fournis, un ensemble de valeurs globales assignées au projet sera utilisé.

III.2.2.5 : Les tuyaux:

Les tuyaux sont des arcs qui transportent l'eau d'un point du réseau à l'autre. EPANET suppose que tous les tuyaux sont pleins à tout instant. L'eau s'écoule de l'extrémité qui a la charge hydraulique la plus élevée (altitude + pression ou énergie interne par poids de l'eau) à celle qui a la charge hydraulique la plus faible.

Les données de base pour les tuyaux sont:

- les nœuds initial et final ;
- le diamètre;
- la longueur;
- le coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge) ;
- l'état (ouvert, fermé, ou avec un clapet anti-retour).

Le paramètre d'état permet à des tuyaux de contenir implicitement des vannes de sectionnement et de contrôler les clapets anti-retour.

Les données de qualité de l'eau pour les tuyaux sont:

- Coefficient de réaction dans la masse d'eau.
- Coefficient de réaction aux parois.

Les valeurs calculées pour les tuyaux incluent:

- le débit
- la vitesse d'écoulement
- la perte de charge ;
- le facteur de friction de Darcy- Weisbach ;
- la vitesse moyenne de réaction (le long du tuyau) ;
- la qualité moyenne de l'eau (le long du tuyau).

La perte de charge ou charge hydraulique perdue à cause du frottement de l'eau avec les parois du tuyau peut être calculée en utilisant une de ces trois formules:

- Formule de Hazen-Williams :

$$J = 1,218 * 10^{10} \frac{Q^{1,852}}{C_{hw}^{1,852} * D^{4,871}}$$

- Formule de Darcy-Weisbach :

$$J = \frac{\lambda * V^2 \lambda}{D * 2g}$$

- Formule de Chezy-Manning :

$$J = \frac{10.29 * l * n^2 * Q^2}{d^{5.33}}$$

Avec comme paramètres pour les trois formules:

C_{hw} : coefficient de rugosité de Hazen-Williams

η : Coefficient de rugosité de Manning

d : diamètre du tuyau (m)

l : longueur du tuyau (m)

Q : Débit (m/s)

λ : Coefficient de perte de charge

La formule de *Darcy-Weisbach* est sélectionnée par défaut.

Les Pertes de Charge Singulières (également appelées « pertes locales ») sont provoquées notamment par la croissance de la turbulence qui se produit au niveau des coudes, des tés et des vannes. Avec EPANET on peut associer un coefficient de pertes de charge singulières à chaque arc.

À l'aide de Commandes spécifiques, les tuyaux peuvent s'ouvrir ou se fermer à des moments préétablis de la simulation ou dans certaines conditions spécifiques, par exemple quand le niveau d'un réservoir passe au-dessus ou au-dessous d'un certain niveau, ou quand la pression dans un nœud passe au-dessus ou au-dessous d'une certaine valeur.

III.2.2.6 : Les nœuds de demande:

Les nœuds de demande sont les points du réseau où les arcs se rejoignent. Ce sont des points d'entrée ou de sortie d'eau et peuvent également ne pas avoir de débit. Les données d'entrée minimales exigées pour les nœuds de demande sont:

- l'altitude au-dessus d'un certain plan de référence (habituellement le niveau moyen de la mer).

- la demande en eau (débit prélevé sur le réseau).

- la qualité initiale de l'eau.

Les résultats calculés aux nœuds de demande, à chacun des intervalles de temps d'une simulation sont:

- la charge hydraulique (ou hauteur piézométrique): énergie interne par poids spécifique de fluide ou bien la somme de l'altitude avec la hauteur de pression. [Note. **Cette définition de la charge est différente de celle utilisée en hydraulique urbaine qui prend en compte le facteur vitesse de l'eau sous forme d'énergie cinétique ($V^2/2g$)**]

- la pression.
- la qualité de l'eau.

Les noeuds de demande peuvent également:

- avoir une demande qui varie dans le temps;
- être affectés de demandes de différents types (domestique, industrielle, ...);
- avoir des demandes négatives, ce qui indique que l'eau entre dans le réseau à ce point;
- être le point d'injection d'une substance entrant dans le réseau ;
- avoir des émetteurs ayant un débit dépendant de la pression

En plus des composants physiques, EPANET utilise trois types d'objets non physiques : des courbes, des courbes de modulation et des commandes de contrôle. Ils décrivent le comportement et les aspects fonctionnels d'un système de distribution.

III.3 : Construction des modèles:

III.3.1 : Choix des nœuds:

Pour l'Alimentation de la commune d'Ait Bouaddou, chaque nœud modélisé marque un changement de configuration du réseau (changement de diamètre, changement de matière de la conduite, desserte en route, arrivée d'eau d'un piquage et des sources.)

III.3.2 : Les tronçons:

Ils représentent les canalisations entre deux points (ou nœuds) du réseau. Pour chaque tronçon le modèle intègre sa longueur, son diamètre et sa rugosité.

Pour l'Alimentation, les tronçons sont choisis pour que tous les nœuds particuliers soient visibles dans le réseau. Tous les tronçons ont comme nœud de départ ou d'arrivée des points où s'effectuent les piquages en route ou des arrivées de débits.

Pour les nœuds et les arcs on prend comme exemple :

Tuyau PI30		Noeud de Demande nd46	
Propriété	Valeur	Propriété	Valeur
*ID Tuyau	PI30	*ID Noeud	nd46
*Noeud Initial	ND2	Coordonnée X	11711,37
*Noeud Final	ND3	Coordonnée Y	21770,36
Description		Description	Chef lieu ACL
Genre	FONT6DUCTILE	Genre	demande_domestique
*Longueur	1411,30	*Altitude	880
*Diamètre	200	Demande de Base	23,68
*Rugosité	140	Courbe Modul. Demande	CM_C1
Coef. Pertes Singul.	0	Catégories de Demande	1
État Initial	Ouvert	Coef. de l'Émetteur	
Coef.Réact. dans la Masse		Qualité Initiale	
Coef.Réact. aux Parois		Qualité de Source	
Débit	Sans Valeur	Demande Actuelle	Sans Valeur
Vitesse	Sans Valeur	Charge	Sans Valeur
Perte Charge Unitaire	Sans Valeur	Pression	Sans Valeur
Facteur de Friction	Sans Valeur	Qualité	Sans Valeur
Vitesse de Réaction	Sans Valeur		
Qualité	Sans Valeur		
État	Sans Valeur		

Figure III.2.1 : caractéristiques d'une conduite

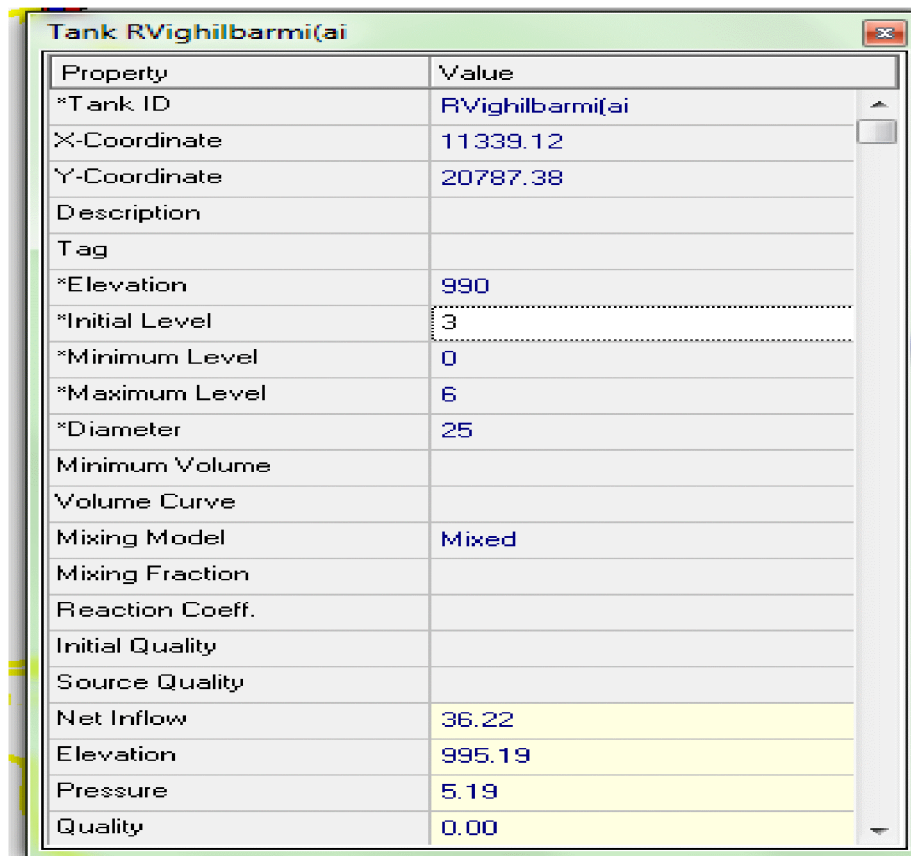
Figure III.2.2 : Noeu de contrôle ND2

III.3.3 : Les réservoirs:

Les réservoirs du réseau sont circulaires et installés de manière à faciliter le refoulement l'é de l'eau vers Ighilbarmi.

Les paramètres fixés pour la simulation sont:

- Altitude du radier : 990m NGA
- Diamètre: 25m
- Niveau minimal de l'eau dans les réservoirs : 0 m
- Niveau initial de l'eau dans les réservoirs : 3 m
- Niveau maximal de l'eau : 6 m



Property	Value
*Tank ID	RVighilbarmi(ai)
X-Coordinate	11339.12
Y-Coordinate	20787.38
Description	
Tag	
*Elevation	990
*Initial Level	3
*Minimum Level	0
*Maximum Level	6
*Diameter	25
Minimum Volume	
Volume Curve	
Mixing Model	Mixed
Mixing Fraction	
Reaction Coeff.	
Initial Quality	
Source Quality	
Net Inflow	36.22
Elevation	995.19
Pressure	5.19
Quality	0.00

Figure III.2.3: Paramètre de calage de réservoir

III.4. Les options de simulation:

III.4.1. Les courbes de modulation des demandes:

La détermination des pointes de consommation revêt une grande importance dans le dimensionnement des réseaux d'adduction ou de distribution et dans la détermination de la capacité de la station de pompage.

La consommation varie selon les heures du jour, au rythme des activités urbaines. Dans nos villes, le minimum se situe entre 20 et 3 heures du matin. Le maximum se situe généralement entre 6 heures et 10 heures.

Une courbe de modulation est un ensemble de multiplicateurs qui peuvent être appliqués à une valeur de base pour lui permettre d'évoluer au cours du temps. On peut assigner des courbes de modulation à la demande d'un nœud, au niveau d'une bête, à la vitesse de rotation d'une pompe, à la qualité de l'eau dans une source et au prix. L'intervalle de temps utilisé pour chacune des courbes de modulation a la même valeur fixe (toutes les périodes ont la même durée), qui est spécifié dans les Options de Temps du projet.

Durant cette période la valeur du paramètre ne change pas; elle reste égale au produit de sa valeur nominale et du multiplicateur de la courbe de modulation pour cette période de temps. Bien que toutes les courbes de modulation doivent utiliser le même intervalle de temps, chacune peut avoir un nombre différent de période. Quand la durée de la simulation excède la durée définie par le nombre de périodes d'une courbe de modulation, le programme retourne au début de la première période pour poursuivre la simulation.

Comme les habitudes de consommation dépendent du type de consommateur, les courbes de modulation des demandes n'ont pas alors la même allure selon que la consommation est domestique, agricole, industrielle, scolaire ou autre . Il est vrai que des industriels, des agriculteurs et d'autres types de consommateurs différents de consommateurs domestiques sont branchés sur le réseau d'alimentation, mais leur représentativité est tellement faible qu'on peut, avec une erreur minimale, appliquer le type domestique à tous les départs en route. Le tableau suivant a permis de tracer la courbe de modulation de la demande domestique.

Tableau III.2.: Ratios des demandes horaires au cours de la journée,

Heures	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
ratio	0.14	0.67	0.34	0.57	0.55	0.61	0.96	1.15	2.05	1.69	1.58	2.07
Heures	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
ratio	1.47	1.49	1.22	1.11	0.86	1.20	0.93	0.82	0.63	0.53	0.56	0.46

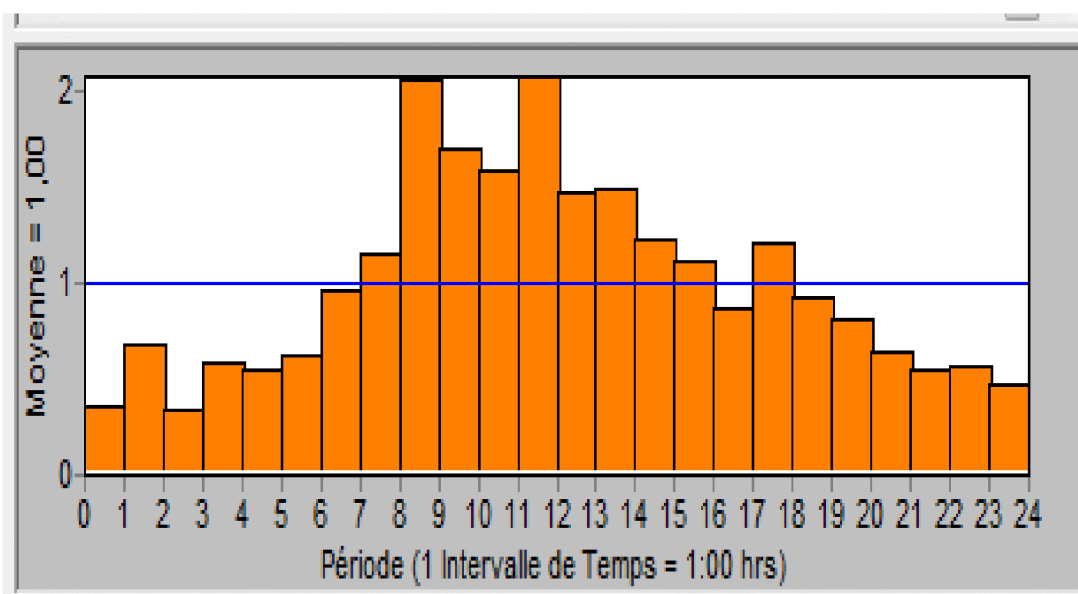


Figure III.2.4 : Courbe de modulation de la demande domestique issue d'EPANET

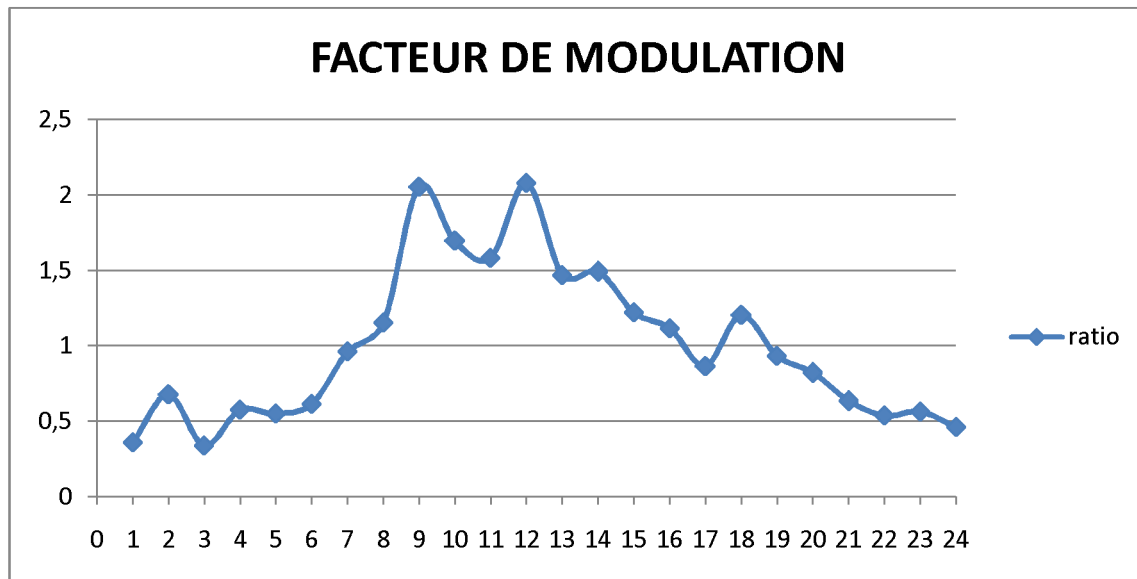


Figure III.2.5 : Courbe de modulation de la demande domestique

III.4.2. Les courbes caractéristiques des pompes:

Une pompe est définie dans un modèle Epanet par la courbe caractéristique, la courbe de rendement et dans certains cas par une courbe de modulation.

Dans ce modèle nous n'utiliserons que la courbe caractéristique qui est le seul paramètre obligatoire pour la modélisation d'une pompe.

Il existe trois types de courbes caractéristiques en fonction du nombre de points connus: courbe à un point, courbe à deux points, courbe à trois points. Il est à noter qu'une courbe caractéristique est d'autant plus précise que le nombre de points connus est élevé.

Pour ce projet, les données dont nous disposons, nous permettons tracer que des courbes de fonctionnement à un point. C'est donc ce point que nous utiliserons pour modéliser les pompes.

Nous avons sur la figure ci-dessous la courbe caractéristique de la pompe (deuxième tronçon). Les paramètres nécessaires sont le débit et la hauteur manométrique totale qui sont ici de 43.7 l/s et de 127 m respectivement.

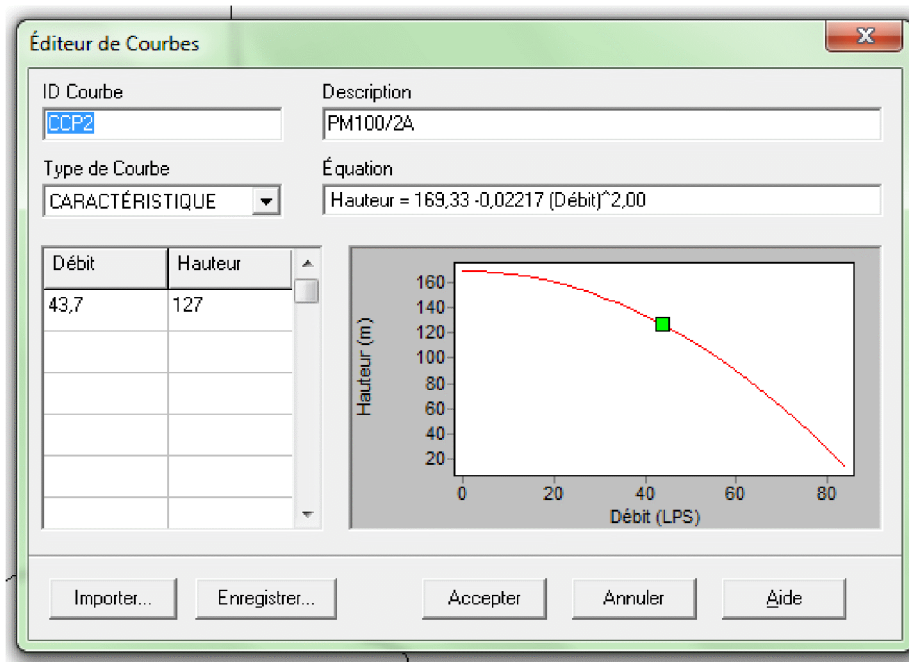


Figure III.2.6: Courbe caractéristique de pompe (SP2)

III.5 : Les résultats de la modélisation:

Epanet peut présenter les résultats de la simulation et des données d'entrée du réseau sous forme de schémas, de graphiques, de tableaux.

Un extrait du rapport complet de la simulation est joint en annexes avec quelques nœuds et arcs.

On a des résultats qui présentent la situation du réseau ou d'une partie du réseau à un instant donné. Nous mettons ici quelques figures en guise d'illustrations.

Nous n'insisterons pas sur les valeurs des différents paramètres à la suite de la modélisation, mais certaines valeurs particulières sont évocatrices d'un dysfonctionnement ou d'un mauvais calage. Il s'agit entre autres des pressions trop élevées trouvées sur certains points du réseau à certaines heures. Ceci peut s'expliquer par le fait que tous les nœuds de demande n'ont pas été placés dans le réseau.

Aussi l'approximation assez grossière adoptée pour le tracé du profil en long de l'alimentation peut être à l'origine de résultats qui s'écartent de la réalité.

Page 1
10:36:16

24/09/2014

```

Input File: reseau_add_modifieur_proj_03_finale.net

RESEAU AEP AIT BOUADDOU
SIMULATION DE LA NOUVELLE CHAINE DE RENFORCEMENT Y COMPRIS
L'EXISTANT

```

Link ID	Start Node	End Node	Length m	Diameter mm
PI1	BACtalabouadj	RVibadissen2	2500	60
PI3	BACArrachrouche	RVighilbarmi(ai	3972.40	125
PI4	RVighilbarmi(ai	RVibadissen	800	110
PI5	RVighilbarmi(ai	RVaitamer	2500	90
PI6	RVighilbarmi(ai	RVaitdjamaa	2500	200
PI9	RVteboudh	ND6	1393.99	110
PI14	RVaitamer	RVaitamar	10	110
PI2	RVibadissen2	RVibadissen	2	80
PI20	RV1	ND4	10.06	250
PI21	ND4	ND8	3.51	250
PI22	ND8	ND5	3.5	250
PI23	ND5	ND9	3.75	250
PI26	ND12	ND11	3.74	250
PI27	ND11	ND10	3.04	250
PI28	ND10	ND7	3.54	250
PI29	ND35	ND2	1618.44	250
PI30	ND2	ND3	1411.30	250
PI31	ND3	RV1	802.78	250
PI32	ND16	ND7	610	204.6
PI33	RVafaniche	ND16	593.51	204.6
PI34	RVafaniche	ND17	2.80	200
PI35	ND17	ND18	1.56	200
PI36	ND18	ND19	1.36	200

PI37	ND19	ND20	1.51	200
PI40	ND23	ND24	1.46	200
PI41	ND24	ND25	1.36	200
PI42	ND25	ND26	2.00	200
PI43	ND1	RVaitdjamaa	800	100
PI10	RVibadissen	ND14	100	90
PI15	RVibadissen2	ND45	100	90
PI16	RVaitamer	ND27	100	110
PI17	RVaitamar	ND28	100	110
PI18	RVaitdjamaa	nd46	100	200
PI47	BAC1	RV2	51.53	200
PI48	RV2	ND33	16.83	200
PI49	ND34	ND35	20.28	200

Page 2
BOUADDOU

RESEAU AEP AIT

Link - Node Table: (continued)

Link ID	Start Node	End Node	Length m	Diameter mm
PI50	ND33	46	20.36	200
PI25	ND15	RVighilbarmi (ai	1250	250
PI38	ND15	ND26	1250	250
PI39	ND6	RVafaniche	100	130.8
PI7	BACTeboudh	RVteboudh	20	160
PO2	ND5	ND12	#N/A	#N/A
Pump P'O2	ND9	ND11	#N/A	#N/A
Pump PO3	ND19	ND23	#N/A	#N/A
Pump P'O3	ND20	ND24	#N/A	#N/A
Pump PO1	ND33	ND34	#N/A	#N/A
Pump P'O1	46	ND35	#N/A	#N/A
Pump VA1	ND26	ND1	#N/A	100
Valve				

Energy Usage:

Cost Pump /day	Usage Factor	Avg. Effic.	Kw-hr /m3	Avg. Kw	Peak Kw
PO2	100.00	76.70	0.37	72.20	72.34
7190.84					
P'O2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00					

PO3	100.00	76.10	0.94	221.93	244.18
22104.58					
P'O3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00					
PO1	100.00	76.70	0.94	179.99	180.19
17927.11					
P'O1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00					

	Demand	Charge:
0.00		
	Total	Cost:
47222.53		

Node Results at 0:00 Hrs:

Node ID	Demand LPS	Head m	Pressure m	Quality
-----	-----	-----	-----	-----
ND2	0.00	680.33	153.33	0.00
ND3	0.00	674.38	105.38	0.00
ND4	0.00	670.96	2.96	0.00
ND5	0.00	670.93	2.93	0.00
ND7	0.00	775.84	107.84	0.00
ND8	0.00	670.94	2.94	0.00
ND9	0.00	670.93	2.93	0.00
ND10	0.00	775.86	107.86	0.00
ND11	0.00	775.87	107.87	0.00
ND12	0.00	775.89	107.89	0.00
ND16	0.00	768.83	79.83	0.00
ND17	0.00	761.88	2.88	0.00
ND18	0.00	761.81	2.81	0.00
ND19	0.00	761.75	2.75	0.00

Page 3
BOUADDOU

RESEAU AEP AIT

Node Results at 0:00 Hrs: (continued)

Node ID	Demand LPS	Head m	Pressure m	Quality
-----	-----	-----	-----	-----
ND20	0.00	761.75	2.75	0.00
ND23	0.00	1013.33	254.33	0.00
ND24	0.00	1013.27	254.27	0.00
ND25	0.00	1013.21	254.21	0.00
ND26	0.00	1013.12	253.12	0.00
ND14	1.25	951.89	21.89	0.00
ND45	1.08	951.92	21.92	0.00
ND27	1.53	847.94	7.94	0.00
ND28	1.45	847.95	7.95	0.00
nd46	8.56	888.96	8.96	0.00

ND1	0.00	951.06	191.06	0.00	
ND33	0.00	421.79	2.79	0.00	
ND34	0.00	687.40	268.40	0.00	
ND35	0.00	687.15	268.15	0.00	
46	0.00	421.79	2.79	0.00	
ND15	0.00	1003.06	123.06	0.00	
ND6	0.00	762.60	2.60	0.00	
BACArrachrouche	-44.80	1660.00	0.00	0.00	Reservoir
BACtalabouadj	-2.39	1018.00	0.00	0.00	Reservoir
BACTeboudh	-64.82	784.00	0.00	0.00	Reservoir
BAC1	-97.89	424.00	0.00	0.00	Reservoir
RVibadissen	15.64	952.00	2.00	0.00	Tank
RVaitamer	9.08	848.00	2.00	0.00	Tank
RVaitamar	-1.42	848.00	2.00	0.00	Tank
RVibadissen2	1.29	952.00	2.00	0.00	Tank
RVafaniche	-9.71	762.00	2.00	0.00	Tank
RVaitdjamaa	93.07	889.00	2.00	0.00	Tank
RVteboudh	53.14	782.00	2.00	0.00	Tank
RVighilbarmi(ai	-9.05	993.00	3.00	0.00	Tank
RV1	-0.81	671.00	2.00	0.00	Tank
RV2	44.81	422.00	2.00	0.00	Tank

Link Results at 0:00 Hrs:

Link ID	Flow LPS	Velocity m/s	Unit Headloss m/km	Status

PI1	2.39	0.85	26.40	Open
PI3	44.80	3.65	167.91	Open
PI4	16.86	1.77	51.25	Open
PI5	10.63	1.67	58.00	Open
PI6	101.63	3.23	41.60	Open
PI9	11.68	1.23	13.92	Open
PI14	0.03	0.00	0.00	Open
PI2	0.02	0.00	0.00	Open
PI20	53.89	1.10	4.33	Open
PI21	53.89	1.10	4.32	Open

Page 4
BOUADDOU

RESEAU AEP AIT

Link Results at 0:00 Hrs: (continued)

Link ID	Flow LPS	Velocity m/s	Unit Headloss m/km	Status

PI22	53.89	1.10	4.34	Open
PI23	0.00	0.00	0.00	Open
PI26	53.89	1.10	4.32	Open
PI27	53.89	1.10	4.33	Open
PI28	53.89	1.10	4.35	Open
PI29	53.08	1.08	4.21	Open
PI30	53.08	1.08	4.21	Open

PI31	53.08	1.08	4.21	Open
PI32	-53.89	1.64	11.50	Open
PI33	-53.89	1.64	11.50	Open
PI34	75.28	2.40	44.49	Open
PI35	75.28	2.40	44.51	Open
PI36	75.28	2.40	44.48	Open
PI37	0.00	0.00	0.00	Open
PI40	75.28	2.40	44.50	Open
PI41	75.28	2.40	44.48	Open
PI42	75.28	2.40	44.50	Open
PI43	0.00	0.00	0.00	Closed
PI10	1.25	0.20	1.10	Open
PI15	1.08	0.17	0.85	Open
PI16	1.53	0.16	0.60	Open
PI17	1.45	0.15	0.54	Open
PI18	8.56	0.27	0.43	Open
PI47	97.89	3.12	38.81	Open
PI48	53.08	1.69	12.49	Open
PI49	53.08	1.69	12.49	Open
PI50	0.00	0.00	0.00	Open
PI25	75.28	1.53	8.05	Open
PI38	-75.28	1.53	8.05	Open
PI39	11.68	0.87	5.99	Open
PI7	64.82	3.22	100.00	Open
PO2	53.89	0.00	-104.96	Open Pump
P'O2	0.00	0.00	0.00	Closed Pump
PO3	75.28	0.00	-251.59	Open Pump
P'O3	0.00	0.00	0.00	Closed Pump
PO1	53.08	0.00	-265.61	Open Pump
P'O1	0.00	0.00	0.00	Closed Pump
VA1	0.00	0.00	0.00	Closed Valve

III.5.2 : le profil en long des pressions :

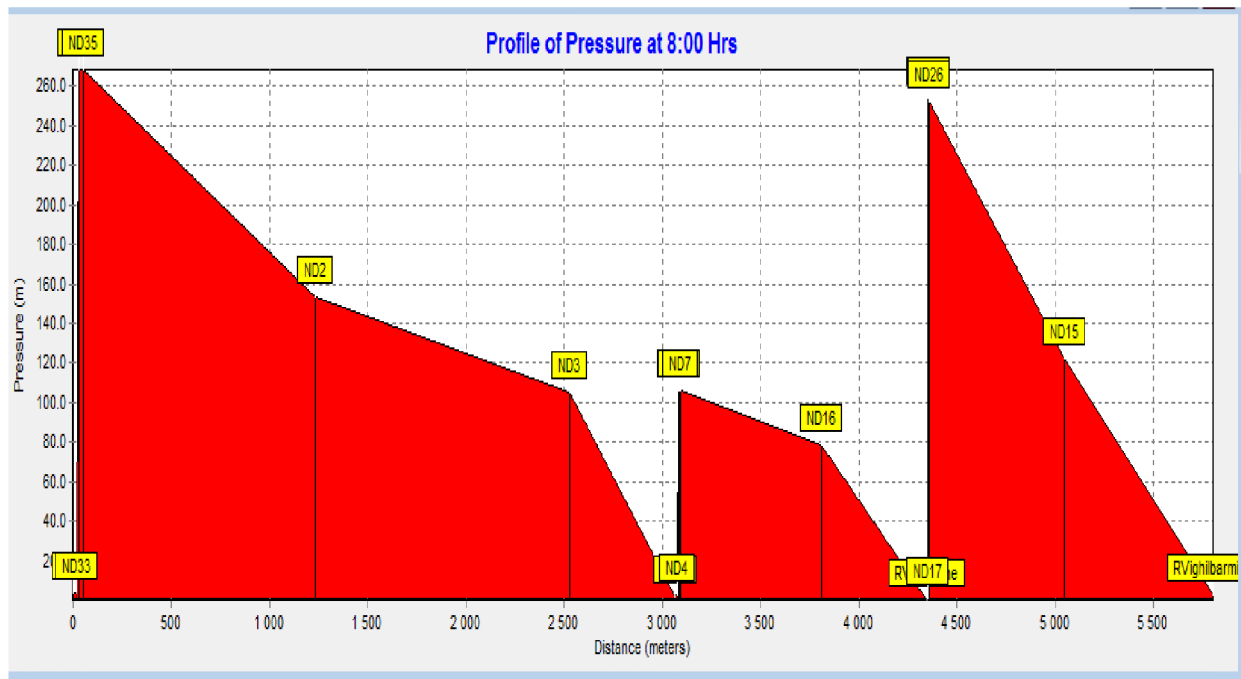


Figure III.2.7 : profile en long des pressions (8 :00 h)

III.5.3 : Balance des débits :

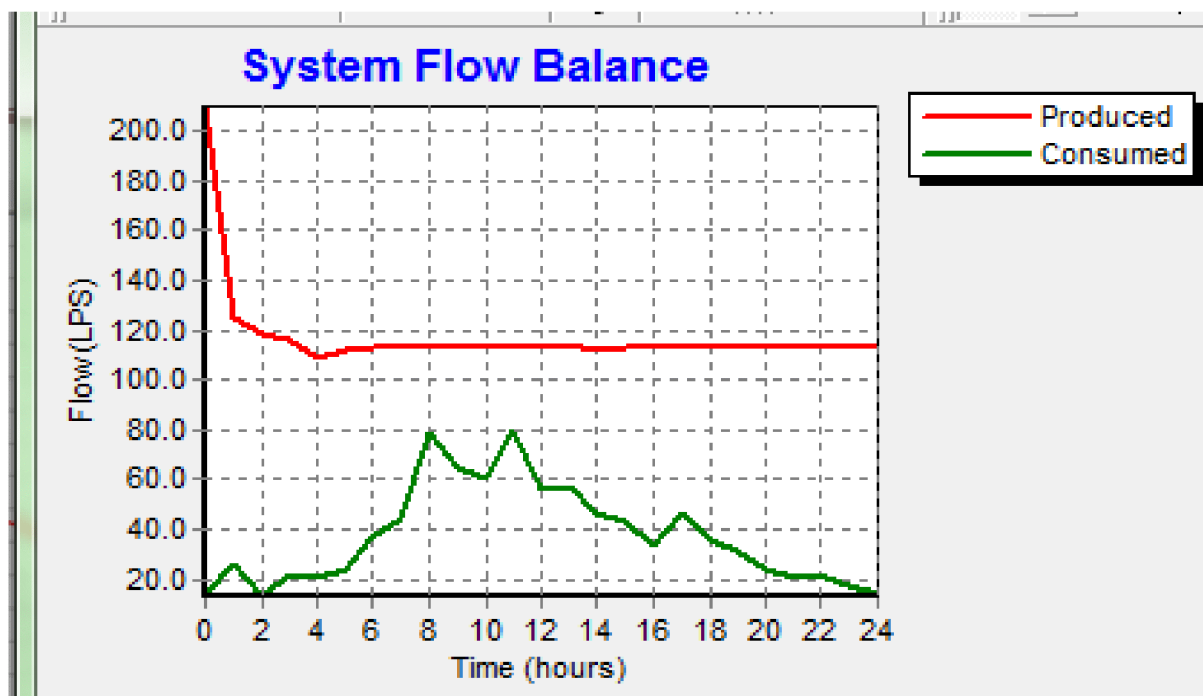


Figure III.2.8 : Balance des débits (production, consommation)

III.5.4 : zones des pressions

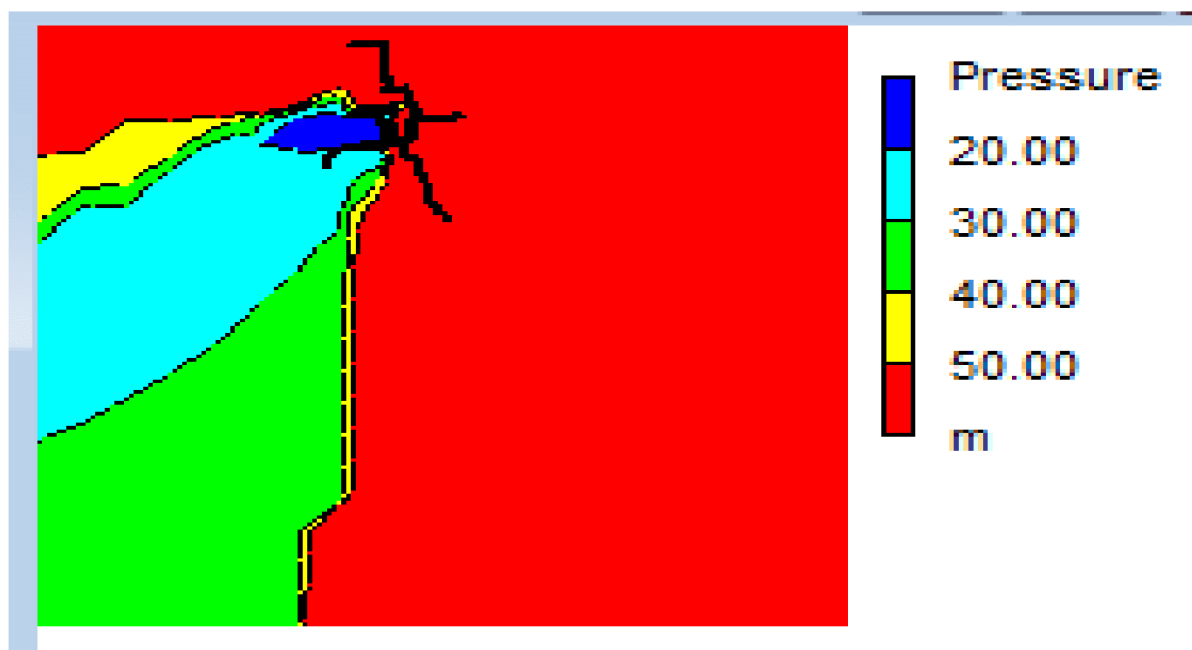


Figure III.2.9 : Les zones des pressions à 8 :00h.

III.5.5 : Distribution des vitesses à 8 :00h

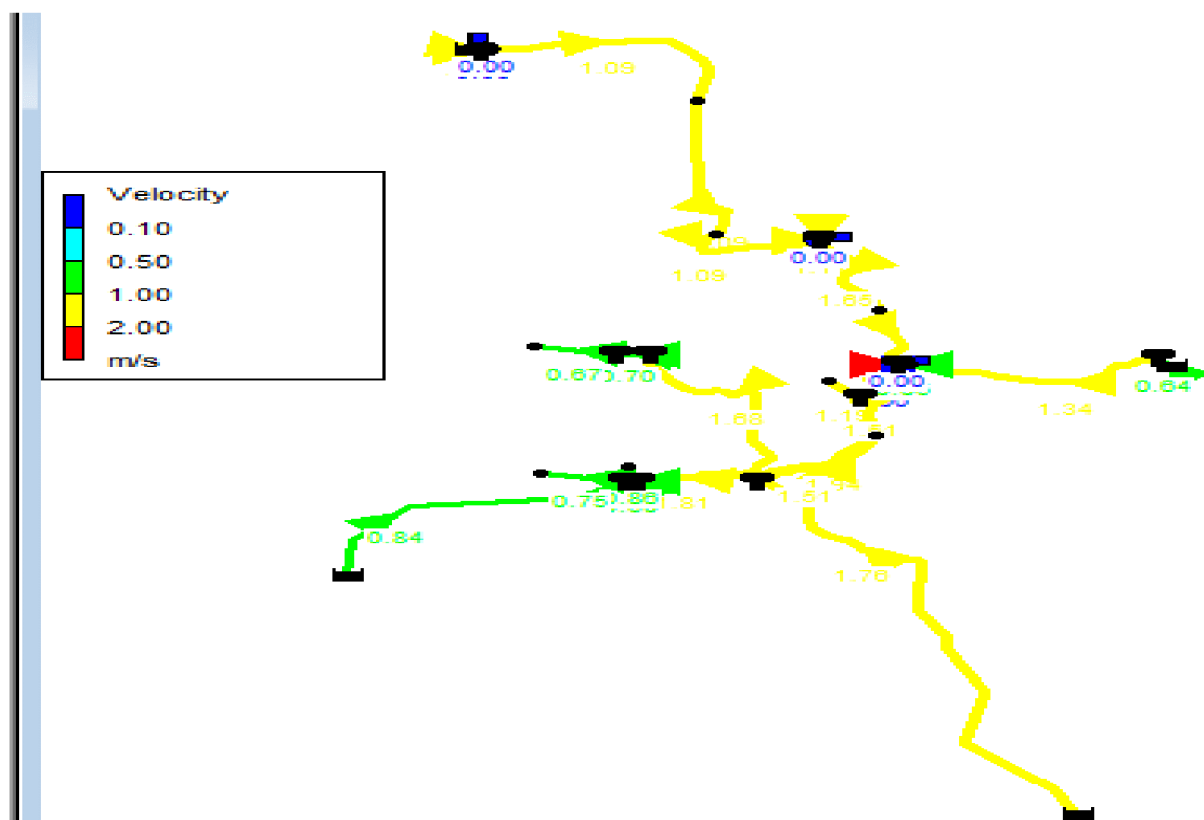


Figure III.2.10 : La distribution des vitesses dans le réseau.

III.5.6 : Distribution des pressions à 8 :00h :

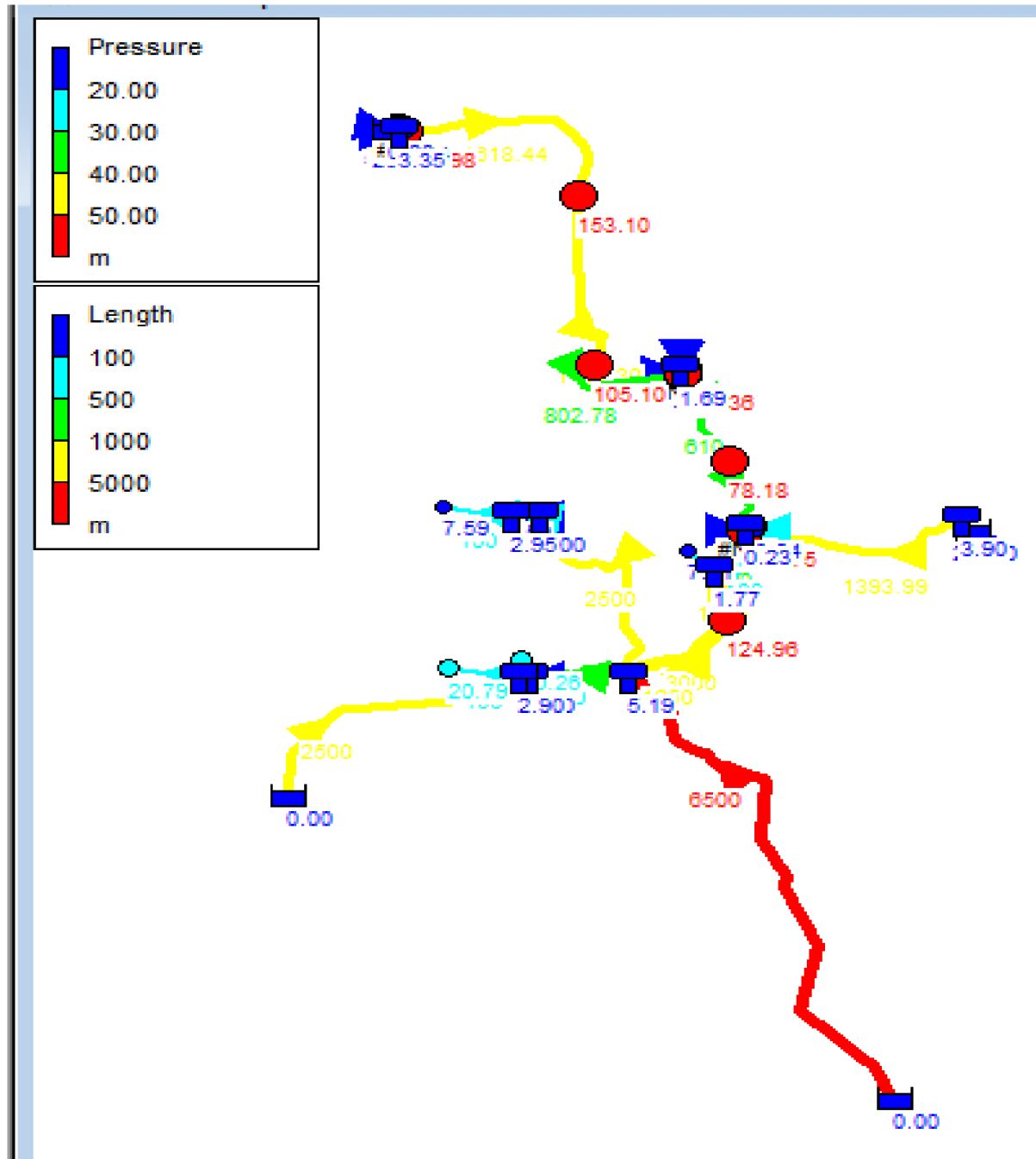


Figure III.2.11 : distribution des pressions dans les nœuds.

Conclusion :

Ce chapitre consistait à modéliser un réseau d'AEP. Il s'agissait donc de faire une analyse pour décrire au mieux le comportement du réseau à modéliser, à savoir les

mouvements qui se produisent aux différents points de notre réseau, et pour un exemple de contrôle nous avons choisi la période aux la consommation soit très élevée (8 :00h).

Pour le premier tronçon on a

- Une station de pompage (Sp1) projetée qui a une pression de 286.98m a la sortie de la station de pompage
- La pression dans le premier nœud de control est de 153.10m, et pour le deuxième nœud elle est de 105.3m.
- Une conduite de diamètre 250mm fonte ductile ou la vitesse de l'écoulement a l'intérieur est de 1.09 m/s

Pour le deuxième tronçon :

- On a une station de pompage (SP2) projetée qui a une pression de sortie de 254.73m, a la sortie de la pompe
- Pour le nœud de control des pressions il nous donne une pression de 78.18m.
- Pour la conduite de ce tronçon qui est de diamètre de 250 mm fonte ductile ou la vitesse de l'écoulement est de 1.55 m/s

Et pour le troisième tronçon la simulation nous donne :

- Une pression de 255.82m a la sortie de la station de pompage (SP3) existante
- Pour le nœud de control, la pression est de 124.98m
- Revenons a la vitesse de l'écoulement dans se tronçon la simulation nous donne une vitesse de 1.51m/s.

LES RESERVOIRS

IV.1 : Définition des réservoirs :

Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques de stockage de l'eau et de régularisation des débits et des pressions. Ces ouvrages jouent un rôle primordial dans l'adduction et la distribution de l'eau.

Les réservoirs sont principalement imposés par la différence entre le débit de captage ou de refoulement d'eau (plutôt constant) et le débit d'eau consommé par l'agglomération (variable en fonction de l'heure de la journée).

Les réservoirs assurent plusieurs fonctions en dehors de leur rôle de stockage dans :

- Ils assurent une pression suffisante dans le réseau de distribution et une marche uniforme des pompes.
- Ils maintiennent l'eau à l'abri des risques de contamination et la préservant contre les fortes variations de températures.
- Lutte contre d'éventuels incendies par la partie du volume y est réservé.
- Ils assurent une distribution continue en eau en cas de panne à la station de pompage, de coupure d'électricité ou de brise de la conduite
- régularisation des débits et des pressions.

IV.2 : Emplacement des réservoirs :

Le choix de site d'implantation des réservoirs est généralement effectué sur la base des considérations techniques (réalisation d'un système d'adduction et de distribution techniquement satisfaisant) et économique (peu coûteux), et dépend aussi des conditions topographiques et la nature du sol (sol résistant et non rocheux). Pour cela, on est amené à respecter les conditions suivantes :

- En plaine, ils doivent généralement être au centre de gravité de l'agglomération et surélevés pour que la cote de radier soit supérieur à la cote piézométrique maximale exigée par le réseau de distribution afin d'assurer une alimentation directe par simple gravité.
- Pour des raisons économiques il est préférable que ce remplissage se fait par gravité, ce qui implique qu'on peut le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau.
- A fin de réduire les charges, on est amené à réaliser des réservoirs semi enterrés, pour lesquels les frais de terrassement sont moins onéreux et dont la couverture peut être plus légère.

Après avoir terminé les études approfondie en tenant compte des couts des conduites, des réservoirs et éventuellement des stations de pompage on détermine le meilleur emplacement de notre réservoir.

IV.3 : Classification des réservoirs :

IV.3.1 : Classification selon leur position par rapport au sol :

En principe, les réservoirs se différencient d'après leur position par rapport au sol :

- Réservoirs enterrés.
- Réservoirs surélevés.
- Réservoirs semi enterrés.

IV.3.2 : Classification par rapport au réseau d'approvisionnement :

Par rapport au réseau d'approvisionnement, ils peuvent aussi être groupés en deux types :

- Réservoirs de passage (placés entre le captage et le réseau de distribution de l'eau).
- Réservoirs d'équilibre (placés à la fin du réseau de distribution).

IV.3.3 : Classification selon le matériau de construction :

A base de leurs matériaux de construction on les classe en trois catégories :

- Réservoirs métalliques.
- Réservoirs en maçonnerie.
- Réservoirs en béton armé ou précontraint

IV.3.4 : Classification selon la forme géométrique :

Selon la forme géométrique les plus utilisées sont :

- Réservoirs cylindriques.
- Réservoirs rectangulaires.
- Réservoirs carrés.

Comme on peut rencontrer d'autres formes qui sont moins utilisées tel que

- Réservoirs sphérique.
- Réservoirs conique...etc.

IV.3.5 : Classification Selon des considérations esthétique

Selon des considérations esthétique ils peuvent soit :

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

IV.4 : fonctions des réservoirs :

- On peut regrouper les diverses fonctions des réservoirs sous cinq rubriques principales:

Un réservoir est un régulateur de débit entre le régime d'adduction (déterminé par le pompage et/ou le traitement) et le régime de distribution (déterminé par la courbe de consommation). Il permet alors de transformer, de point de vue de la production et du pompage, les pointes de consommation horaire en demande moyenne. D'où des économies d'investissement pour tous les ouvrages situés à l'amont du réservoir. D'autre part, les stations de pompage ne peuvent pas suivre exactement les variations de la demande en eau.

- Un réservoir est un régulateur de pression en tout point du réseau. Il permet de fournir aux abonnés une pression suffisante et plus ou moins constante, indépendamment de la consommation. En effet, la pression fournie par les stations de pompage peut varier: au moment de la mise en marche et de l'arrêt, coupure ou disjonction du courant, modification du point de fonctionnement par suite de la variation du débit demandé...etc.

Les réservoirs Si la côte du réservoir ne permet pas de fournir une charge suffisante à toute l'agglomération, il sera nécessaire de construire un réservoir surélevé (ou château d'eau).

- Un réservoir est un élément de sécurité vis-à-vis des risques d'incendie, de demande en eau exceptionnelle ou de rupture momentanée de l'adduction (panne dans la station de pompage, rupture de la conduite d'adduction, arrêt de la station de traitement...etc.).

- Un réservoir a une fonction économique, puisqu'il permet une certaine adaptation du

fonctionnement du pompage de telle façon à optimiser l'ensemble adduction + réservoirs (moins de consommation d'énergie électrique pendant les heures de pointe, pompes refoulant un débit constant correspondant au rendement maximum).

- Un réservoir est un point test, en volume et en pression, d'un réseau maillé. Il est en effet un baromètre précis, en permanence et en continu de l'état du réseau (pression) et de l'évaluation de la demande réelle (variations de niveau).

IV.5 : Equipements hydrauliques des réservoirs :

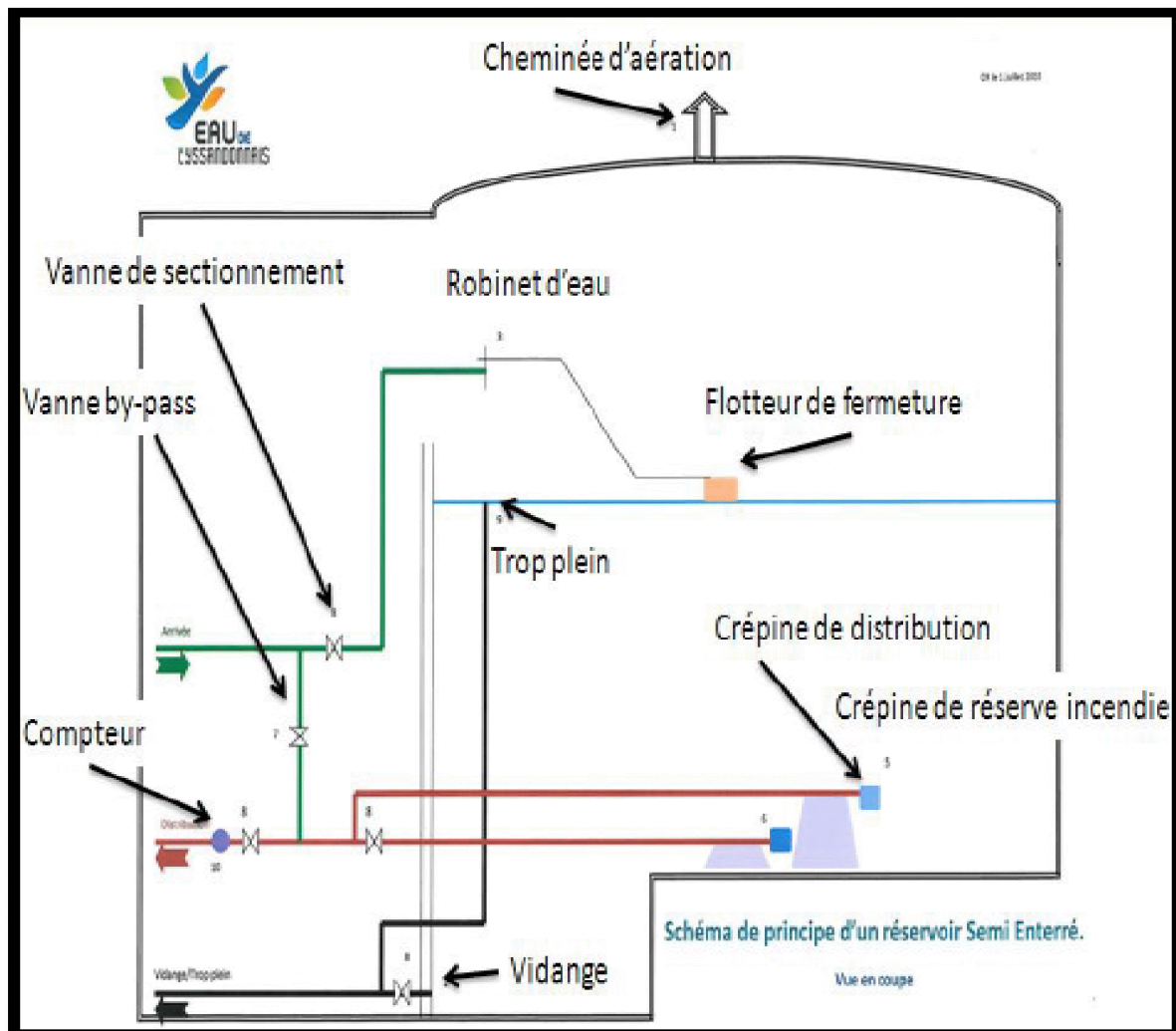


Figure IV.1: Emplacement des équipements hydraulique d'un réservoir.

IV.5.1 : conduite d'adduction ou d'arrivée :

La conduite d'adduction peut-être de type refoulement ou gravitaire, le branchement de cette conduite sur le mur du réservoir a une grande influence sur les phénomènes de brassage des eaux qui rentrent et quittent le réservoir après un certain temps.

L'arrivée des eaux par la conduite d'adduction peut être soit par le haut ou par une conduite noyée à partir d'un plan d'eau.

En préfère toujours, l'arrivé par le bas ou par un siphon noyé, pour permettre le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations et un écoulement par rouleau.

La conduite d'arrivée à son débouché dans le réservoir doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal, l'obturation est assurée par un robinet flotteur si l'adduction est gravitaire, ou par un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

IV.5.2 : Conduite de distribution ou de départ :

L'orifice de la conduite de distribution est placé entre 0,15 m à 0,20 m au-dessus du radier et à l'opposé de la conduite d'arrivée afin d'éviter l'entraînement des dépôts (boue et sable) qui éventuellement pourrait se décanté dans la cuve et facilite le brassage d'eau.

L'extrémité de la conduite et sécurisée par une crépine courbée, afin d'empêcher la pénétration d'air dans la conduite (phénomène de vortex), en cas d'abaissement du plan d'eau on réservera un minimum de 0,5 m au-dessus de la génératrices supérieure de la conduite.

Cette conduite est équipée d'un robinet vanne automatique, permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

IV.5.3 : conduite de vidange :

Cette conduite se trouve au plus bas point du réservoir. Elle permet la vidange du réservoir pour son nettoyage ou sa réparation. A cet effet, la radier du réservoir est réglé en pente vers son origine. Elle est raccordée à la conduite du trop-plein, et comporte un robinet vanne avant le raccordement sur cette dernière (Bonvin ; 2005).

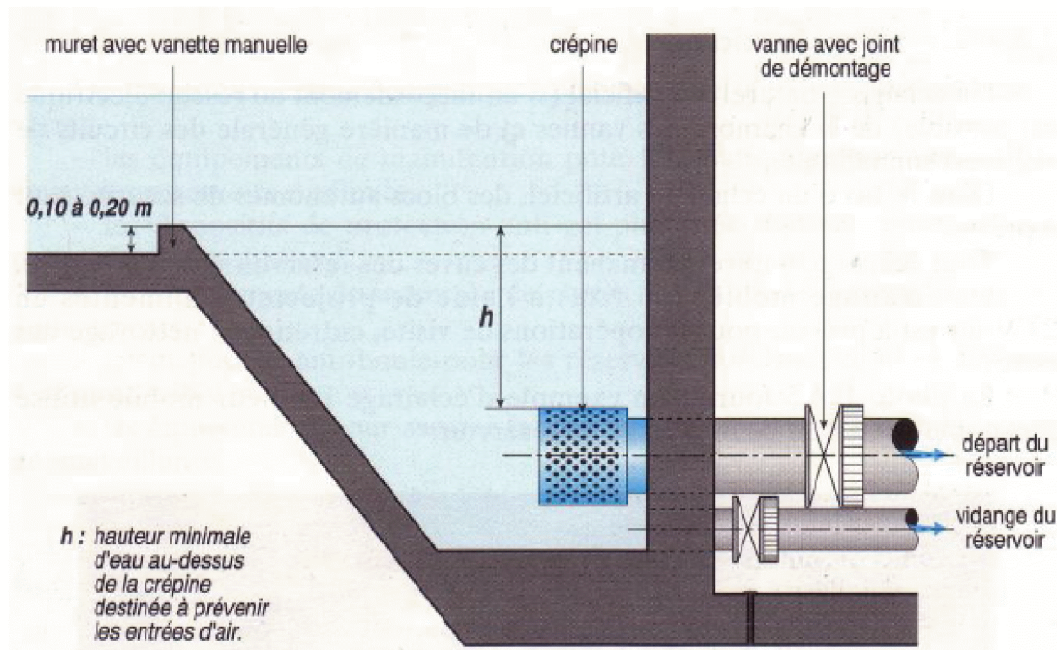


Figure :IV. 2 : conduite de distribution et de vidange.

IV.5.4 : conduite by-pass :

C'est un tronçon de conduite qui assure la continuité de la distribution en cas de travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve. Il relie la conduite d'adduction à celle de la distribution.

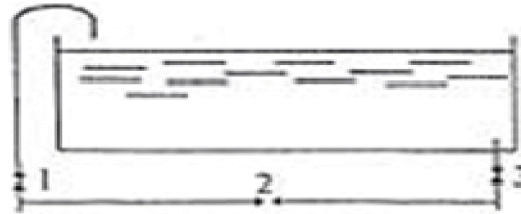


Figure IV. 3: conduite by-pass.

La communication entre ces deux conduites s'effectue selon le schéma de la figure (3) ; en marche normale les vannes (1) et (3) sont ouvertes, la vanne (2) est fermée, en by-pass, on ferme (1) et (3) et on ouvre (2).

IV.5.5 : Matérialisation de la réserve d'incendie :

La réserve d'incendie doit être toujours disponible afin de répondre aux besoins urgents dus aux éventuels sinistres (incendies).

Pour éviter que la réserve d'incendie puisse passer dans la distribution nous adopterons un dispositif qui est schématisé dans la figure (4) et qui fonctionne de la manière suivante :

- En service normal, la vanne « 1 » est ouverte, le siphon se désamorce dès que le niveau de la réserve d'incendie est atteint et ce grâce à l'évent ouvert à l'air libre ; ainsi l'eau se trouvant au voisinage du fond est constamment renouvelé.
- En cas d'incendie, on ouvre la vanne « 2 » pour pouvoir exploiter cette réserve, une vanne « 3 » supplémentaire est prévue pour permettre les réparations sans vider le réservoir.

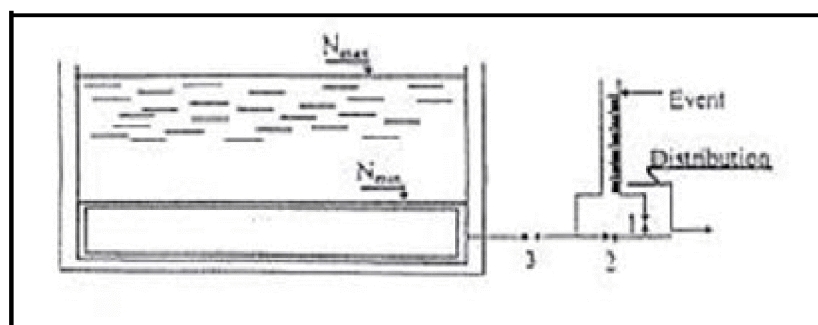


Figure IV.4 : Matérialisation de la réserve d'incendie.

IV.6 : Construction des réservoirs :

Pour la construction des réservoirs on doit respecter les conditions suivantes :

- Ils doivent être construits à base de matériaux durables.
- Ils doivent être couverts à l'abri des contaminations, des infiltrations des eaux souterraines, des pluies et des poussières.
- Êtres aérés tout en restant à l'abri du froid et de chaleur.
- Il sera bon de prévoir un compartimentage pour faciliter les nettoyages dans les réservoirs enterrés, ce compartimentage conduit à prévoir deux cuves identiques dont l'ensemble fait la capacité totale. Dans les réservoirs surélevés, on aménage deux cuves concentriques.
- Ils doivent comporter une chambre de manœuvre ou sont rassemblés les organes de réglage nécessaire.
- Les réservoirs de plusieurs milliers de m³ destinés à l'alimentation des grandes villes sont de type enterré ou semi-enterré, avec une section circulaire ou rectangulaire, on les construit en béton armé ordinaire ou précontraint.
- Le sol des fondations doit faire l'objet d'examen approfondis, tant de point de vue de la capacité portante que de drainage des eaux qu'est normal de rencontrer dans les fouilles, à cet effet il sera prudent d'établir sous le radier un drainage permanent vers des puits extérieurs.
- Les quatre faces du réservoir doivent être visibles, en réservant des galeries de visite de pourtour.
- Si la couverture doit être supportée sur des poteaux, ceux-ci pourront prendre appui directement sur le radier, ou dans certains cas, sur des fondations établies sous celui-ci. Une étanchéité devra alors être réalisée à l'endroit de la pénétration du poteau dans le radier.

Le radier lui-même, sera constitué par des dalles en béton armé coulées de façon telle que les cotes n'excèdent guère une dizaine de mètres, une étanchéité sera appliquée dans les joints des dalles ainsi constituées.

IV.7 : Exigences techniques à satisfaire :

Pour qu'un réservoir soit bon, il doit répondre aux exigences suivantes :

IV.7.1 Etanchéité des réservoirs :

L'étanchéité pourra être réalisée par l'utilisation des produits plastique, ne changent pas de goût à l'eau, et des bandes de caoutchouc incorporées au béton.

Il n'est pas nécessaire que le mastic d'étanchéité règne sur toute l'épaisseur de la dalle de radier. Le fond du joint est constitué à l'aide d'un matériau imputrescible et élastique, le mastic n'étant appliqué que sur 0,03 mm à 0,04 mm de profondeur à partir de surface.

Cette étanchéité sera particulièrement soignée à la jonction avec les murs de pourtour et aux endroits des joints de dilatation, à moins d'utiliser le béton précontraint.

IV.7.2 Résistance :

Les réservoirs doivent équilibrer, dans toutes leurs parties, les effets auxquels ils seront soumis, poids propre (surcharge d'exploitation), effets climatiques (neiges, vents... etc.) effets dynamiques (séisme), effets de retrait, effets de fluage, variations de température.

IV.7.3 Durabilité :

Les matériaux constituant les éléments des réservoirs doivent conserver leurs propriétés, après un long contact avec le liquide qu'ils retiennent.

IV.8 : Entretien des réservoirs :

L'entretien des réservoirs se fait obligatoirement une fois par an, où ils doivent être nettoyés. Cet entretien comporte plusieurs opérations qui sont les suivantes :

➤ Isolement et vidange de la cuve, afin d'éviter le gaspillage de l'eau et la perte de temps, on procède à cette opération que lorsque la quantité d'eau dans le réservoir est la plus faible ;

- Elimination des dépôts sur les parois ;
- Examen et réparation
- Désinfection à l'aide des produits chlorés ;
- Il faut signaler que les parties métalliques (portes, échelle, équipements hydrauliques et cheminées d'aération) sont aussi concernées par l'entretien.

Par mesure de sécurité et d'hygiène, les réservoirs sont couverts afin d'être protégés contre les corps étrangers et les variations de température.

IV.9 : Prescriptions sanitaires :

Hormis leurs rôles précédemment cités, les réservoirs doivent répondre aux prescriptions sanitaires ci-après :

- les ouvrages de stockage doivent être conçus, et exploités d'une manière à éviter une stagnation prolongée de l'eau d'alimentation.
- les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution externe et contre les élévations importantes de température.
- ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.
- ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.
- l'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau les saveurs ou les odeurs.
- après chaque intervention susceptible de contaminer l'eau contenue dans les réservoirs, et de toute façon au moins une fois par an, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés.
- En plus des prescriptions citées ci-avant, les réservoirs à surface libre doivent être fermés par un dispositif amovible à joints étanches.
- les orifices de ventilation sont protégés contre les entrées des insectes et des petits animaux par un dispositif approprié (treillage métallique inoxydable à mailles d'un (01 mm) au maximum.

IV.10 : Méthodes de Calcul de la capacité des réservoirs :

En générale, le calcul de la capacité de réservoir peut s'effectuer par trois méthodes :

1_ Méthode analytique :

Cette méthode consiste à déterminer les excès (ΔV^+) et les insuffisances (ΔV^-) d'eau pendant les différentes heures de la journée en fonction des coefficients horaires (ah) qui varient suivant les différentes heures de desserte et l'importance de la population.

La somme du plus grand excès de la journée (ΔV^+) avec le plus grand déficit (ΔV^-) d'un autre moment de cette journée à laquelle on doit ajouter la réserve d'incendie nous donne le volume du réservoir, et s'écrit :

$$V_r = \Delta V^+ + \Delta V^- + V_{r.i}$$

Avec :

V^+ : excès d'eau = débit cumulé refoulé – débit cumulé distribuer.

V^- : déficit en eau = débit cumulé refoulé – débit cumulé distribuer.

$V_{r.i}$: Volume de la réserve d'incendie.

2_ Méthode graphique :

Elle représente les courbes d'apport et de consommation.

Le volume sera en valeur absolue, la somme des écarts des deux extrêmes par rapport à la courbe d'apport qui correspond à : $|\Delta V^+ \max| + |\Delta V^- \max| = \text{Volume du réservoir auquel on ajoute la réserve d'incendie pour obtenir le volume total.}$

3_ Méthode directe :

Les capacités des réservoirs sont déterminées en admettant que le volume de transit et de refoulement est de deux heures de réserve, celui de stockage est de 12 heures de réserve.

➤ Pour le réservoir de stockage :

$$CRS = Q_{\max.j} \times 50 \text{ ou } CRS = Q_{\max.h} \times 12 \text{ h}$$

Avec :

CRS : Capacité du réservoir de stockage en (m³).

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

Q_{max.j} : Débit journalier maximal (m³/jr).

12h : N^{bre} d'heure de réserve.

➤ Pour le réservoir de transit :

$$CRT = Q_{\max.j} \times 8,33 \text{ ou } CRT = Q_{\max.h} \times 2 \text{ h}$$

Avec :

CRT : Capacité du réservoir de transit en (m³).

➤ Pour le réservoir de transit et de stockage :

$$CRTS = (Q_{\max.ht} \times 2 \text{ h}) + (Q_{\max.hs} \times 12 \text{ h})$$

Avec :

CRTS: Capacité du réservoir de transit et de stockage en (m³);

Q_{max.ht}: Débit horaire maximal transité en (m³/h) ;

Q_{max.hs}: Débit horaire maximal stocké en (m³/h).

IV.11 : Calcul de la capacité des réservoirs projetés :

Pour le calcul on applique la méthode directe

a- Calcul de la capacité de réservoir de transition (R1) de la SR1 projeté, a la cote de 422 m NGA.

Désignations	Unité	Horizon 2044
Débit transit vers la SR1	M ³ / h	116.04
Temps de réserve	h	2
Capacité calculé	M ³	233.208
Capacité de réservoir à projeter	M ³	300

Tableau IV.1 : capacité de réservoir de transit projeté à la cote de 422m NGA

b- Calcul de la capacité de réservoir de transition (R2) de la SR2 projeté à la cote de 668m NGA.

Désignations	Unité	Horizon 2044
Débit transit vers la SR1	M ³ / h	116.04
Temps de réserve	H	2
Capacité calculé	M ³	233.208
Capacité de réservoir à projeter	M ³	300

Tableau IV.2 : capacité de réservoir de transit projeté à la cote de 669m NGA

c- Calcul de la capacité de réservoir de stockage (R3) existant à la cote de 990m NGA.

Dans ce ca, on prend en considération le débit provenant des sources (Teboudh et aracherouche) qu'est de l'ordre de (15 l/s et 6 l/s), dans la réserve de stockage.

Désignations	Unité	Horizon 2044
Débit de stockage	M ³ /h	192.204
Temps de réserve capacité calculée	H	12
Capacité calculé	M ³	2306.448
Réserve d'incendie	M ³	120
Capacité de réservoir existant	M ³	300
Déficit	M ³	2126.448
Capacité de réservoir de a projeté	M ³	2500

Tableau IV.3 : capacité de réservoir de stockage (R3) existant a la cote de 990m NGA

Remarque :

D'après le tableau ci-dessous, on déduit que la capacité de réservoir actuel de 300 m³ est insuffisante, d'où il est utile de projeter un autre réservoir de 2000 m³.

IV.12 : Dimensionnement des réservoirs :

Après avoir déterminé les capacités des réservoirs, on calcule alors leur dimensionnement à l'aide des formules suivantes :

IV12.1. Sections des réservoirs projetés :

Elles sont déterminées comme suit :

$$V_R = S \cdot h \longrightarrow S = \frac{V_R}{h}$$

Avec :

V_R : volume de réservoir projeté (m³)

S : section (m²)

h : hauteur de la lame d'eau (m)

IV12.2. Diamètres des réservoirs :

Le diamètre du réservoir sera déterminé de la manière suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4V_R}{\pi \cdot h}} \quad (\text{m})$$

Avec :

D : diamètre du réservoir (m).

V_R : volume de réservoir (m³).

h : hauteur de la colonne d'eau prise 4 m pour tous les réservoirs.

IV12.3. La hauteur de la réserve d'incendie :

La hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir se calcule par la formule suivante :

$$H_{inc} = \frac{4 \cdot V_{inc}}{\pi \cdot D^2} \quad (\text{m})$$

H_{inc} : hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir en (m).

V_{inc} : le volume de la réserve d'incendie égale à 120 m³.

D : diamètre de réservoir (m).

IV.12.4 : Les dimensions des réservoirs :

Réservoirs	V (m ³)	h (m)	D _{th} (m)	D _{std} (m)	S (m ²)	H _{inc} (m)
Réservoir de transit de la SRI projetée (RI)	300	4	9,77	10	75	-
Réservoir de transit de la SRII projetée (RII)	300	4	9,77	10	75	-
Réservoir de stockage projeté (RIII)	2500	5	25.24	25,50	500	0,24

Tableau IV.4 : représentation des démentions des réservoirs projetés.**IV.13 : Les frais de la construction des réservoirs :**

Réservoirs	Capacité des réservoirs (m ³)	Frais construction de des réservoirs (DA)	Frais totaux (DA)
Réservoir de transit de la SRI projetée (RI)	300	4 500 000,00	46 500 000,00
Réservoir de transit de la SRII projetée (RII)	300	4 500 000,00	
Réservoir de stockage projeté (RIII)	2500	37 500 000,00	

Tableau IV.5:Représentation des fais de construction des réservoirs projetés

N.B : les frais de construction des réservoirs sont recueillis au niveau la D.H.W de Tizi-Ouzou.

Avec :

1 m³ de capacité $\longrightarrow$ 15 000,00 DA.

Conclusion :

De ce chapitre, on a trouvé que la capacité des réservoirs existants est insuffisante pour satisfaire les exigences de notre étude, de ce fait la construction de nouveaux réservoirs est obligatoire, ces derniers seront jumelés aux réservoirs existants.

Pour des raisons technico-économiques, le type de réservoirs pour lequel nous avons opté est le même que celui existant c'est-à-dire cylindrique au sol.

Ces réservoirs assureront la capacité de stockage et de transit nécessaire à l'approvisionnement en eau potable pour toute la commune jusqu'au l'an 2044.

Pour les frais occasionnés par cette partie du projet sont estimé à **46 500 000,00 DA**.

CHOIX DES POMPES

Dans la conduite de refoulement, les eaux sont relevées par les stations de pompages. Nous étudions, alors dans ce chapitre, les conditions d'établissement des stations de reprises de la chaîne d'adduction qui permettent d'acheminer les eaux jusqu'aux réservoirs de tête

V.1.Définition d'une pompe :

Les pompes hydrauliques sont des machines de transformation de l'énergie mécanique en énergie hydraulique elles sont destinées à augmenter l'énergie d'un liquide en vue de provoquer son élévation et son déplacement dans un circuit (d'un point à l'autre), une pompe est donc un dispositif permettant d'aspirer et de refouler un liquide. Le fonctionnement de la pompe exige rigoureusement la vérification de deux conditions de base qui sont :

- Le débit à élever.
- La hauteur d'élévation.

V.2. Différents types de pompes et leurs caractéristiques :

Il existe une gamme très variée de pompes, des critères nous permettent de faire une classification et ils peuvent être basés sur :

- Le principe de fonctionnement
- Le domaine d'application
- La limite de pression

Selon le premier critère les pompes peuvent être classées en deux catégories :

- Les pompes dynamiques (turbopompes)
- Les pompes volumétriques.

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

Dans les pompes volumétriques, l'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement à l'orifice de refoulement.

V.2.1. Turbopompes :

Une turbopompe est, essentiellement, constituée par un organe mobile ; une roue munie d'aubes ou d'ailettes animées d'un mouvement de rotation qui permet l'augmentation de l'énergie du fluide. Elle est précédée d'une entrée et suivie, le plus souvent, d'un diffuseur dans lequel une partie de l'énergie cinétique du fluide se transforme en pression. La classification des turbopompes est basée sur la forme de la trajectoire à l'intérieur de la pompe (roue radiale, semi-radiale et axiale).

- Les pompes centrifuges (à base et haute pression), sont utilisées pour des hauteurs d'élévation importantes (plusieurs dizaines de mètres).
- Les pompes hélices, élèvent des débits importants (plusieurs centaines de litres) à des hauteurs faibles (quelques mètres).
- Les pompes hélico-centrifuges.

Ce type de pompe est pratiquement le plus utilisé dans l'industrie classique du fait d'un certain nombre d'avantages :

- Un entraînement facile ne nécessite pas de liaison articulée
- Une régularité de fonctionnement
- Un encombrement petit
- Des frais d'entretien peu élevés

Son utilisation est cependant liée à un certain nombre de problèmes :

- Un rendement qui diminue à faible débit c'est-à-dire à forte hauteur d'élévation
- Une nécessité d'amorçage
- Usure rapide à vitesse élevée
- Arrêt de l'élévation du liquide au cas d'une aspiration d'air malencontreuse (défaut d'étanchéité).

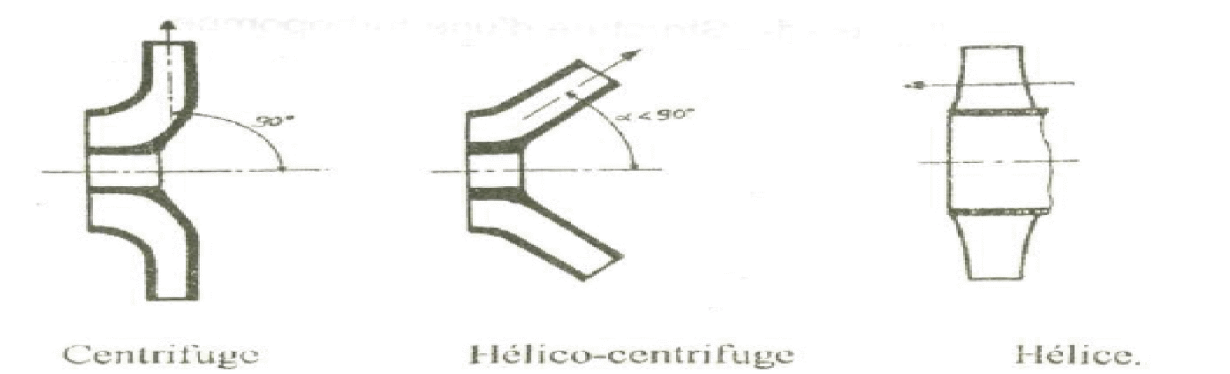


Figure V.1 : Type de turbopompes en fonction de l'écoulement à la sortie de la roue.

V.2.1.1. Les pompes centrifuges :

Les pompes centrifuges sont les plus universellement utilisées, leurs développements à été très rapide grâce aux progrès réalisés dans l'emploi de la force motrice électrique.

Accouplées aux moteurs électrique, elles constituent des groupes légers, et peu encombrants, peu coûteux et d'un très bon rendement, si elles sont établies rationnellement.

V.2.1.2 Composition d'une turbomachine centrifuge :

Une particule fluide de son aspiration jusqu'à son refoulement traverse les éléments suivants de la pompe :

- **L'ouïe** : raccordée à la conduite d'aspiration, qu'on appelle aussi « Entrée ».
- **La roue** : mobile, elle tourne avec une vitesse de rotation W (tr/min) dans le même sens de l'écoulement, on l'appelle aussi « Rotor ».
- **La sortie** : raccordée à la conduite de refoulement.
- **Le diffuseur** : qui a pour rôle la transformation de la vitesse absolue à la sortie de la roue à une pression.
- **La volute** : elle remplace le diffuseur dans le cas où il n'existe pas, elle a pour rôle à la fois :
 - La transformation de la vitesse issue du diffuseur, ou directement de la roue en énergie de pression.
 - La collecte de tous les filets liquides sortants de la périphérie du diffuseur ou de la roue (selon les cas où la pompe est équipée ou non d'un diffuseur) puis d'acheminer tous les filets à la bride de sortie, on l'appelle aussi « Bâche spirale ».

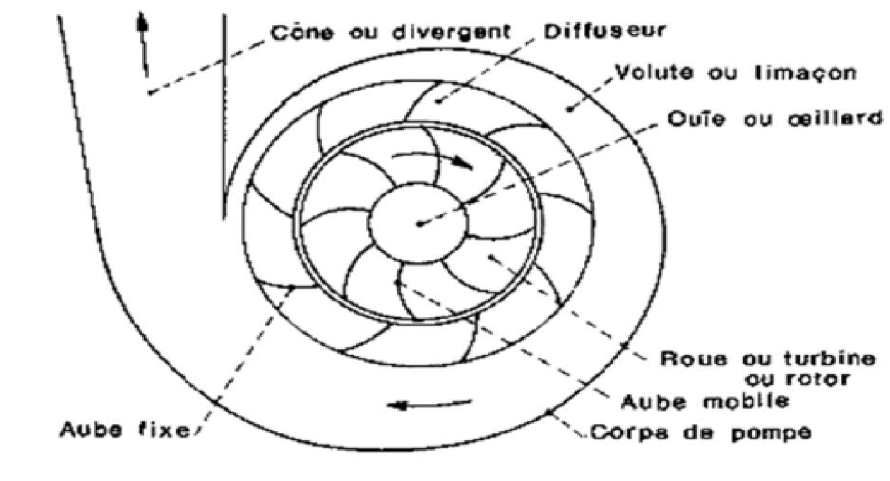


Figure V.2 : Constitution d'une pompe centrifuge.

V.2.1.3 Le principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge :

Le principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge est le suivant :

Supposant une pompe pleine d'eau ; sous l'effet de rotation de la turbine entraînée par le moteur, l'eau qui arrive dans la région axiale, ou œillard, est projetée à la périphérie, et de ce fait, engendre une dépression, ce qui engendre un appel des tranches suivantes et, par suite, un écoulement continu de la veine liquide, laquelle est recueillie par la volute ou par le diffuseur, et dirigée dans la conduite de refoulement.

V.2.1.4. Classification des pompes centrifuges :

Les pompes centrifuges sont classées en plusieurs catégories selon certains critères :

a. Selon le nombre de cellules

Vu que les pompes pouvaient comporter une ou plusieurs cellules ayant pour objectif d'augmenter la hauteur d'élévation, nous aurons en principe:

a.1. Des pompes monocellulaires

Pour les pressions moyennes de 15m à 80m. Les pompes de grande hauteur d'élévation, auront une vitesse spécifique d'autant plus faible que le débit sera petit et la largeur de la turbine sera par ailleurs relativement faible. Les pompe de faible hauteur d'élévation auront une vitesse spécifique d'autant plus grande que le débit sera grand et présentant un diamètre D2 de sortie voisin D1 et très proche de D0 leur largeur sera relativement grande.

On le trouve dans les stations de pompage, d'épuration, station de reprise d'AEP, la surpression, l'irrigation vidange et remplissage des réservoirs.

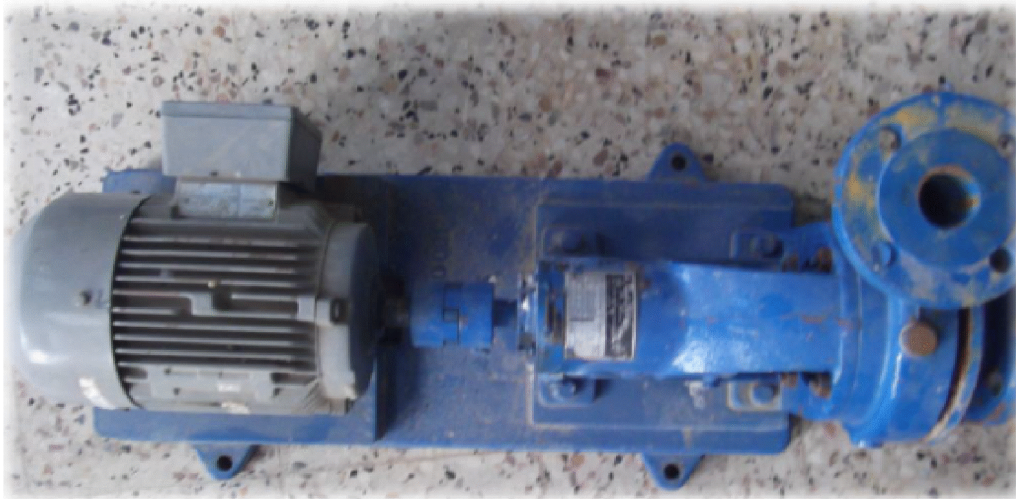


Figure V.3 : Pompe monocellulaire à axe horizontal

a.2.Des pompes multicellulaires

En fait appel aux pompes multicellulaires quand la hauteur d'élévation relèvement sera très grande et que pour des raisons de fabrication, les dimensions des pompes monocellulaires auxquelles on aboutirait seraient très importantes.

Pour ce type de pompe, la hauteur d'élévation augmente d'une même quantité chaque fois qu'une roue est montée à la suite D'une autre, il suffit de disposer en série le nombre voulu de roue pour atteindre la hauteur « H » désirée, nous appelons que le débit à relever est égale à celui qui passe dans une roue, c'est-à dire que si r est le nombre de roues en série, chacune fonctionnera avec un débit « Q » et une hauteur d'élévation « H/r » et le rendement de la pompe multicellulaire sera beaucoup plus petit que celui de chaque roue isolée. Utilisé pour l'alimentation d'eau des villes et des zones rurales (à partir d'un forage), arrosage, irrigation, surpression d'eau, rabattement de nappes de chantiers, applications industrielles.

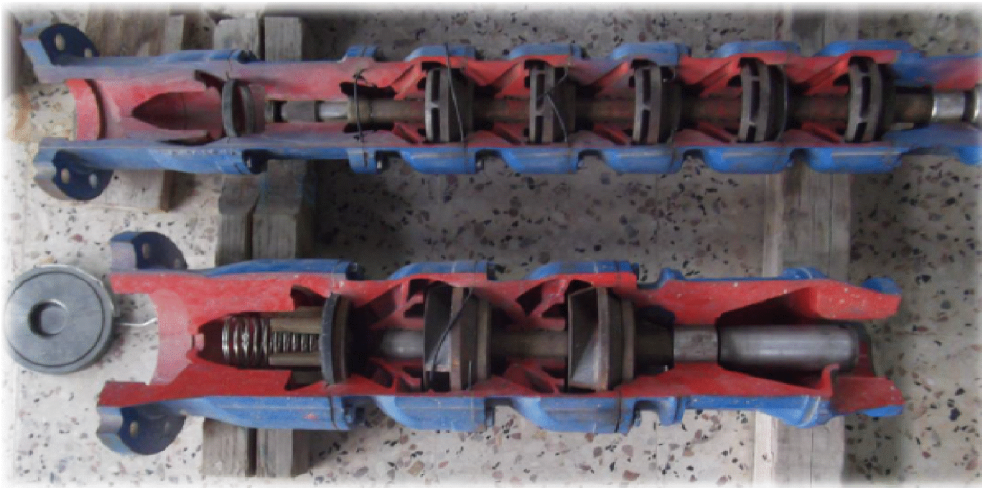


Figure V4 : Pompe multicellulaire à axe vertical (groupe électropompes immergé).

b. Selon la position de l'axe de rotation

Les pompes monocellulaire et multicellulaires peuvent être soit

b.1.Axe horizontal :

Correspondant au type le plus répandu.

b.2. A axe verticale :

Ce type de pompe est destiné à équiper les puits et forage, ou elle fonctionne noyé ou dénoyé quand il est équipé d'un collecteur d'aspiration.

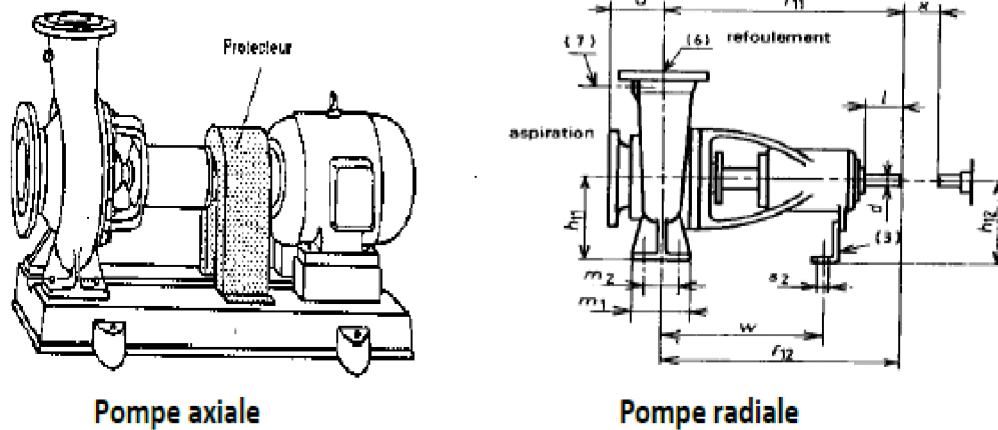


Figure V.5 : Pompes axiale et radiale.

c. Selon le nombre d'entrée

Il existe deux catégories :

- Les pompes à une seule entrée.
- Les pompes à double entrées.

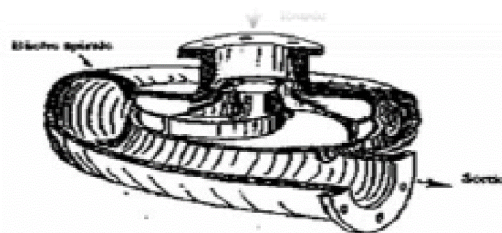


Figure 8.4: Pompe radiale

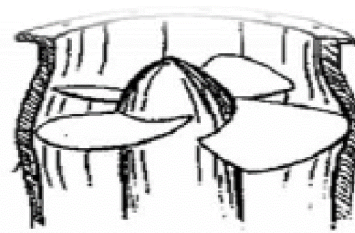
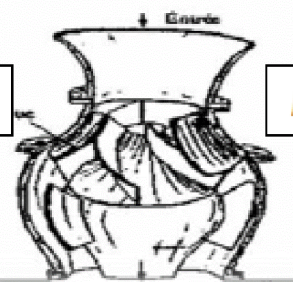


Figure 8.5: Pompe axiale

A. Pompe radiale

B. Pompe axiale



Semi-radiale

C. Pompe semi-radiale

Figure V6 : Classification des pompes.

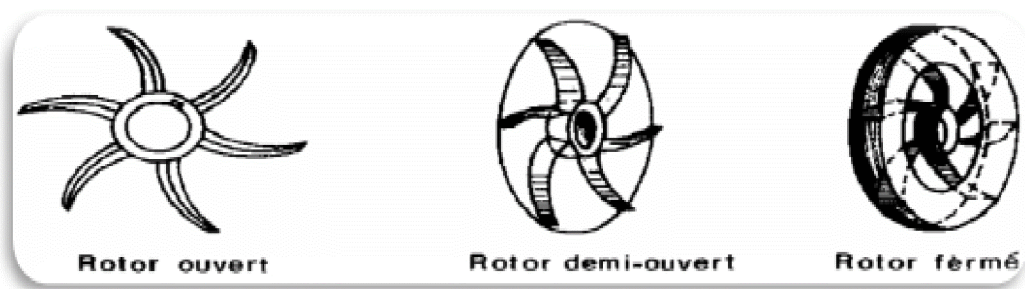


Figure V.7 : Types des rotors.

V.2.2 Pompes volumétriques :

Elles sont caractérisées par un déplacement de liquide de point d'aspiration vers le point de refoulement qui se fait par un mouvement, soit de :

- Translation.
- Rotation.
- Mixte (translation et rotation).

Elles sont destinées au pompage des fluides visqueux. Elles refoulent des débits faibles à des pressions élevées, on distingue :

- Pompes volumétriques rotatives ;
- Pompes alternatives (à piston) ;
- Pompes à rotor excentré, à rotor oscillant, à palettes et à engrenage.

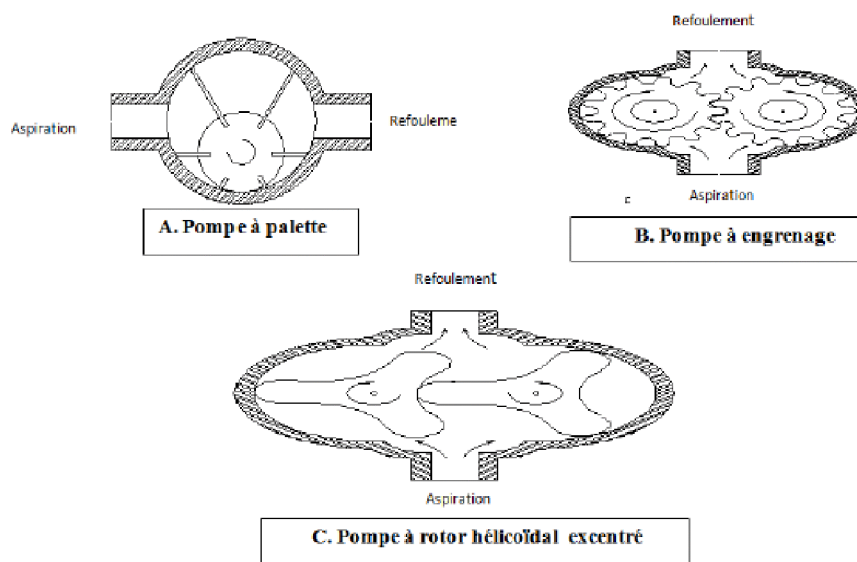


Figure V.8 : Quelques types de pompes volumétriques.

V.2.3 Autres pompes :

- 1- les élévateurs à hélice ou vis d'Archimède.
- 2- le pompage par émulsion ou air lift.

V.3. Choix des pompes :

Le choix des pompes est conditionné par les paramètres suivants :

- Le débit « Q » et « Hmt » souhaité ;
- Assurer un rendement maximal ;
- Assurer une consommation d'énergie minimal ;
- Opter pour un poids, le plus minimum possible ;
- Présenter un mode du type anti-cavitation ;
- Le choix se fera à la vitesse moyenne car c'est à ce moment que le rendement est le meilleur.
- le point de fonctionnement se trouve en milieu de la courbe de pompe.
- Etre fabriquée en série.

Ce choix se fait à l'aide des courbes caractéristiques que le constructeur établit pour chaque type de pompe.

V.4. Les types d'installations d'une pompe :

Il existe trois types d'installations dont deux sont les plus utilisés dans les projets d'alimentation en eau potable, alimentation en industrie et l'irrigation, le troisième type est rarement utilisé :

V.4.1. Installation en aspiration :

C'est une installation de pompes dans une station de pompage dont les pompes sont disposées supérieures (axe des pompes) au plan d'aspiration.

V.4.2. Installation en charge :

C'est une installation de pompes dans une station de pompage dont le plan d'eau d'aspiration est bien supérieur à l'axe de la pompe

V.4.3 : Installation en siphon :

C'est une installation de pompes dans une station de pompage dont les deux plans d'eau d'aspiration et de refoulement sont inférieurs à l'axe de la pompe.

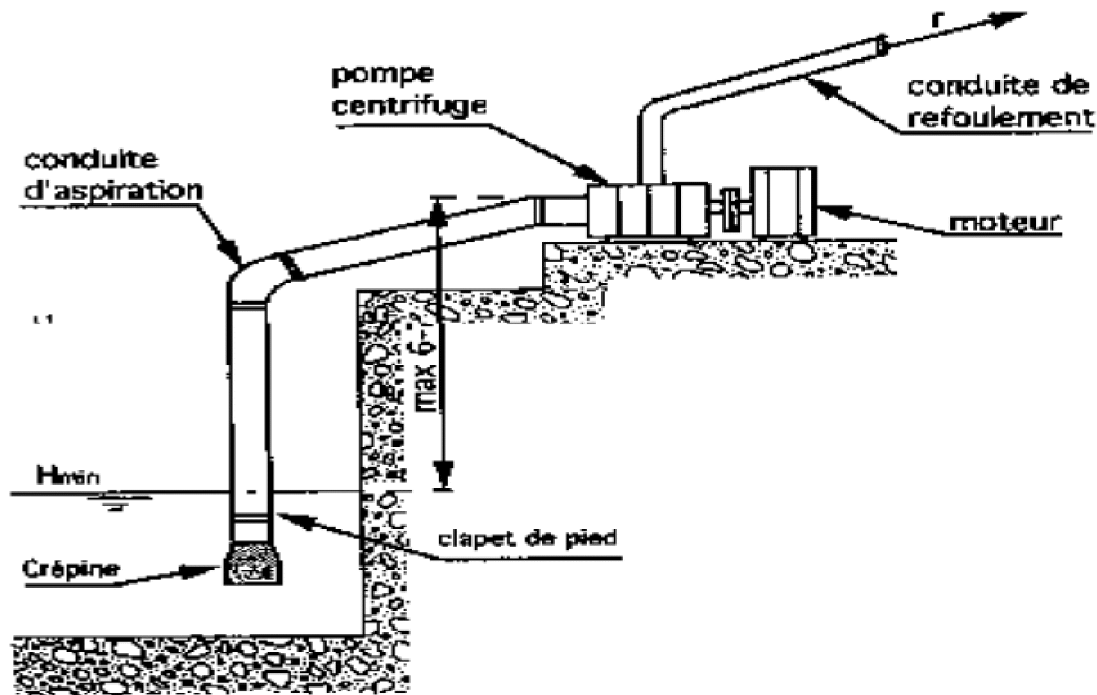


Figure V.9 : Schéma d'une installation aspiration –refoulement.

V.5. Eléments de base pour calcul et le choix des pompes :

V.5.1. Vitesse de rotation :

C'est le nombre de tour qu'effectue la roue par unité de temps. Cette vitesse est notée par: « N ». L'unité de mesure la plus utilisée est le tour/minute.

N.B :

Le déplacement angulaire (w) qu'effectue une pompe pendant une unité de temps, s'appelle la vitesse angulaire.

$$w = \frac{2\pi N}{60} = \frac{N\pi}{30}$$

V.5.2. 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 par « Q ».

V.5.3. Hauteur manométrique totale d'élévation (Hmt) :

La Hmt 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 (Jasp + Jref).

$$H_{mt} = H_g + J_{asp} + J_{ref}$$

V.5.4. La puissance utile de la pompe :

La puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la roue de la pompe est la puissance absorbée par cette pompe, cette puissance est exactement la puissance du moteur d'entraînement de la pompe. La puissance transmise à l'eau et ce de la part de la pompe est appelé puissance hydraulique utile P_h .

$$P_h = \varphi \, g \, Q \, H_{mt}$$

Avec :

P_h : puissance hydraulique : « Wh ».

φ : masse volumique de l'eau 10^3 kg/m^3 .

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

Q : débit exprimé en « m^3/s ».

H_{mt} : hauteur manométrique totale en « m ».

V.5.5 Le rendement :

Le rendement global tient compte de toutes les pertes (fuite, frottement, chocs...).

$$\eta = \text{puissance hydraulique} / \text{puissance absolue.}$$

V.6. Choix d'une pompe centrifuge :

Le choix du type de pompes qui va acheminer le débit désiré à la hauteur manométrique totale, se fera à l'aide des courbes caractéristiques que le constructeur établit pour chaque type de pompe. Le bon choix se porte sur une pompe susceptible de fonctionner dans la zone de son rendement maximal. Ce qui entraîne une réduction de l'énergie à fournir on tenant compte des conditions de cavitation.

Vu l'importance des hauteurs manométriques d'élévation totale « H_{mt} », le choix est porté sur des pompes centrifuges multicellulaires à haute pression, et des pompes de secours pour permettre d'effectuer des interventions sur les groupes motopompes pour la réparation ou l'entretien sans interrompre l'alimentation.

V.6.1. Courbes caractéristiques des pompes :

Les pompes centrifuges sont caractérisées par trois courbes qui expriment leurs performances à savoir :

V.6.1.1. Courbe débit-hauteur : (H- Q) :

La courbe Débit-Hauteur (H- Q) qui exprime en fonction du débit les variations des différentes hauteurs de relèvement. La courbe 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.6.1.2. Courbe de rendement : (η -Q) :

La courbe du rendement (η) qui exprime la variation du rendement de la pompe en fonction des débits à relever. Elle passe par l'origine puisque à $Q=0$, le rendement (η) est nul.

V.6.1.3. Courbe de puissance absorbée : (P-Q) :

La caractéristique (P-Q) se relève expérimentalement, en faisant tourner la pompe vitesse constante et en réglant le débit par une vanne placée sur le refoulement. Pour chaque réglage de la vanne, on mesure :

- La puissance P transmise par le moteur à la pompe
- Le débit Q refoulé

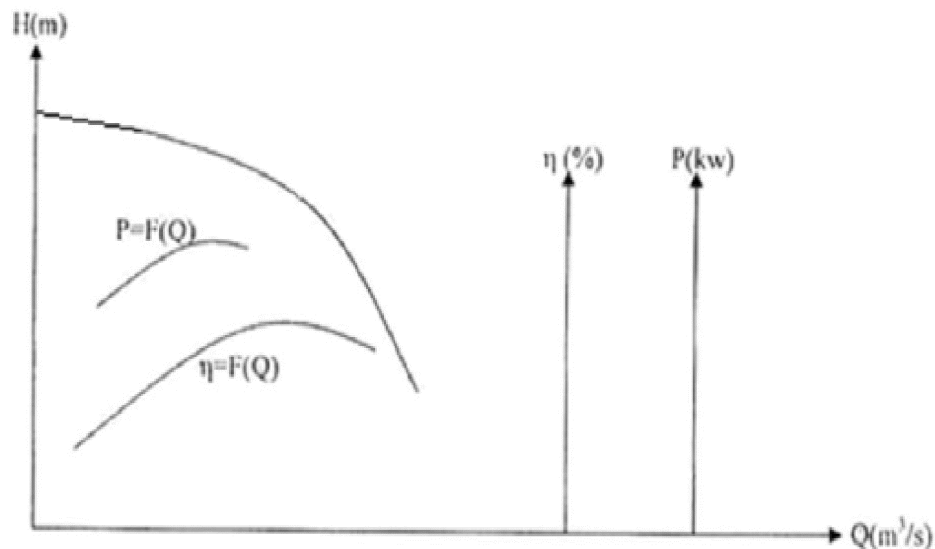


Figure V.10 : Différentes Courbes caractéristiques de la pompe.

V.6.2. Courbes caractéristiques d'une conduite :

On connaissant les caractéristiques d'une canalisation (longueur, diamètre et rugosité des parois) et les accessoires qui s'y trouvent intercalés, il est possible de calculer pour les différents débits qui la traversent, les pertes de charges totales :

$$\Delta H = 1,15 * \lambda * \frac{L}{D} * \frac{V_m^2}{2g}$$

La vitesse (V_m) peut s'exprimer à partir de l'équation de continuité suivante:

$$Q = V_m * S \rightarrow V_m = \frac{Q}{S}$$

Avec:

$$S = \frac{\pi D^2}{4} \rightarrow V_m = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

En remplaçant la vitesse par sa valeur :

On trouve :

$$\Delta H = 1,15 * \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * D^5 * g}$$

Donc :

$$\Delta H = K * Q^2$$

Avec :

$$K = 1,15 * \frac{8 * \lambda * L}{\pi^2 * D^5 * g}$$

Avec :

L : Longueur de canalisation, en (m).

D : Diamètre de conduite, en (m).

V_m : Vitesse moyenne d'écoulement, en (m/s).

λ : Coefficient de perte de charge, sans dimension.

g : Accélération de pesanteur, en (m/s²).

V.6.3. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement :

Le point de fonctionnement d'une pompe est donné par l'intersection de la courbe caractéristique débitante, et la courbe caractéristique de la conduite, dite caractéristique débitante.

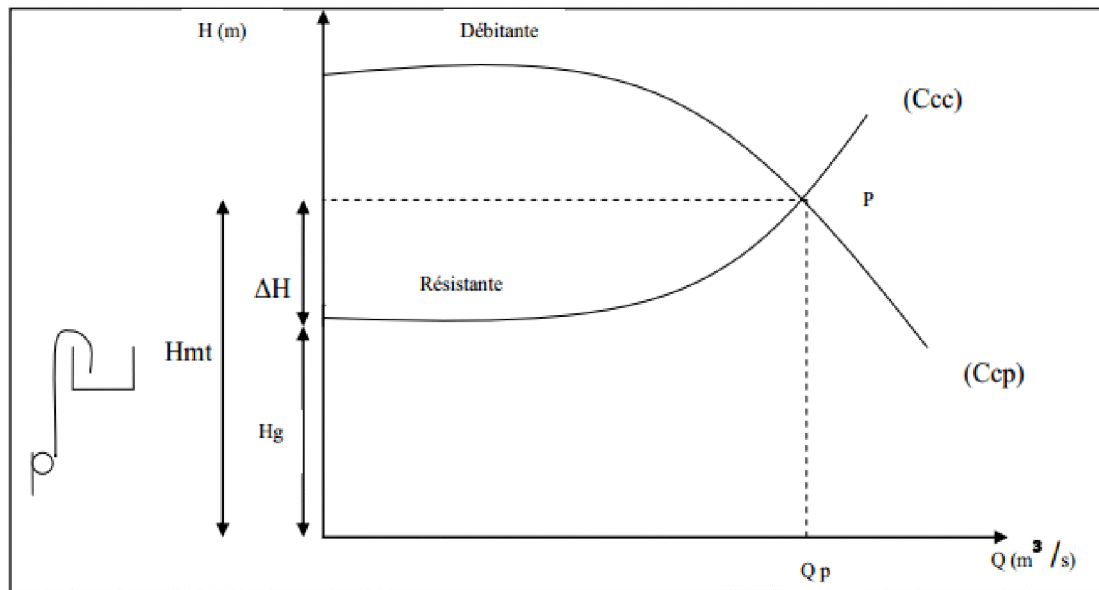


Figure.11 : Point de fonctionnement d'une pompe dans une conduite

V.6.4. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré :

Dans la pratique il est rare que la caractéristique passe exactement par le point de fonctionnement P. Cependant, pour arriver au bon fonctionnement des pompes, plusieurs solutions sont possibles :

- 1- Accepter le point de fonctionnement tel qu'il est donné, le débit à relever sera supérieur à celui désiré avec une réduction de temps de pompage.
- 2- Accepter la caractéristique de la pompe et régler le débit par un jeu de vanne sur le refoulement, de ce fait, on augmente la consommation de l'énergie.
- 3- Rogner la roue dans une limite de 0,5 à 10%, afin de faire passer la caractéristique (Q.H) par le point P désiré, le rendement de la pompe sera diminué que le rognage sera important.

V.6.5. Principe de détermination du point de fonctionnement :

Le débit correspondant à ce point doit se confondre avec le débit appelé, sinon il faut procéder à l'un des modes de réglage suivants :

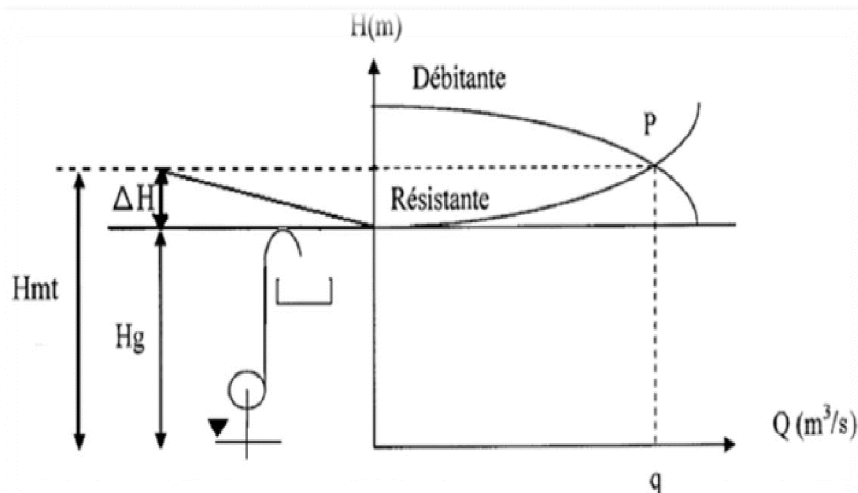


Figure V12 : Point de fonctionnement d'une pompe dans une conduite.

V.6.5.1. Vannage sur la canalisation de refoulement :

La fermeture de la vanne augmente les pertes de charge. On déplace ainsi le point de fonctionnement.

Le vannage n'est qu'une solution provisoire, car il diminue le rendement et augmente la consommation.

V.6.5.2 .Rognage de la roue :

Par diminution du diamètre de la roue, il est possible de modifier la caractéristique de la pompe, mais la possibilité de rognage est limitée de 0,5 à 10%, pour éviter une dégradation importante du rendement.

V.6.5.3. Réduction du temps de pompage :

Dans ce cas, le débit à relever est supérieur à celui désiré et le point de fonctionnement est tel qu'il est donné, et la durée de pompage sera diminuée.

V.7. Les modes de couplage des pompes :

Les pompes peuvent être couplées en série ou en parallèle selon le but recherché ; augmenter la hauteur ou le débit. Les différentes combinaisons possibles doivent être étudiées sur le plan économique et technique.

V.7.1.1. Pompes en série

Les deux pompes sont couplées, hydrauliquement, en série ; les débits qui les traversent sont les mêmes. La caractéristique résultante s'obtient en ajoutant la hauteur de refoulement pour chaque valeur du débit. Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit, sensiblement, constant à une hauteur importante

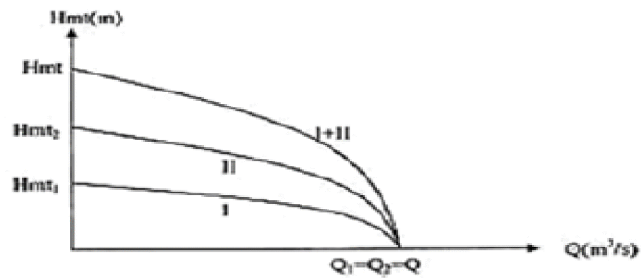


Figure V 13 : Graphe de deux pompes différentes en série.

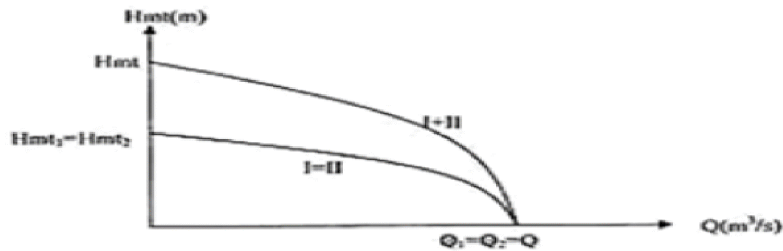


Figure V14 : Graphe de deux pompes identiques en série.

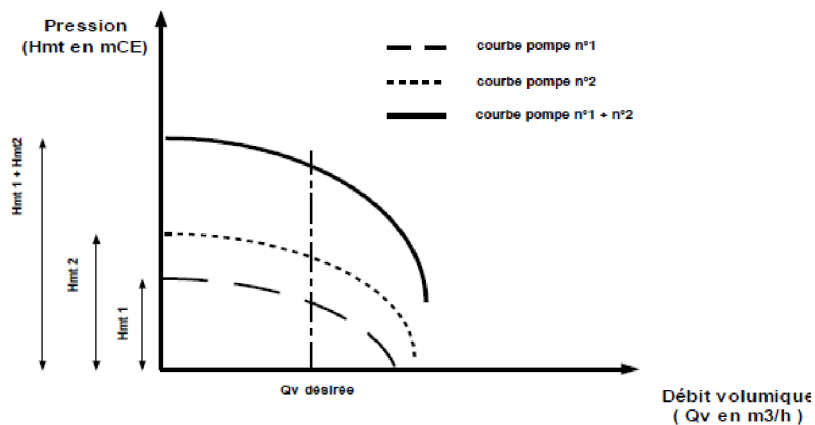


Figure V15 : Courbe de deux pompes différentes en série.

V.7.1.2. Pompes en parallèle

Les 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.

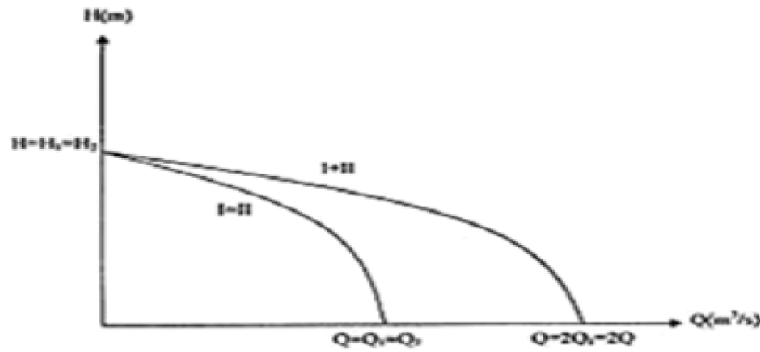


Figure V.16 : Graphe de deux pompes identiques en parallèle

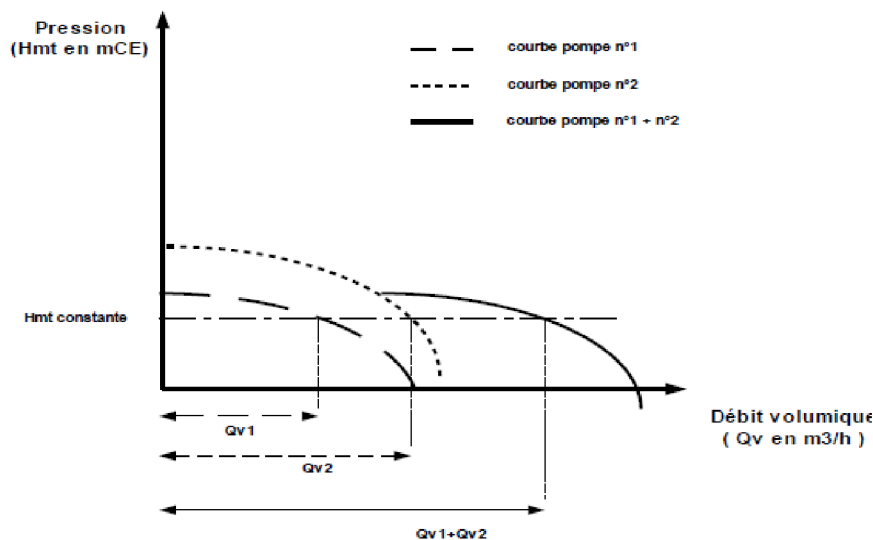


Figure V.17 : Courbe de deux pompes différentes en parallèle.

V.7.2. Pompes semblables

La théorie des turbomachines appliquée aux pompes centrifuge montre que pour une pompe donnée fonctionnant à différentes vitesses :

- Le débit est proportionnel à la vitesse.
- Les hauteurs effectives et nettes sont proportionnelles au carré de la vitesse.
- Le rendement est indépendant de la vitesse.

On dit qu'une pompe appartient à la famille des pompes semblables, si tous les angles de construction de la roue du diffuseur, sont les mêmes, et que les dimensions linéaires des pompes semblables sont supposées fonctionnées à similitude mécanique, c'est-à-dire, une vitesse telle que les triangles de vitesse aux points homologue soient semblables.

V.8. Phénomène de cavitation

Le phénomène de cavitation se manifeste lorsque la pression absolue de l'eau décroît au niveau de la bride d'aspiration jusqu'à un certain point à l'intérieur de la roue et atteindre en

ce point, une valeur minimale correspondante à la tension de vapeur d'eau saturante du liquide.

La production de « cavités » due à des poches de vapeur dans la masse liquide en écoulement est génératrice de chocs violent et de collisions mécaniques, accompagnés d'une diminution brutale de la hauteur créée et du rendement. Les courbes caractéristiques subissent à une chute brutale à partir du moment où se produit la cavitation.

Pour éviter tout risque de cavitation, la condition suivante doit être satisfaite :

$$NPSH_d > NPSH_r$$

Avec :

NPSH_r: charge nette d'aspiration requise (donnée par le constructeur).

NPSH_d: charge nette d'aspiration disponible.

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\rho g} - (H_a + J_a + h_v) + \frac{v^2}{2g}$$

Avec:

$\frac{P_0}{\rho g}$: Pression en mètre colonne d'eau au plan d'aspiration.

H_a : Hauteur géométrique d'aspiration.

J_a : Perte de charge d'aspiration.

h_v : Tension de vapeur pour la température d'eau pompée.

$\frac{v^2}{2g}$: Energie de vitesse.

$$NPSH_r = \frac{P_1}{\rho g} - h_v$$

Ou:

$\frac{P_1}{\rho g}$: Pression en mètre colonne d'eau à la bride d'aspiration.

N.B : La formule précédente est appliquée dans le cas où la pompe travaille en aspiration, pompe installée au-dessus du plan d'eau, pour une pompe travaillant en charge le NPSH_d se calcule par :

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\rho g} + H_a - J_a - h_v + \frac{v^2}{2g}$$

Pour les réservoirs, où la pression au plan d'aspiration est égale à la pression atmosphérique (10 m), et en négligeant le terme $\frac{V^2}{2g}$ (faible vitesse) et on prend $\frac{P_0}{\rho} - h_v = 10\text{m}$ l'expression devient :

$$NPSH_d = 10 + H_a - J_a \text{ (m)}.$$

Le point d'application de la cavitation est donné par l'intersection des courbes $NPSH_d$ et $NPSH_r$, celle-ci se manifeste lorsque le point de fonctionnement P2 de la pompe, en le projetant sur le graphe des courbes $NPSH$, se trouve à droite du point I (fig. VI

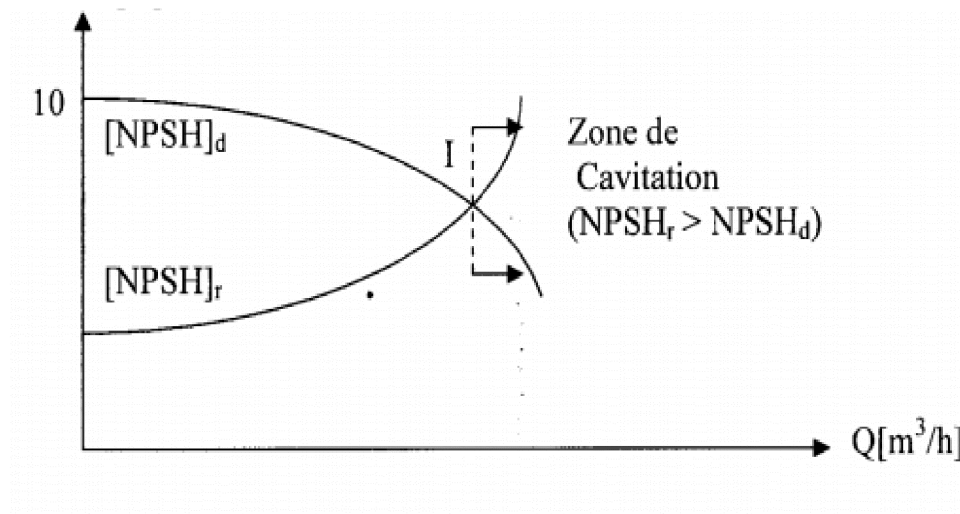


Figure V.18: point délimitant la zone de cavitation.

V.9. Amorçage des pompes centrifuges :

L'amorçage des pompes est une opération qu'on effectue lorsqu'on désire faire fonctionner une pompe qui risque d'être vide, on procède alors au remplissage avec de l'eau.

L'opération d'amorçage peut être réalisée dans les cas suivants :

- A la première mise en marche des pompes.
- Après une réparation.
- A l'occasion d'arrêt prolongé par suite de mauvais fonctionnement des clapets ou en raison de la présence d'un peu d'air dans la canalisation.

On distinguera quatre types d'amorçages:

V.9.1 Amorçage des pompes à axe horizontal :

a) Amorçage par amenée d'eau (remplissage) :

Nous procédons à amener, à la pompe et à la conduite d'aspiration, l'eau nécessaire à leur remplissage, soit à partir d'un petit réservoir auxiliaire rempli lors du fonctionnement, soit lorsque c'est possible en utilisant le réseau de distribution, soit par une intervention manuelle qui consiste à remplir la volute avec de l'eau. A cet effet, un petit entonnoir est prévu sur la volute avec un robinet.

b) Amorçage par pompe vide :

Ce type d'amorçage consiste à faire le vide dans la canalisation d'aspiration au moyen d'une pompe spéciale indépendante de la pompe de relèvement de l'eau, qui va aspirer l'air qui se trouve dans la canalisation d'aspiration.

c) Amorçage sous pression :

Dans ce type d'amorçage, nous procédons à l'installation d'un dispositif, qui crée au-dessus de la pompe une certaine pression à l'aspiration qui maintiendra la canalisation d'aspiration et la pompe pleine même à l'arrêt.

Pour cela donc, il suffira de faire arriver l'eau dans une bache et de la reprendre par une courte canalisation qui sera celle d'aspiration de la pompe.

d) Pompes auto-amorçantes :

Elles sont rarement utilisées vu leur double fonction qui engendre de faible puissance et donc un rendement inférieur à celui d'une pompe normale

V.9.2. Amorçage des pompes à axe vertical :

Lorsque les pompes sont destinées à fonctionner noyées, il suffit de descendre l'engin (pompe ou groupe moto pompe) immergé à une profondeur suffisante, dans les puits ou forage.

IV.10. Etude des choix des pompes :

Pour l'étude des choix des pompes nous avons utilisé le logiciel CAPRARI vu sa précision et son efficacité de calcul.

Elévation de la station de reprise SRI projetée à la côte 420 m NGA vers le réservoir de transit RII projeté à la cote 669 m NGA.

- ✓ Débit à relever : $43,20 \text{ l/s} = 155,52 \text{ m}^3/\text{h}$;
- ✓ Hauteur manométrique totale d'élévation : $H_{mt} = \text{m}$;
- ✓ Hauteur géométrique : $253,3 \text{ m}$.

A/. Choix de la pompe :

En tenant compte du débit (Q), de la hauteur manométrique (Hmt) et de la hauteur géométrique (Hg), nous avons choisi d'utiliser le logiciel des pompes CAPRARI qui nous donne une pompe multicellulaire de type 100 PM à 5 étages.

B/. Caractéristiques de la pompe :(PM 100/ 5 A)

- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte
- Corps d'aspiration, refoulement et corps d'étage : en fonte
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable. Double palier
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement
- Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946)

C/. Caractéristiques de la conduite :

Equation de la conduite de refoulement : $H_{mt} = H_g + KQ^2$

Ou

$$K = \frac{1,15 \cdot 8 \cdot \lambda \cdot L}{g \pi^2 \cdot D^5} = \frac{1,15 \cdot 8 \cdot 0,05 \cdot 3820}{9,81 \cdot (3,14)^2 \cdot (0,200)^5} = 56773,13 \text{ s}^2/\text{m}^5$$

$$H_g = 253,3 \text{ m}$$

$$D_{int} = 200 \text{ mm}$$

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \log \frac{\varepsilon}{D})^{-2} = (1,14 - 0,86 \log \frac{0,03}{200})^{-2} = 0,05$$

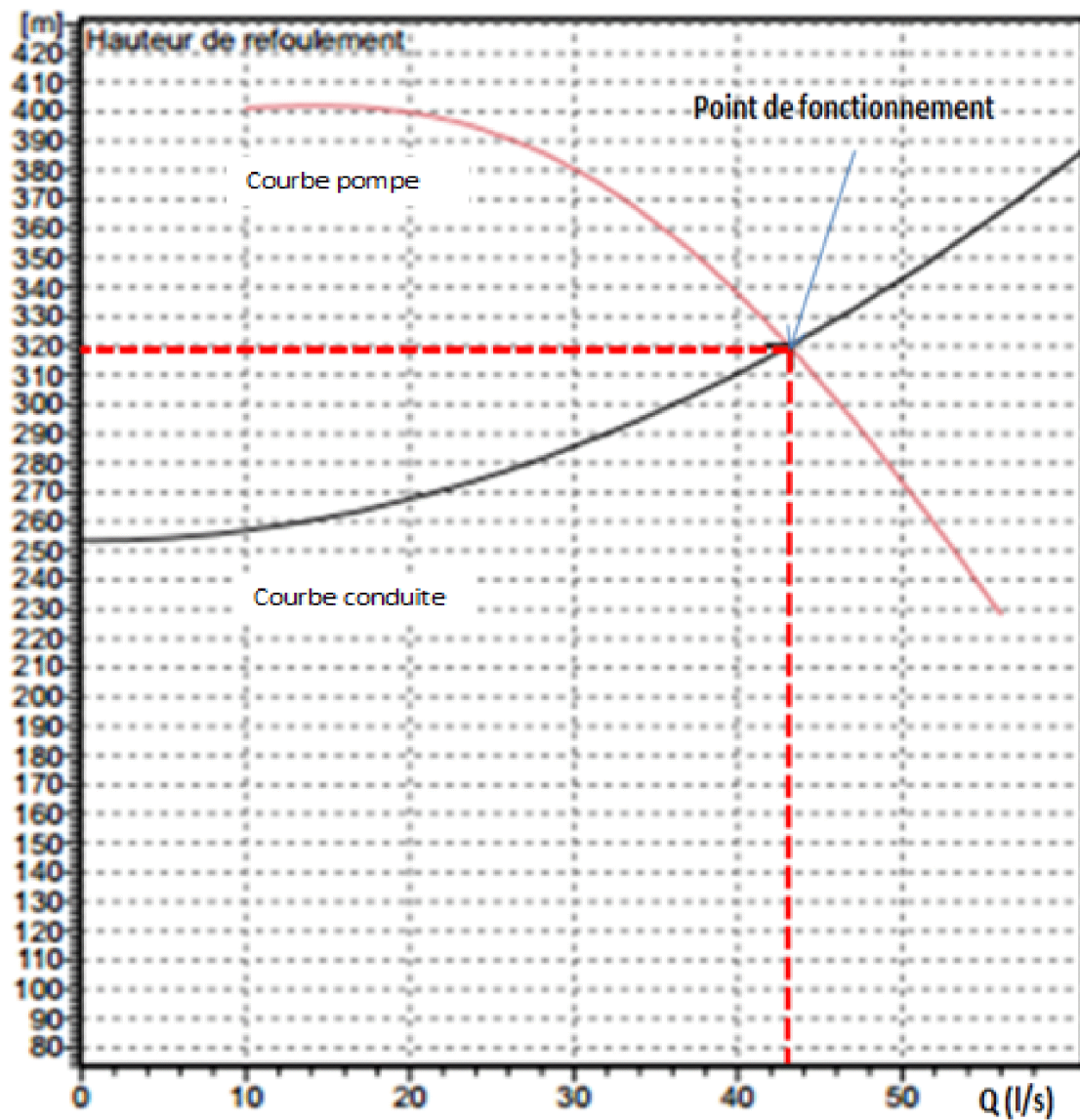
$$L = 3820 \text{ m}$$

Alors :

$$H_{mt} = 253,3 + 56773,13 Q^2$$

Tableau V.1 : Les caractéristiques de la conduite :

Q (m ³ /h)	0	50	100	150	200
Q (l/s)	0	13,89	27,78	41,67	55,56
Hmt (m)	253,3	264,25	297,1	351,86	428,52

**Figure 19 : Les courbes caractéristiques de fonctionnement donné par CAPRARI**

PM 100/ 5 A	
Caractéristiques requises	
Débit	43,2 l/s
Hauteur de refoulement	320 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	43,2 l/s
Hauteur de refoulement	320 m
Puissance absorbée	175 kW
Rendement	76,7%
Hauteur manométrique H(Q=0)	398 m
Orif. de refoulement	100 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	200 kW
Courant nominal	- 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	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	1610 kg

Figure V. 20: les caractéristiques de (pompe de type 100PM à 5 étages), SR1, donnés par CAPRARI.

Remarque : En remarque que le point désiré coïncide avec le point de fonctionnement, ce qui indique le bon fonctionnement de la pompe choisie (On n'est pas besoin des réglages).

Elévation de la station de reprise SRII projetée à la côte 666m NGA vers le réservoir de transit RIII projeté à la cote 760 m NGA.

- ✓ Débit à relever : $43,20 \text{ l/s} = 155,448 \text{ m}^3/\text{h}$;
- ✓ Hauteur manométrique totale d'élévation : $H_{mt} = 125,87 \text{ m}$;
- ✓ Hauteur géométrique : $98,3 \text{ m}$.

A/. Choix de la pompe :

En tenant compte du débit (Q), de la hauteur manométrique (Hmt) et de la hauteur géométrique (Hg), nous avons choisi d'utiliser le logiciel des pompes CAPRARI qui nous donne une pompe multicellulaire de type 100 PM à 2 étages.

B/. Caractéristiques de la pompe :(PM 100/ 2 A)

- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte
- Corps d'aspiration, refoulement et corps d'étage : en fonte
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable. Double palier
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement
- Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946)

C/. Caractéristiques de la conduite :

Equation de la conduite de refoulement : $H_{mt} = H_g + KQ^2$

Ou

$$K = \frac{1,15 \cdot 8 \cdot \lambda \cdot L}{g \pi^2 \cdot D^5} = \frac{1,15 \cdot 8 \cdot 0,047 \cdot 1760}{9,81 \cdot (3,14)^2 \cdot (0,2046)^5} = 21945,31 \text{ s}^2/\text{m}^5$$

$$H_g = 98,3 \text{ m}$$

$$D_{ext} = 250 \text{ mm}$$

$$D_{int} = 204,6 \text{ mm}$$

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \log \frac{\varepsilon}{D})^{-2} = (1,14 - 0,86 \log \frac{0,02}{204,6})^{-2} = 0,047$$

$L = 1760 \text{ m}$

Alors :

$$H_{mt} = 98,3 + 21945,31 Q^2$$

Tableau V.2:Caractéristiques de la conduite de deuxième tronçon.

Q (l/s)	0	11,11	22,22	33,33	44,44	55,55	66,66
Q (m ³ /h)	0	40	80	120	160	200	240
H _{mt} (m)	98,3	101	109,13	122,68	141,64	166,03	195,83

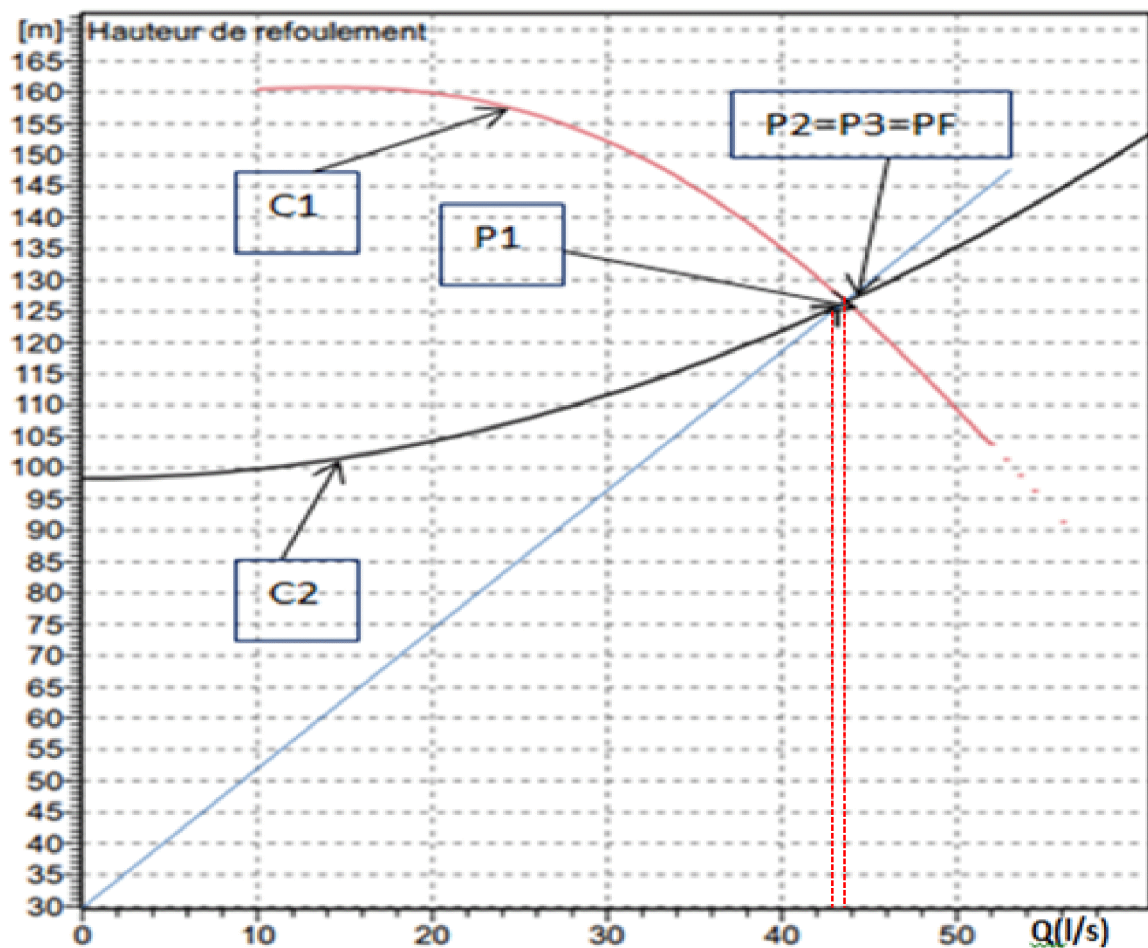


Figure V.21 : Les courbes caractéristiques de fonctionnement donné par **CAPRARI**

Avec :

P1 : point désiré, $Q_1 = 43,2 \text{ l/s} = 155,52 \text{ m}^3/\text{h}$, $H_1 = 126 \text{ m}$, $\eta_1 = 76,5\%$.

P2 : point de fonctionnement.

Q2 $= 43,7 \text{ l/s} = 157,32 \text{ m}^3/\text{h}$, $H_2 = 127 \text{ m}$, $\eta_2 = 76,6\%$.

P3: Donne $H_3 = 127$ m.

PF : point de fonctionnement en similitude avec P1 ($Q_F = 43,7$ l/s = $157,32$ m³/h).

HF = 127 m, $\eta_F = 76,6$ %.

(C1) : courbe caractéristique de la conduite de refoulement.

(C2) : courbe caractéristique de la pompe.

PM 100/ 2 A	
Caractéristiques requises	
Débit	43,2 l/s
Hauteur de refoulement	126 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	43,7 l/s
Hauteur de refoulement	127 m
Puissance absorbée	70,4 kW
Rendement	76,6%
Hauteur manométrique $H(Q=0)$	159 m
Orif. de refoulement	100 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	75 kW
Courant nominal	- 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	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	752 kg

Figure.22: les caractéristiques de (pompe de type 100PM à 5 étages), SR2, donnés par le logiciel CAPRARI.

Soit P_1 le point de fonctionnement désiré de coordonnées :

$$Q_1 = 43,2 \text{ l/s} = 155,52 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_1 = 126 \text{ m}$$

$$\eta_1 = 76,5 \%$$

P_2 est le point de fonctionnement aux coordonnées :

$$Q_2 = 43,7 \text{ l/s} = 157,32 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_2 = 127 \text{ m}$$

$$\eta_2 = 76,6 \%$$

Le point de fonctionnement P_2 se trouve décalé du point désiré P_1 , pour amener cette pompe aux données de marche souhaitée, nous procédons à la comparaison des différents rapprochements de ce point.

1^{ère} possibilité :

Accepter le point de fonctionnement P_2 tel qu'il est donné et réduire le temps de pompage.

Le volume d'eau rentrant dans le réservoir est :

$$V = Q_1 \times t = 155,52 \times 18 = \mathbf{2799,36 \text{ m}^3}$$

La durée de pompage de débit Q_2 est :

$$t = \frac{V}{Q_2} = \frac{2799,36}{157,32} = \mathbf{17,79 \text{ h}}$$

La puissance absorbée par la pompe dans ces conditions de marche est :

$$P_1 = \frac{g Q_2 H_2}{3600 \eta_2} = \frac{9,81 \times 157,32 \times 127}{3600 \times 0,766} = \mathbf{71,07 \text{ KW}}$$

$$P_1 = \mathbf{71,07 \text{ KW}}$$

Majoration de 10 % :

$$P_1 = 71,07 \times 1,1 = \mathbf{78,177 \text{ KW}}$$

Puissance absorbée par le moteur : (le rendement de moteur est de 90%)

$$\frac{p_1}{\eta_m} = \frac{78,177}{0,9} = \mathbf{86,86 \text{ KW}}$$

Dépense journalière en énergie électrique (DA) :

$$P_{\text{abs moteur}} \times t \times \text{Prix} = 86,86 \times 17,79 \times 4,2 = 6490 \text{ DA}$$

$$\mathbf{\text{Frais} = 6490 \text{ DA}}$$

2^{ème} possibilité :

Elle consiste à garder les caractéristiques de la pompe et vanner sur le refoulement de manière à créer une perte de charge égale à :

$$J = H_3 - H_1$$

$$J = 127 - 12$$

$$J = 1 \text{ m}$$

Le temps de pompage est égal à 18h, et le débit $Q_1 = 155,52 \text{ m}^3/\text{h}$

$$P_2 = \frac{g Q_1 H_3}{3600 \eta_1} = \frac{9,81 \times 155,52 \times 127}{3600 \times 0,765} = \mathbf{70,35 \text{ KW}}$$

$$P_2 = 70,35 \text{ KW}$$

Majoration de 10 % :

$$P_2 = 70,35 \times 1,1 = \mathbf{77,39 \text{ KW}}$$

Puissance absorbée par le moteur : (le rendement de moteur est de 90%)

$$\frac{p_2}{\eta_m} = \frac{77,39}{0,9} = \mathbf{85,98 \text{ KW}}$$

Dépense journalière en énergie électrique (DA) :

$$P_{\text{abs moteur}} \times t \times \text{Prix} = 85,98 \times 18 \times 4,2 = 6500,08 \text{ DA}$$

Frais = 6500,08 DA

3^{ème} possibilité :

Rognage de la pompe de façon à faire passer (H) par le point désirer P1, en gardant la même vitesse de rotation.

Les coordonnées du point F (intersection de la droite passant par l'origine OQH et le point P1 désiré avec la courbe caractéristique de la pompe sont :

$$Q_F = 157,32 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_F = 127 \text{ m}$$

$$\eta_F = 76,6 \%$$

On détermine le pourcentage de rognage à partir de la relation suivante :

$$\frac{Q_F}{Q_1} = \frac{H_F}{H_1} = \frac{D^2}{d^2} = \frac{1}{m^2}$$

$$(d = m \times D)$$

Avec :

d : diamètre de la conduite rognée.

m : coefficient de rognage.

D'où :

$$\frac{Q_F}{Q_1} = \frac{H_F}{H_1} = \frac{1}{m^2}$$

Donc

$$m = \sqrt{\frac{Q_1}{Q_F}} = \sqrt{\frac{H_1}{H_F}} = \sqrt{\frac{126}{127}} = 0,99$$

$$m = \mathbf{0,99}$$

Le pourcentage de rognage est égal à $(1 - m) \cdot 100 = (1 - 0,99) \cdot 100 = 1 \%$ ce qui est acceptable. Le temps de pompage est de 18 heures.

La puissance absorbée par la pompe:

$$P_3 = \frac{g Q_1 H_1}{3600 \eta_1} = \frac{9,81 \times 155,52 \times 126}{3600 \times 0,765} = \mathbf{69,80 \text{ KW}}$$

Majoration de 10 % :

$$P_3 = 69,80 \times 1,1 = \mathbf{76,78 \text{ KW}}$$

Puissance absorbée par le moteur : (le rendement de moteur est de 90%)

$$\frac{p_3}{\eta_m} = \frac{76,78}{0,9} = \mathbf{85,31 \text{ KW}}$$

Dépense journalière en énergie électrique (DA) :

$$P_{\text{abs moteur}} \times t \times \text{Prix} = 85,31 \times 18 \times 4,2 = 6449,43 \text{ DA}$$

$$\text{Frais} = \mathbf{6449,43 \text{ DA}}$$

Le critère de choix sera donné par le minimum de dépense d'énergie consommée dans la journée.

Tableau V.3 : Dépense journalière d'énergie pour les trois possibilités.

Possibilités	Dépense journalière d'énergie (DA)
Réduction du temps de pompage	6490
Vannage	6500,08
Rognage	6449,43

Nous constatons d'après ces résultats que la troisième possibilité (**le Rognage**) nous donne un gain d'énergie par rapport aux autres. Donc, nous adoptons pour cette possibilité.

Elévation de la station de reprise SRIII projetée à la côte 758 m NGA vers le réservoir de tête RVI projeté à la cote 994 m NGA.

- ✓ Débit à relever : $63,2 \text{ l/s} = 227,52 \text{ m}^3/\text{h}$
- ✓ Hauteur manométrique totale d'élévation : $H_{mt} = 266 \text{ m}$;
- ✓ Hauteur géométrique : $236,3 \text{ m}$.

A/. Choix de la pompe :

En tenant compte du débit (Q), de la hauteur manométrique (H_{mt}) et de la hauteur géométrique (H_g), nous avons choisi d'utiliser le logiciel des pompes CAPRARI qui nous donne une pompe multicellulaire de type 125 PM à 3 étages.

B/. Caractéristiques de la pompe : (PM 125/ 3 B)

- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte
- Corps d'aspiration, refoulement et corps d'étage : en fonte
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable. Double palier
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement
- Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946)

C/. Caractéristiques de la conduite :

Equation de la conduite de refoulement : $H_{mt} = H_g + KQ^2$

Ou

$$K = \frac{1,15 \cdot 8 \cdot \lambda \cdot L}{g \pi^2 \cdot D^5} = \frac{1,15 \cdot 8 \cdot 0,049 \cdot 2500}{9,81 \cdot (3,14)^2 \cdot (0,250)^5} = 11931,51 \text{ s}^2/\text{m}^5$$

$$H_g = 236,3 \text{ m}$$

$$D_{int} = 250 \text{ mm}$$

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \log \frac{\varepsilon}{D})^{-2} = (1,14 - 0,86 \log \frac{0,03}{250})^{-2} = 0,049$$

$L = 2500 \text{ m}$

Alors :

$$H_{mt} = 236,3 + 11931,51 Q^2$$

Tableau V.4 : Caractéristiques de la conduite de troisième tronçon :

Q (l/s)	0	11,11	22,22	33,33	44,44	55,55
Q (m ³ /h)	0	40	80	120	160	200
Hmt (m)	236,3	237,77	242,19	249,55	259,86	273,12

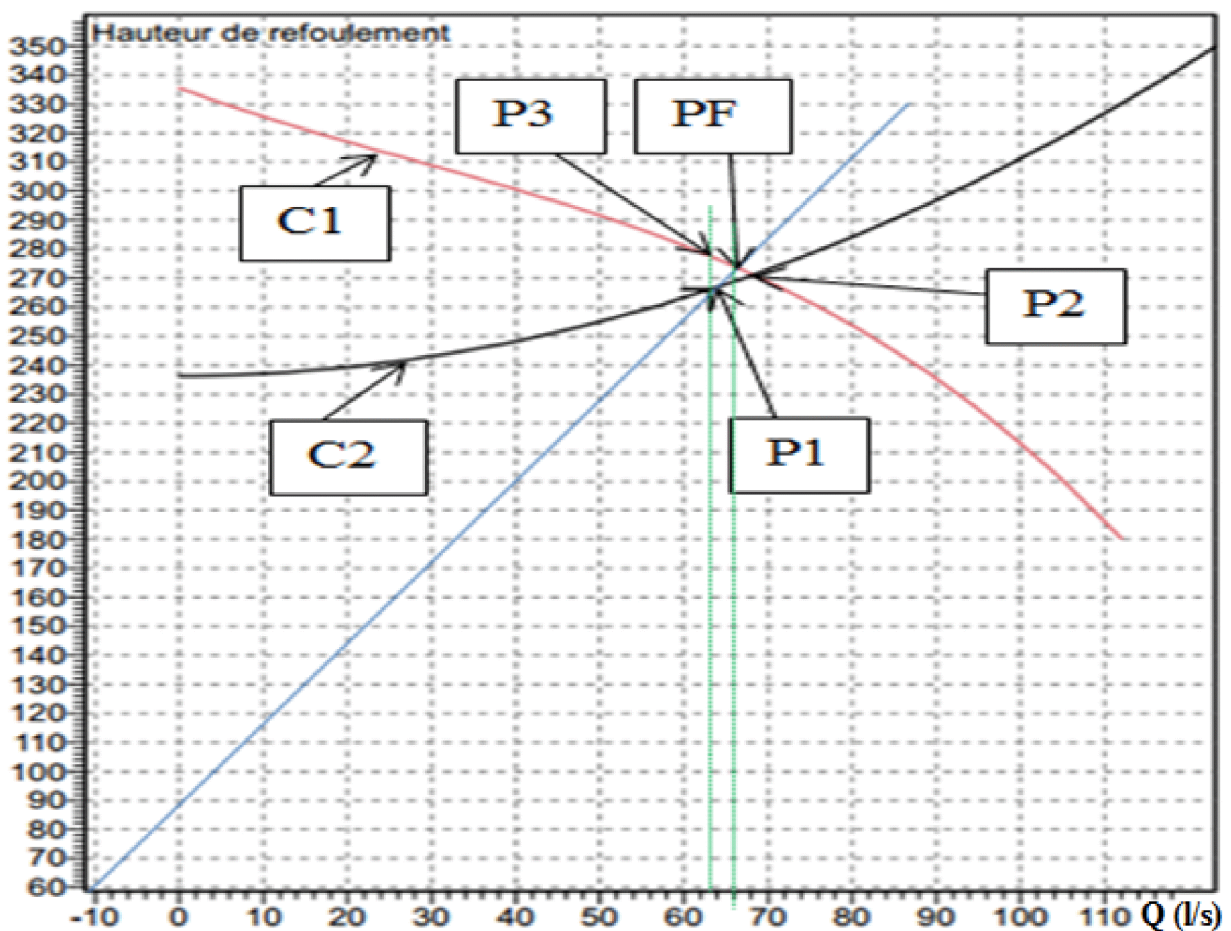


Figure V.23 : Les courbes caractéristiques de fonctionnement de la troisième pompe donné par CAPRARI.

Avec :

P1 : point désiré, $Q_1 = 63,2 \text{ l/s} = 227,52 \text{ m}^3/\text{h}$, $H_1 = 126 \text{ m}$, $\eta_1 = 75\%$;

P2 : point de fonctionnement ;

Q2 = $68,37 \text{ l/s} = 245,88 \text{ m}^3/\text{h}$, $H_2 = 271 \text{ m}$, $\eta_2 = 76,1 \%$;

P3: Donne $H_3 = 277$ m;

PF : point de fonctionnement en similitude avec P1 ($Q_F = 66$ l/s $\approx 237,6$ m³/h) ;

HF = 275m, $\eta_F = 76\%$

(C1) : courbe caractéristique de la conduite de refoulement

(C2) : courbe caractéristique de la pompe

PM 125/ 3 B	
Caractéristiques requises	
Débit	63,2 l/s
Hauteur de refoulement	266 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	68,3 l/s
Hauteur de refoulement	271 m
Puissance absorbée	241 kW
Rendement	76,1%
Hauteur manométrique $H(Q=0)$	336 m
Orif. de refoulement	125 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	315 kW
Courant nominal	- 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	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	2170 kg

Figure V.24 : Les caractéristiques de la troisième pompe donnée par CAPRARI.

Soit P_1 le point de fonctionnement désiré de coordonnées :

$$Q_1 = 63,2 \text{ l/s} = 227,52 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_1 = 266 \text{ m}$$

$$\eta_1 = 75 \%$$

P_2 est le point de fonctionnement aux coordonnées :

$$Q_2 = 68,3 \text{ l/s} = 245,88 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_2 = 271 \text{ m}$$

$$\eta_2 = 76,1 \%$$

Le point de fonctionnement P_2 se trouve décalé du point désiré P_1 , pour amener cette pompe aux données de marche souhaitée, nous procédons à la comparaison des différents rapprochements de ce point.

1^{ère} possibilité :

Accepter le point de fonctionnement P_2 tel qu'il est donné et réduire le temps de pompage.

Le volume d'eau rentrant dans le réservoir est :

$$V = Q_1 \times t = 227,52 \times 18 = 4095,36 \text{ m}^3$$

La durée de pompage de débit Q_2 est :

$$t = \frac{V}{Q_2} = \frac{4095,36}{245,88} = 16,65 \text{ h}$$

La puissance absorbée par la pompe dans ces conditions de marche est :

$$P_1 = \frac{g Q_2 H_2}{3600 \eta_2} = \frac{9,81 \times 245,88 \times 271}{3600 \times 0,761} = 238,60 \text{ KW}$$

$$P_1 = 238,60 \text{ KW}$$

Majoration de 10 % :

$$P_1 = 238,60 \times 1,1 = 262,46 \text{ KW}$$

Puissance absorbée par le moteur : (le rendement de moteur est de 90%)

$$\frac{p_1}{\eta_m} = \frac{262,46}{0,9} = 291,62 \text{ KW}$$

Dépense journalière en énergie électrique (DA) :

$$P_{\text{abs moteur}} \times t \times \text{Prix} = 291,62 \times 16,65 \times 4,2 = 20392,98 \text{ DA}$$

$$\text{Frais} = 20392,98 \text{ DA}$$

2^{ème} possibilité :

Elle consiste à garder les caractéristiques de la pompe et vanner sur le refoulement de manière à créer une perte de charge égale à :

$$J = H_3 - H_1$$

$$J = 277 - 266$$

$$J = 11 \text{ m}$$

Le temps de pompage est égal à 18h, et le débit $Q_1 = 227,52 \text{ m}^3/\text{h}$

$$P_2 = \frac{g Q_1 H_3}{3600 \eta_1} = \frac{9,81 \times 227,52 \times 227}{3600 \times 0,75} = 187,65 \text{ KW}$$

$$P_2 = 187,65 \text{ KW}$$

Majoration de 10 % :

$$P_2 = 187,65 \times 1,1 = 206,41 \text{ KW}$$

Puissance absorbée par le moteur : (le rendement de moteur est de 90%)

$$\frac{p_2}{\eta_m} = \frac{206,41}{0,9} = 229,35 \text{ KW}$$

Dépense journalière en énergie électrique (DA) :

$$P_{\text{abs moteur}} \times t \times \text{Prix} = 229,35 \times 18 \times 4,2 = 17338,86 \text{ DA}$$

$$\text{Frais} = 17338,86 \text{ DA}$$

3^{ème} possibilité :

Rognage de la pompe de façon à faire passer (H) par le point désirer P1, en gardant la même vitesse de rotation.

Les coordonnées du point PF (intersection de la droite passant par l'origine OQH et le point P₁ désiré avec la courbe caractéristique de la pompe sont :

$$Q_F = 66 \text{ l/s} = 237,6 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_F = 275 \text{ m}$$

$$\eta_F = 76 \%$$

On détermine le pourcentage de rognage à partir de la relation suivante :

$$\frac{Q_F}{Q_1} = \frac{H_F}{H_1} = \frac{D^2}{d^2} = \frac{1}{m^2}$$

$$(d = m \times D)$$

Avec :

d : diamètre de la conduite rognée.

m : coefficient de rognage.

D'où :

$$\frac{Q_F}{Q_1} = \frac{H_F}{H_1} = \frac{1}{m^2}$$

Donc

$$m = \sqrt{\frac{Q_1}{Q_F}} = \sqrt{\frac{H_1}{H_F}} = \sqrt{\frac{266}{275}} = 0,98$$

$$m = \mathbf{0,98}$$

Le pourcentage de rognage est égal à $(1 - m) \cdot 100 = (1 - 0,98) \cdot 100 = 2 \%$ ce qui est acceptable. Le temps de pompage est de 18 heures.

La puissance absorbée par la pompe:

$$P_3 = \frac{g Q_1 H_1}{3600 \eta_1} = \frac{9,81 \times 227,52 \times 266}{3600 \times 0,75} = \mathbf{219,89 \text{ KW}}$$

Majoration de 10 % :

$$P_3 = 219,89 \times 1,1 = \mathbf{241,87 \text{ KW}}$$

Puissance absorbée par le moteur : (le rendement de moteur est de 90%)

$$\frac{p_3}{\eta_m} = \frac{241,87}{0,9} = \mathbf{268,75 \text{ KW}}$$

Dépense journalière en énergie électrique (DA) :

$$P_{\text{abs moteur}} \times t \times \text{Prix} = 268,75 \times 18 \times 4,2 = 20317,5 \text{ DA}$$

$$\text{Frais} = \mathbf{20317,5 \text{ DA}}$$

Le critère de choix sera donné par le minimum de dépense d'énergie consommée dans la journée.

Tableau V.5 : Dépense journalière d'énergie pour les trois possibilités.

Possibilités	Dépense journalière d'énergie (DA)
Réduction du temps de pompage	20392,98
Vannage	17338,86
Rognage	20317,5

Nous constatons d'après ces résultats que la deuxième possibilité (**le vannage**) nous donne un gain d'énergie par rapport aux autres. Donc, nous adoptons pour cette possibilité.

Conclusion :

Les pompes sont choisies de telle façon à élever un certain débit à une hauteur donnée, en tenant compte des facteurs économiques.

Pour assurer la sécurité, les installations des pompes sont accompagnées par des dispositifs et des systèmes automatiques qui serviront à leur amorçage et leur commande.

POSE DES CONDUITES

A fin de répondre aux critères de bonne mise en œuvre, il existe plusieurs variantes de pose de conduites et cela, en fonction du tracé, de l'importance de réseau et de la nature du sol.

VI.1.Différents types de pose de conduites :

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du terrain, de la disposition des lieux et des différents obstacles qui peuvent être rencontrés.

Les différents types rencontrés sont :

VI.1.1.Pose en terre :

Pour la disposition des tuyaux dans les meilleures conditions, la pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante avec établissement des niches pour faciliter le travail lors de jointure.



Figure VI.1 : Pose des conduites en terre.

VI.1.2.Pose en mauvais terrains (cas spécial):

Quand la conduite devra posée en mauvais terrains (terrains marécageux), il pourra être nécessaire pour éviter les affaissements (tassements) qui rompraient la conduite ou désassembleraient les joints ; de couler au fond de la tranchée une dalle en béton armé. [12]

VI.1.3.Pose en galerie :

En général, la pose en galerie est courante dans les villes ou agglomérations disposant déjà des galeries souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables) .

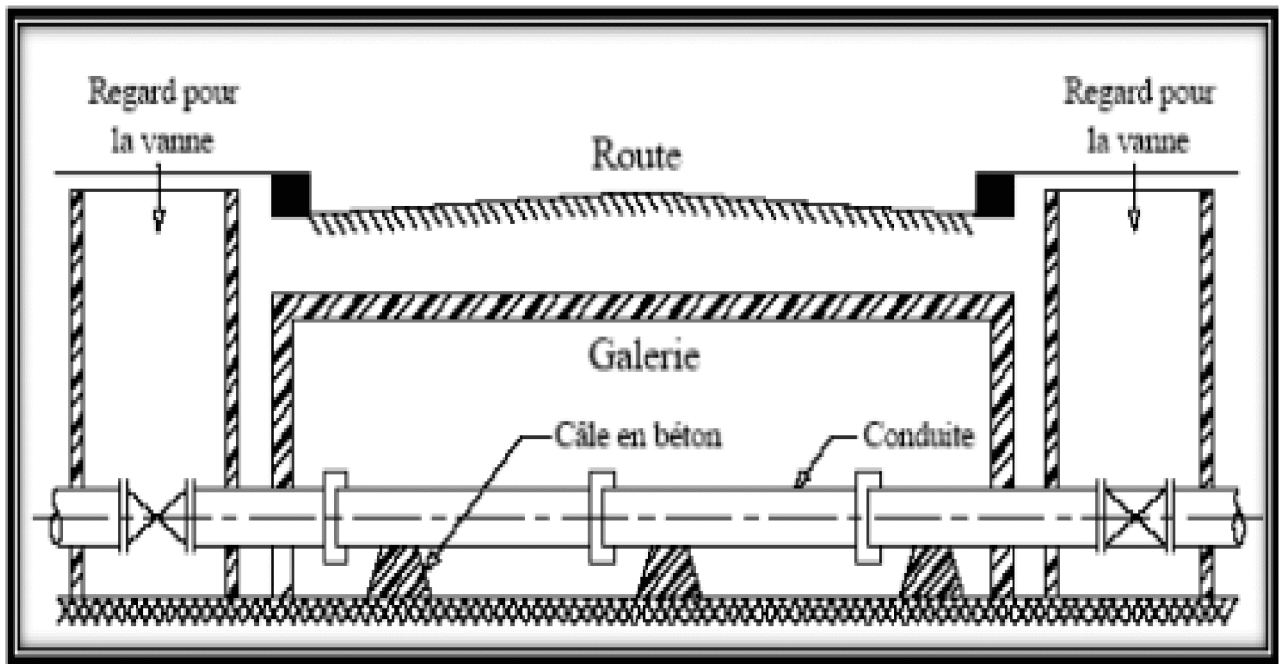


Figure VI.2 : Pose des conduites en galeries.

VI.1.4.Pose en pente :

Au-delà d'une certaine pente, les frottements entre canalisations et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'encrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées .

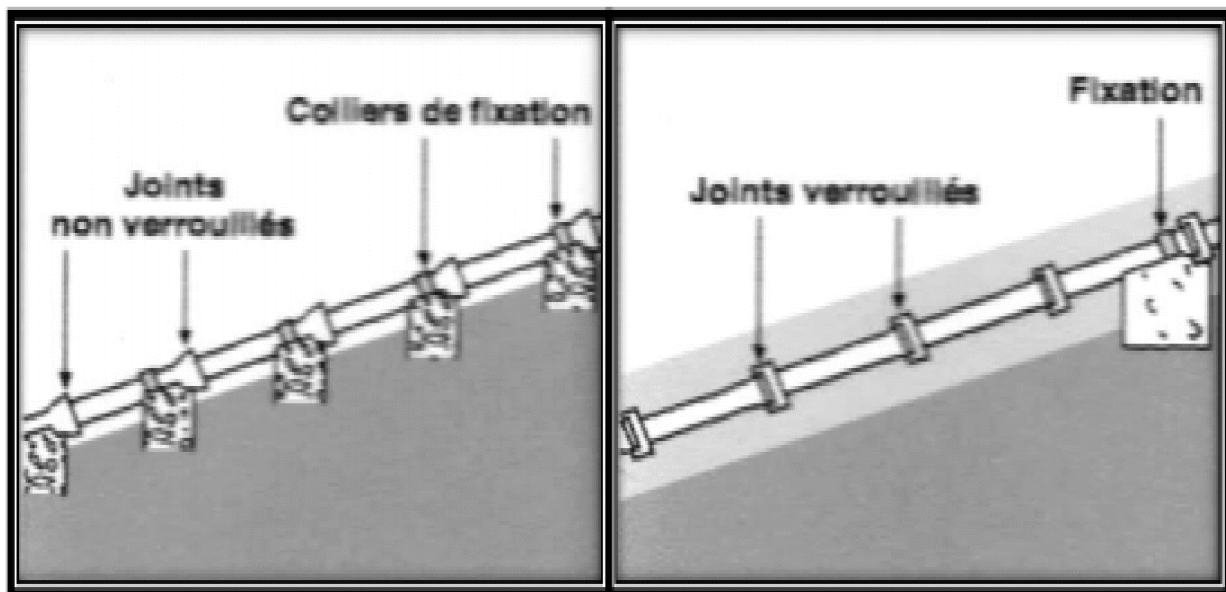


Figure VI.3 : Pose des conduites en pentes.

VI.1.5. Pose des conduites traversées des routes et voies ferrées :

Pour qu'il n'y plus de transmission des vibrations dues aux charges et pour amortir les chocs qui peuvent nuire à la conduite et causent des ruptures, par suite des infiltrations nuisibles, on prévoit les solutions suivantes :

- ❖ Couler de béton noyant la plus grande partie du tuyau ;
- ❖ Placer une dalle de béton armé sur des piédroits en béton ;
- ❖ Coller une dalle en béton armé sur un lit de sable recouvrant entièrement le tuyau (enrobage) ;
- ❖ Utiliser les gaines, qui sont des buses de diamètre supérieur à celui des conduites.

VI.1.6. Traversée des cours d'eau :

Dans le cas d'une traversée de cours d'eau, les conduites peuvent emprunter le caniveau réservé sous le trottoir d'un pont-route, s'il en existe, ou peuvent être posés sur les ouvrages d'art spéciaux.

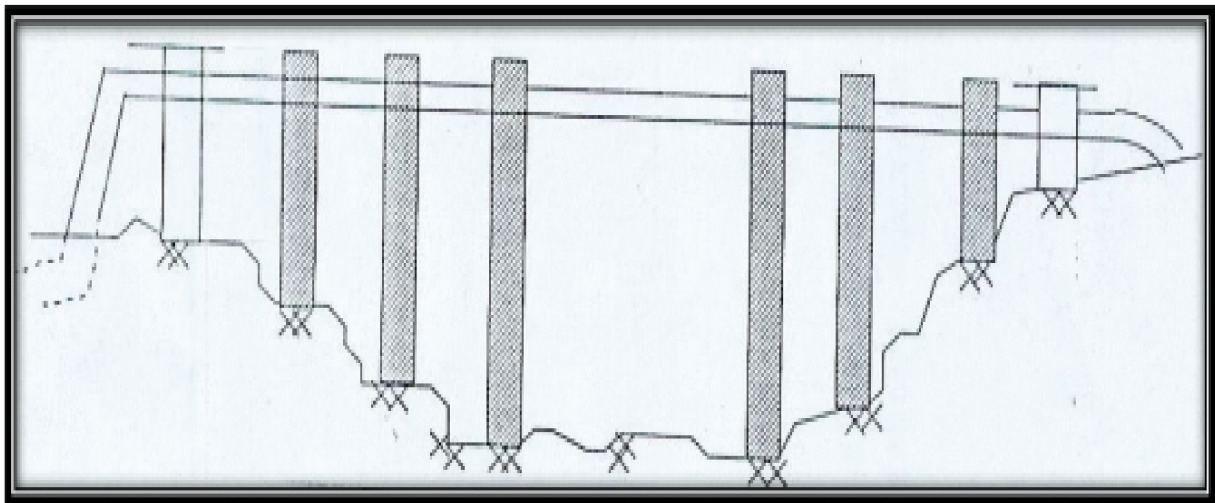


Figure VI.4 : Traversée des cours d'eau.

VI.1.7. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement (la même tranchée) :

Dans ce cas les tuyaux d'eau potable devront être posés au-dessus des tuyaux d'eau usée.

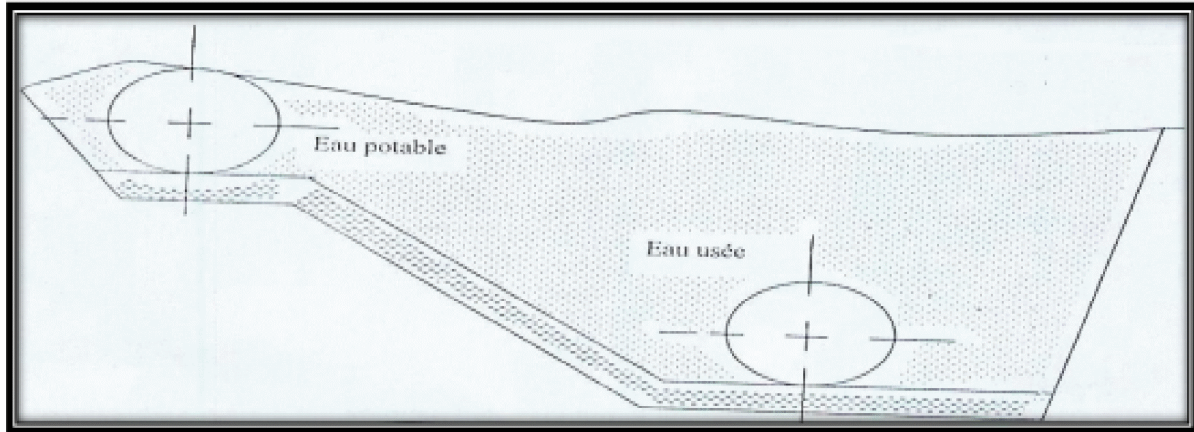


Figure VI.5 : Pose à proximité d'une conduite d'assainissement (la même tranchée).

VI.1.8. Passage de ponts :

Franchir un pont avec une canalisation constituée d'éléments emboîtés consiste à résoudre :

- ❖ Le sup portage;
- ❖ L'absorption des dilatations thermiques du pont et celle de la canalisation ;
- ❖ L'encrage des éléments soumis aux poussées hydrauliques ;
- ❖ La protection contre le gel si nécessaire.
- ❖ Il existe deux grands principes de poses que l'on choisit en fonction du type d'ouvrage :
- ❖ Canalisation fixée sur l'ouvrage ;
- ❖ Canalisation indépendante de l'ouvrage.

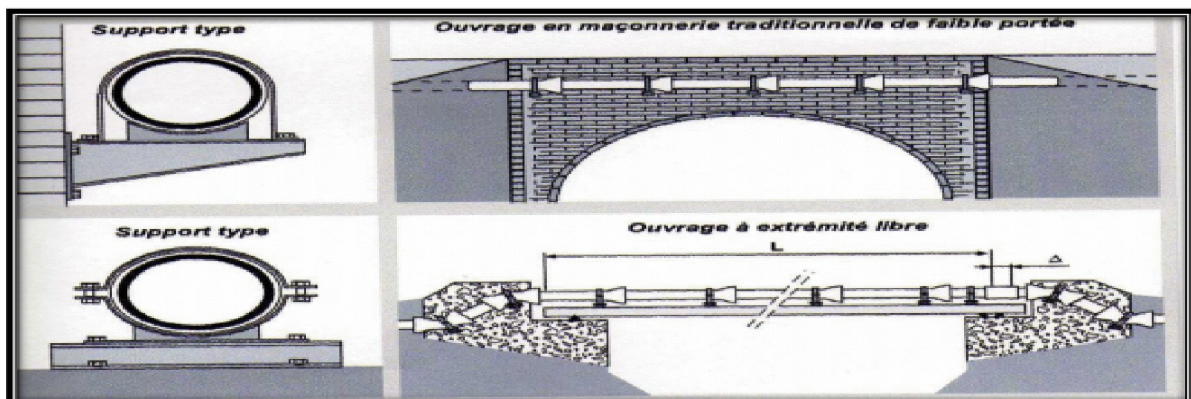


Figure VI.6 : Passage des ponts.

VI.2. Les butées et amarrage :

C'est une disposition spéciale rencontrée dans la pose des conduites utilisées dans des changements de direction ou dans le branchement, afin d'assurer la stabilité et la résistance des canalisations à la poussée exercée par l'eau au niveau des canaux, des coudes et extrémités (réseau de distribution). On construit alors des massifs en béton qui, par leur poids, s'opposent au déboîtement des joints.

Le massif reprend les efforts dus à une poussée hydraulique soit par :

- ❖ Frottement sur le sol (massif poids) ;
- ❖ Appui sur le terrain en place (massif buté).

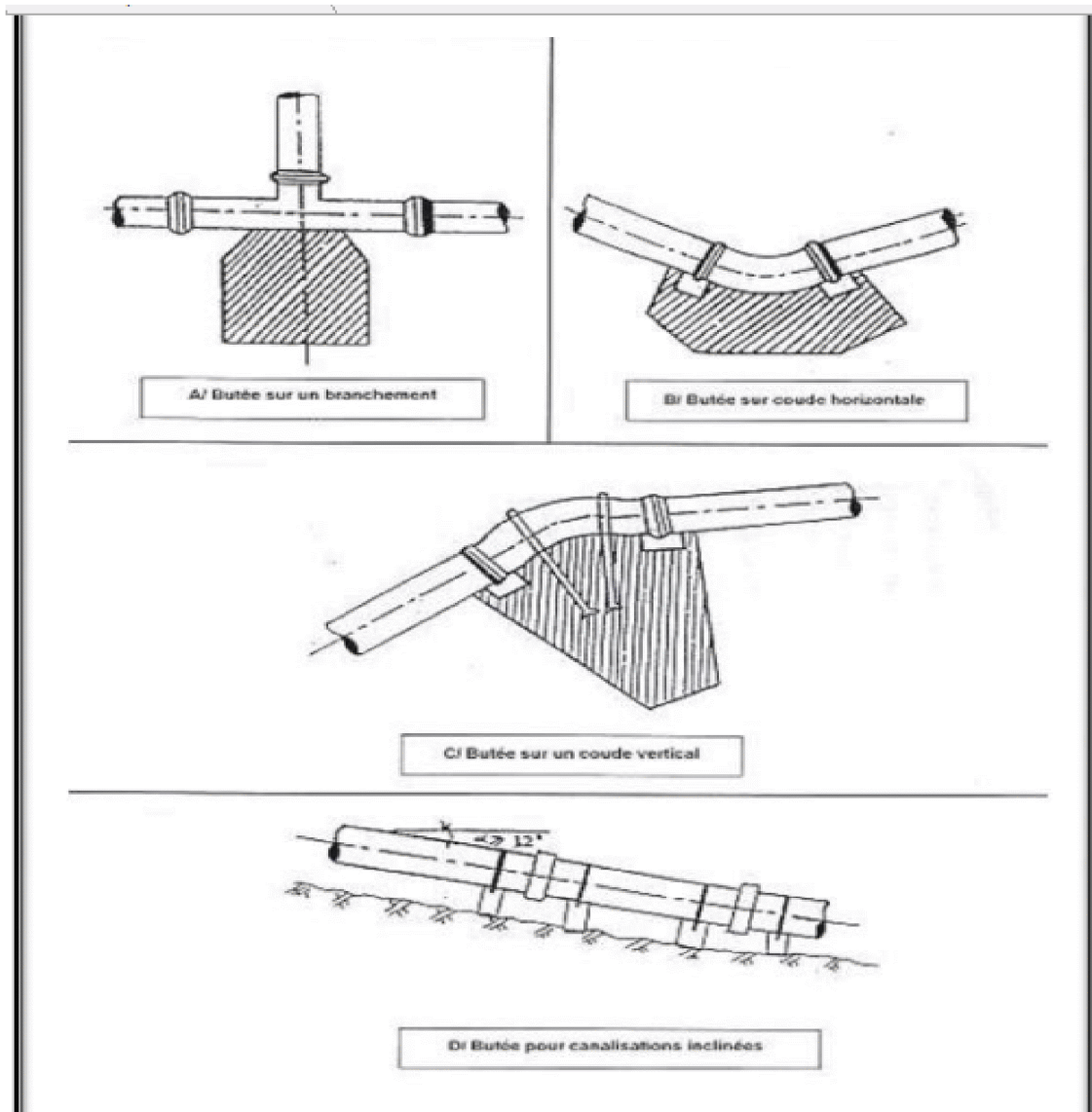


Figure VI.7 : les butées

VI.3. Assemblage par emboîtement :

Avant l'assemblage, l'extérieur du bout uni et l'intérieur de l'emboîtement des deux éléments à raccorder devront être soigneusement nettoyés. Lorsque les distances d'insertion minimale et maximale ne sont pas précisées sur le tuyau, elles doivent être prises dans le tableau (VI.2).

La mise en place des joints d'étanchéité sera par l'application préalable d'une mince couche de lubrifiant sur l'embase du renflement à l'intérieur de l'emboîture. Tableau (VI.1).

Tableau VI.1: Nombre de tuyaux par kilogramme de pâte lubrifiante.

DN	80/100/125	150/200	250	300/350	400/450	500	600	700
Nbre de tuyaux par kg de pâte lubrifiant	59	40	30	24	20	17	13	9

Tableau VI.2: Profondeur d'insertion des tuyaux et des raccords.

DN	Profondeur d'insertion des tuyaux		Déviation maximale de l'emboîtement (°)	Profondeur d'insertion des raccords	
	Max. (mm)	Min. (mm)		Max. (mm)	Min. (mm)
80	80	53	5	73	49
100	80	53	5	74	50
125	80	53	5	74	50
150	80	53	5	74	51
200	87	60	4	81	58
250	94	66	4	89	61
300	101	68	4	97	66
350	98	68	3	96	68
400	109	75	3	106	74
450	103	76	3	102	75
500	113	81	3	112	82
600	121	83	3	120	87
700	140	94	2	140	94
800	145	89	2	145	89
900	155	89	1, 30	155	89
1000	155	89	1, 30	155	89

VI.4. les différentes étapes de mise en place des canalisations :

VI.4.1. Réalisation de fouilles :

a. Largeur de la tranchée :

La largeur de la tranchée doit être au minimum 0.60 m et cela, pour faciliter les travaux, elle est donnée par la formule suivante :

$$B = D + (2 \cdot 0,30) \text{ (m)}$$

Avec :

- ❖ B : largeur de la tranchée (m).
- ❖ D : diamètre de la conduite (m).

b. La profondeur de la tranchée :

Cette distance varie de 0,6m à 1,2m selon que les régions ne sont exposées à des gels importants. Cette profondeur est donnée par :

$$H = D + H_1 + H_2 \text{ (m)}$$

Avec :

H : la profondeur de la tranchée (m);

H₁ : profondeur du lit de pose égale à 0.2 m ;

H₂: distance verticale séparant la génératrice supérieure à la surface du sol (m) ;

D : diamètre de la conduite (mm).

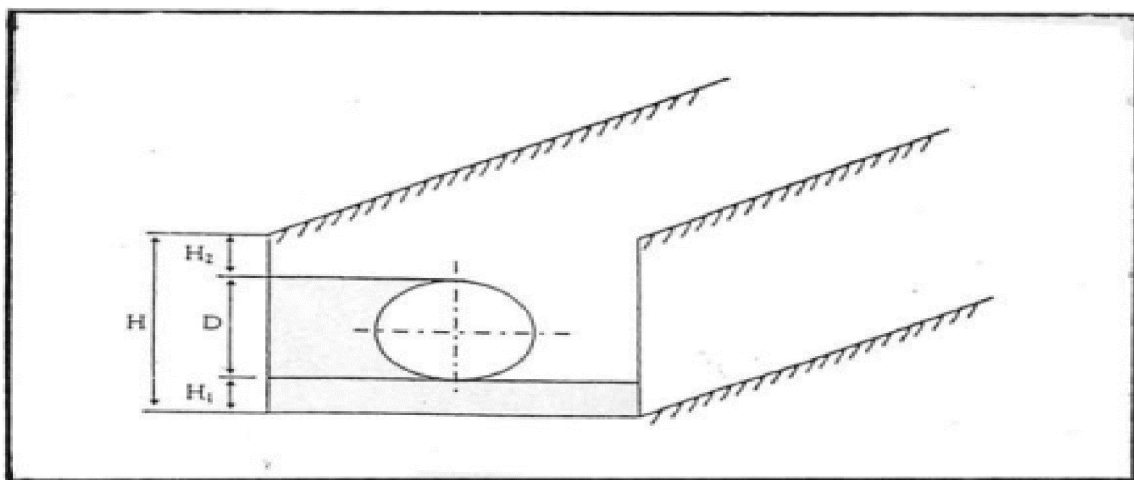


Figure VI.8: Réalisation de la fouille.

c. Lit de pose :

Recouvert d'un lit de pose de 1,15 m à 0,2 m d'épaisseur nivelée suivant les côtes du profil en long.

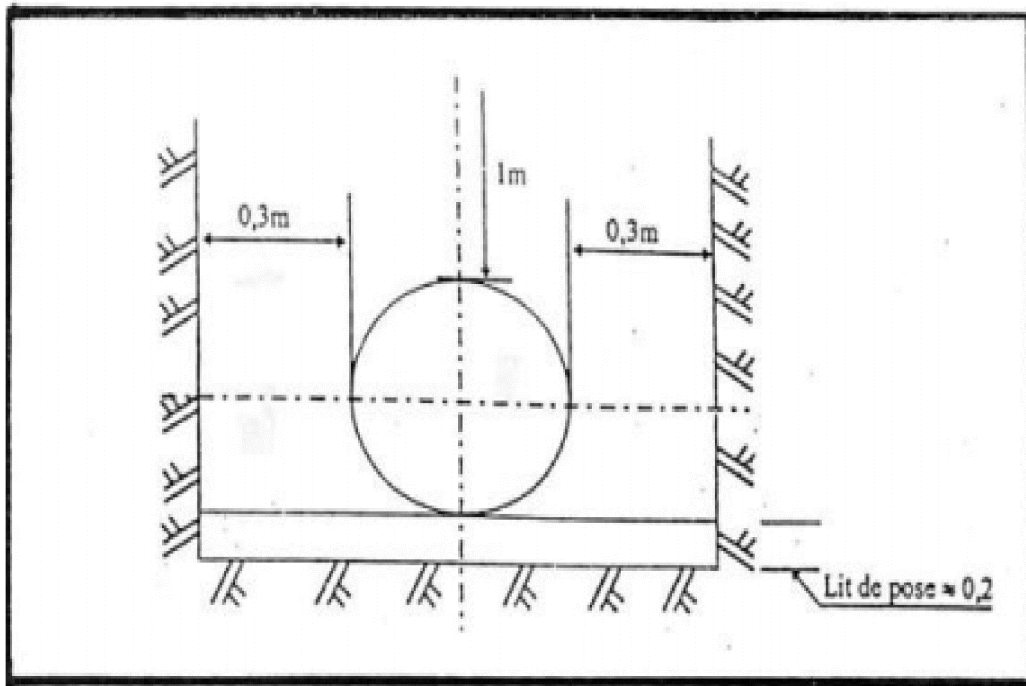


Figure VI.9 : Pose en tranchée.

d. Fond de fouille :

Sauf cas particulier, le fond de fouille est réglé avec une longitudinale d'au moins 4‰, ce qui permet une montée de l'air en chaque point haut.[12]

VI.4.2. Préparation de la canalisation :

Avant la descente en fouille, les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subi des chocs pour faciliter le nivellement. La soudure des joints se fera au-dessus de la fouille, où les tuyaux sont maintenus par des bois disposés en travers de la tranchée. [13]

VI.4.3 Epreuve des joints et des canalisations principales :

Ces épreuves sont des mises en pression destinées à contrôler l'étanchéité des conduites au fur et à mesure de l'avancement des travaux. Après mise en pression préalable de 5 minutes, faite à la pression d'épreuve, il est procédé à l'ouverture de la (des) purge (es), disposée (es) à l'autre extrémité du tronçon d'essai par rapport au manomètre, afin de vérifier qu'il n'existe aucun obstacle (robinet, vanne fermée) à la montée en pression sur la totalité du tronçon éprouvé. Le tronçon est maintenu en pression pendant 30 minutes au cours desquelles la diminution de pression ne doit pas être supérieure à 20 kPa.

VI.4.4. Essai général du réseau :

Avant la réception provisoire des travaux, il est procédé à une mise en pression générale du réseau par l'intermédiaire du réservoir, les robinets et vannes de branchement et de raccordement étant fermés. Cette mise en pression dure 48 heures, alors la perte par rapport à la capacité du réseau est constatée, elle ne doit pas dépasser 2%.

VI.4.5. Remblaiement de la tranchée :

Le remblayage des tranchées comporte en général deux phases principales :

- ❖ L'enrobage ;
- ❖ Le remblai supérieur.

a. L'enrobage :

L'enrobage des conduites comprend le lit de pose, l'assise et le remblai de protection. Il est réalisé conformément au projet en tenant compte notamment des caractéristiques des tuyaux.

b. Le remblai supérieur :

Il est exécuté avant ou après les épreuves en pression, en fonction des contraintes de l'environnement et de la sécurité des personnes et des biens. Il est réalisé en mettant les déblais des fouilles, dont on élimine les éléments impropres comme dans le cas dans la précédente opération.

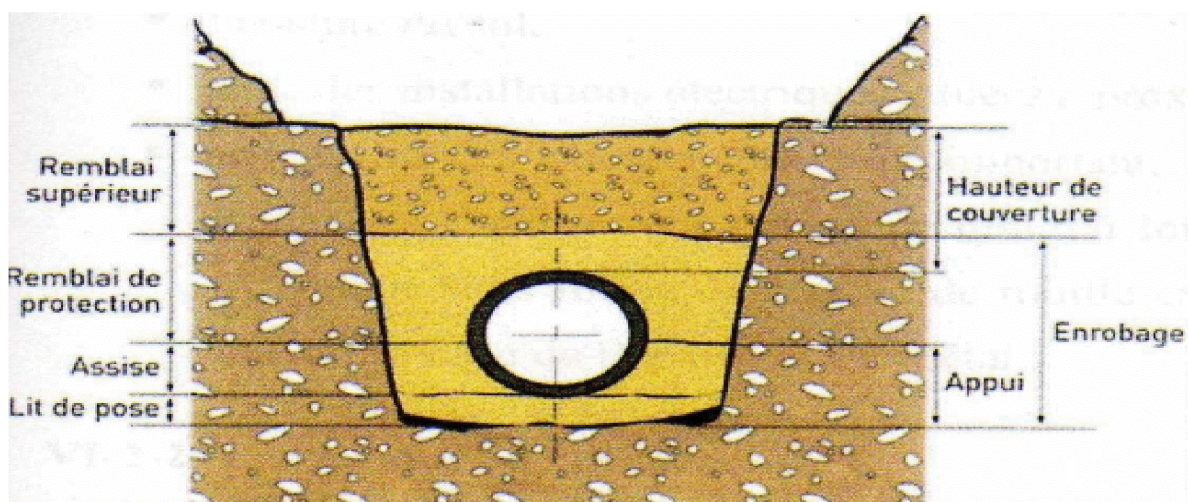


Figure VI.10: Remblayage de fouille.

VI.4.6. désinfection du réseau :

Après avoir été éprouvées, les conduites neuves sont lavées intérieurement au moyen de chasse d'eau pour éliminer la terre ou les poussières introduites pendant l'installation.

Les principaux produits susceptibles d'être utilisés comme désinfectants sont :

- ❖ Le permanganate de potassium (KMnO_4),
- ❖ Hypochlorite de calcium (ClO_2Ca)
- ❖ L'hypochlorite de sodium (ClO_2Na ou eau de javel).

VI.5. Protection des conduites contre la corrosion :

L'eau lors de son transport ou de ses utilisations, peut causer aux différents matériaux avec lesquels elle est en contact des altérations de diverses natures dont la plus fréquente est la corrosion des métaux, et particulièrement celle de l'acier. D'autres altérations sont possibles par dégradation du béton.

VI.5.1 : Définition de la corrosion :

La corrosion est le phénomène de dégradation d'un substrat métallique, sous l'action du milieu ambiant, elle correspond au retour de la matière à son état le plus stable. Il peut se produire une destruction rapide des canalisations par perforations en forme de cratères très caractéristiques, ou attaque sous forme de couches de rouille croûteuses ou filandreuses, ordinairement, annonçant une diminution de l'épaisseur du métal.

Les phénomènes de corrosion sont généralement classés en deux grandes catégories :

- ❖ La corrosion chimique ;
- ❖ La corrosion électrochimique ;

VI.5.2. Les facteurs de la corrosion :

Les conduites enterrées (en acier) utilisées pour le transfert de l'eau sont soumises à des corrosions externes et internes, qui sont dues aux facteurs suivants :

- ❖ La nature du sol ;
- ❖ La nature de l'eau ;
- ❖ Le matériau de la conduite ;

VI.5.3. La protection externe :

a. Protection des conduites avec revêtement bitumineux :

Elle consiste à couvrir les canalisations avec une enveloppe isolante, le revêtement peut être:

- ❖ Simple : une couverture par une couche mince d'épaisseur entre 2.5 mm et 3mm ;
- ❖ Double : l'épaisseur est de 5 mm à 6 mm ;
- ❖ Renforcée : dans le cas échéant, un renforcement du revêtement est préconisé.

b. La protection cathodique :

La protection cathodique est systématiquement utilisée dans un système duplex qui associe une protection passive et une protection active. La protection cathodique n'entre en fonction que s'il y a un défaut de revêtement et une partie de métal en contact direct avec l'électrolyte (sol ou eau).

c. Protection par anode sacrificielle :

La protection par anodes sacrificielles n'a pas une durée indéfinie. Elle s'arrête avec la disparition du matériau sacrificiel ou par blocage électrochimique. L'évaluation de sa durée de vie est estimée par calcul du dimensionnement des anodes et par retour d'expérience, généralement une quinzaine d'années.

d. Protection par courant imposé :

La protection par courant imposé (ou de soutirage) utilise une source d'énergie électrique en courant continu qui débite dans un circuit comprenant :

- ❖ Un déversoir (ou masse anodique) ;
- ❖ L'électrolyte (sol ou eau) ;
- ❖ La structure à protéger ;

VI.5.4. Protection interne :

Il arrive que les eaux fortement minéralisées provoquent, dans les canalisations, des dépôts qui se fixent sur les parois, surtout si la vitesse est faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et il en résulte des attaques locales du métal et, notamment, des perforations.

En vue de remédier aux inconvénients cités précédemment, il est indispensable tout d'abord, d'exiger un revêtement intérieur très soigné des canalisations constitué :

- ❖ D'un enduit bitumineux ;
- ❖ D'un enduit émaillé spécial ;
- ❖ Mortier et ciment centrifuge.

Par ailleurs, le projeteur devra étudier son réseau de façon à éviter les faibles vitesses (les limites de vitesse d'écoulement dans les conduites sont comprises 0,5 m/s et 1,5 m/s) ; si non, des dispositions devraient être prises pour que des chasses puissent être pratiquées de temps à autre.

L'évacuation de l'air aux points hauts et le maillage des conduites devront être assurés au maximum.

Lors de la réalisation, les travaux devront être suivies attentivement, la pose de la canalisation, en particulier : joints correctement exécutés, pose bien nivelée, ... etc.

Enfin, l'exploitation joue un rôle important dans le maintien en bon état d'un réseau et il importe qu'elle soit confiée à un personnel hautement compétent et qualifié.

VI.6. Synthèse :

Pour une réussite totale du projet, la pose des conduites ne doit subir aucune défaillance à la fois technique ou humaine et, par conséquent, cet ensemble de critères du site, plus haut doit scrupuleusement être respecté.

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

Le transport de l'eau peut causer aux différents matériaux avec lesquels elle est en contact des détériorations dont certaines sont dues au coup de bélier. Afin d'augmenter la durée de vie de nos installations et en vue d'assurer un bon fonctionnement de ces dernières, il est impératif de les protéger contre ce phénomène.

VII.1.Définition:

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire causé par une modification rapide du régime d'écoulement, qui engendre des ondes de pression. Ces dernières se propagent le long de la canalisation et s'ajoute algébriquement à la pression normale initiale régnant en chaque point, causant ainsi soit des surpressions dangereuses pour la conduite et son équipement, soit des dépressions aussi dangereuses.

❖ Les causes principales de ce phénomène sont :

- ✓ Fermeture rapide d'une vanne ;
- ✓ Arrêt brusque du groupe électropompe alimentant la conduite de refoulement débitant sur un réservoir ;
- ✓ Démarrage de pompe.

❖ Les conséquences de ce phénomène

- ✓ Rupture de la conduite par écrasement ou éclatement ;
- ✓ Détérioration des accessoires ;
- ✓ Déboitement de la conduite ;
- ✓ Rupture des joints.

VII.2. Analyse physique du phénomène :

En fonctionnement permanent, le débit est établi à la valeur Q_0 . Supposons que ce débit ne soit brusquement plus fourni ($t=0$), suite à une disjonction du moteur électrique de la pompe.

Analysant ce qui se passe :

1^{ère} phase :

L'eau poursuit son ascension, mais la conduite n'est plus alimentée, il va donc se produire à partir de la pompe une dépression ; de tranche en tranche l'eau se déprime et la conduite contracte successivement par diminution élastique de son diamètre. L'onde de dépression se propage jusqu'au réservoir à la vitesse « a ». Le temps mis par cette onde pour l'atteindre L/a . Au bout de ce temps, la conduite est totalement en dépression et l'eau est immobile.

2^{ème} phase :

La conduite étant déformée dans les limites élastiques, elle reprend son diamètre initial. A partir du réservoir, les tranches successives de la conduite se décontractent si bien l'eau peut redescendre dans la conduite et au bout du temps L/a c'est à dire ($2L/a$ depuis l'origine), toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de protection de la pompe qui bien sûr s'est fermé.

3^{ème} phase :

La 1^{ère} tranche du fluide en contact avec le clapet va être comprimée par les tranches suivantes provoquant une dilatation de la conduite. Une onde de pression va parcourir la conduite dans le sens pompe-réservoir. Au bout du temps L/a c'est-à-dire ($3L/a$ depuis l'origine), toute la conduite est dilatée avec l'eau immobile et sous pression.

4^{ème} phase :

L'élasticité permet à la conduite de reprendre, de proche en proche du réservoir à la pompe, son diamètre initial. Au bout du temps L/a c'est-à-dire ($4L/a$ depuis l'origine), nous nous trouvons dans la même situation qu'au moment de la disjonction du moteur de la pompe.

Le phénomène se reproduirait indéfiniment s'il n'était pas amorti par les pertes de charge.

La 1^{ème} phase du phénomène transitoire dans une conduite gravitaire avec une vanne à l'extrémité, commence à la 3^{ème} phase du phénomène transitoire des conduites de refoulement.

VII.3. Célérité des ondes :

La célérité des ondes (a) du coup de béliet dans une conduite en PEHD est donnée par la formule suivante :

$$a = \frac{1240}{\sqrt{1 + K \frac{D}{e}}}$$

Où :

K : coefficient dépendant de l'élasticité de la conduite.

a : Célérité des ondes en (m/s) ;

D : Diamètre intérieur de la conduite en (mm) ;

e : Epaisseur de la conduite en (mm).

Avec :

$K = 0,5$ pour l'acier ;

$K = 4,4$ pour l'amiante ciment ;

$K = 1,7$ pour la fonte ductile ;

$K = 5$ pour la conduite en béton ;

$K = 0,66$ pour le PEHD.

VII.4. Calcul de la valeur du coup de bélier :

❖ Cas de la fermeture brusque : $t \leq 2L/a$:

La valeur du coup de bélier est égale à :

Formule de "Jukowski"

$$b = \frac{aV_0}{g}$$

Avec :

b : valeur du coup de bélier exprimé en mètre de colonne d'eau (m.c.e) ;

V_0 : vitesse de l'eau dans la conduite en (m/s) ;

g : accélération de la pesanteur, égale à 9.81 m/s^2 ;

a : célérité ou vitesse de propagation des ondes en (m/s).

✓ Cas de la fermeture lente $t > 2L/a$:

La valeur du coup de bélier est égale à :

Formule de "Michaud"[16].

$$b = \frac{2LV_0}{gt}$$

Avec :

L : longueur de la conduite en (m).

Nous constatons que le coup de bélier est proportionnel à la longueur(L) et la vitesse de l'eau dans la conduite.

✓ **Valeur numérique de la pression maximale et minimale :**

En cas de surpression, la valeur maximale de la pression dans une conduite sera égale à:

$$p = H_0 + \frac{aV_0}{g}$$

En cas de dépression, la valeur maximale de la pression dans une conduite sera égale :

$$p = H_0 - \frac{aV_0}{g}$$

Avec :

H_0 : est la pression absolue statique (avant l'apparition du coup de bélier).

$$H_0 = H_g + 10$$

VII.5. Moyens de protection contre le coup de bélier :

Il est pratiquement impossible de supprimer totalement les effets indésirables et dangereux du coup du bélier, mais il est impératif de prendre des précautions contre ces effets et il convient de les limiter à une valeur compatible avec la résistance des installations. Les appareils anti –bélier devront donc avoir pour effet :

De limiter la dépression.

De limiter la suppression.

✓ **Les appareils les plus utilisées sont les suivants :**

a. Les volants d'inertie :

Le volant d'inertie, calé sur l'arbre du groupe, constitue l'un de ces moyens. Grace à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale, le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc, de diminuer l'intensité du coup de bélier.

b. Les soupapes de décharge :

Elles obturent, en exploitation normale par un organe mécanique (ressort), un orifice placé au point à protéger sur la conduite. Ces soupapes de décharge s'ouvrent rapidement sous une pression supérieure à celle maximale de fonctionnement normal, et permettent ainsi de libérer un certain débit.

c. Les cheminées d'équilibre :

Ce sont des réservoirs à l'air libre établis à la station de pompage, ou bien sur le tracé du refoulement. Elles interviennent à la fois dans la protection contre la surpression et les dépressions.

d. Les réservoirs d'air :

Quand les conditions topographiques ne sont pas favorables à l'utilisation d'une cheminée d'équilibre, on peut recourir à un réservoir fermé dont la partie supérieure contient de l'air sous pression et la partie inférieure un certain volume d'eau, cette réserve d'eau et d'air est accumulée dans une capacité métallique disposé à la station de pompage et raccordé au refoulement à l'aval immédiate du clapet.

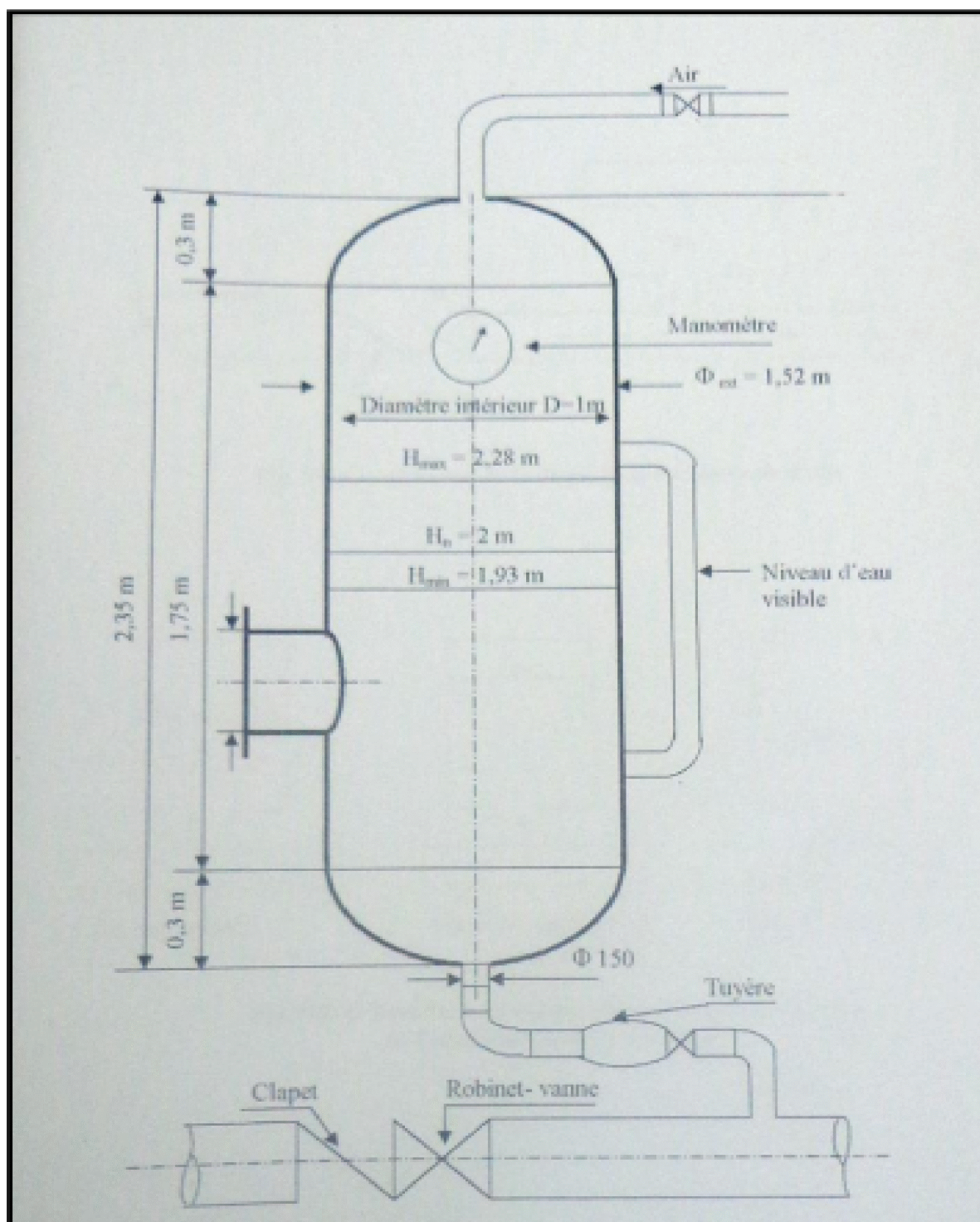


Figure VII.1 : Schéma du réservoir d'air anti-bélier.

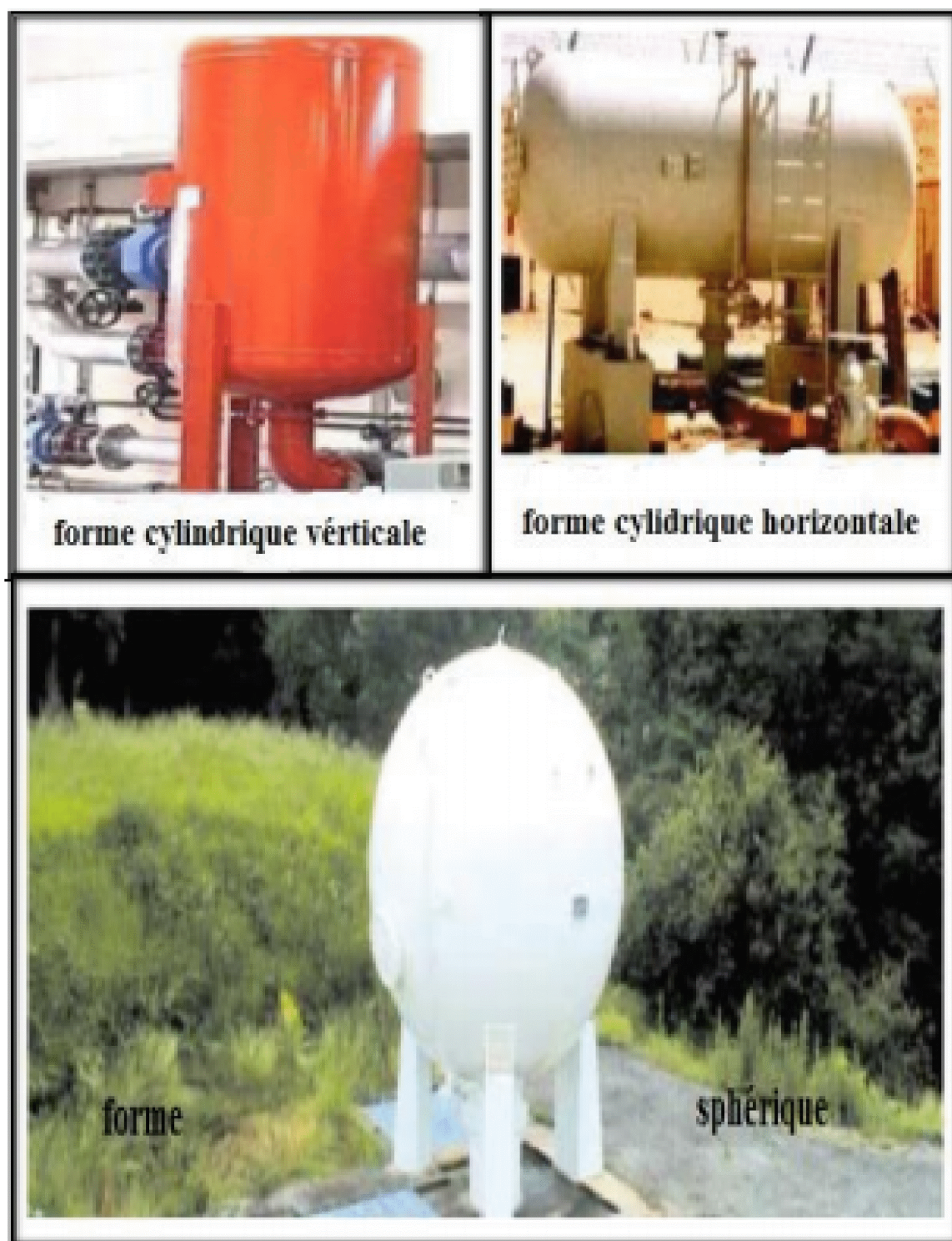


Figure VII.2 : les différentes formes d'anti-bélier.

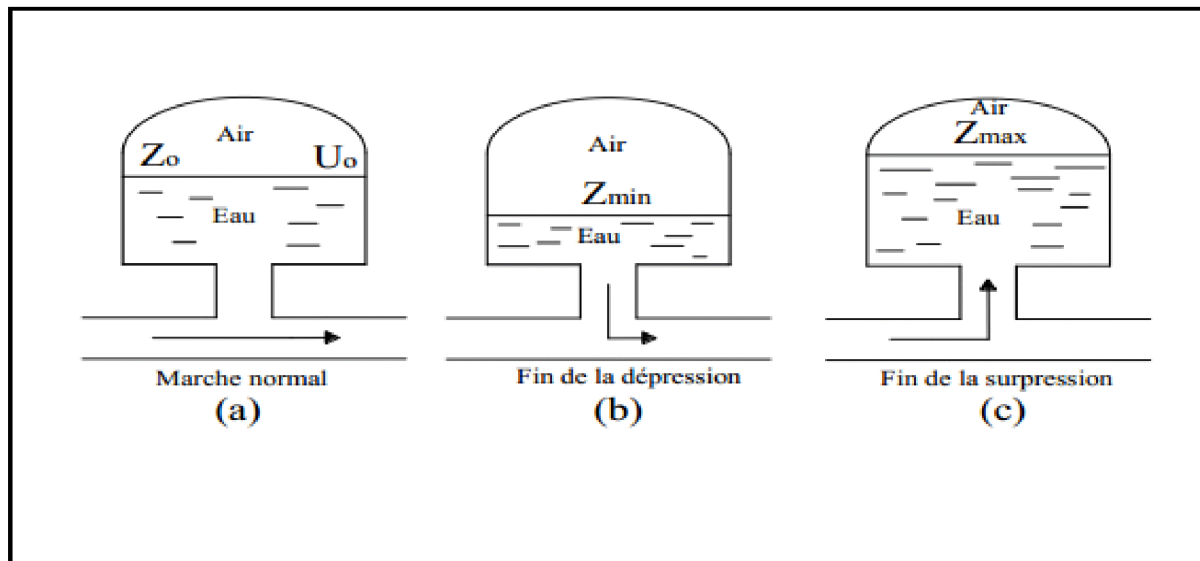


Figure VII.3 : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir d'air

VII.6. Calcul des réservoirs d'air :

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales.

Comme méthode de calcul, on distingue :

✓ Méthode de Puech et Meunier :

Permet de déterminer le volume des ballons de protection.

✓ Méthode de Vibert :

Cette méthode donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.

❖ Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de VIBERT :

➤ Pour un fonctionnement normal :

Cette méthode est établie pour des installations modestes ($Q = 30 \text{ l/s}$, $L = 1200 \text{ m}$) et en considérant les hypothèses simplificatrices suivantes :

- Les pertes de charge dans la conduite de refoulement sont négligeables ;
- L'élasticité de la conduite de refoulement est négligeable ;
- La compressibilité de l'eau est négligeable ;
- Le dispositif ne dispose pas d'organe d'étranglement.

Le volume d'air U_0 dans la cloche est donnée par la formule suivante:

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0} \frac{LS}{\int (Z/Z_0)}$$

Avec :

L : longueur de la conduite à protégé en en (m) ;

S : section de la conduite à protéger en (m²);

V₀: vitesse d'écoulement initiale dans la conduite de refoulement en (m/s) ;

g: l'accélération de pesanteur en (m²/s) ;

Z₀: la pression absolue au refoulement en m.c.e pratiquement égale à :

$$Z_0 = H_g + 10$$

Avec :

H_g : la hauteur géométrique(m).

Et en posant :

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0}$$

On aura :

$$U_0 = \frac{h_0}{Z_0} \frac{LS}{\int (Z/Z_0)}$$

➤ **Dans le cas de coup de bélier :**

- La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z = H_g + \frac{CV_0}{g}$$

Avec :

V₀ : vitesse moyenne de refoulement en (m/s) ;

g: l'accélération de pesanteur en (m²/s).

➤ **La charge maximale absolue :**

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{CV_0}{g}$$

Avec :

C: célérité d'onde en (m/s), calculée pour les conduites enterrées par la formule.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K 2a(1-\nu_m^2)(1-\nu_s)}{(1-\nu_m^2)a E_s + E_m e_m(1-\nu_s)}}$$

Avec :

C: célérité d'onde en (m/s) ;

K : coefficient d'élasticité de l'eau ; $K = 2,07 \times 10^9$ Pascal ;

ρ : masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000$ kg / m³ ;

E_m : module de Young du matériau de la conduite, $E_m = 1 \times 10^{11}$ pour la fonte ;

E_s : module de Young du sol ; $E_s = 2 \times 10^8$ Pascal ;

ν_m : coefficient de poisson du matériau, $\nu_m = 0,3$ pour la fonte ; **ν_s** : coefficient de poisson du sol entourant la conduite, $\nu_s = 0.33$;

e_m : épaisseur de la conduite en (m), $e_m = 0.0046$ m pour la fonte ;

a : rayon intérieur de la conduite en(m).

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS} \left\{ \frac{Z_{\min}}{Z_0} \right. \\ H_0 = \frac{V_0^2}{2g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\}$$

$$U_0 = \frac{U_0}{LS} LS$$

$$U_0 Z_0 = U_{\max} Z_{\min} \Rightarrow \frac{U_0}{Z_{\min}} = \frac{U_{\max}}{Z_0}$$

➤ **U_{max}: volume du réservoir d'air en (m³).**

Cette méthode est établie pour des installations modestes ($Q=30\text{l/s}$, $1000\text{ m} \leq L \leq 1200\text{ m}$) et en considérant les hypothèses simplificatrices suivantes :

- ✓ Les pertes de charge dans la conduite de refoulement sont négligeables.
- ✓ L'élasticité de la conduite de refoulement est négligeable.
- ✓ La compressibilité de l'eau est négligeable.
- ✓ Le dispositif ne dispose pas d'organe d'étranglement.

Le tronçon de refoulement notre projet n'obéit pas aux conditions de Vibert, cette méthode n'a pas été utilisée.

➤ **Méthode de Bergeron : [14]**

La méthode de Bergeron est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

Vu ses avantages, la méthode de Bergeron est la méthode retenue dans le cas de notre projet.

▪ **Méthodologie :**

C'est par l'épure de Bergeron que seront déterminées les valeurs de la dépression et de la surpression maximales dans la conduite après s'être fixé, au préalable, les caractéristiques du réservoir d'air (volume U_0 d'air en régime normal) et de son dispositif d'étranglement.

Cette méthode nécessite des tâtonnements qui restent très limités, est une bonne précision.

Supposant, d'une part, que le volume d'air en régime normal soit de $U_0 = 0.5\text{ m}^3$ et d'autre part que l'on dispose d'une tuyère (organe d'étranglement) de diamètre d incorporée dans une tubulure de diamètre D_t .

1. Dans un intervalle $\theta = \frac{2L}{a}$ l'eau poursuit sa montée, est animée d'une vitesse V_{fn-1} et à la fin d'une vitesse $V_{fn} < V_{fn-1}$

2. Les sommets de l'épure $2p, 4p, 6p, \dots$ etc. correspondent à des états finals, tel que pour chaque intervalle considéré c'est la V_f qui est fixée au départ.

3. La vitesse moyenne est calculée par une moyenne arithmétique des vitesses fixées au début et à la fin de l'intervalle t_r .

$$V_{\text{moy}} = \frac{(V_f)_{i-1} + (V_f)_i}{2}$$

4. La variation du volume d'air :

$$\Delta U = S\theta V_{\text{moy}}$$

Avec :

S : section de la conduite (m²).

V_m : vitesse moyenne en (m/s).

θ : Intervalle de temps en (s).

5. Volume d'air :

$$U_i = U_{i-1} \pm \Delta U$$

6. Pression dans le réservoir d'air :

(Loi de Poisson) $Z = \frac{(Z_0 + \delta_0) U_0^{1,4}}{U^{1,4}}$

7. Vitesse dans l'organe d'étranglement (tuyère) :

➤ A la montée :

$$\frac{v_1}{v_f} = \frac{D^2}{(0,92.d)^2} = K$$

➤ A la descente :

$$\frac{v_2}{v_f} = \frac{2D^2}{d^2} = K'$$

Avec :

0.92 : coefficient de débit ;

d : diamètre de la tuyère en mm ;

D : diamètre de la conduite en mm ;

K : coefficient compris entre 15 et 20, qui dépend du diamètre de la tuyère (d) ;

8. Perte de charge dans l'organe d'étranglement :**a. Pertes de charge à la montée de l'eau dans la conduite :**

La perte de charge à la l'aller, vers le réservoir d'eau, sont calculé par la formule suivante:

$$\Delta h_1 = c \frac{v_1^2}{2g}$$

b. Pertes de charge à la descente de l'eau dans la conduite :

La perte de charge au retour, vers le réservoir d'air est calculée par la formule suivante :

$$\Delta h_2 = c' \frac{V_2^2}{2g}$$

Avec :

C et C' des coefficients déterminés en fonction des rapports m et m' des sections de la veine contractée (0.92 d, d) et de la tubulure (Dt) .

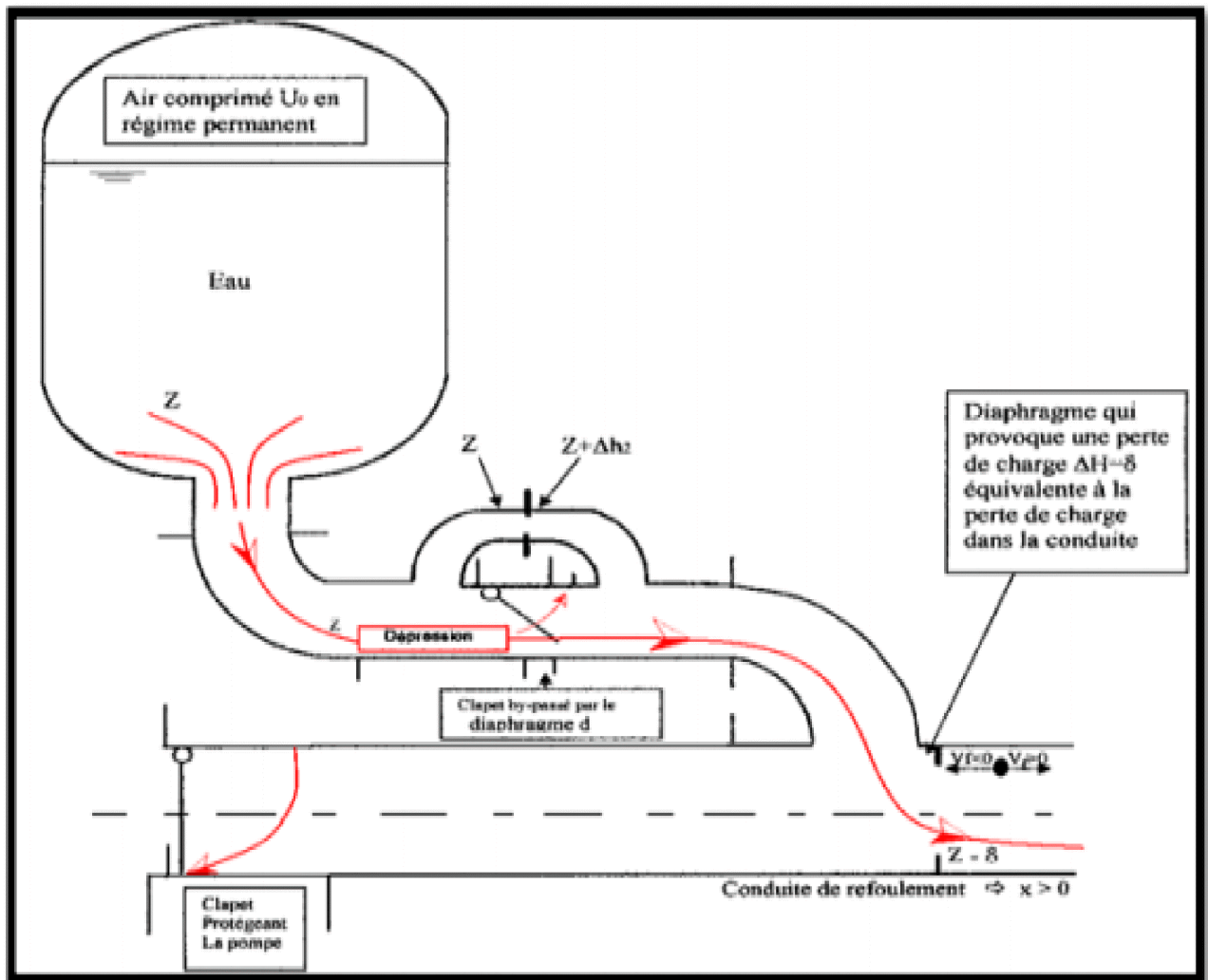


Figure VII.4 : Pertes de charge successives à la descente de l'eau dans la conduite.

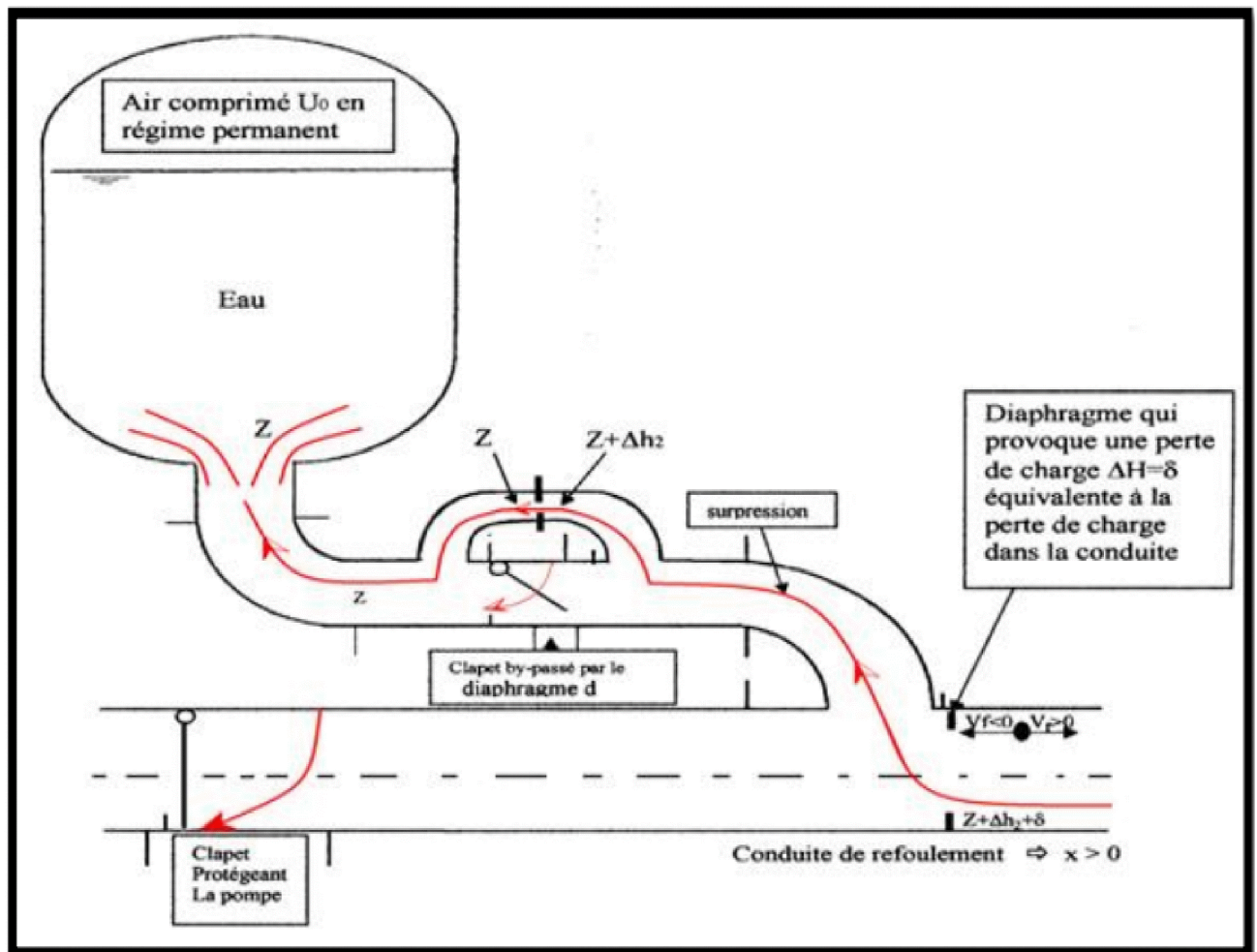


Figure VII.5 : Pertes de charge successives à la montée de l'eau dans le réservoir.

9. Perte de charge au refoulement :

$$\delta_r = \frac{1,15 \cdot \lambda \cdot L \cdot V_f^2}{2gD}$$

10. La pression absolue dans la conduite sans les pertes de charge :

➤ **A la montée :**

$$Z - \Delta h_1 - \delta_r$$

➤ **A la descente :**

$$Z + \Delta h_2 + \delta_r$$

C'est finalement avec cette valeur de la pression finale absolue que sera menée l'horizontale qui doit couper la droite $\frac{a}{gS}$ en un point, tel que $2p, 4p, \dots$ sont verticales aux vitesses finales fixées au départ, sinon on recommence le calcul avec d'autres valeurs de vitesses choisies.

11. La pression absolue dans la conduite avec les pertes de charge :

➤ **A la montée :**

$$Z - \Delta h_1$$

➤ **A la descente :**

$$Z + \Delta h_2$$

VII.7. Protection de la conduite reliant la (SR2) vers la(SR3) :**VII.7.1. Calcul normale d'un réservoir d'air :****VII.7.1.1.Méthode à suivre :****A). caractéristiques de la conduite :**

- ✓ Longueur de la conduite : $L = 3820$ m.
- ✓ Diamètre de la conduite : $D_{\text{int}} = 220,4$ mm. ($D_{\text{ext}} = 250$ mm).
- ✓ Epaisseur de la paroi : $e = 14,8$ mm.
- ✓ Section de la conduite : $S = 0,038$ m².
- ✓ Vitesse moyenne d'écoulement : $V_0 = 1,35$ m/s.

B). profil en long de la conduite :

L(m)	0	220	440	660	880	1100	1320	1540	1760
Côtes Z (m)	666	684,5	703	718,5	734	742,5	751	755,5	760

C).Dimensionnement des protections :**1). Dépression :**

La méthode de Puech et Meunier utilise trois nombre adimensionnels :

K : qui caractérise les pertes de charge

A : qui caractérise la conduite de refoulement ;

B : qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

Ayant calculé K et A, nous superposons la famille de courbes au profil en long.

Nous choisissons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil, la valeur de B permet de calculer U_0 qui sera ainsi déterminé.

Nous avons affaire à une conduite en PEHD, on calcule la célérité « a » :

$$a = \frac{1240}{\sqrt{1+K \frac{D}{e}}} = \frac{1240}{\sqrt{1+0,66 * \frac{204,6}{22,7}}} = 470,4 \text{ m/s}$$

$$a = 470,4 \text{ m/s}$$

a/ caractéristiques de la conduite(A) :

$$A = \frac{aV_0}{gH_0}$$

On calcule d'abord la hauteur géométrique d'élévation : $H_0 = H_g + 10$

$$H_0 = 98,3 + 10 = 108,3 \text{ m.}$$

$$H_0 = 108,3 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } A = \frac{470,4 \times 1,35}{9,81 \times 108,3} = 0,59$$

$$A = 0,59$$

b/. Caractéristiques de la perte de charge :

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0}$$

$$H_{abs} = H_{mt} + 10 = 125,87 + 10 = 135,87 \text{ m}$$

Habs: hauteur manométrique totale absolue.

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} = \frac{135,87 - 108,3}{108,3} = 0,254$$

$$K = 0,254$$

c/. Caractéristiques du réservoir:

Nous devons considérer la famille de courbes B pour $A = 0,59$ et $K = 0,254$, mais nous ne disposons de ces abaques, nous allons superposer le profil en long « absolu » aux familles des courbes : $K = 0,2$ et $A = 0,5$ (voir figure VII.6)

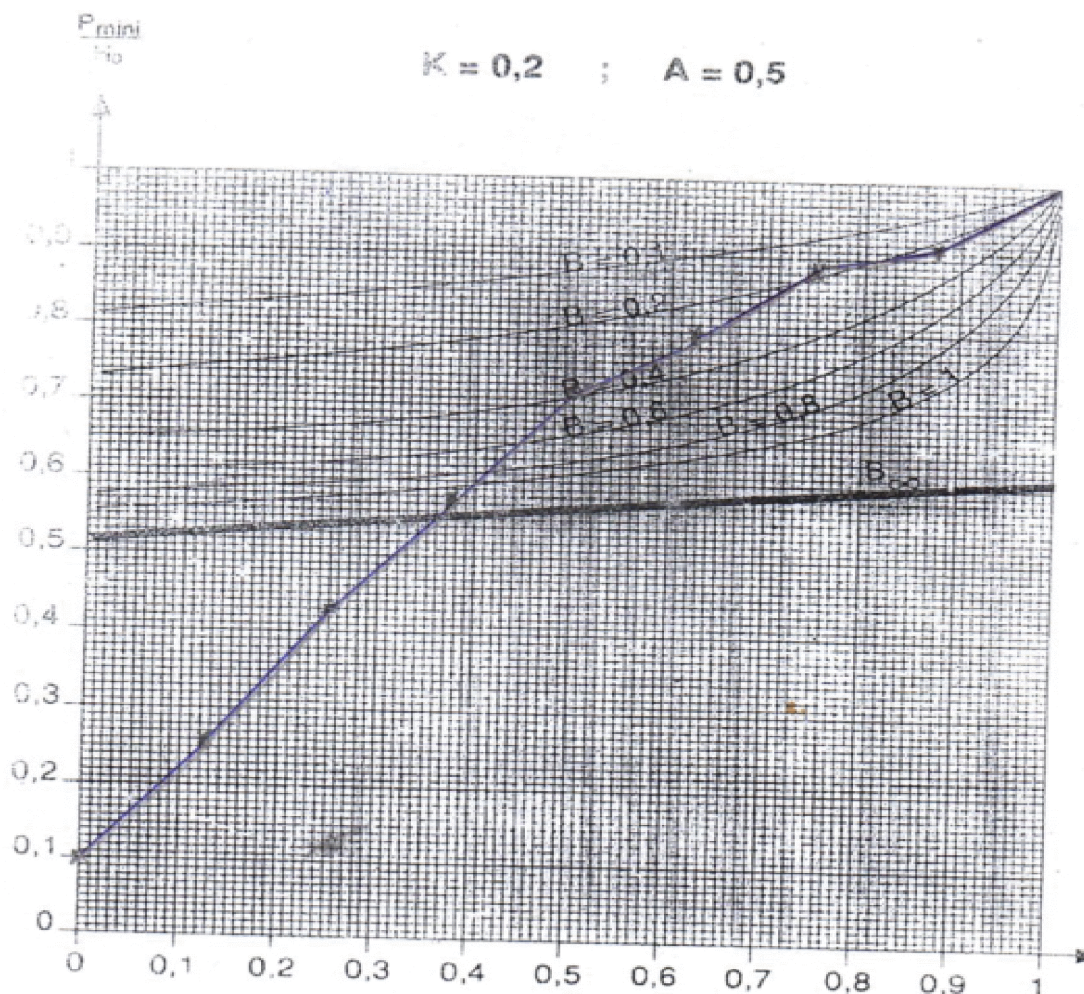


Figure VII.6 : Graphe de MEUNIER et PUECH de la conduite reliant la (SR2) à la (SR3)

Tableau.VII.1 : le profil en long de la conduite de deuxième tronçon :

X(m)	0	220	440	660	880	1100	1320	1540	1760
Z (m)	666	684	703	718	734	742	753	755	760
$\frac{P_{min}}{H_0} = \frac{\Delta Z + 10}{H_0}$	0,09	0,25	0,43	0,57	0,72	0,79	0,89	0,91	1
$\frac{X}{L}$	0	0,125	0,25	0,375	0,5	0,625	0,75	0,875	1

Nous superposons ce profil en long absolu aux familles des courbes B sélectionnées. Le graphe de MEUNIER et PUECH nous montre les zones à risque et nous pouvons considérer un point.

En effet un petit carré, dans le sens vertical représente une pression de :

$$P = 0,01 \times H_0 = 0,01 \times 108,3 = \mathbf{1,08 \text{ m d'eau}}$$

Il suffit 2,77 carreaux pour avoir la sécurité de 3 m préconisée par A.

Pour protéger la partie terminale nous prendrons $B=0,1$ avec $A=0,5$.

La conduite est entièrement protégée contre les dépressions absolues et laisse au-dessus du point le plus défavorable du profil ($L = 1760$ m) trois (3) carreaux donc une pression absolue de $1,08.3 = 3,24$ mce.

La valeur de B nous permet de calculer le volume d'air comprimé U_0 en régime permanent.

• **Calcul de U_0**

$$U_0 = \frac{V_0^2}{gH_{abs}} * \frac{LS}{B} = \frac{(1,35)^2}{9,81.135,87} * \frac{1760.0,032}{0,1} = 0,77 \text{ m}^3$$

$$U_0 = 0,77 \text{ m}^3$$

Le plus grand volume d'air sera pour la faible pression, nous lisons sur le graphe :

$$K = \frac{P_{min}}{H_0} = 0,89 \Rightarrow P_{min} = 0,89 \times 108,3 = 96,39 \text{ m.c.e}$$

$$P_{min} = 96,39 \text{ m.c.e}$$

L'évolution du volume d'air est :

$$P_{min} \times U_{max}^{1,2} = H_{abs} U_0^{1,2}$$

$$U_{max} = U_0 \left[\frac{H_{abs}}{P_{min}} \right]^{1,2} = 0,77 \times \left[\frac{135,87}{96,39} \right]^{1,2} = 1,02 \text{ m}^3$$

$$U_{max} = 1,02 \text{ m}^3$$

Le plus grand volume est $1,02 \text{ m}^3$, si nous admettons qu'il reste encore 20 % d'eau lors de la plus grande dépression, il faut prévoir un réservoir d'un volume :

$$U'_{max} = U_{max} \times 1,2 = 1,02 \times 1,2 = 1,22 \text{ m}^3$$

$$U'_{max} = 1,22 \text{ m}^3$$

2). Surpression :

A partir du l'abaque de Dubin et Guéneau (voir annexe), nous déterminons le diamètre « d » du diaphragme.

Pour $A = 0,5$ et $B = 0,1$; nous lisons :

$$\alpha \frac{V_0^2}{H_0} = 0,65 \text{ avec } \alpha = \frac{1}{2g} \left[\frac{D^2}{0,6d^2} - 1 \right]^2 \text{ ----- (1)}$$

$$\frac{P_{max}}{H_0} = 1,075 \text{ ----- (2)}$$

A partir de la formule (1) on peut tirer le diamètre « d » :

Calculons α :

$$\alpha \frac{V_0^2}{H_0} = 0,65 \Rightarrow \alpha = 0,65 \frac{H_0}{V_0^2} = 0,65 \frac{108,3}{1,35^2} = 38,62$$

$$\frac{D^2}{0,6d^2} = \sqrt{2g\alpha} + 1 \Rightarrow d^2 = \frac{D^2}{0,6(\sqrt{2g\alpha} + 1)} = \frac{(204,6)^2}{0,6(\sqrt{2 \times 9,81 \times 38,62} + 1)}$$

$$d = 49,45 \text{ mm}$$

$d = 49,45 \text{ mm}$, représente le diamètre du diaphragme fictif représentatif des pertes de charge dans la conduite.

A partir de la formule (2) on peut tirer le « Pmax » :

$$\frac{P_{max}}{H_0} = 1,075 \Rightarrow P_{max} = 116,42 \text{ m}.$$

La surpression par rapport à la hauteur géométrique absolue, $H_0 = 108,3 \text{ m}$ est :

$$\text{Surpression} / H_0 = 116,42 - 108,3 = 8,12 \text{ m}.$$

3) Tracé de l'épure de Bergeron :

Dans cette méthode nous devons agir par tâtonnement qui restera très limité, mais d'une bonne précision.

➤ Calculs préliminaires :

- Valeur de la célérité (a) :

$$a = 470,4 \text{ m/s}$$

- Valeur du coup de bélier (b) :

$$b = \frac{aV_0}{g} = \frac{470,4 \times 1,35}{9,81} = 64,73 \text{ m}$$

$$b = 64,73 \text{ m}$$

- Valeur maximale de la pression dans la conduite :

$$H_{max} = H_g + b = 98,3 + 64,73 = 163,03 \text{ m}$$

$$H_{max} = 163,03 \text{ m}$$

- Valeur minimale de la pression dans la conduite :

$$H_{min} = H_g - b = 98,3 - 64,73 = 33,57 \text{ m}$$

$$H_{min} = 33,57 \text{ m}$$

Supposons d'une part, que le volume d'air en régime normal soit de :

$U_0 = 0,77\text{m}^3$ et d'autre part, que l'on dispose de diaphragme de diamètre
 $d = 49,45\text{mm}$.

a) variation du volume d'air dans le réservoir :

Les temps se suivent selon des valeurs :

$$\theta = \frac{2L}{a} = \frac{2 \times 1760}{470,4} = 7,48 \text{ s}$$

$$\theta = 7,48 \text{ s}$$

Pour le premier intervalle θ on aura :

$$V_{\text{moy}} = \frac{V_0 + V_{Fi}}{2}$$

Pour les autres :

$$V_{\text{moy}} = \frac{(VF)_{i-1} + (VF)_i}{2}$$

Ou :

$(VF)_{i-1}$: Vitesse finale de l'intervalle précédent.

$(VF)_i$: Vitesse finale de l'intervalle précédent.

$$\Delta U = \theta \times S \times V_{\text{moy}}$$

$$= 7,48 \times 0,032 \times V_{\text{moy}} = 0,24 V_{\text{moy}}$$

$$\Delta U = 0,24 V_{\text{moy}}$$

ΔU : Variation du volume d'air pour chaque intervalle ($-\Delta U$, quand l'eau redescende).

Le volume d'air à la fin de chaque intervalle est :

$$U_i = U_{i-1} \pm \Delta U$$

b) la nouvelle pression dans le réservoir (Z) :

Elle est exprimée en admettant que la détente du fluide s'effectue conformément à la loi suivante:

$$H_{\text{abs}} U_0^{1,2} = Z U^{1,2}$$

Ou

H_{abs} : Hauteur manométrique totale absolue (Hmt +10).

$$Z = \frac{H_{\text{abs}} \times U_0^{1,2}}{U^{1,2}}$$

Donc,

$$Z = \frac{135,87 \times (0,77)^{1,2}}{U^{1,2}} = \frac{99,29}{U^{1,2}} \Rightarrow Z = \frac{99,29}{U^{1,2}}$$

c) pertes de charge à la montée de l'eau dans la conduite :

La perte de charge à l'aller, vers le réservoir d'eau, est négligeable devant la perte de charge provoquée par le diaphragme donc $\Delta h_1=0$.

d) perte de charge à la descente de l'eau dans la conduite :

La perte de charge au retour, vers le réservoir d'air, est calculée par la formule suivante :

$$\Delta h_2 = K \frac{V_F^2}{2g} = \left[\left(\frac{D^2}{0,6d^2} - 1 \right)^2 + \frac{1}{9} \right] \frac{V_F^2}{2g}$$

$$\Delta h_2 = \left[\left(\frac{(204,6)^2}{0,6 (49,45)^2} - 1 \right)^2 + \frac{1}{9} \right] \frac{V_F^2}{2 \times 9,81}$$

$$\Delta h_2 = 38,63 V_F^2$$

e) calcul de la perte de charge au refoulement :

Elle est exprimée par la formule suivante :

$$\delta_r = \frac{1,15 L \lambda V_F^2}{2gD} = \frac{1,15 \times 1760 \times 0,047 \times V_F^2}{2 \times 9,81 \times 0,2046}$$

$$\delta_r = 23,69 V_F^2$$

f) Epure du Bergeron :

Détermination de la pente de la droite :

$$\frac{a}{g \times S} = \frac{470,4}{9,81 \times 0,032} = 1498,47 \text{ S/m}^2$$

La pente réelle (adimensionnelle) de cette droite dépend des échelles des deux axes (de pression et de débit ou de vitesse).

$$\left. \begin{array}{ll} 1\text{cm} & \rightarrow 20\text{m} \\ B & \rightarrow 1498,47 \end{array} \right\} B = 74,92$$

Echelle des débits:

Pour $V = 1,35 \text{ m/s}$, le débit $Q = 0,043 \text{ m}^3/\text{s}$; on a alors :

$$\left. \begin{array}{ll} Q = 0,043 & \rightarrow 13,5 \text{ cm} \\ 1 \text{ m}^3/\text{s} & \rightarrow A \end{array} \right\} A = 313,95 \text{ cm}$$

Donc, la pente de la droite sera : $\text{tg}\alpha = \frac{B}{A} = \frac{74,92}{313,95} = 0,238$

Donc, $\alpha = 13,38^\circ$ (angle d'inclinaison).

Tableau VII.2 : Calcul du réservoir d'air pour le tronçon SR2 – R3 :

(1) Intervalle de temps(s)	0	$\theta=7,48$ s	$2\theta=14,96$ s	$3\theta=22,44$ s	$4\theta=29,92$ s
(2) Variation du volume D'air (m ³) $\Delta U = 0,24 V_{\text{moy}}$	/	0,2316	0,0228	-0,0744	0,006
(3) Volume d'air (m ³) $U_i = U_{i-1} \pm \Delta U$	0,77	1,0016	1.0244	0,8576	0,8396
(4) Pression de l'air (m) $Z = \frac{99,29}{U^{1,2}}$	135,86	99,0996	106.8883	119.3888	122.4668
(5) Perte de charge (m) $\Delta h_1=0$. Retour $\Delta h_2 = 38,63 V_F^2$	/	12,9951	5.8756	2.0435	3.0285
(6) Pression dans la conduite avec (m) aller $Z - \Delta h_1$ retour $Z + \Delta h_2$	135,86	86,1045	101.0127	121.4323	125.4954
(7) Perte de charge δ (m) $\delta_r = 23,69 V_F^2$	43,17	7,9693	3.6032	1,2532	1.8572
(8) Pression dans la conduite sans δ (m) Aller $Z - \Delta h_1 - \delta$ Retour $Z + \Delta h_2 - \delta$	92,69	78,1352	97.0494	120.1791	123.6381
(9) Vitesse choisie V_f (m/s).	1,35	0.58	-0,39	-0,23	0,28
(10) Vitesse moyenne V_{moy} (m/s).	/	0,965	0,095	-0,31	0,025
(11) V_F lue sur le graphe (m/s)	0	0,58	-0,39	-0,23	0,28
(12) Désignation des points	1R	2P	4P	6P	8P

g) Explication du tableau :

1. on choisit la vitesse finale (VF) légèrement inférieure à la vitesse en marche normale (V_0) et on l'inscrit dans la ligne (09).
2. On calcule la vitesse moyenne $V_{\text{moy}} = \frac{V_0 + V_{Fi}}{2}$ et on l'inscrit dans la ligne (10).
3. On calcul la variation du volume d'air (ΔU) en fonction de V_{moy} (ligne 2).
4. Au volume initial, choisi auparavant en marche normal U_0 du réservoir d'air (calculé par la méthode de Meunier et Puech), on y ajoute ou y en retranche à chaque fois la valeur de ΔU correspondante, ainsi on a le volume d'air (U) de cette étape (ligne 3).
5. A partir de la ligne (3), nous remplaçons tout simplement les valeurs dans chaque expression selon la montée ou la descente de l'eau dans le réservoir d'air, on obtient ainsi les valeurs des lignes (4), (5), (6), (8), pour la ligne (7), il suffit de remplacer VF par sa valeur.
6. La valeur de la pression obtenue dans la ligne (8) est reportée sur l'axe des ordonnées du diagramme de Bergeron et projetée sur la droite $\frac{a}{g_s}$ qui doit être projetée ensuite sur l'axe des abscisses (axe des vitesses).
7. Si cette dernière projection (sur l'axe des vitesses) coïncide avec la même valeur que la vitesse choisie (VF), on considère que notre choix de vitesse pour cette étape est bon (c'est-à-dire que la vitesse VF choisie est égale à la vitesse VF lue).

Dans ce cas, on inscrit alors la valeur dans la ligne (11) et on choisit de nouveau, une nouvelle vitesse VF toujours, légèrement inférieure à la vitesse précédente et on répète les mêmes calculs.

8. Si la vitesse choisie ne coïncide pas avec la même valeur que l'axe des vitesses, nous concluons que le choix de la vitesse n'est pas exact et on doit choisir une autre vitesse (VF). De cette manière, on effectue le calcul du tableau en combinaison avec le diagramme de Bergeron.

De cette manière, on effectue le calcul du tableau en combinaison avec le diagramme de Bergeron.

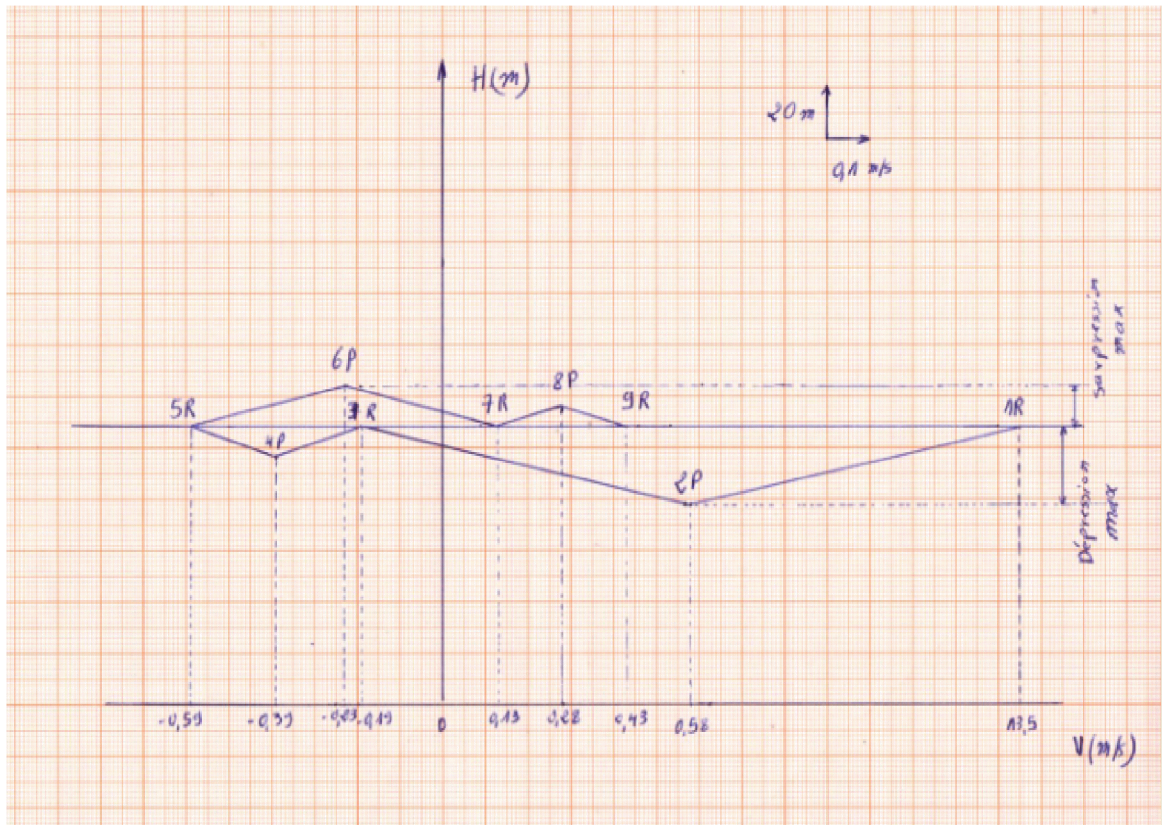


Figure VII.7 : Epure de Bergeron reliant la SR2 et la SR3.

h) Caractéristiques finales du réservoir d'air :

L'examen de la troisième colonne du tableau (VII.2), montre que l'air peut occuper un volume maximal de $1,0244 \text{ m}^3$.

Selon l'épure de Bergeron (figure VII.7), on a les faits suivants :

Comme il est nécessaire qu'il reste toujours de l'eau dans le réservoir, par mesure de sécurité, nous avons pris un volume total de la cloche égal à $1,1268 \text{ m}^3$ (10% de $1,0244 \text{ m}^3$) dans laquelle l'air n'occupera que $0,77 \text{ m}^3$ en marche normale.

Pendant la phase de dépression, le volume d'air $U_0 = 0,77 \text{ m}^3$ passe à $1,0244 \text{ m}^3$ à la fin, avec une dépression maximale de $78,1352 \text{ m}$.

Pour que la conduite soit protégée sur toute sa longueur, il faut l'équiper d'un réservoir d'air d'un volume $U_{\text{max}} = 1,126 \text{ m}^3$, avec un volume d'air en fonctionnement normal $U_0 = 0,77 \text{ m}^3$.

La canalisation de branchement entre le réservoir d'air et la conduite de refoulement sera équipée d'un clapet ne laissant passer l'eau que dans le sens réservoir d'air – conduite (dépression), by passée par un diaphragme à bord vif dont le diamètre optimum sera de $d = 49,45 \text{ mm}$ dans le sens conduite - réservoir (surpression) l'eau passe par se diaphragme.

i) Précaution à prendre pour le réservoir d'air :

Par suite du contact permanent entre l'air et l'eau dans le réservoir, d'air se dissout peu à peu dans l'eau. Il est donc indispensable de compenser sa dissipation par des injections régulières d'air dans le réservoir. Il existe aussi des réservoirs équipés d'une vessie en caoutchouc dans laquelle est stockée l'eau (l'air est donc séparé de l'eau).

Après une période de fonctionnement, il est nécessaire de vidanger entièrement le réservoir pour enlever les dépôts se trouvant au fond de celui-ci.

conclusion :

Dans le but de protection contre le coup de bélier de la conduite reliant la station de reprise (SR2) et le réservoir (R3), choisie comme exemple, sera au moyen d'un réservoir d'air de volume **1126 litres**, ce réservoir sera placé à proximité de la station de pompage.

CONCLUSION GENERALE

Pour la fin de notre projet qui nous à été proposé par la DHW de la wilaya de Tizi-Ouzou qui consiste à une réalisation d'un réseau d'AEP pour la commune d'Ait Bouaddou, au bords d'un piquage de la conduite de transfert à partir du barrage Koudiat Acerdhoune, on s'est appliqué à définir et analysé les différentes étapes afin de garantir la satisfaction à court et long terme des besoins exprimés, vu toutes les considérations techniques et économiques du projet pour assurer sa durabilité ou sa résistance.

Les résultats de notre étude qui présente une population de 24977 habitants à long terme (horizon 2044) sont estimés à 55,69 l/s. Vu que la commune est alimentée de plusieurs sources naturelles qui lui fournissent un débit de 31,5 l/s, donc le débit à relever à partir du piquage n'est que de l'ordre de 32,39 l/s.

Pour le choix du matériaux des conduites de refoulement s'est porté sur deux types de matériaux, à savoir la fonte ductile et le PEHD, pour le premier et troisième tronçon nous avons choisi la fonte ductile, ce choix est dû à la pente du terrain naturel par contre le deuxième tronçon nous avons opté pour le PEHD vu les pentes du terrain qui sont faibles et aussi il présente beaucoup d'avantages (non corrosif, bonnes caractéristiques hydrauliques, flexible.....)

La longueur de la conduite en fonte ductile est de 6320m et pour la conduite en PEHD sa longueur est de 1760m.

Vu l'importance de la chaîne d'adduction, nous avons constaté qu'il est nécessaire de projeter trois réservoirs. Un pour le stockage de capacité de 2500m³ qui est jumelé au réservoir de pointe existant de capacité de 300 m³. Deux réservoirs de transit de 300m³ chacun, qui seront connectés aux stations de pompage projetées (SR1 et SR2).

Le choix des pompes a été fait comme suite :

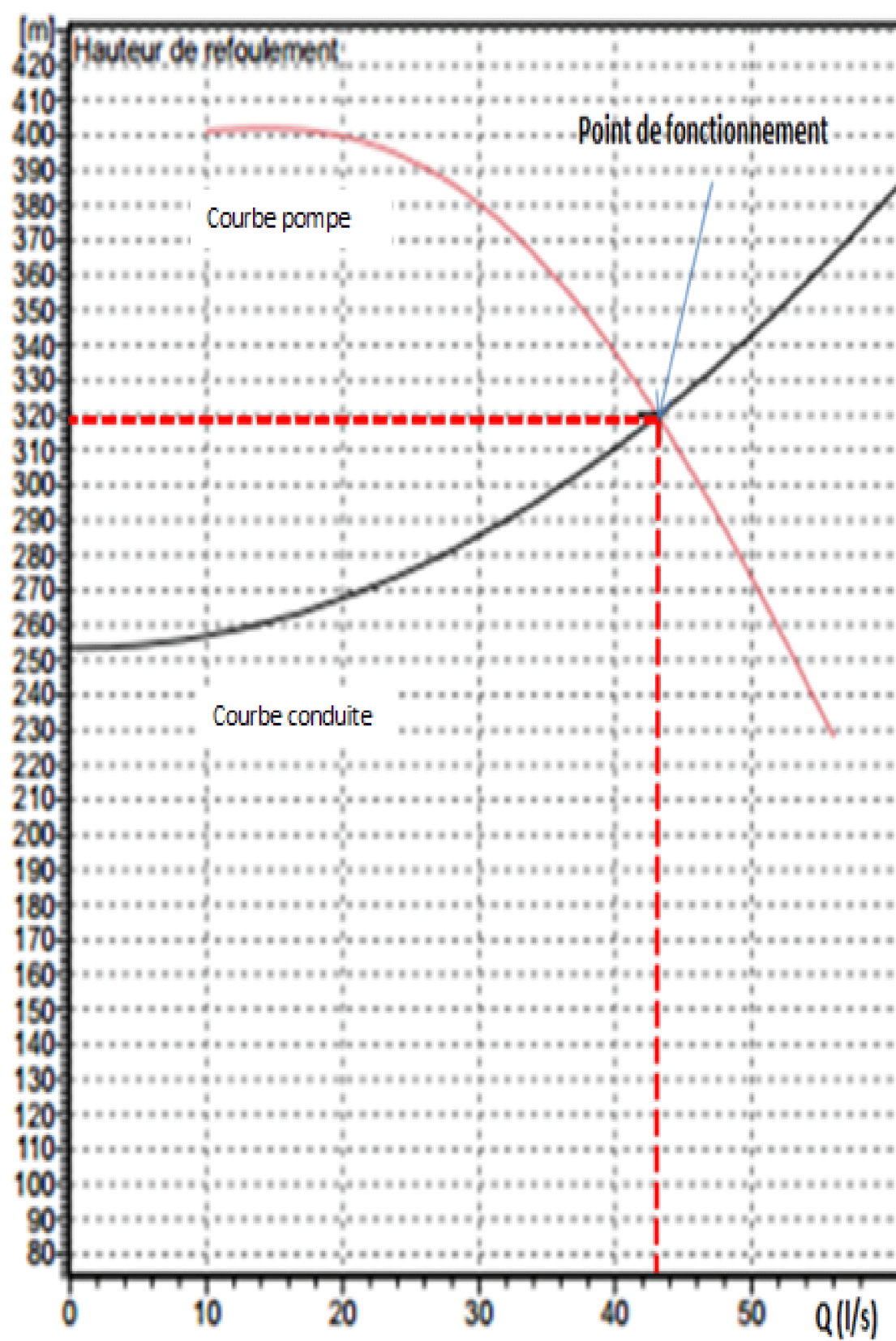
- Pour la SR1 : une seule pompe multicellulaire identiques de type PM100/5A, plus une pompe de secours pour relever un débit de 116,604 m³/h à une HMT = 298,56m.
- Pour la SR2 : seule pompe multicellulaire identiques de type PM100/2A, plus une pompe de secours pour relever un débit de 116.604m³/h à une HMT = 98,30m.
- Pour la SR3 : une seule pompe multicellulaire identiques de type PM100/3B, plus une pompe de secours pour relever un débit de 170,604 m³/h à une HMT = 256,46m.

Dans le but d'augmenter la durée de vie des conduites et d'assurer un bon fonctionnement, une protection de la conduite reliant la station de POMPAG (SP2) et (SP3) contre le coup de bélier, se fera à l'aide d'un réservoir d'air de volume de **1126 litres**.

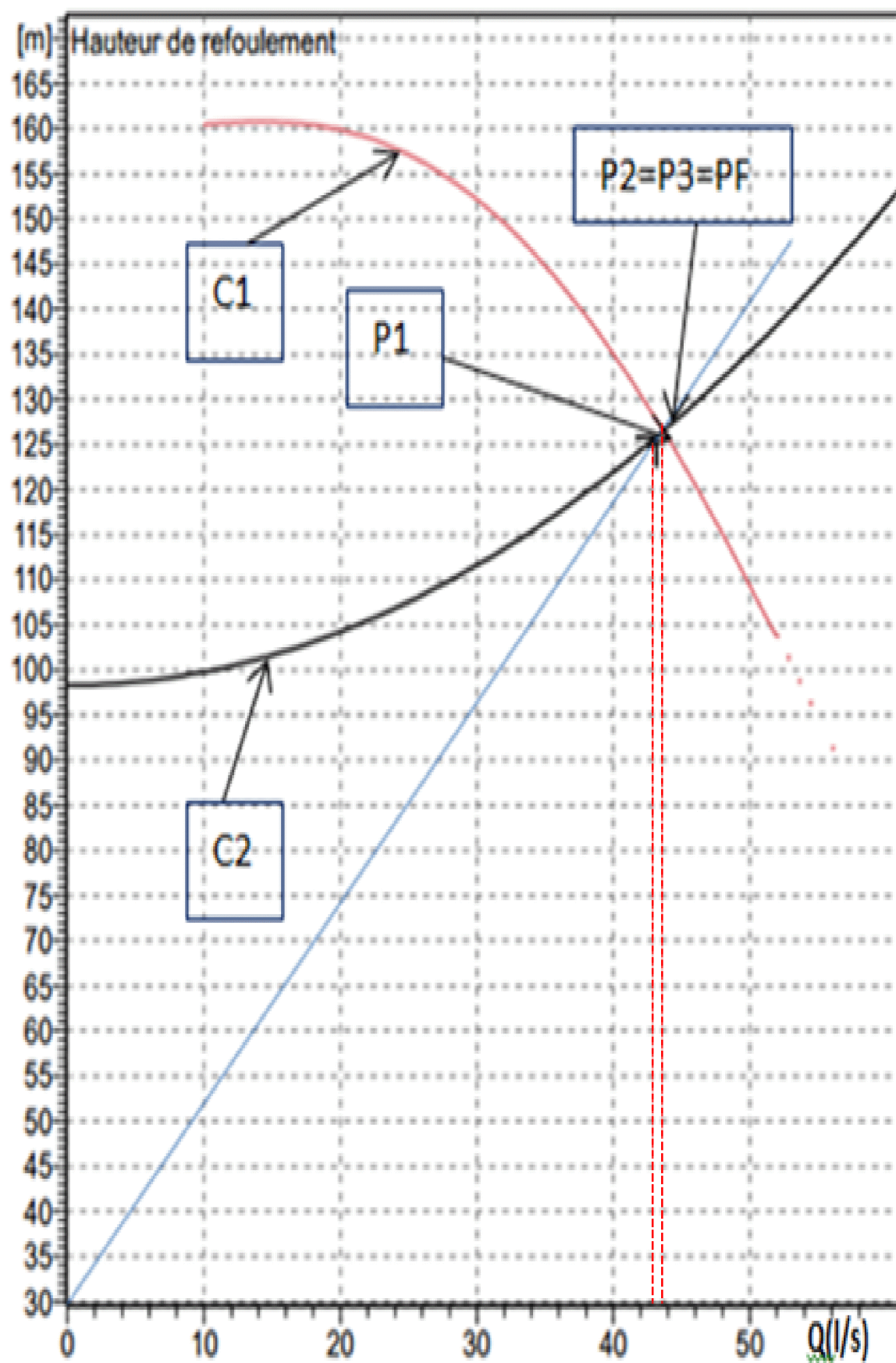
Enfin, nous espérons que ce modeste travail servira dans l'étude du système d'alimentation en eau potable de la commune d'Ait Bouaddou, et à ceux qui auraient à traiter des sujets similaires et leur sera utile pour mener au mieux leurs projets.

Annexes

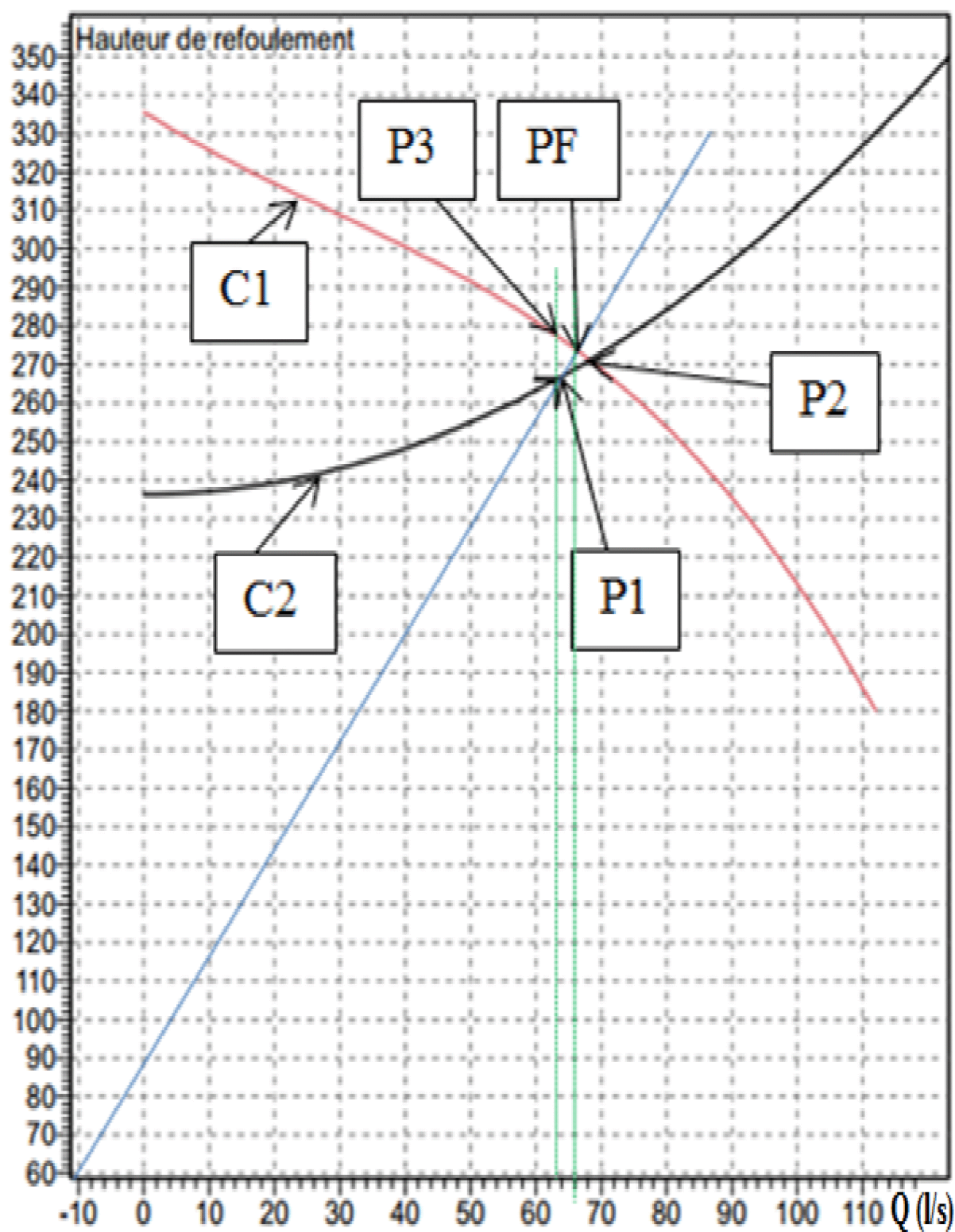
Annexe 1 :



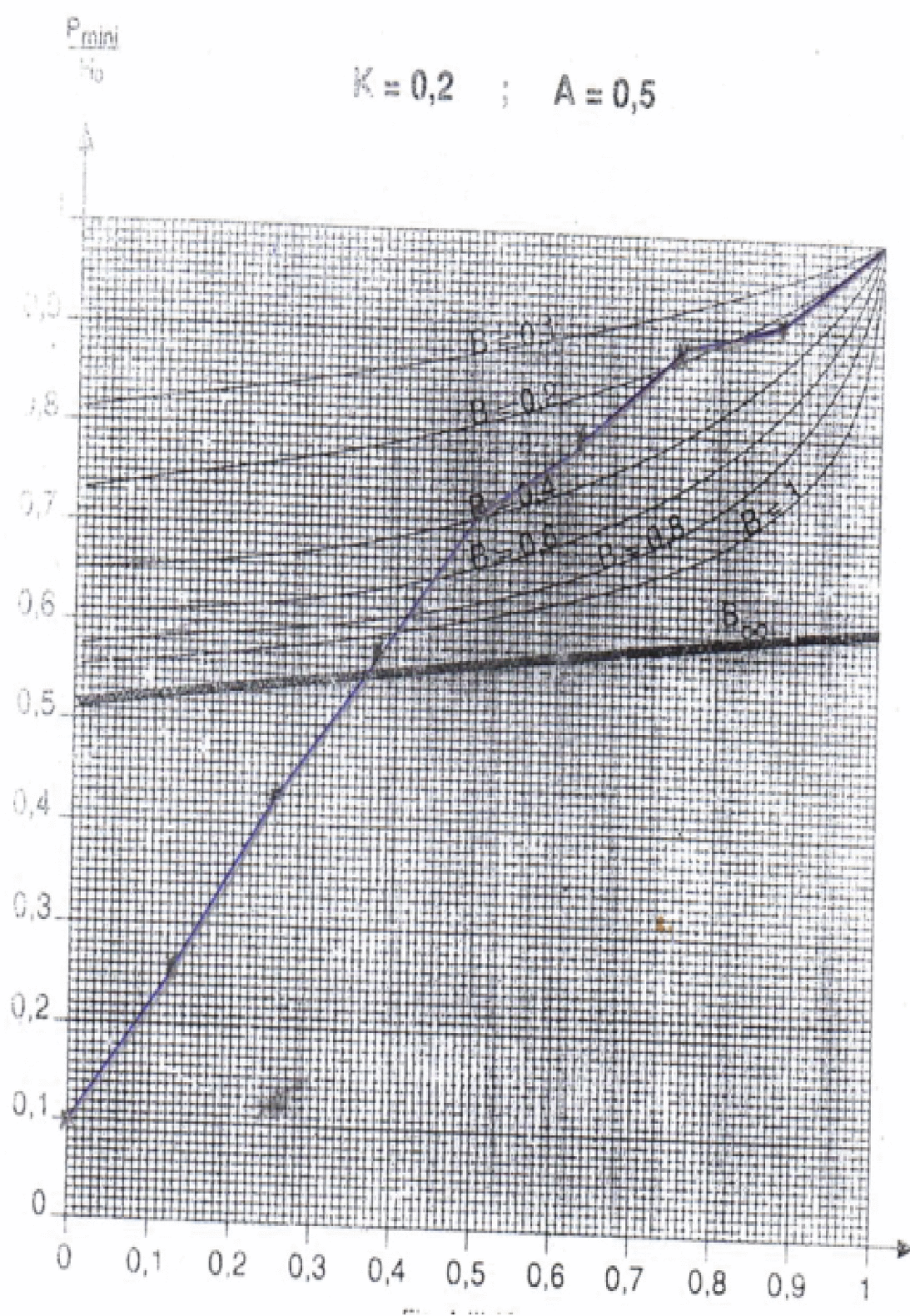
Annexe 2 :



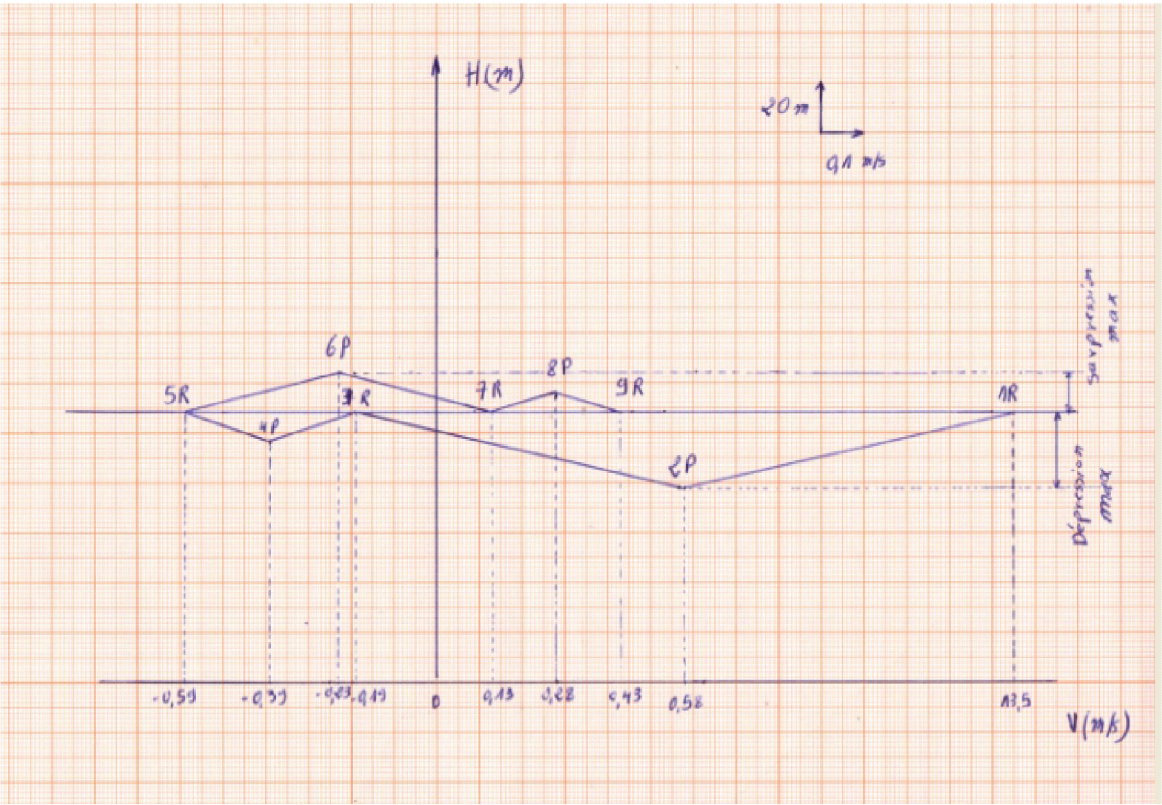
Annexe 3 :



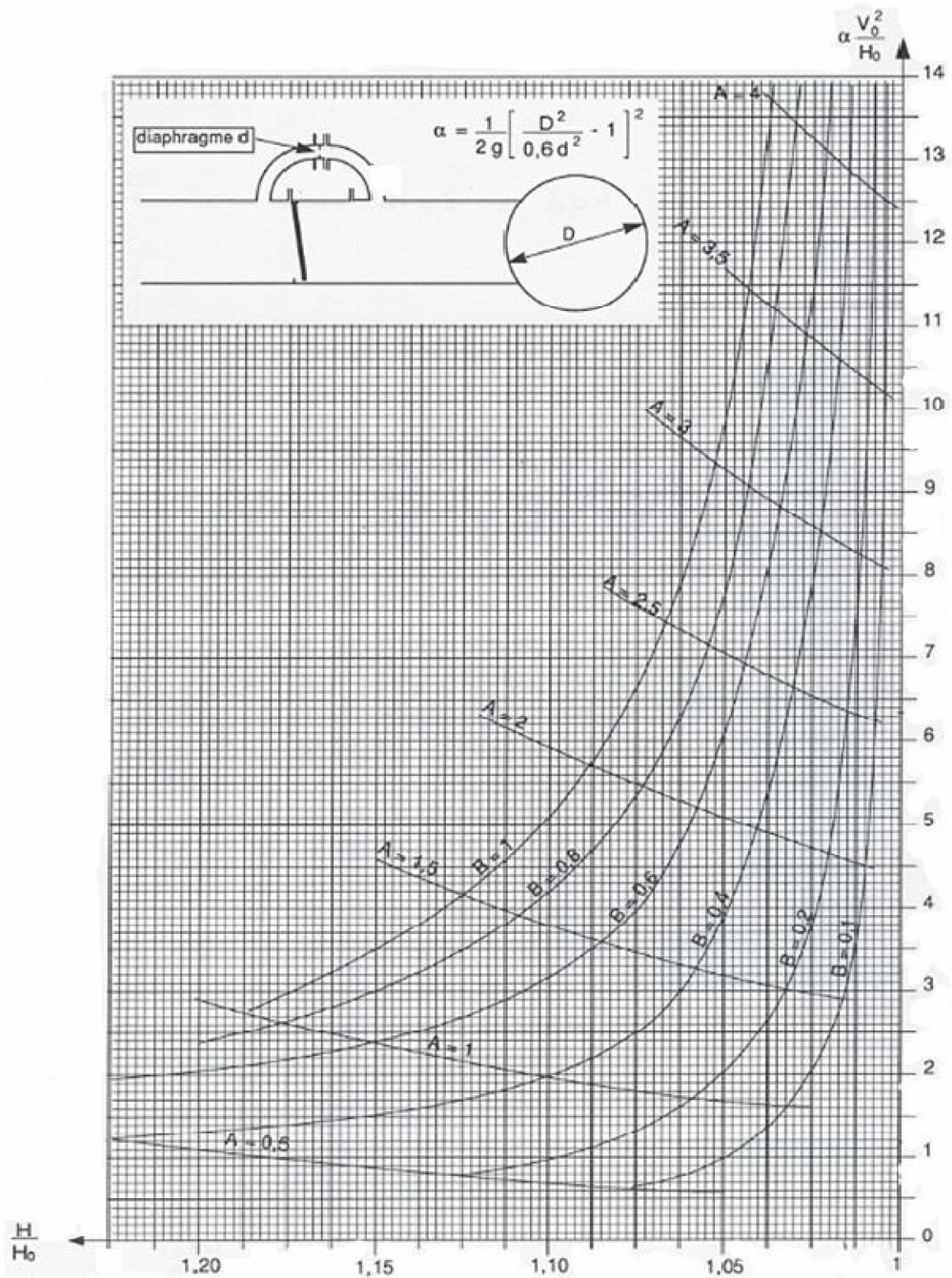
Annexe 4 :



Annexe 5 :



Annexe 6 :



Annexe 7:

Page 1
10:36:16

24/09/2014

```
*****
**
*
*           E P A N E T
*
*           Hydraulic and Water Quality
*
*           Analysis for Pipe Networks
*
*           Version 2.0
*
*****
**
```

Input File: reseau_add_modifieur_proj_03_finale.net

RESEAU AEP AIT BOUADDOU
SIMULATION DE LA NOUVELLE CHAÎNE DE RENFORCEMENT Y COMPRIS
L'EXISTANT

Link - Node Table:

```
-----
Link      Start      End      Length  Diameter
ID         Node       Node         m         mm
-----
PI1        BACTalabouadj  RVibadissen2      2500        60
PI3        BACArrachroucheRVighilbarmi(ai  3972.40      125
PI4        RVighilbarmi(aiRVibadissen      800        110
PI5        RVighilbarmi(aiRVaitamer      2500        90
PI6        RVighilbarmi(aiRVaitdjamaa      2500       200
PI9        RVteboudh      ND6      1393.99      110
PI14       RVaitamer      RVaitamar        10       110
PI2        RVibadissen2  RVibadissen        2        80
PI20       RV1            ND4      10.06       250
PI21       ND4            ND8        3.51       250
PI22       ND8            ND5        3.5        250
PI23       ND5            ND9        3.75       250
PI26       ND12           ND11       3.74       250
PI27       ND11           ND10       3.04       250
PI28       ND10           ND7        3.54       250
PI29       ND35           ND2      1618.44      250
PI30       ND2            ND3      1411.30      250
PI31       ND3            RV1      802.78       250
PI32       ND16           ND7        610       204.6
PI33       RVafaniche     ND16     593.51      204.6
PI34       RVafaniche     ND17        2.80       200
PI35       ND17           ND18        1.56       200
```


PI36	ND18	ND19	1.36	200
PI37	ND19	ND20	1.51	200
PI40	ND23	ND24	1.46	200
PI41	ND24	ND25	1.36	200
PI42	ND25	ND26	2.00	200
PI43	ND1	RVaitdjamaa	800	100
PI10	RVibadissen	ND14	100	90
PI15	RVibadissen2	ND45	100	90
PI16	RVaitamer	ND27	100	110
PI17	RVaitamar	ND28	100	110
PI18	RVaitdjamaa	nd46	100	200
PI47	BAC1	RV2	51.53	200
PI48	RV2	ND33	16.83	200
PI49	ND34	ND35	20.28	200

Page 2

RESEAU AEP AIT

BOUADDOU

Link - Node Table: (continued)

Link ID	Start Node	End Node	Length m	Diameter mm
PI50	ND33	46	20.36	200
PI25	ND15	RVighilbarmi(ai	1250	250
PI38	ND15	ND26	1250	250
PI39	ND6	RVafaniche	100	130.8
PI7	BACTeboudh	RVteboudh	20	160
PO2	ND5	ND12	#N/A	#N/A
Pump				
P' O2	ND9	ND11	#N/A	#N/A
Pump				
PO3	ND19	ND23	#N/A	#N/A
Pump				
P' O3	ND20	ND24	#N/A	#N/A
Pump				
PO1	ND33	ND34	#N/A	#N/A
Pump				
P' O1	46	ND35	#N/A	#N/A
Pump				
VA1	ND26	ND1	#N/A	100
Valve				

Energy Usage:

	Usage	Avg.	Kw-hr	Avg.	Peak
Cost	Factor	Effic.	/m3	Kw	Kw
Pump					
/day					
PO2	100.00	76.70	0.37	72.20	72.34
7190.84					

P'02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00					
PO3	100.00	76.10	0.94	221.93	244.18
22104.58					
P'03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00					
PO1	100.00	76.70	0.94	179.99	180.19
17927.11					
P'01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00					

Demand Charge:
 0.00

Total Cost:
 47222.53

Node Results at 8:00 Hrs:

Node ID	Demand LPS	Head m	Pressure m	Quality
ND2	0.00	680.10	153.10	0.00
ND3	0.00	674.10	105.10	0.00
ND4	0.00	670.64	2.64	0.00
ND5	0.00	670.61	2.61	0.00
ND7	0.00	774.26	106.26	0.00
ND8	0.00	670.63	2.63	0.00
ND9	0.00	670.61	2.61	0.00
ND10	0.00	774.27	106.27	0.00
ND11	0.00	774.29	106.29	0.00
ND12	0.00	774.30	106.30	0.00
ND16	0.00	767.11	78.11	0.00
ND17	0.00	760.04	1.04	0.00
ND18	0.00	759.97	0.97	0.00
ND19	0.00	759.91	0.91	0.00
ND20	0.00	759.91	0.91	0.00
ND23	0.00	1012.67	253.67	0.00
ND24	0.00	1012.61	253.61	0.00
ND25	0.00	1012.55	253.55	0.00

Page 21

RESEAU AEP AIT

BOUADDOU

Node Results at 8:00 Hrs: (continued)

Node ID	Demand LPS	Head m	Pressure m	Quality
ND26	0.00	1012.46	252.46	0.00
ND14	7.09	950.26	20.26	0.00
ND45	6.16	950.86	20.86	0.00
ND27	8.67	847.49	7.49	0.00

ND28	8.22	847.58	7.58	0.00	
nd46	48.65	889.94	9.94	0.00	
ND1	0.00	951.73	191.73	0.00	
ND33	0.00	423.14	4.14	0.00	
ND34	0.00	687.23	268.23	0.00	
ND35	0.00	686.97	267.97	0.00	
46	0.00	423.14	4.14	0.00	
ND15	0.00	1002.50	122.50	0.00	
ND6	0.00	760.87	0.87	0.00	
BACArrachrouche	-44.81	1660.00	0.00	0.00	Reservoir
BACtalabouadj	-2.37	1018.00	0.00	0.00	Reservoir
BACTeboudh	-12.79	784.00	0.00	0.00	Reservoir
BAC1	-53.33	424.00	0.00	0.00	Reservoir
RVibadissen	7.72	953.00	3.00	0.00	Tank
RVaitamer	-3.12	848.98	2.98	0.00	Tank
RVaitamar	-3.19	848.93	2.93	0.00	Tank
RVibadissen2	-2.06	952.97	2.97	0.00	Tank
RVafaniche	-7.65	760.16	0.16	0.00	Tank
RVaitdjamaa	51.67	891.00	4.00	0.00	Tank
RVteboudh	-0.02	783.90	3.90	0.00	Tank
RVighilbarmi(ai	-7.75	992.54	2.54	0.00	Tank
RV1	-1.08	670.69	1.69	0.00	Tank
RV2	0.00	423.35	3.35	0.00	Tank

Link Results at 8:00 Hrs:

Link ID	Flow LPS	Velocity m/s	Unit m/km	Headloss m/km	Status
PI1	2.37	0.84		26.01	Open
PI3	44.81	3.65		168.02	Open
PI4	16.54	1.74		49.43	Open
PI5	10.58	1.66		57.42	Open
PI6	100.33	3.19		40.62	Open
PI9	12.81	1.35		16.52	Open
PI14	5.03	0.53		5.45	Open
PI2	-1.73	0.34		12.61	Open
PI20	54.42	1.11		4.42	Open
PI21	54.42	1.11		4.41	Open
PI22	54.42	1.11		4.40	Open
PI23	0.00	0.00		0.00	Open
PI26	54.42	1.11		4.42	Open
PI27	54.42	1.11		4.41	Open

Page 22

RESEAU AEP AIT

BOUADDOU

Link Results at 8:00 Hrs: (continued)

Link ID	Flow LPS	Velocity m/s	Unit m/km	Headloss m/km	Status
PI28	54.42	1.11		4.41	Open

PI29	53.33	1.09	4.25	Open
PI30	53.33	1.09	4.25	Open
PI31	53.33	1.09	4.25	Open
PI32	-54.42	1.66	11.71	Open
PI33	-54.42	1.66	11.71	Open
PI34	74.88	2.38	44.06	Open
PI35	74.88	2.38	44.08	Open
PI36	74.88	2.38	44.05	Open
PI37	0.00	0.00	0.00	Open
PI40	74.88	2.38	44.09	Open
PI41	74.88	2.38	44.05	Open
PI42	74.88	2.38	44.05	Open
PI43	0.00	0.00	0.00	Closed
PI10	7.09	1.11	27.36	Open
PI15	6.16	0.97	21.12	Open
PI16	8.67	0.91	14.95	Open
PI17	8.22	0.86	13.54	Open
PI18	48.65	1.55	10.63	Open
PI47	53.33	1.70	12.60	Open
PI48	53.33	1.70	12.60	Open
PI49	53.33	1.70	12.60	Open
PI50	0.00	0.00	0.00	Open
PI25	74.88	1.53	7.97	Open
PI38	-74.88	1.53	7.97	Open
PI39	12.81	0.95	7.11	Open
PI7	12.79	0.64	4.95	Open
PO2	54.42	0.00	-103.69	Open Pump
P'O2	0.00	0.00	0.00	Closed Pump
PO3	74.88	0.00	-252.76	Open Pump
P'O3	0.00	0.00	0.00	Closed Pump
PO1	53.33	0.00	-264.09	Open Pump
P'O1	0.00	0.00	0.00	Closed Pump
VA1	0.00	0.00	0.00	Closed Valve

Références Bibliographiques

- ✂ **AOUDJIT et LAARBI Ali ,2005/2006.**Contribution au renforcement de la chaîne d’AEP des villages de la commune de Beni-Zmenzer (T-O).
- ✂ **Melle OUHADJ lamia et Melle ABERKANE kahina**, 2013/2014. Etude de renforcement de la chaine d'alimentation en eau potable de la commune d'ait toudert à partir des forages.
- ✂ **Mr BENALIA Nacer et Mr BACHIR Sofiane**, 2013/2014 Raccordement en eau potable de la commune de Bounouh à partir de barrage Koudiet Acerdoune
- ✂ **J.P.LABORD Edition** 2000, Éléments hydraulique générale.
- ✂ Alimentation en eau potable (adduction et distribution) par **CYRIL GEOMELLA** version 1 et version 2
- ✂ **Prof. JAKES BOUVIN** version 2005 Distribution _ Réseau d’adduction_ Réservoirs_ Réseau de distribution_ Equipements pompe_ petites centrales hydraulique.
- ✂ **l’Agence en charge de l’Environnement aux États Unis** (U.S. Environmental Protection Agency . EPA) .**EPANET 2 USER.S MANUAL**.EPA/600/R-00/057 September 2000
- ✂ **LENCASTRE A.** : Hydraulique générale, Editions Eyrolles (1996).
- ✂ **CARLIER M.** : *Hydraulique générale et appliquée*, Editions Eyrolles (1972).
- ✂ **AGHTM** : Les stations de pompage d’eau, Editions Tec et Doc (2000).
- ✂ **INSTITUT NATIONAL DE SANTE PUBLIQUE:** Rapport sur la surveillance de la qualité de l’eau potable en Algérie Année 2008.
- ✂ **GOMELLA C. & Cie:** " La distribution d'eau dans les agglomérations urbaines et rurales" Edition Eyrolles, 1974.
- ✂ **GOMELLA C. & Cie:** " La distribution d'eau dans les agglomérations urbaines et rurales" Edition Eyrolles, 1974.
- ✂ **Kéttab.A** : 2001, les ressources en eau en Algérie, stratégies, enjeux et vision, Elsevier science