

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane MIRA de Bejaia
Faculté de Technologie

Département D'HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN de cycle

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER
EN HYDRAULIQUE

Option : HYDRAULIQUE URBAINE

Thème

Alimentation en eau potable de la partie basse de la Ville d'Akbou (Adduction et distribution) wilaya de Bejaia

Présenté par :

M^{elle} SAIDI Lahna
M^{elle} ZEMMOUR Selma

Encadré par :

M^r BERREKSI, A
M^r HAMMOUCHE, A

Devant le jury :

President: M^r BELHOSINE, M

Examineur: M^r HAMCHAOUI, S

2013-2014

Remerciements

:

*Nous remercions **Dieu** le tout puissant, de nous avoir donné tout le courage et la patience pour mener ce travail à terme.*

On tient tout d'abord à exprimer notre profonde gratitude et un grand respect à notre promoteur M^r BERREKSI, Ali. pour la clarté de ses enseignements, son soutien indéfectible et sa patience à toute épreuve afin que cette thèse soit menée à bien.

On exprime une reconnaissance toute particulière et singulière à M^r HAMMOUCHE A/RAHMANE (notre Co -promoteur) pour ses conseils, sa disponibilité, son attention et son appui continu et fructueux, pour nous avoir orienté, on lui exprime gratitude et nos profonds respects.

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

De plus, nous remercions tous les enseignants du département d'hydraulique.

Nos remerciements vont également à :

- ✚ A nos familles et mes amis pour leur aide également.*
- ✚ A Mr. BELMEHDI, S. pour son accueil et sa contribution à bien maîtriser mon mémoire de fin d'étude et ses conseils dans le domaine du travail, ainsi que nous remercions toutes les personnes qui travaillent dans son bureau.*

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

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia
Faculté de Technologie
Département D'HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN de cycle

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER
EN HYDRAULIQUE

Option : HYDRAULIQUE URBAINE

Thème

Alimentation en eau potable de la partie basse de la Ville d'Akbou (Adduction et distribution) wilaya de Bejaia

Présenté par :

M^{elle} SAIDI Lahna
M^{elle} ZEMMOUR Selma

Encadré par :

M^r BERREKSI, A
M^r HAMMOUCHE, A

Devant le jury :

President: M^r BELHOSINE, M

Examineur: M^r HAMCHAOUI, S

2013-2014



Dédicaces

En signe de respect et de reconnaissance je dédie ce modeste Travail à :

Ma chère mère, qui a tend veiller sur moi et sur mon éducation, je lui dis sans toi je ne serai pas là, merci maman.

Mon cher père, celui qui m'a guidé tout au long de ma vie, qui ma tend soutenue et encourager, que dieu te protège et te garde pour nous.

Mes frères ; Farid et Mahdi.

Ma sœur Akri et son fiancé Labi.

Mon âme sœur Adel et toute ma belle famille.

Mes grand parents surtout yemma AZIZOU et mes oncles : Yousef, Amer, Mourad et toute leur famille.

Ami Abdel Kader et toute sa famille.

Tata Saliha, tata Zakia, djadjiga ,tata Halima, KHALTIE Malika et toutes leur familles.

Mon binôme et mon amie Lahna et toute sa famille Saidi.

A tous mes amis (es) sans exception : Malika, Sylvia, Fadila, Nadjet, Mourad, Yacine, Lynda, Soraya, Souad, Koko, Lynda, Lila, Hayat, Halima, Djidji, Bina, Biha, Nadia, Sabrina, Hadjer, Lydia, cirine, moussa, D104.

A toute la famille ZEMMOUR et AMMOURA et BOURICHE.

A toute la promo 2014

SELMA.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes deux âmes les plus chères au monde, ma mère et mon père que Dieu les protège pour moi.

A mes chers frères

Hocine, Farid, et Yacine.

A ma chère sœur

Zahia et son mari Farid et leur cher fils Yanis.

A mon binôme Selma.

A tout mes cousins, cousines et toute la famille

A tout mes amis (es).

Lahna

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation du site et estimation des besoins	
I.2. Présentation du site	3
I.2.1. Situation géographique	3
I.2.2. Géologie.....	4
I.2.3. Situation hydrographique.....	5
I.2.4. Ressources hydriques de la zone d'étude	5
I.2.5. Situation climatique	5
I.2.5.1. Température	5
I.2.5.2. La pluviométrie	6
I.2.5.3. Les vents	6
I.2.6. Relief.....	6
I.3. Estimation de la population	6
I.3.1. Evolution des besoins en eau de la population de la région d'étude	7
I.3.1.1. Dotation	7
I.4. Calcul des besoins.....	8
I.4.1. Besoins domestiques	8
I.4.2. Besoins scolaires	8
I.4.3. Besoins administratifs	8
I.4.4. Besoins sanitaires.....	9
I.4.5. Besoins socioculturels.....	9
I.4.6. Besoins touristiques	9
I.4.7. Besoins industriels	10
I.4.8. Besoins agricoles	10
I.5. Estimation de besoins en tenant compte des pertes	11
I.5.1. Les pertes	11
I.6. Variation de la consommation journalière	11
I.6.1. Consommation maximale journalière $Q_{\max,j}$	12
I.6.2. Consommation minimale journalière $Q_{\min,j}$	12
I.7. Variation de la consommation horaire	13

I.8. Conclusion	14
-----------------------	----

Chapitre II : Les réservoirs

II.1. Introduction	15
II.2. Fonctions et utilités des réservoirs.....	15
II.3. Exigences principales à satisfaire par les réservoirs.....	15
II.3.1. Durabilité.....	15
II.3.2. Etanchéité	15
II.3.3. Resistance	15
II.4. Choix du site d'implantation	15
II.5. Classification des réservoirs	16
II.6. Choix du type de réservoirs	17
II.7. Les équipements des réservoirs	17
II.7.1. Conduite d'adduction	17
II.7.2. Conduite de distribution	18
II.7.3. Conduite trop plein	18
II.7.4. Conduite de vidange	18
II.7.5. Conduite de by-pass	19
II.7.6. Matérialisation de la réserve d'incendie.....	19
II.7.6.1. Système à deux prises.....	19
II.7.6.2. Système à siphon	19
II.8. Capacité du réservoir.....	20
II.8.1. Détermination de la valeur de (P ⁰)	20
II.8.2. Méthode analytique	20
II.8.3. Méthode graphique.....	21
II.9. Dimensionnement des stations de reprises	21
II.10. Détermination de la capacité du réservoir	22
II.10.1. Calcul.....	22
II.11. Détermination de la capacité des stations de reprise	23
II.11.1. Station de reprise SR	23
II.12. Conclusion	24

Chapitre III : Adduction

III.1. Définition	25
III.2. Choix du tracé	25

III.3. Choix du type de conduite.....	25
III.4. Etude technico-économique	26
III.5. Calcul du diamètre économique.....	26
III.6. Calcul de la vitesse.....	26
III.7. Calcul des pertes de charge	27
III.7.1. Les pertes de charges linéaires.....	27
III.7.2. Les pertes de charge singulières.....	28
III.7.3. Les pertes de charge totales.....	28
III.7.4. Calcul de la hauteur manométrique totale.....	28
III.7.5. Puissance de pompage.....	29
III.7.6. Energie consommée par la pompe	29
III.7.7. Frais d'exploitation	29
III.7.8. Frais d'amortissement	29
III.7.9. Bilan des frais.....	30
III.8. Equipements de l'adduction	30
III.8.1. Robinets vannes	30
III.8.2. Vanne papillon	30
III.8.3. Vanne opercule.....	30
III.8.4. Ventouses	31
III.8.5. Vidanges.....	31
III.8.6. Clapets.....	32
III.9. Prix des conduites.....	32
III.10. Description du schéma d'adduction	32
III.11. Etude de l'adduction.....	33
III.11.1. Par gravité	33
III.11.2. Par refoulement	35
III.11.2.1. Choix de la gamme des diamètres.....	35
III.11.2.2. Calcul de HMT.....	35
III.11.2.3. Calcul les frais d'exploitations.....	35
III.11.2.4. Calcul des frais d'amortissement	36
III.11.2.5. Calcul du bilan	37
III.12. Tableau récapitulatif.....	37
III.13. Conclusion.....	37

Chapitre IV : Les pompes

IV.1. Définition	38
IV.2. Classification des pompes	38
IV.2.1. Les pompes volumétriques	38
IV.2.2. Les turbopompes	38
IV.3. Classification des pompes centrifuges	38
IV.4. Constitution d'une pompe centrifuge.....	39
IV.5. Choix du nombre des pompes	39
IV.5.1. Couplage en série	40
IV.5.2. Couplage en parallèle.....	40
IV.6. Choix de la pompe	40
IV.7. Les courbes caractéristiques d'une pompe.....	40
IV.7.1. La courbe hauteur-débit $\{H=f(Q)\}$	40
IV.7.2. La courbe du rendement-débit $\{\eta=f(Q)\}$	40
IV.7.3. La courbe des puissances absorbées-débit $\{Pa=f(Q)\}$	40
IV.8. Caractéristique de la conduite	41
IV.9. Puissance absorbée (P_a)	41
IV.10. Hauteur manométrique totale (HMT)	42
IV.11. Le point de fonctionnement de la pompe.....	42
IV.11.1. Réduction où augmentation du temps de pompage	43
IV.11.2. Rognage de la roue.....	43
IV.11.3. Variation de la vitesse de rotation.....	44
IV.11.4. Régulation par étouffement (Le vannage)	44
IV.12. Etude de la cavitation	45
VI.13. Types de la pompe à adopter pour la chaîne de refoulement (SR – R1000m ³)....	46
IV.13. Conclusion	49

Chapitre V : Protection contre le coup de bélier

V.1. Définition.....	50
V.2. Causes du phénomène	50
V.3. Analyse physique du phénomène	50
V.4. Moyens de protection contre le coup de bélier.....	51
V.5. Dispositifs anti-bélier	51
V.5.1. Loi d'ouverture ou de fermeture des vannes.....	51
V.5.2. Volants d'inertie	51
V.5.3. Cheminée d'équilibre	52

V.5.4. Soupapes de décharge	52
V.5.5. Ventouses (reniflards)	53
V.5.6. Réservoir à air comprimé	53
V.6. Etude du coup de bélier	54
V.7. Calcul du coup de bélier	56
V.7.1. Calcul des valeurs du coup de bélier des tronçons	56
V.7.2. Calcul d'un réservoir d'air	56
V.7.3. Méthode de calcul (méthode de Bergeron)	56
V.8. Application du calcul pour les tronçons	60
V.8.1. Tronçon SR-R ₁₀₀₀ m ³	60
V.9. Conclusion	63

Chapitre VI : Réseau de distribution

VI.1. Introduction	64
VI.2. Topologie des réseaux de distribution	64
VI.3. Choix du tracé	65
VI.4. Choix des conduites de distribution	65
VI.5. Equipements et accessoires du réseau	65
VI.5.1. Les canalisations	65
VI.5.2. Organes accessoires	65
VI.6. Calcul hydraulique du réseau de distribution	66
VI.6.1. Détermination du débit de pointe	66
VI.6.1.1. Première méthode	66
VI.6.1.2 Deuxième méthode	67
VI.7. Présentation du logiciel Epanet	68
VI.8. Etude de la distribution	69
VI.8.1. Détermination des débits spécifique et des débits aux tronçons	69
VI.8.2. Simulation du réseau	70
VI.8.3. Etat du réseau après la simulation	70
VI.8.4. Etat des nœuds du réseau après simulation	70
VI.8.5. Etat des arcs du réseau après la simulation	72
VI.8. Conclusion	73
Conclusion générale	74

Liste des symboles

- A*** : Amortissement annuelle.
a : Célérité de l'onde (m/s).
B : La valeur du coup de bélier (m).
B_L : Bilan en (DA).
C : Coefficient de perte de charge.
CTN : Côte Terrain Naturel en (m).
CTP : Côte Trop Plein en (m).
D : Diamètre de la conduite (m).
D' : Diamètre de la tubulure.
d' : Diamètre de la veine contractée
E : Energie consommée par la pompe (KWh).
e' : Prix d'un KWh (DA).
F_{exp} : Frais d'exploitation (DA).
F_{amort} : Frais d'amortissement (DA).
g : Accélération de la pesanteur ($g = 9,81\text{m/s}^2$).
H : Hauteur d'eau utile (m).
H_a : Hauteur géométrique d'aspiration.
H_d : Hauteur d'eau disponible (m).
H_{inc} : Hauteur d'incendie (m).
H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m).
H_g : Hauteur géométrique.
H_r : Hauteur géométrique de refoulement.
H₀ : Pression absolue de la conduite.
h : Perte de charge engendrée par vannage en (m).
h_v : Tension de vapeur d'eau pompée en (m).
i : Taux d'intérêt annuel (annuité).
Ja : Perte de charge d'aspiration.
J_l : Pertes de charge linéaires (m).
J_r : Perte de charge de refoulement.
J_s : Perte de charge singulière (m).
J_T : Perte de charge totale (m).
K : Coefficient de rugosité.
K_{max,j} : Coefficient d'irrégularité maximale.
K_{min,j} : Coefficient d'irrégularité journalière minimale.
K_{max,h} : Coefficient de variation de consommation maximum horaire.
K_{min,h} : Coefficient de variation de consommation minimum horaire.
L : Longueur de la conduite (m).
L' : Longueur du tronçon.
m : Coefficient de rognage.
N_j : Nombre de consommateurs.
N_(hab/tr) : Nombre d'habitants par tronçon.
n : Nombre d'années pour laquelle la croissance est géométrique
n' : Nombre d'années d'amortissement.
NPSH_d : Charge nette disponible d'aspiration, calculé par l'utilisateur.
NPSH_r : Charge requise à l'aspiration fournit par le constructeur.
P : Puissance absorbée par la pompe (KW).
Pu : Prix du mètre linéaire de la conduite (DA/ml).

- $P\%$: Résidu maximal dans le réservoir (%).
 P_0 : Population actuelle.
 Q : Débit transitant dans la conduite en (m^3/s).
 Q_{aval} : Débit à l'aval de chaque tronçon.
 $Q_{max,j}$: Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année.
 $Q_{min,j}$: Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année.
 $Q_{moy,j}$ = Consommation moyenne journalière en [m^3/j].
 Q_P : Débit de pointe en (l/s).
 Q_r : Débit en route.
 Q_S : Débit spécifique en (l/s/hab).
 Q_{tr} : Débit au tronçon en (l/s).
 q : Dotation moyenne journalière en [$l/j. hab$].
 R : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m).
 RQ^2 : Valeur de la perte de charge au point considère (m).
 R_e : Nombre de Reynolds.
 r : Pourcentage de rognage.
 S : Section du réservoir (m^2).
 S' : Section de la conduite en (m^2).
 T' : Taux de croissance ($T=1,7\%$).
 T : Temps de pompage (h).
 U : Volume nouveau de l'air.
 U_0 : Volume d'air initial,
 V : Vitesse d'écoulement dans la conduite en (m/s).
 V_f : Vitesse final choisie.
 V_{inc} : Volume incendie $120 m^3$.
 V_m : Moyenne arithmétique de la vitesse finale.
 V_{max} : Volume maximal de stockage (m^3).
 V_t : Volume totale du réservoir.
 V_0 : Vitesse d'écoulement (m/s).
 V_1 = Vitesse dans la tuyère.
 V_2 : Vitesse de l'eau dans la tuyère.
 Z : Pression dans le réservoir d'air.
 Z_0 : Pression absolue,
 α_{max} : Coefficient tenant compte du confort et des équipements de l'agglomération.
 β_{max} : Coefficient donné par un tableau en fonction du nombre d'habitants.
 ν : Viscosité cinématique de l'eau.
 η : Rendement de la pompe (%).
 λ : Coefficient de pertes de charge.
 δ_0 : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal.

Liste des Figures

Figure (I.1) : Localisation de la région d'étude.....	3
Figure (II.1) : Emplacement d'un réservoir.....	16
Figure (II.2) : Schéma général d'un réservoir.....	17
Figure (II.3) : Adduction avec chute libre.....	17
Figure (II.4) : Adduction noyée.....	17
Figure (II.5) : Emplacement de la conduite de distribution.....	18
Figure (II.6) : Conduite de trop plein et de vidange.....	18
Figure (II.7) : Système de by- pass	19
Figure (II.8) : Système à deux prises.....	19
Figure (II.9) : Système à siphon.....	20
Figure (III.1) : Vanne papillon automatisée.....	30
Figure (III.2) : Vanne opercule.....	31
Figure (III.3) : Ventouse automatique.....	31
Figure (III.4) : Schéma d'adduction.....	33
Figure (IV.1) : Pompe à volute et diffuseur.....	39
Figure (IV.2) : La Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	41
Figure (IV.3) : Point de fonctionnement d'une pompe.....	42
Figure (IV.4) : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré.....	44
Figure (IV.5) : Courbe caractéristiques de la pompe.....	47
Figure (V.1) : Cheminée d'équilibre.....	52
Figure (V.2) : Soupape de décharge.....	53
Figure (V.3) : Réservoir d'air.....	54
Figure (V.4) : L'eau du réservoir se dirige vers la conduite.....	58
Figure (V.5) : L'eau de la conduite revient dans le réservoir.....	58
Figure (V.6) : Epure de BERGERON pour le tronçon SR1-R1000 m ³	61
Figure (V.7) : Variation de la pression absolue en fonction du temps.....	62
Figure (V.8) : Rapport des pressions en régime permanent et transitoire.....	63
Figure (VI.1) : Environnement de travail sur Epanet.....	68
Figure (VI.2) : Résultat de la simulation.....	70

.Liste des Tableaux

Tableau (I.1) : Les sources hydriques de la zone d'étude.....	5
Tableau (I.2) : Température moyenne en C°	5
Tableau (I.3) : Répartition mensuelle des pluies et leur fréquence journalière.....	6
Tableau (I.4): Evaluation de la population à différents horizons.....	7
Tableau (I.5): Equipements existants.....	7
Tableau (I.6): Détermination des besoins domestiques.....	8
Tableau (I.7): Détermination des besoins scolaire.....	8
Tableau (I.8): Détermination des besoins administratifs.....	9
Tableau (I.9): Détermination des besoins sanitaires.....	9
Tableau (I.10): Détermination des besoins socioculturels.....	9
Tableau (I.11): Détermination des besoins touristiques.....	10
Tableau (I.12): Détermination des besoins industriels.....	10
Tableau (I.13) : Détermination des besoins agricoles.....	10
Tableau (I.14): Récapitulatif des différents besoins.....	10
Tableau (I.15): Récapitulatif des besoins en eau tenant compte des pertes.....	11
Tableau (I.16): Débit maximal et minimal journalier.....	12
Tableau (I.17): Variation des valeurs de β_{max}	13
Tableau (II.1) : Dimensionnement du réservoir.....	22
Tableau (II.2) : Dimensionnement de la station de reprise SR.....	23
Tableau (III.1): Prix de revient des conduites.....	32
Tableau (III.2) : Calcul des pertes de charge totales.....	34
Tableau (III. 3) : Caractéristiques de la conduite SR-R1000 m ³	35
Tableau (III.4) : Calcul de HMT.....	36
Tableau (III.5) : Calcul des frais d'exploitations.....	36
Tableau (III.6) : Calcul des frais d'amortissement.....	37
Tableau (III.7) : Calcul des calculs du bilan.....	37
Tableau (III.8) : Récapitulatif des différents tançons.....	37
Tableau (IV.1): Tensions de vapeur de l'eau en fonction de la température.....	46
Tableau (IV.2): Les caractéristiques du tronçon SR-R1000 m ³	46
Tableau(IV.3) : Les caractéristiques de la pompe choisie.....	46
Tableau (V.1) : Calcul de la valeur maximal du coup de bélier.....	56
Tableau (V.2) : Calcul du réservoir d'air du tronçon SR-R1000 m ³	61
Tableau (VI.1): Fonctions des raccords.....	66
Tableau (VI.2) : Détermination des débits.....	69
Tableau (VI.3) : Etat des nœuds du réseau après simulation à l'heure de pointe.....	71
Tableau (VI.4) : Etat des Arcs du réseau à l'heure de pointe.....	72

Introduction générale

Introduction générale

L'eau sur terre c'est la vie, c'est un bien commun à toutes les populations, mais aussi, c'est le devoir de chacun de protéger et de veiller à une utilisation plus rationnelle de cette ressource dans l'intérêt de tout le monde.

A cet égard, rien de plus simple et de plus habituel que d'ouvrir un robinet pour avoir de l'eau. Pourtant, on ne pense pas toujours que derrière ce geste banal, se cache la mise en œuvre de moyens et technologies complexes.

Dans le domaine de l'hydraulique, diverses techniques urbaines se proposent entre l'alimentation en eau potable et l'assainissement.

Par ailleurs, l'alimentation en eau potable est une technique qui consiste au transport de l'eau à un débit généralement constant depuis le prélèvement dans le milieu naturel, jusqu'au robinet de l'abonné.

A cet effet, et pour remédier aux insuffisances en eau potable, on a recours à la mobilisation, en construisant des ouvrages hydrauliques, à savoir les barrages.

Dans cette optique, la wilaya de Bejaia a bénéficié d'un important projet de réalisation des aménagements hydrauliques, parmi lesquels celui du barrage TICHY-HAF qui est destiné à l'approvisionnement et au transfert de ces eaux traitées, vers les 23 communes situées dans le couloir Akbou-Bejaia d'une part, et l'irrigation d'une autre part.

Dans ce contexte s'inscrit le présent projet de fin de cycle qui vise à étudier l'alimentation en eau potable de la commune d'Akbou sur un horizon projet de 25 ans, adduction et distribution de la partie basse d'Akbou, donc nous devons réfléchir à des solutions et des stratégies pour assurer la consommation d'eau journalière nécessaire à tous les consommateurs, pour cela cette étude comporte différentes étapes :

Une présentation globale du site, dans laquelle on trouve les données de base, la climatographie et bien d'autres caractéristiques, et la détermination des besoins en eaux

nécessaires afin de satisfaire la population à l'horizon projeté, sera traitée dans le premier chapitre.

Dans le second chapitre, on passera au calcul des ouvrages de stockage pour mieux harmoniser entre les demandes en eau et la population.

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

Par la suite, le choix des pompes adéquates qui devront répondre aux exigences du projet, sera le but du quatrième chapitre.

Par ailleurs, le cinquième chapitre aura pour objectif de traiter un point extrêmement important dans l'étude du projet d'alimentation en eau potable, en l'occurrence, le phénomène transitoire très dangereux du coup de bélier.

Un sixième chapitre sera consacré à la fin de ce modeste mémoire à l'étude et dimensionnement du réseau de la distribution.

On terminera finalement par une conclusion générale.

CHAPITRE I

Présentation de site et estimation des besoins

I.1. Introduction

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet et les besoins en eau qui varient en fonction des types de consommateurs (domestique, sanitaire,...etc.). Avant tout projet, il est nécessaire de procéder au recensement et ainsi d'avoir leurs normes de consommation unitaire, dans le but d'estimer les besoins de la population à long terme.

I.2. Présentation du site

I.2.1. Situation géographique

La commune d'Akbou est incluse dans la vallée de la Soummam. Elle est située dans le Nord-Ouest de la wilaya de Bejaïa, à environ 70 km du chef lieu de la wilaya. D'une superficie de 52.18 Km², elle s'étend sur 15 Km d'Est en Ouest, et sur 1,5 Km à 6,5 Km du Nord au Sud. L'agglomération à étudier est située à l'Est de la commune d'Akbou, limitée par [1] :

- Au Nord, Faubourg Ifrène.
- Au Sud, Oued illoula.
- A l'Est, gazoduc et oléoduc.
- A l'Ouest, la RN 26.

Le chef lieu de la commune d'Akbou est situé au Sud-Ouest de la wilaya de Bejaïa à 70 Km de cette dernière et à 200 Km de la capitale (Alger), limité comme suit :

- Au Nord : Par la commune de Chellata.
- Au Sud : Par les communes d'Ait rzine et Amalou.
- A l'Est : Par la commune d'Ouzellaguen.
- A l'Ouest : Par les communes d'Ighrem et Tazmalt.

Une localisation de la région d'étude à partir de Google Earth est illustrée dans la figure (I.1) ci-dessous:



Figure (I.1) : Localisation de la région d'étude

I.2.2. Géologie

La zone à étudier est caractérisée par quatre grands ensembles géologiques majeurs [2]:

- a) Au Sud, les Babors d'Akbou et la chaîne des Bibans sont constitués essentiellement par :
 - Les formations calcaires du jurassique, dessinant des crêtes saillantes dans le paysage, à l'image du Berchiche-Ich Ouhouli-Anechar à la limite méridionale et de l'Adrar Soummam- Azrou N'tghermine-Ouchetoug en bordure immédiate de la vallée.
 - Les pelites et les marnes du crétacé inférieur dessinant une succession infinie et monotone des ravins profondément burinés et de coteaux nettement surélevés. La puissance démesurée des séries pelitiques et marneuses qui dépassent 300 m fait qu'elles recouvrent la quasi-totalité
 - Nat Abbas, Imahfoudhen, Bouhamza et At Aidel.

- b) La plaine alluviale et les bordures immédiates sont constitués par des formations géologiques continentales grossières d'âges récents, ce sont :
 - Les grès grossiers à alternance d'argile du numidien.
 - Les formations conglomératiques et les marnes gréseuses du Miocène de la Soummam.
 - Les alluvions anciennes des hautes terrasses et des cônes de déjection ancienne de l'Oued Soummam et de ces principaux affluents.
 - Les alluvions récentes des terrasses inondables du lit majeur de l'Oued Soummam et les cônes de déjection fonctionnels des principaux affluents.

- c) Les formations des flysch, du versant nord, forment un empilement complexe et indéchiffrable d'unités d'allochtones. Elles sont constitués essentiellement par des alternances répétées de couches pelitiques et quartzieuses, en bancs d'épaisseurs centimétriques à décimétriques. Elles présentent des faciès spécifiques qui les caractérisent en quatre grandes familles :
 - La première famille rassemble les séries à faciès telliens.
 - La deuxième famille comprend les flysch crétacés à affinités clairement externes.
 - La troisième famille est représentée par le flysch d'Akbou par ses couleurs, l'existence de niveaux détritiques d'âge tertiaire, à matériel schisteux, la présence dominante de galets calcaires ou gréseux provenant de la chaîne calcaire, montrent clairement que ce flysch n'a pas la même origine paléogéographique que ceux de la famille précédente.
 - La quatrième famille s'apparente au flysch Mauritanien ; elle contient un épais flysch gréseux crétacé inférieur. Le matériel remanié dans les flysch de cette famille est souvent grossier ; blocs des klippe sédimentaires et s'observent en place dans la chaîne calcaire.

- d) Les formations de la dorsale kabyle d'Azrou Nat Ziki et Soummam sont constituées par :
 - Les calcaires massifs et les calcaires à silex du LIAS inférieur et moyen.
 - Les marnes et marno calcaires du crétacé inférieur au Paléocènes.
 - Les calcaires massifs à nummulites du Paléocène à Lutétien inférieur. Des lambeaux de gré rouge du Permotrias recouvrent localement les calcaires à nummulites.

I.2.3. Situation hydrographique

Le réseau hydrographique de la commune d'Akbou participe à l'alimentation de la nappe aquifère de la région. L'Oued sahel semble alimenter la nappe de sa confluence avec l'Oued Milikeche jusqu'à l'Oued Illoula.

I.2.4. Ressources hydriques de la zone d'étude

Les ressources de la zone d'étude sont données dans le tableau (I.1) ci-dessous :

Tableau (I.1) : Les sources hydriques de la zone d'étude

FORAGES	DN FORAGE (mm)	Débit mobilisé (l/s)	Débit d'exploité (l/s)	Niveau statique (m)	Niveau dynamique (m)	Année	Observation
N04 BOUZEROUAL	340	50	27	13.04	17.39	1986	Ecrasement à 49 m
N02 BOUZEROUAL	340	50	35			1990	
N06 BOUZEROUAL	340	44	35	12.9	20.61	1994	
N05 BOUZEROUAL	340	44	20	12.4	25.81	1994	Endommagé à environ 40 m
N07 BOUZEROUAL	340	60				2007	Non exploité
OPOD AKBOU	350		2	28.3		2005	

I.2.5. Situation climatique

Le climat de la région est caractérisé par deux saisons [2] :

- Une saison chaude allant du mois de Mai au mois d'Octobre.
- Une saison froide nettement plus longue, allant du mois d'Octobre au mois d'Avril.

I.2.5.1. Température

La température est un élément majeur dans les phénomènes de concentration et d'évaporation de l'eau, et constitue un terme essentiel dans la définition du déficit d'écoulement [2].

Les données de la température sont regroupées dans le tableau (I.2) ci-dessous :

Tableau (I.2) : Température moyenne en C°

TEMPERATURE / PERIODE	ETE	HIVER
T° moyenne maximales	38° C	12° C
T° moyenne minimales	22° C	04° C
T° moyennes	30° C	08° C

I.2.5.2. La pluviométrie

Une observation plus détaillée des précipitations, à partir des données SELTZER, montre que les rapports moyens annuels sont appréciables, mais leur répartition, saisonnière et mensuelle, varie sensiblement entre les saisons et d'un mois à l'autre [3].

Le tableau (I.3) ci-dessous représente les répartitions mensuelles des pluies et leur fréquence journalière.

Tableau (I.3) : Répartition mensuelle des pluies et leur fréquence journalière

Station	Unité	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avar	Mai	Juin	Jt	Aout	Sep	AN
Akbou	mm	36	57	77	81	63	55	37	39	14	4	7	28	498

D'une manière générale, la distribution mensuelle des pluies divise l'année en deux périodes distinctes :

- Période humide, qui s'étend d'Octobre à Mars.
- Une période moins arrosée, qui s'étale d'Avril à Septembre et qui enregistre trois (03) mois particulièrement secs (Juin, Juillet et Aout).

I.2.5.3. Les vents

Les directions des vents dominants sont : Ouest et Sud-Ouest, Est et Nord-Est avec une vitesse comprise entre 5 et 10 m/s. Ils sont implorants en hiver avec une vitesse supérieure à 16 m/s. Tous les vents dominants en hivers proviennent du côté Est Nord Est, à la limite de la commune d'Ouzellaguen et celle de Chellata. Ces vents sont violents et causes des dégâts importants [2].

I.2.6. Relief

La localité de Guendouza présente un relief non accidenté à part le piton (montagne) car les terrains sont d'une étendue importante et de faible pente dans la majeure partie de la superficie à étudier (superficie = 224 ha).

L'altitude varie entre 221 et 190 m (selon les courbes de niveau) [2].

I.3. Estimation de la population

L'estimation de la population en situation future, consistera à prendre en compte l'évolution de la population à long terme.

Pour un taux d'accroissement défini, la loi d'évolution de la population d'une agglomération est donnée par la formule des intérêts composés suivante :

$$P = P_0 * (1+T)^n \quad (I.1)$$

Avec :

- P : Population pour l'horizon considéré.
- P_0 : Population de l'année de référence.
- T : Taux de croissance ($T=1,7\%$).

- **n**: Nombre d'années pour laquelle la croissance est géométrique, séparant l'année de base de l'année d'horizon.

Le taux d'accroissement de la population de la région d'étude est de **1.7 %** selon la subdivision d'Hydraulique [4].

L'estimation de la population, pour les différents horizons, est basée sur le dernier recensement effectué par les services de la wilaya de Bejaia (RGPH 2008) [4].

Les résultats de calcul de la population pour différents horizons sont regroupés dans le tableau (I.4) ci-dessous :

Tableau (I.4): Evaluation de la population à différents horizons [4]

zone	Nombre d'habitants 2008	Nombre d'habitants 2014	Nombre d'habitants 2039
Guendouza	9362	10358	15788
Totale	9362	10358	15788

I.3.1. Evolution des besoins en eau de la population de la région d'étude

Les besoins en eau de la population sont évalués suivant une dotation journalière par habitant pour les différents horizons.

I.3.1.1. Dotation

La dotation ou la norme de consommation est définie comme étant la quantité quotidienne d'eau que doit utiliser l'être humain dans ses différents besoins, à savoir le débit de boisson, la douche, le ménage,... etc. Cette norme est liée au niveau de vie de la population.

Vu le niveau de vie, les habitudes sanitaires des gens, hygiénique et son évolution future, il est préconisé qu'une dotation de 200 l/j/hab sera suffisante pour satisfaire les besoins en eau de toute la région d'étude. Les équipements qui existent dans la zone d'étude sont regroupés dans le tableau (I.5) ci-dessous [4] :

Tableau (I.5): Equipements existants

Zone	Secteur	Equipements
Guendouza	Scolaire	1 Ecole primaire, 1 Lycée, 1 Technicom, 1 Ecole privé (iris), 1 Ecole de formation tourisme et hôtellerie, 1 Institut Univers
	Sanitaire	1 Salle de soin
	Socioculturel	1 Stade, 2 Mosquée, 1 Ecole Coranique, 1 Maison de jeune, 1 Office parc omnisport
	Administratif	1 Poste, 1 Gare, 1 Banque, 1 Agence SAA
	Tourisme	1 Hôtel
	Industriel	1 Usinage et maintenance Industrielle, 1 Sureté urbaine, 1 Parc Communale
	Agricole	1 Etablissement agricole collectif (poulailler)

I.4. Calcul des besoins

Les besoins en eau de la population sont obtenus en multipliant le nombre d'habitants par la dotation de chaque zone. Elle est donnée par la formule ci après

$$Q_{moy,j} = \sum (q * N_i / 1000) \quad (I.2)$$

Où :

- $Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière en (m^3/j).
- q : Dotation moyenne journalière en ($l/j/hab$).
- N_i : Nombre de consommateurs.

I.4.1. Besoins domestiques

Les besoins domestiques sont représentés dans le tableau (I.6) suivant :

Tableau (I.6): Détermination des besoins domestiques

ZONE	Population		Dotation	Besoins (m^3/j)		Besoins (l/s)	
	2014	2039		2014	2039	2014	2039
Guendouza	10358	15788	200	2071,6	3157,6	23,977	36,546
Totale				2071,6	3157,6	23,977	36,546

I.4.2. Besoins scolaires

Avec une dotation de 30 l/élève/j, les besoins scolaires sont donnés dans le tableau (I.7) suivant :

Tableau (I.7): Détermination des besoins scolaire

Type d'équipement	Effectifs	Dotation (l/J/élève)	Besoin (/j)	Besoin (l/s)
Ecole primaire	524	30	15,72	0,18
C.E.M	684	30	20,52	0,24
Technicom	1041	30	31,23	0,36
Ecole privé (les IRIS)	200	30	6	0,07
Institut Univers	235	30	7,05	0,08
Totale			80,52	0,93

I.4.3. Besoins administratifs

Les besoins administratifs sont représentés dans le tableau (I.8) suivant :

Tableau (I.8): Détermination des besoins administratifs

Type D'équipement	Nombre D'employés	Dotation (l/j/employé)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)
01 Agence postale	1	30	0,03	0,0003
Gare	5	30	0,15	0,0017
Banque	20	30	0,6	0,0069
SAA	6	30	0,18	0,0021
Sureté urbaine	30	30	0,9	0,0104
Totale			1,86	0,0215

I.4.4. Besoins sanitaires

Avec une dotation estimée à 500 l/j/lit, les besoins en eau de ce secteur sont représentés dans le tableau (I.9) ci-dessous :

Tableau (I.9): Détermination des besoins sanitaires

Type D'équipements	Nombre de lit	Dotation (l/j/lit)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)
Salle de soin	2	500	1	0,01
Total			1	0,01

I.4.5. Besoins socioculturels

Les besoins socioculturels sont représentés dans le tableau (I.10) suivant :

Tableau (I.10): Détermination des besoins socioculturels

Type D'équipements	Nombre d'employé	Dotation (l/j/parti)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)
Mosquée	2	15	0,03	0,0003
Maison de jeune	24	60	1,44	0,0167
Ecole coranique	10	120	1,2	0,0139
Totale			2,67	0,0309

I.4.6. Besoins touristiques

Avec une dotation de 300 l/j/lit, les besoins en eau de ce secteur sont représentés dans le tableau (I.11) ci-dessous :

Tableau (I.11): Détermination des besoins touristiques

Type d'équipement	Nombre de chambre	Nombre de lit	Dotation (l/j/lit)	Besoins (/j)	Besoins (l/s)
Hôtel palace	38	78	300	23,4	0,27
Totale				23,4	0,27

I.4.7. Besoins industriels

Les besoins industriels sont représentés dans le tableau (II.12) ci- après :

Tableau (I.12): Détermination des besoins industriels

Type d'équipement	Nombre D'employé	Dotation (l/j/employé)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)
Usinage et maintenance industrielle	15	30	0,15	0.001
Parc Communal	60	40	0,6	0,006
Totale			0,75	0,007

I.4.8. Besoins agricoles

Les besoins des cheptels sont représentés dans le tableau (I.13) suivant:

Tableau (I.13) : Détermination des besoins agricoles

Type D'équipement	Désignation	Nombre	Dotation (l/j/tête)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)
E.A.C	Poule pondeuses	4600	5	23	0,26
	Poule pondeuses	2400	5	12	0,14
	Poule pondeuses	2400	5	12	0,14
Totale				48	0,56

Les résultats trouvés précédemment sont récapitulés dans le tableau (I.14) ci-dessous :

Tableau (I.14): Récapitulatif des différents besoins

Zone	Besoins	2014		2039	
		Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)
Guendouza	Domestique	2071,6	23,977	3157,6	36,546
	Scolaires	80,52	0,93	80,52	0,93
	Industriels	0,75	0,007	0,75	0,007
	Socioculturels	2,67	0,031	2,67	0,031
	Touristiques	23,4	0,27	23,4	0,27
	Sanitaires	1	0,01	1	0,01
	Administratifs	1,86	0,0215	1,86	0,0215
	Agricole	47	0,56	47	0,54
Totale		2229,8	25,81	3313,79	38,35

I.5. Estimation de besoins en tenant compte des pertes

La consommation moyenne journalière est majorée de 15 % pour éviter toute insuffisance dans la consommation journalière et pour combler les fuites qui sont dues soit :

- A la consommation non quantifiée (illégal).
- Aux fuites dans le réseau d'adduction.
- Aux fuites dans le système de distribution qui sont en fonction du type de tuyau, vieillissement du réseau, les différents équipements hydrauliques, la nature du terrain et la qualité d'entretien.
- Aux fuites chez le consommateur (robinets).

Les consommations ont été évaluées comme suit :

- Actuel : 2014 à 2229,8 /j \longrightarrow 25,81 l/s
- Long terme : à 3313,79 /j \longrightarrow 38,35 l/s

I.5.1. Les pertes

- Actuel $P = 2229,8 * 0,15 = 334,47 \text{ m}^3/\text{j}$

Donc on aura un débit moyen journalier actuel en 2014 est de:

$$Q_{\text{moy,j}} = 2229,8 + 334,47 = 2564,27 \text{ m}^3/\text{j}$$

- Long terme $P = 3313,79 * 0,15 = 497,068 \text{ m}^3/\text{j}$

Donc, on aura un débit moyen journalier à l'horizon 2039 de :

$$Q_{\text{moy,j}} = 3313,79 + 497,068 = 3810,858 \text{ m}^3/\text{j}$$

La consommation moyenne journalière majorée à 15 % est résumée dans le tableau (I.15) ci-après :

Tableau (I.15): Récapitulatif des besoins en eau tenant compte des pertes

Localité	Actuel 2014 (pertes 15%)		Long terme 2039 (pertes 15%)	
	Besoins totaux (m ³ /j)	Besoins totaux (l/s)	Besoins totaux (m ³ /j)	Besoins totaux (l/s)
GENDOOUZA	2564,27	29,68	3810,858	44,11
Total	2564,27	29,68	3810,858	44,11

I.6. Variation de la consommation journalière

En fonction des jours, des semaines et des mois, on observe des variations de la consommation. Le débit d'eau consommé n'est pas constant, mais varie en présentant des

maximums et des minimums. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularités $K_{\max.j}$ et $K_{\min.j}$.

Avec :

$$K_{\max.j} = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} \quad (I.3)$$

$$K_{\min.j} = \frac{\text{consommation minimale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} \quad (I.4)$$

I.6.1. Consommation maximale journalière $Q_{\max.j}$

Elle représente le débit du jour le plus chargé de l'année, il s'agit de faire une majoration de la consommation moyenne journalière de 20 % à 30 %. Elle se détermine par la formule suivante :

$$Q_{\max.j} = K_{\max.j} * Q_{\text{moy.j}} \quad (I.5)$$

- $K_{\max.j}$: Coefficient d'irrégularité maximale qui tient compte de l'augmentation de la consommation. Il est compris entre 1,1 et 1,3, nous optons pour $K_{\max.j}=1,3$

$$Q_{\max.j} = 1,3 * Q_{\text{moy.j}}$$

I.6.2. Consommation minimale journalière $Q_{\min.j}$

Elle représente le débit du jour le moins chargé de l'année. Elle se calcule par la formule suivante :

$$Q_{\min.j} = K_{\min.j} * Q_{\text{moy.j}} \quad (I.6)$$

- $K_{\min.j}$: Coefficient d'irrégularité journalière minimale, qui tient compte d'une éventuelle sous-consommation. Il est compris entre 0,7 et 0,9, nous optons pour $K_{\min.j}=0,8$

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

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont réunies dans le tableau (I.16) suivant :

Tableau (I.16): Débit maximal et minimal journalier

	$Q_{\text{moy.j}}$		K_{\max}	$Q_{\max.j}$		K_{\min}	$Q_{\min.j}$	
	m^3/j	l/s		m^3/j	l/s		m^3/j	l/s
2014	2564,27	29.69	1,3	3333,55	38,60	0,8	2051,41	23,75
2039	3810,858	44.11		4954,12	57,34		3048,69	35,29

I.7. Variation de la consommation horaire

Le débit journalier subit des variations durant les 24 heures de la journée. Ces variations sont caractérisées par les coefficients $K_{max,h}$ et $K_{min,h}$ dits respectivement, coefficient de variation maximale horaire et coefficient de variation minimale horaire.

$$K_{max,h} = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} \quad (I.6)$$

$$K_{min,h} = \frac{\text{consommation minimale horaire}}{\text{consommation moyenne horaire}} \quad (I.7)$$

$$Q_{max,h} = K_{max,h} * (Q_{max,j}/24) \quad (I.8)$$

Où :

- $K_{max,h}$: Coefficient d'irrégularité horaire.

$$K_{max,h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \quad (I.9)$$

Avec :

- α_{max} : Coefficient tenant compte du confort et des équipements de l'agglomération, compris entre 1,2 et 1,3, nous optons pour $\alpha_{max} = 1,3$.
- β_{max} : Coefficient donné dans le tableau (I.17) en fonction du nombre d'habitants.

Tableau (I.17): Variation des valeurs de β_{max}

Nombre d'habitants	100	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1

Dans notre cas, nous avons 10359 habitants, compris entre 10 000 et 20 000, on procède alors à une interpolation :

$$\begin{array}{l} 20\ 000 - 10\ 000 \longrightarrow 1,2 - 1,3 \\ 10359 - 10\ 000 \longrightarrow \beta_{max} - 1,3 \\ 10\ 000 \longrightarrow -0,1 \\ 359 \longrightarrow \beta_{max} - 1,3 \end{array}$$

$$\beta_{max} = 1,3 + (359 \times (-0,1)) / 10\ 000$$

$$\beta_{max} = 1,294$$

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \times \beta_{max}$$

$$K_{max.h} = 1,3 * 1,294$$

$$K_{max.h} = 1,682$$

Consommation maximale horaire (horizon, 2039)

$$Q_{max.h} = K_{max.h} * (Q_{max.j} / 24)$$

$$Q_{max.h} = 1,682 * (4954,12 / 24)$$

$$Q_{max.h} = 347,242 \quad /h.$$

Consommation moyenne horaire (horizon, 2039)

$$Q_{moy.h} = Q_{moy.j} / 24$$

$$Q_{moy.h} = 3810,858 / 24$$

$$Q_{moy.h} = 158,785 \quad /h.$$

Consommation minimale horaire (horizon, 2039)

$$Q_{min.h} = Q_{min.j} / 24$$

$$Q_{min.h} = 3048,69 / 24$$

$$Q_{min.h} = 127,028 \quad /h.$$

I.8. Conclusion

L'objectif de cette étude est l'alimentation en eau potable « AEP » de la partie basse d'Akbou. Ce présent chapitre nous a permis d'avoir une idée générale sur les caractéristiques de la zone et ses ressources en eau, ainsi nous avons estimé les différents besoins en tenant compte de toutes les différentes consommations afin de pouvoir dimensionner les différents ouvrages de transport et de stockage d'eau.

CHAPITRE II

Les Réservoirs

II.1. Introduction

Le réservoir est un ouvrage hydraulique de grande importance dans un réseau d'alimentation en eau potable, aménagé pour contenir de l'eau, soit potable destinée à la consommation publique, soit pour l'usage industriel et il permet d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production.

II.2. Fonctions et utilités des réservoirs

Les principales fonctions et utilités des réservoirs sont [5] :

- Ils servent à compenser l'écart entre les apports d'eau (par gravité ou pompage) et la consommation (débit de pointe et autres).
- Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau,...etc.).
- Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas.
- Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant.
- Simplification de l'exploitation.
- Sollicitation régulière des points d'eau qui ne sont pas l'objet des à-coups journaliers au moment de la pointe.
- Régularité des pressions dans le réseau.
- Réserve incendie garantie. Une partie du volume est réservé à la lutte contre l'incendie.

II.3. Exigences principales à satisfaire par les réservoirs

II.3.1. Durabilité

Les réservoirs doivent être construits, en matériaux durable, ils doivent être couverts, à l'abri des contaminations des eaux souterraines des pluies et des poussières et ils doivent aussi être aérés tout en restant à l'abri du froid et de la chaleur [6].

II.3.2. Etanchéité

L'étanchéité des réservoirs doit être parfaite, surtout pour la surface intérieure, afin d'éviter les fuites d'eau et les fissurations du réservoir. Pour cela, il faut que la mise en œuvre du béton de la cuve soit effectuée dans de meilleures conditions, en évitant, ou soignant particulièrement les reprises de bétonnage.

II.3.3. Resistance

Le réservoir doit être dimensionné de manière à équilibrer tout les efforts qu'il subit sur toutes ces parties, afin d'assurer sa résistance aux sollicitations à la fois intérieure et extérieure pouvant endommager celui-ci.

II.4. Choix du site d'implantation

L'emplacement du réservoir a pour condition l'assurance d'une pression suffisante aux abonnés au moment du débit de pointe [5]. Ils doivent être placés à un niveau supérieur à

celui de l'agglomération qu'ils desservent. L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau. Le site du réservoir doit être le plus proche possible de l'agglomération (économie) pouvant alimenter le point le plus défavorable (Figure (II.1)). La topographie a une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie. Il ne faut pas oublier les extensions futures. Le meilleur emplacement n'est déterminé qu'après une étude technico- économique approfondie.

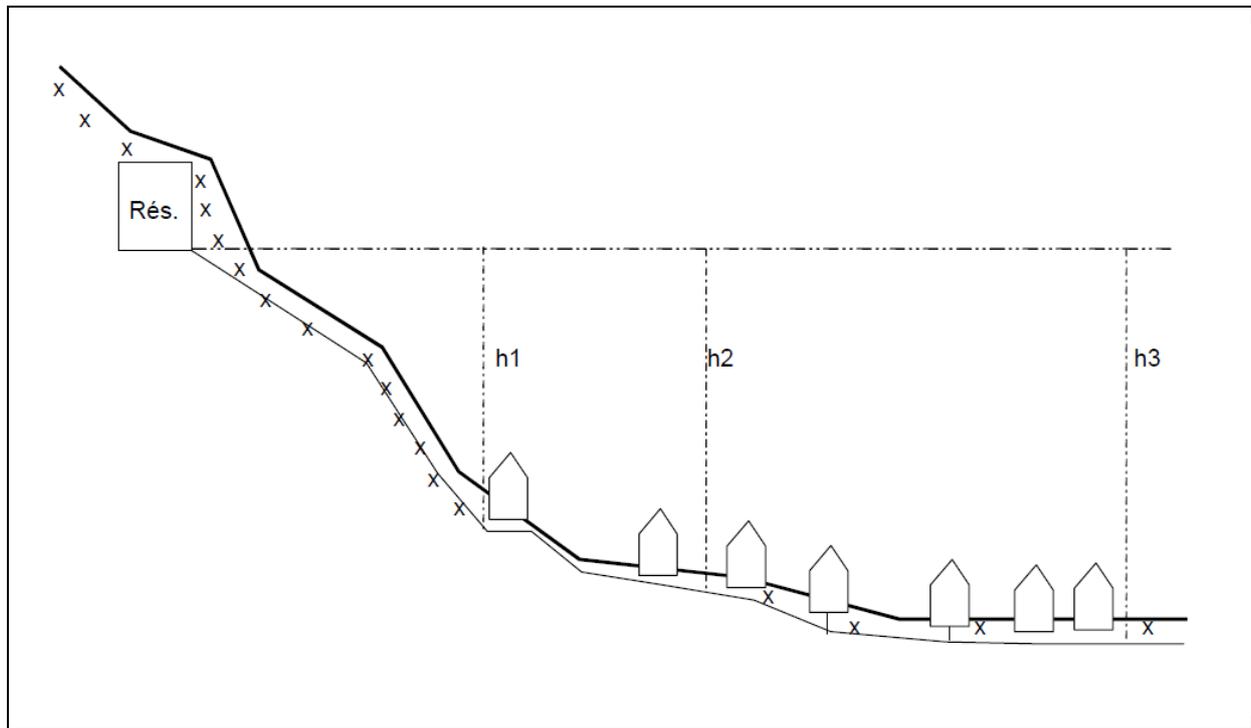


Figure (II.1) : Emplacement d'un réservoir

II.5. Classification des réservoirs

On distingue différents types de réservoirs, à savoir [7] :

- Les réservoirs au sol (enterré, semi enterré ou sur le sol).
- Réservoir avec station de surpression associée.
- Réservoirs surélevés.
- Réservoir sous-pression.

On peut aussi les classer suivant la nature des matériaux :

- ☞ Les réservoirs métalliques.
- ☞ Les réservoirs en maçonnerie.
- ☞ Les réservoirs en béton armé.

Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :

- ☞ Les facteurs économiques.

- ☞ La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation.
- ☞ Les possibilités d'adaptation au réseau.
- ☞ Les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site.

II.6. Choix du type de réservoirs

Les réservoirs circulaires, semis enterrés et enterrés offrent les avantages suivants:

- Economie sur les frais de construction.
- Etude architecturale simplifiée.
- Conservation de l'eau à une température constante.

Un schéma général d'un réservoir est représenté dans la figure (II.2) ci-dessous :

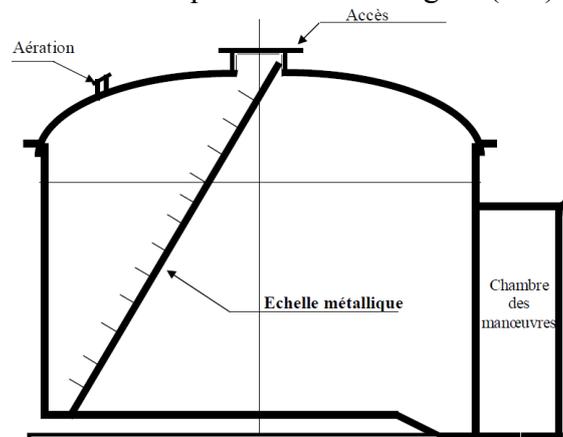


Figure (II.2) : Schéma général d'un réservoir

II.7. Les équipements des réservoirs

Les réservoirs sont dotés de plusieurs équipements, dont on cite essentiellement :

II.7.1. Conduite d'adduction

L'adduction s'effectue soit par surverse [8], avec chute libre (Figure (II.3)) soit en plongeant la conduite de façon à ce que l'extrémité reste toujours noyée (Figure (II.4)).

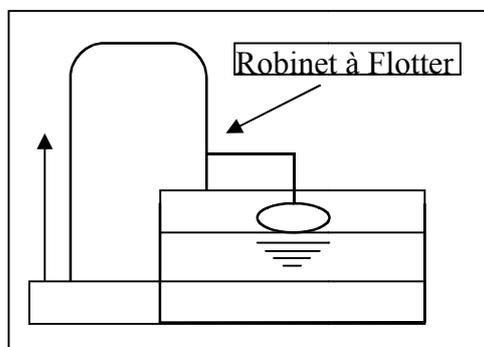


Figure (II.3): Adduction avec chute libre

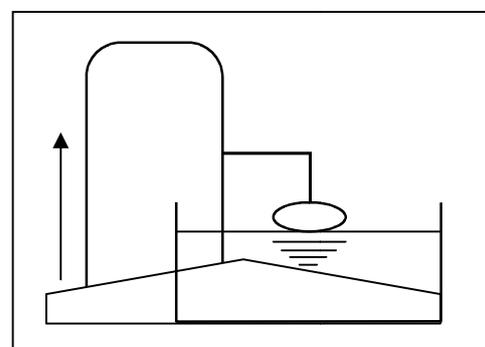


Figure (II.4) : Adduction noyée

La conduite d'adduction, à son débouché dans le réservoir, doit pouvoir s'obturer dès que l'eau atteint, dans la cuve, le niveau maximum ; cette obturation se réalise grâce à un robinet flotteur si l'adduction est gravitaire, ou par un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

II.7.2. Conduite de distribution

La conduite de distribution est installée à l'opposée de la conduite d'arrivée et d'environ de 15 à 20 cm au dessus du radier (Figure (II.5)) pour éviter toute pénétration de boues. L'extrémité est munie d'une crépine [7].

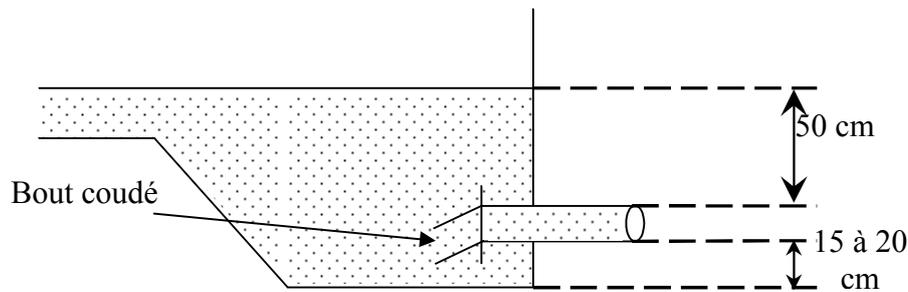


Figure (II.5) : Emplacement de la conduite de distribution

II.7.3. Conduite trop plein

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

II.7.4. Conduite de vidange

Elle part du point bas du réservoir pour évacuer les dépôts et se raccorde sur la canalisation du trop plein (Figure (II.6)) [9].

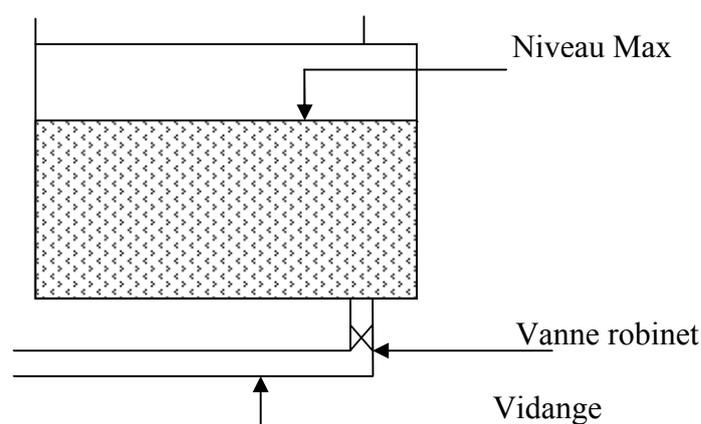


Figure (II.6) : Conduite de trop plein et de vidange

II.7.5. Conduite de by-pass

C'est une façon de relier la conduite d'adduction à la conduite de distribution [7], elle trouve son efficacité lors d'indisponibilité ou de travaux de réparation et de nettoyage dans le réservoir directement sans passer par le réservoir (Figure (II.7)).

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

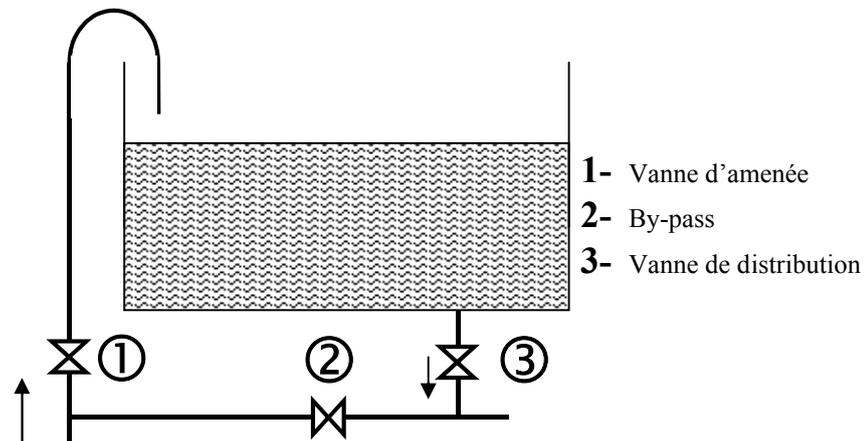


Figure (II.7) : Système de by-pass

II.7.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver la réserve destinée à lutter contre les incendies, des dispositions sont prises pour empêcher le passage de l'eau de la réserve d'incendie dans la distribution, on distingue deux types de dispositions :

II.7.6.1. Système à deux prises

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

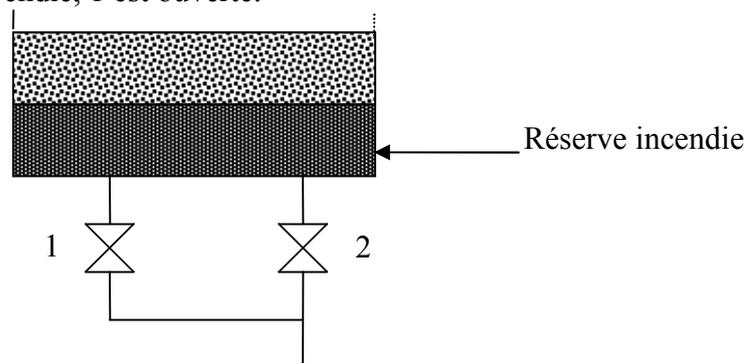


Figure (II.8) : Système à deux prises

II.7.6.2. Système à siphon

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

Notre choix se reportera sur le système à siphon qui assure le renouvellement de la réserve d'eau et d'éviter ainsi le phénomène de stagnation [7].

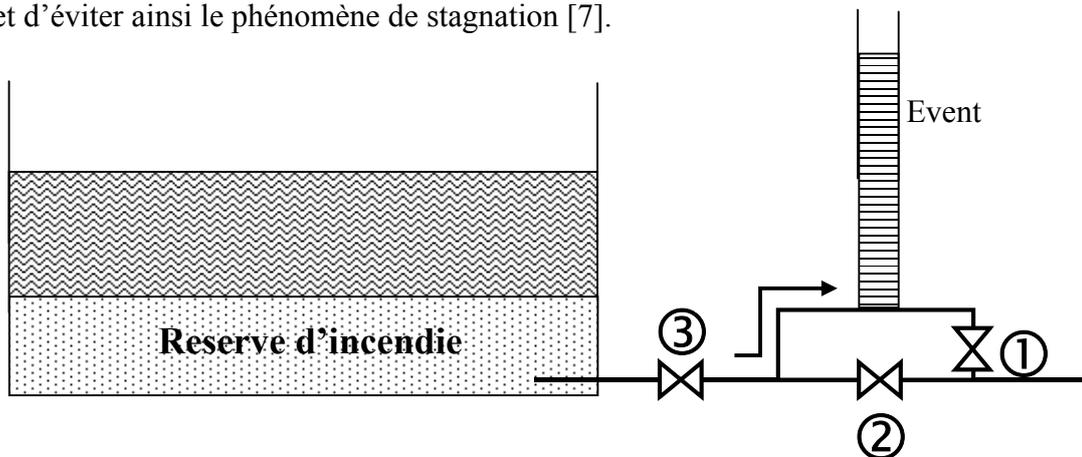


Figure (II.9) : Système à siphon

II.8. Capacité du réservoir

II.8.1. Détermination de la valeur de (P%)

La distribution du débit journalier sur les heures de jour est déterminée par la variation du coefficient de variation horaire ($K_{max.h}$), le débit de pompage est réparti sur 20 h le long de la journée, on détermine la différence entre le l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée alors on aura un surplus ou un déficit. Ainsi, on détermine le résidu dans le réservoir pour chaque heure, la valeur maximale trouvée, sera le pourcentage de volume de stockage (P%). Le volume total du réservoir est donné par la formule suivante :

$$V_t = V_{max} + V_{inc} \quad (II.1)$$

- V_t : Volume total du réservoir.

- V_{inc} : Volume incendie 120 (m³).

La capacité du réservoir est déterminée en fonction des variations du débit entrant et sortant, des apports et de la consommation journalière de l'agglomération. Le calcul de la capacité peut se faire suivant deux méthodes :

- Méthode analytique.
- Méthode graphique.

II.8.2. Méthode analytique

La capacité du réservoir est déterminée à partir de la différence entre le débit entrant et le débit sortant du réservoir, on calculera le résidu pour chaque heure, la valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.

La répartition des débits d'apport se fait sur **24 heures** dans le cas où l'adduction est gravitaire, et sur **20 heures** dans le cas d'adduction par refoulement, et cela pour avoir un

temps nécessaire pour la réparation des pannes éventuelles et d'entretien au niveau de la station de pompage.

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

$$V_{max} = P \% * \frac{Q_{max.j}}{100} \quad (II.2)$$

Avec :

- V_{max} : Volume maximal de stockage (m^3).
- $Q_{max.j}$: Consommation maximale journalière (m^3/j).
- $P\%$: Résidu maximal dans le réservoir (%).

II.8.3. Méthode graphique

La méthode graphique tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir des coefficients de variation horaire de la consommation, et de la courbe de l'apport total. La capacité est déduite des extremums des cumuls de la consommation vis-à-vis des apports.

On trace sur un même graphe, les courbes cumulées des débits d'apport et de consommation en fonction du temps.

Le volume de stockage du réservoir est obtenu en sommant, en valeur absolue, les écarts des deux extremums par rapport à la courbe d'apport.

$$\Delta V = |\Delta V^+| + |\Delta V^-| \quad (II.3)$$

II.9. Dimensionnement des stations de reprises

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

Le volume est calculé d'après la formule suivante :

$$V_{sr} = Q_{max.j} * T \quad (II.4)$$

Où :

- V_{sr} : Volume de la station de reprise (m^3).
- $Q_{max.j}$: Débit entrant dans la station (m^3/h).
- T : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge.

- **Coefficient de variation horaire K_{max}**

$$K_{max.h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \quad (II.5)$$

Avec :

- α_{max} = Coefficient de confort (niveau de vie de la localité) qui varie de 1,2 à 1,3, on prend 1,3.
- β_{max} = Coefficient qui dépend du nombre d'habitants, $\beta_{max} = 1,294$.

Donc :

$K_{max.h} = 1,682$ (On prendra la colonne qui correspond à $K_{max} = 1,7$ (Annexe (1))).

II.10. Détermination de la capacité du réservoir

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau (II.1) ci-dessous :

Tableau (II.1) : Dimensionnement du réservoir

Heures	Apports (%)	Refolement (%)	Distribution (%)	Sortie (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	5	1,56	0,69	2,25	2,75		2,75
1-2	5	1,56	0,69	2,25	2,75		5,5
2-3	5	1,56	0,69	2,25	2,75		8,25
3-4	5	1,56	0,69	2,25	2,75		11
4-5	5	1,56	1,37	2,93	2,07		13,07
5-6	5	1,56	2,06	3,62	1,38		14,45
6-7	5	1,56	3,44	5	0		14,45
7-8	5	1,56	4,48	6,04		-1,04	13,41
8-9	5	1,56	4,48	6,04		-1,04	12,37
9-10	5	1,56	3,78	5,34		-0,34	12,03
10-11	5	1,56	3,09	4,65	0,35		12,38
11-12	5	1,56	3,78	5,34		-0,34	12,04
12-13	5	1,56	4,82	6,38		-1,38	10,66
13-14	5	1,56	4,82	6,38		-1,38	9,28
14-15	5	1,56	3,78	5,34		-0,34	8,94
15-16	5	1,56	3,09	4,65	0,35		9,29
16-17	5	1,56	3,44	5	0		9,29
17-18	5	1,56	4,48	6,04		-1,04	8,25
18-19	5	1,56	4,48	6,04		-1,04	7,21
19-20	5	1,55	3,44	4,99	0,01		7,22
20-21	0	0	3,1	3,1		-3,1	4,12
21-22	0	0	2,06	2,06		-2,06	2,06
22-23	0	0	1,37	1,37		-1,37	0,69
23-24	0	0	0,69	0,69		-0,69	0
Total	100	31,19	68,81	100		0	

II.10.1. Calcul

- **Méthode analytique :**

D'après le tableau (II.1) de la répartition horaire de l'apport et de la consommation, on a

$P = 14,45 \%$.

Le débit journalier de consommation maximale est de $4954,12 \text{ m}^3/\text{j}$, ce débit sera pompé pendant 20 h.

$$V_{max} = P\% * Q_{max,j} / 100 = 14,45 * 4954,12 / 100 = 715,870 \text{ m}^3$$

$$V_{max} = 715,870 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{max} + V_{inc} = 715,870 + 120 = 835,870 \text{ m}^3$$

$$V_t = 835,870 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir (1000 m³) peut faire face à la demande future de l'agglomération.

II.11. Détermination de la capacité des stations de reprise

II.11.1. Station de reprise SR

La bêche à eau de la première station de reprise est considérée comme un réservoir vu qu'elle est alimentée gravitairement à partir du point de piquage PK, ce qui fait qu'elle est alimentée 24h/24, avec un refoulement pendant une durée de 20 heures par jour.

Les résultats sont regroupés dans le tableau (II.2) ci-dessous :

Tableau (II.2) : Dimensionnement de la station de reprise SR

Heures	Apports (%)	Refoulement	Refoulement	Sortie (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4.16	2.05	2.95	5		-0.84	-0.84
1-2	4.16	2.05	2.95	5		-0.84	-1.68
2-3	4.16	2.05	2.95	5		-0.84	-2.52
3-4	4.16	2.05	2.95	5		-0.84	-3.36
4-5	4.16	2.05	2.95	5		-0.84	-4.2
5-6	4.16	2.05	2.95	5		-0.84	-5.04
6-7	4.16	2.05	2.95	5		-0.84	-5.88
7-8	4.16	2.05	2.95	5		-0.84	-6.72
8-9	4.17	2.05	2.95	5		-0.83	-7.55
9-10	4.17	2.05	2.95	5		-0.83	-8.38
10-11	4.17	2.05	2.95	5		-0.83	-9.21
11-12	4.17	2.05	2.95	5		-0.83	-10.04
12-13	4.17	2.05	2.95	5		-0.83	-10.87
13-14	4.17	2.05	2.95	5		-0.83	-11.7
14-15	4.17	2.05	2.95	5		-0.83	-12.53
15-16	4.17	2.06	2.94	5		-0.83	-13.36
16-17	4.17	2.06	2.94	5		-0.83	-14.19
17-18	4.17	2.06	2.94	5		-0.83	-15.02
18-19	4.17	2.06	2.94	5		-0.83	-15.85
19-20	4.17	2.06	2.94	5		-0.83	-16.68
20-21	4.17	0	0	0	4.17		-12.51
21-22	4.17	0	0	0	4.17		-8.34
22-23	4.17	0	0	0	4.17		-4.17
23-24	4.17	0	0	0	4.17		0
Total	100	41.05	58.95	100		0	

D'après le tableau (II.2) ci-dessus :

$$P\% = 16,68 \%$$

- **Volume de la station de reprise V_{SR}**

$$V_{SR} = P\% * Q_{max} / 100$$

$$V_{SR} = 16,68 * 4954,12 / 100$$

D'où

$$V_{SR} = 826,34 \text{ m}^3$$

- **Conclusion**

On choisira un volume standard de 900 m^3 pour la nouvelle station de reprise

- **Le diamètre de SR**

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

$$D = \frac{4 * V^{1/2}}{\pi * H}$$

Avec :

$$V = 900 \text{ m}^3$$

$$D = \frac{4 * 900^{1/2}}{\pi * 4}$$

D'où :

$$D = 16,29 \text{ m}$$

II.12. Conclusion

Après avoir effectué tous les calculs sur le dimensionnement de réservoir, il s'est avéré nécessaire de projeter une station de reprise de capacité de 900 m^3 . Nous passons au dimensionnement du système d'adduction qui fait l'objet du prochain chapitre.

CHAPITRE III

Adduction

III.1. Définition

L'adduction est définie comme étant le transport des eaux à partir du point de captage jusqu'au réservoir de stockage ou de distribution. Suivant la nature du relief on distingue deux types d'adduction :

- Adduction gravitaire.
- Adduction par refoulement.

a) Adduction gravitaire

Ce type d'adduction ne fait intervenir que le seul travail de la pesanteur. En effet, l'écoulement des eaux dans les conduites dépend de la pente. Le lieu de captage se situe donc à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte [10].

b) Adduction par refoulement

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

III.2. Choix du tracé

Le tracé exige les conditions suivantes :

- Le profil doit être le plus régulier et le plus court possible (sur-profondeur et sous-profondeur sont parfois inévitables) afin de réduire les frais d'investissement.
- Le profil sera étudié pour que l'air puisse être évacué facilement, car le cantonnement d'air engendre la rupture de la veine liquide.
- Pour les conduites de longueurs importantes (plusieurs kilomètres), il sera bon de prévoir quelques robinets de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles.
- Les contre pentes qui peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer, sont à éviter [10].

III.3. Choix du type de conduite

Le choix de type de conduite dépendra des critères suivants :

- Prix d'achat.
- Disponibilité sur le marché.
- Pression à supporter.

Dans notre cas, on opte pour des conduites en fonte vu les avantages qu'elles présentent, à savoir [11]:

- Leurs résistances aux contraintes du sol.
- La nature du terrain.
- La haute limite élastique.
- La résistance au choc, à la rupture et à la compression.

III.4. Etude technico-économique

Elle consiste à étudier le choix le plus économique pour le diamètre de la conduite. Le choix de ce dernier repose sur deux critères [13] :

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

III.5. Calcul du diamètre économique

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise les deux formules approchées suivantes [10] :

- Formule de BRESS :

$$D_1 = 1,5 \sqrt{Q} \quad (III.1)$$

- Formule de BONNIN :

$$D_2 = \sqrt{Q} \quad (III.2)$$

On prendra tous les diamètres compris entre D_1 et D_2

Mais, notre choix final se portera sur le diamètre pour lequel le coût sera minimal et la vitesse d'écoulement sera comprise entre **0.5 m/s** et **1.5 m/s**.

III.6. Calcul de la vitesse

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

$$Q = V * S' \Rightarrow V = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (III.3)$$

Avec :

- Q : Débit transitant dans la conduite en (m³/s).
- D : Diamètre de la conduite en (m).
- V : Vitesse d'écoulement dans la conduite en (m/s).
- S' : Section de la conduite en (m²).

III.7. Calcul des pertes de charge

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

- Les pertes de charge linéaires ().
- Les pertes de charge singulières ().

III.7.1. Les pertes de charges linéaires

Elles sont déterminées par la formule de DARCY [9] :

$$H_L = J \times L \quad (\text{III.4})$$

Avec :

$$J = \frac{\lambda \times V^2}{2 \times g \times D} \quad (\text{III.5})$$

▪ Calcul du coefficient des pertes de charge λ

Pour déterminer le coefficient des pertes de charge λ aux différents régimes, on peut appliquer les formules suivantes [9] (Annexe (2)) :

• Régime turbulent rugueux

Formule de NIKURADZE:

$$\lambda = \left(1.14 - 0.86 \times \ln \frac{K}{D} \right)^{-2} \quad (\text{III.6})$$

• Régime transitoire

Formule de COLEBROOK :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{K}{3.71 \times D} + \frac{2.51}{\text{Re} \times \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{III.7})$$

Avec:

- J : Pertes de charge par frottement en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau.
- λ : Coefficient de pertes de charge.
- D : Diamètre du tuyau en (m).
- V : Vitesse d'écoulement en (m/s).
- g : Accélération de la pesanteur en (m/s²).
- L : Longueur de la conduite en (m).
- K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie comme suit :

Pour les tubes en PEHD :

- $D \leq 200 \text{ mm} \Rightarrow k = 0.01 \text{ mm}$.
- $D > 200 \text{ mm} \Rightarrow k = 0.02 \text{ mm}$.

Dans notre cas on a une conduite en fonte, on prend :

- $K = 0,25 \text{ mm} = 0,00025 \text{ m}$.
- **Re** : Nombre de Reynolds donné par la formule suivante [9] :

$$\text{Re} = \frac{V \cdot D}{\nu} \quad (\text{III.8})$$

- ν : Viscosité cinématique de l'eau calculée par la formule de Stockes [9] :

$$\nu = \frac{0.00178}{1 + 0.00337t + 0.000221t^2} \quad (\text{III.9})$$

Avec :

- t : Température de l'eau, avec :
 - à 10°C : $\nu = 1.31 \times 10^{-6} \text{ (m}^2/\text{s)}$.
 - à 20°C : $\nu = 1.00 \times 10^{-6} \text{ (m}^2/\text{s)}$.
 - à 30°C : $\nu = 0.08 \times 10^{-6} \text{ (m}^2/\text{s)}$.

III.7.2. Les pertes de charge singulières

Les pertes de charge singulières sont celles occasionnées par les singularités (coudes, vannes, clapets, ... etc.). Elles sont estimées à 20 % des pertes de charge linéaires :

$$J_s = 0,2 \times J_l \quad (\text{III.10})$$

III.7.3. Les pertes de charge totales

Elles sont déterminées par la somme des pertes de charge linéaires et singulières :

$$J_T = J_l + J_s = 1,2 \times J_l \quad (\text{III.11})$$

III.7.4. Calcul de la hauteur manométrique totale

Elle est calculée comme suit :

$$H_{mt} = H_g + J_T \quad (\text{III.12})$$

- **Hg** : Hauteur géométrique (m).
- **J_T** : Pertes de charge totales (m).

III.7.5. Puissance de pompage

Elle se détermine comme suit [10] :

$$Pa = \frac{g \times Q \times Hmt}{\eta} \quad (III.13)$$

Où :

- **Pa** : Puissance absorbée par la pompe (KW).
- **Hmt** : Hauteur manométrique totale (m).
- **Q** : Débit à transiter (m³/s).
- **η** : Rendement de la pompe en (%).

III.7.6. Energie consommée par la pompe

Elle est donnée par la relation suivante:

$$E = Pa \times t \times 365 \quad (III.14)$$

- **E** : Energie consommée par la pompe (KWh).
- **t** : Temps de pompage (h).

III.7.7. 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 de tête. Ils dépendent de la hauteur manométrique totale (HMT).

$$F_{exp} = E \times e' \quad (III.15)$$

Avec :

- **F_{exp}** : Frais d'exploitation (DA).
- **e'** : Prix unitaire du KWh. fixé par la SONEGAS (**e'** = 4,67DA).

III.7.8. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement (**F_{amort}**) correspondent au prix de revient total de la conduite (**Pu**) multiplié par le coefficient d'annuité d'amortissement (**A**).

$$F_{amort} = Pu \times L \times A \quad (III.16)$$

Où :

- **F_{amort}** : Frais d'amortissement (DA).
- **Pu** : Prix du mètre linéaire de la conduite (DA/ml).
- **A** : Amortissement annuel :

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

Où :

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

Donc : $A = 0,09367878$

III.7.9. Bilan des frais

Le bilan des frais est calculé pour chaque diamètre incluant les frais d'amortissement et les frais d'exploitation.

Le choix du diamètre est alors porté pour celui ayant le bilan des frais moins élevés, il est donné par la formule suivante :

$$B_L = F_{exp} + F_{amort} \quad (III.18)$$

III.8. Equipements de l'adduction

III.8.1. Robinets vannes

Appareil de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale, permettant l'isolement d'une partie de l'adduction en cas de travaux de réparation ou autres. Parmi les différentes vannes qui existent, on distingue :

III.8.2. Vanne papillon

Appareil de réglage de débit et de sectionnement et dont l'encombrement est faible. Il s'agit d'un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon. La figure (III.1) ci-dessous illustre une vanne papillon automatisée [9].

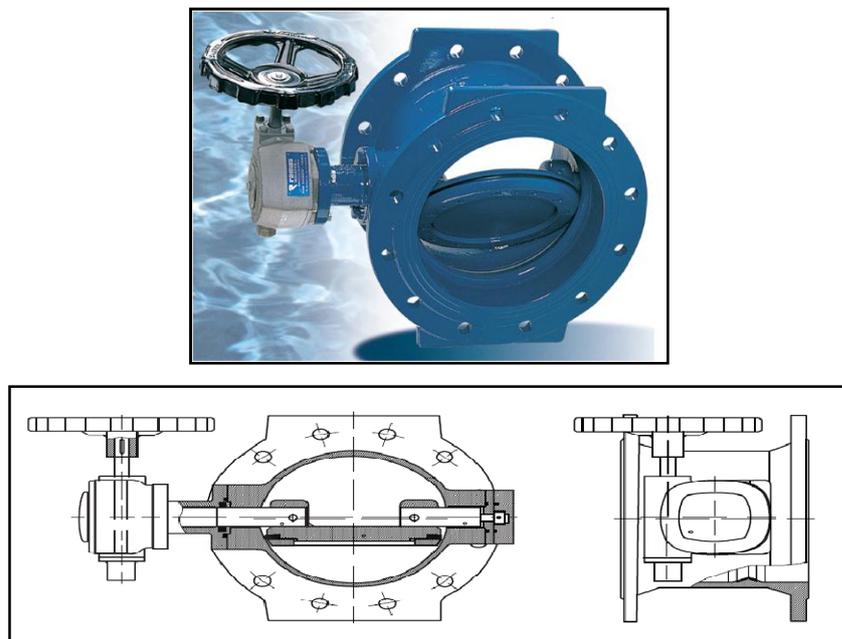


Figure (III.1): Vanne papillon automatisée

III.8.3. Vanne opercule

Appareil de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale. La vanne est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis

tournant dans un écran fixé à la vanne. La figure (III.2) ci-dessous donne une vanne opercule [9].

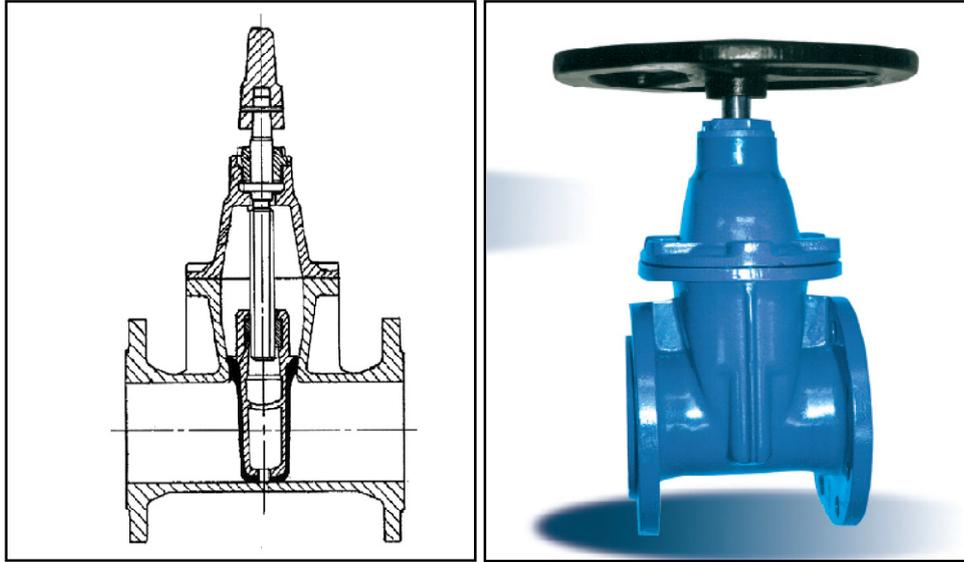


Figure (III.2): Vanne opercule

III.8.4. Ventouses

Placées aux points les plus hauts, elles permettent l'évacuation des bulles d'air qui s'y accumulent. La figure (III.3) ci-après montre une ventouse automatique [9].



Figure (III.3): Ventouse automatique

III.8.5. Vidanges

Placées aux points les plus bas pour faciliter la vidange de la conduite en cas de besoins.

III.8.6. Clapets

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

III.9. Prix des conduites

Les prix des conduites sont représentés dans le tableau (III.1) ci-dessous [4].

Tableau (III.1): Prix de revient des conduites

	Diamètre des conduites (mm)	Epaisseur (mm)	Prix du revient (DA / ml)
Conduite en fonte ductile	50	24	2100
	80	24	2600
	100	24	3000
	125	24	3250
	150	24	3500
	200	24	5157
	250	24	7148
	300	24	9130
	400	24	9539
	500	24	9840

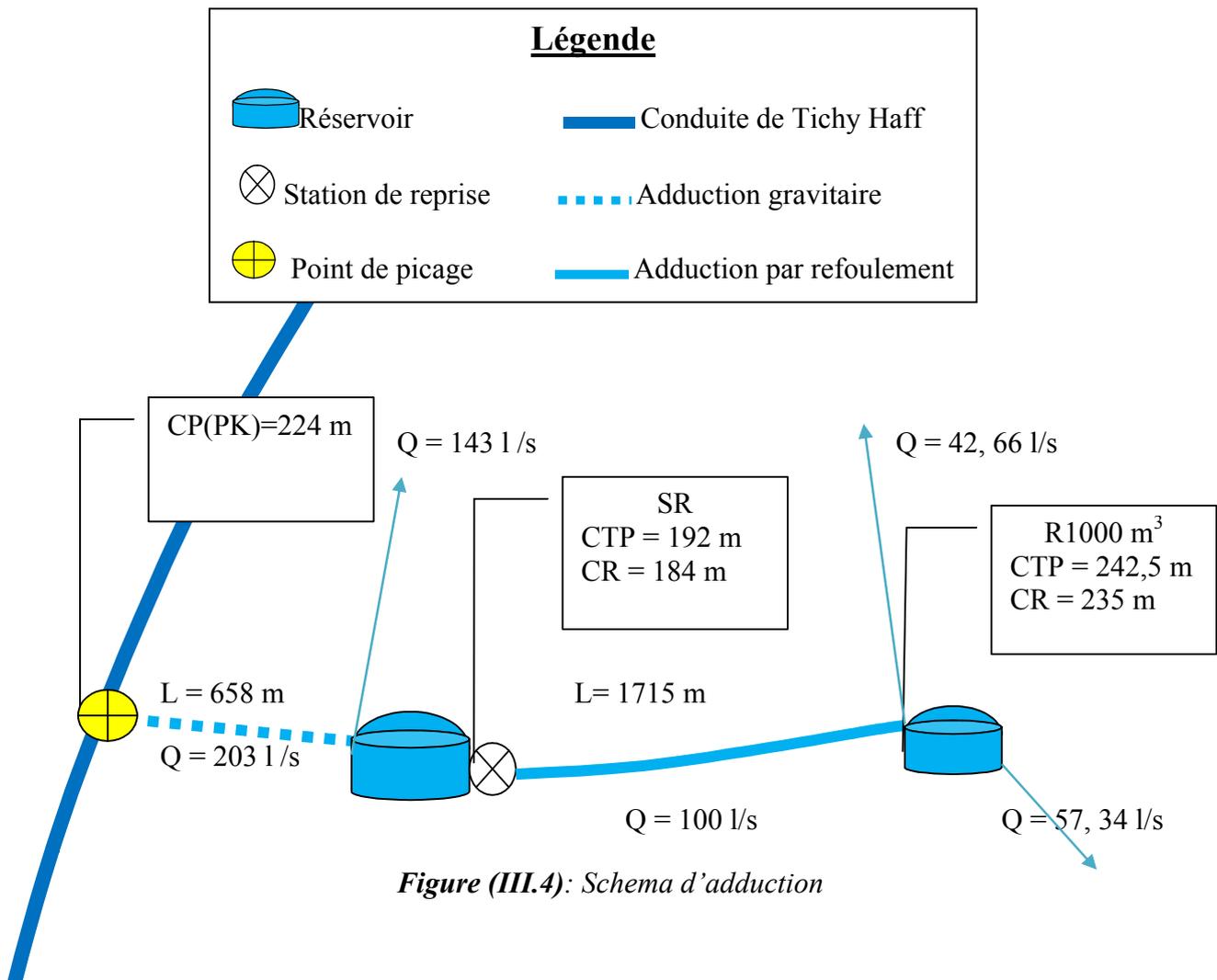
III.10. Description du schéma d'adduction

La partie basse d'Akbou (Guendouza) est alimentée essentiellement à partir de SR Bouzeroual.

Dans le cadre de la présente étude, le point de démarrage du système d'adduction et le point de piquage (PK) situé à une cote terrain 224 m. A partir du transfert Tichi – Haf de la conduite principale DN (1200), l'eau s'écoulera gravitairement avec un débit de 203 l/s jusqu'à la station de reprise (SR) située à une cote 184 m sur une conduite de 658 m de longueur. L'eau ensuite est refoulée vers deux chaînes d'adduction (Figure (III .4)) :

1. Station de pompage vers réservoir Tournant Onchallal de capacité de 1000 m³ (Distribution).
2. Station de pompage vers un réservoir 12 classes.

Notre étude se base sur la première chaîne d'adduction avec un débit de 100 l/s, ce dernier est réparti en 57,34 l/s qui assurent la distribution de la partie basse d'Akbou, l'autre partie vers l'ancienne ville.



III.11. Etude de l'adduction

III.11.1. Par gravité

Ce tronçon est alimenté à partir du point de piquage, l'écoulement se fait gravitairement.

Données :

- Débit : $Q = 0,203 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Longueur : $L = 658 \text{ m}$.
- Hauteur géométrique : $H_g = \text{CP(PK)} - \text{CTP(SR)} = 224 - 192 = 32 \text{ m}$.

Les diamètres normalisés sont 300, 400 et 500 mm.

- **Calcul des pertes de charge totales**

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (III.2) ci-dessous :

Tableau (III.2) : Calcul des pertes de charge totales

D(m)	Re	D(m)	V (m/s)	j (m/m)	Δt (m)	λ
0,3	861995,754	0,3	2,87331918	0,050266137	39,69014185	0,035836701
0,4	646496,815	0,4	1,61624204	0,010915704	8,619039688	0,032794268
0,5	517197,452	0,5	1,0343949	0,003353953	2,648281154	0,030750573

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le diamètre de 400 mm, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

- **Choix des vannes**

Notre choix s'est porté sur les vannes papillon pour les raisons suivantes :

- Possibilité de travailler avec de grands débits (grands diamètres).
- Facilité de manipulation.
- Calcul des pertes de charge dans la vanne J_v

$$J_v = H_g - H_t$$

D'où :

$$J_v = 32 - 8,619 = 23,381 \text{ m}$$

- Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ

On a :

$$J_v = \xi * \frac{V^2}{2 \times g} \quad (\text{III.19})$$

D'où :

$$\xi = J_v * \frac{2g}{V^2} \quad (\text{III.20})$$

$$\xi = 23,381 * \frac{2 * 9,81}{1,616^2}$$

$$\xi = 164,38$$

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

Le type de la vanne sera une "vanne à papillon", d'où l'angle d'ouverture de cette dernière sera déterminé à partir de l'abaque (Evolution du coefficient de singularité ξ d'une vanne papillon en fonction de son degré d'ouverture) (Annexe (3)).

Alors, pour $\xi = 164,38$ l'angle d'ouverture de la vanne (θ) sera de 63°.

III.11.2. Par refoulement

Les caractéristiques de la conduite de refoulement SR – R1000 m³ sont données dans le tableau (III.3) ci-dessous

Tableau (III. 3) : Caractéristiques de la conduite SR-R1000 m³

Longueur de la conduite (m)	Cote radier du réservoir de départ (m)	Cote trop plein du réservoir de départ (m)	Hauteur du réservoir de départ (m)	Cote radier du réservoir d'arrivée (m)	Cote trop plein du réservoir d'arrivée (m)	Hauteur du réservoir d'arrivée (m)	Débit en transféré (m ³ /s)
1715	184	192	8	235	241,5	6	0,1

III.11.2.1. Choix de la gamme des diamètres

Le choix de la gamme des diamètres intérieurs de la conduite se fait par l'introduction des 3 données suivantes :

- Le débit du projet : $Q = 0.1$ (m³ /s).
- La vitesse minimale : $V = 0.5$ (m /s).
- La vitesse maximale : $V = 1.5$ (m /s).

- Formule de BRESS

$$D_1 = 1,5 \sqrt[3]{Q} = 1,5\sqrt[3]{0,1} = 0,474 \text{ m} = 474 \text{ mm.}$$

- Formule de BONNIN

$$D_2 = \sqrt[3]{Q} = \sqrt[3]{0,1} = 0,316 \text{ m} = 316 \text{ mm.}$$

Les diamètres normalisés sont 300, 400 et 500 mm.

III.11.2.2. Calcul de HMT

Données :

- La longueur d'adduction : $L = 1715$ (m).
- La rugosité : $K = 0,00025$ m.
- La hauteur géométrique : $Hg = CTP_{\text{départ}} - CR_{\text{arrivée}}$

$$Hg = 241,5 - 184 = 57,5 \text{ (m).}$$

$$Hg = 57,5 \text{ m}$$

- Le débit de projet : $Q = 0,1$ (m³/s).

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (III.4) ci-après.

Tableau (III.4) : Calcul de HMT

Re	D(m)	V (m/s)	j (m/m)	L (m)	ΔH (m)	Hmt (m)	λ
424628,45	0,3	1,41542817	0,012197854	1715	25,10318381	82,60318381	0,035836701
318471,338	0,4	0,79617834	0,002648864	1715	5,451362163	62,95136216	0,032794268
254777,07	0,5	0,50955414	0,000813888	1715	1,674982388	59,17498239	0,030750573

III.11.2.3. Calcul les frais d'exploitations

Données :

- Le rendement de la pompe : $\eta = 80 \%$.
- Le temps de pompage : $T = 20$ h.
- e : Prix unitaire du K.W.h. fixé par la SONELGAZ (4.67DA)

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (III.5) ci- dessous.

Tableau (III.5) : Calcul des frais d'exploitations

D (m)	P (Kw)	E (Kwh)	Fexp (Da)
0,3	101,2921541	739432,7252	3453150,827
0,4	77,19410785	563516,9873	2631624,331
0,5	72,56332215	529712,2517	2473756,216

III.11.2.4. Calcul des frais d'amortissement

Données :

- Le taux d'intérêt : $i = 8\%$.
- Le nombre d'année : $n = 25$ ans.
- L'amortissement annuel : $A = 0,0936787$.

Les résultats de calcul son donné dans le tableau (III.6) ci- après.

Tableau (III.6) : Calcul des frais d'amortissement

D (m)	Prix ml (Da)	L (m)	Frais amort (Da)
0,3	10000	1715	1606591,061
0,4	14000	1715	2249227,485
0,5	18000	1715	2891863,909

III.11.2.5. Calcul du bilan

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (III.7) ci- dessous.

Tableau (III.7) : Calcul des calculs du bilan

	0,3	0,4	0,5
Frais exp (Da)	3453150,827	2631624,331	2473756,216
Frais amortés (Da)	1606591,061	2249227,485	2891863,909
Bilan (Da)	5059741,888	4880851,816	5365620,125

III.12. Tableau récapitulatif

Les résultats de tous les calculs sont récapitulés dans le tableau (III.8) suivant :

Tableau (III.8) : Récapitulatif des différents tronçons

Tronçon	Type d'adduction	Type de conduite	D (mm)	V (m/s)
PK- SR	Gravitaire	fonte	400	1,616
SR – R1000m³	refoulement	fonte	400	0.796

III.13. Conclusion

Après avoir dimensionné les conduites d'adduction, il est nécessaire de choisir la pompe qui répond aux différentes conditions de refoulement. Dans le chapitre qui va suivre, on fera une étude pour le choix de la pompe pour la station de pompage.

CHAPITRE IV

Etude et choix des Pompes

IV.1. Définition

On appelle pompe tout appareil qui aspire un fluide d'une région à basse pression, pour le refouler vers une région à plus grande pression. Son rôle est de transformer l'énergie mécanique en énergie hydraulique, sous forme de pression.

IV.2. Classification des pompes

Selon les modes de déplacement des liquides à l'intérieur des pompes, on peut distinguer deux types de pompes [12] :

IV.2.1. Les pompes volumétriques

Leurs principes de fonctionnement consistent à déplacer des volumes élémentaires de liquide de l'aspiration vers le refoulement. On cite les pompes à piston, ces dernières sont utilisées pour de grandes pressions de refoulement. Le déplacement du liquide de l'aspiration vers le refoulement se fait par un mouvement de translation, rotation ou mixte [12].

IV.2.2. Les turbopompes

Les turbopompes sont actuellement les plus employées dans le domaine d'hydraulique, les principales raisons sont :

- L'encombrement des turbopompes est environ huit fois moindre que celui des pompes volumiques.
- Les frais d'entretiens d'une turbopompe sont peu élevés

Leurs principes de fonctionnement consistent en un déplacement du liquide de l'aspiration vers le refoulement en moyen d'un organe actif de la pompe qui s'appelle la roue. Selon le type de la roue et son mode d'action, les turbopompes sont classées en trois catégories :

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

IV.3. Classification des pompes centrifuges

❖ Selon la forme de la roue, on distingue [12] :

- Pompes centrifuges radiales.
- Pompes centrifuges semi-axiales.
- Pompes centrifuges axiales.

❖ Selon la forme du corps de la pompe, on distingue :

- Pompes à volute ou colimaçon.
- Pompes à diffuseur circulaire ou du type turbine.

❖ En ce qui concerne le nombre de roues, on distingue :

- Pompes multicellulaires, lorsque il y a plus d'une roue.
 - Pompes monocellulaires, lorsque il n'y a qu'une seule roue.
- ❖ Selon la position de l'axe, on distingue :
- Pompes à axe horizontal.
 - Pompes à axe vertical.
 - En ce qui concerne le sens de rotation, les pompes peuvent être classées en pompes à sens directe et pompes à sens inverse.

Les pompes centrifuges sont caractérisées par [10] :

- ♦ Le débit (Q).
- ♦ La hauteur d'élévation (HMT).
- ♦ La charge absolue (NPSH).
- ♦ La puissance (Pa) et le rendement (%).
- ♦ La vitesse de rotation (N) et la vitesse spécifique (Ns).

IV.4. Constitution d'une pompe centrifuge

D'une façon générale, une pompe comporte [12] :

- Un organe mobile : la roue, appelée aussi, turbine.
- Des organes fixes : un diffuseur ou stator et des canaux de retour (Figure (IV.1)).

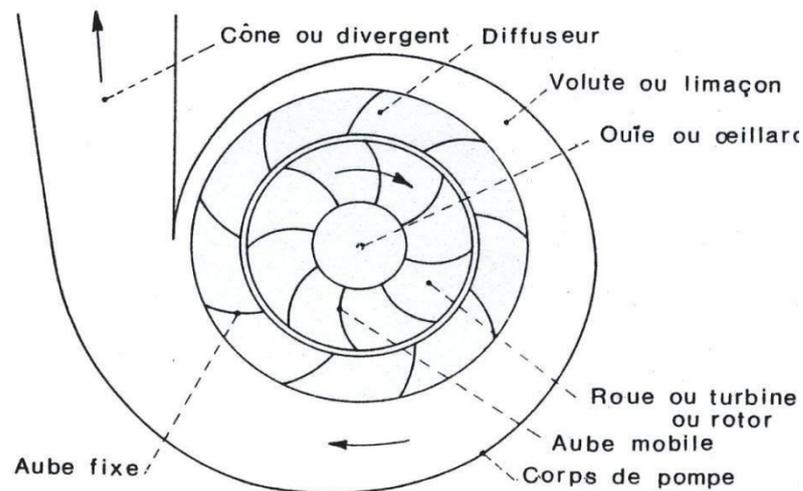


Figure (IV.1) : Pompe à volute et diffuseur

IV.5. Choix du nombre des pompes

Le choix du nombre de pompe est fonction des critères suivants :

- Assurer la hauteur et le débit calculés.
- Assurer le rendement maximal des pompes.
- Présenter le minimum d'encombrement.
- La disponibilité, surtout sur le marché national.

L'ensemble des pompes dans une station, peut présenter l'un des deux modes de couplage cités ci-après ou également les deux à la fois.

IV.5.1. Couplage en série

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

IV.5.2. Couplage en parallèle

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

IV.6. Choix de la pompe

Le choix de la pompe doit tenir compte de certains paramètres, à savoir :

- Le débit à refouler.
- La hauteur manométrique totale.
- La puissance absorbée et le rendement.
- La vitesse de rotation.
- Le coût et le type de la pompe.

IV.7. Les courbes caractéristiques d'une pompe

Ces courbes servent à caractériser les pompes centrifuges et à exprimer ses performances. Pour une vitesse de rotation donnée, on distingue trois types de courbes [10].

IV.7.1. La courbe hauteur-débit $\{H=f(Q)\}$

Elle exprime les variations des différentes hauteurs en fonction du débit.

IV.7.2. La courbe du rendement-débit $\{\eta=f(Q)\}$

Elles présentent la valeur du rendement en fonction du débit. Cette courbe présente un maximum pour une certaine valeur du débit.

IV.7.3. La courbe des puissances absorbées-débit $\{P_a=f(Q)\}$

Elles représentent la variation de la puissance absorbée par la pompe en fonction du débit.

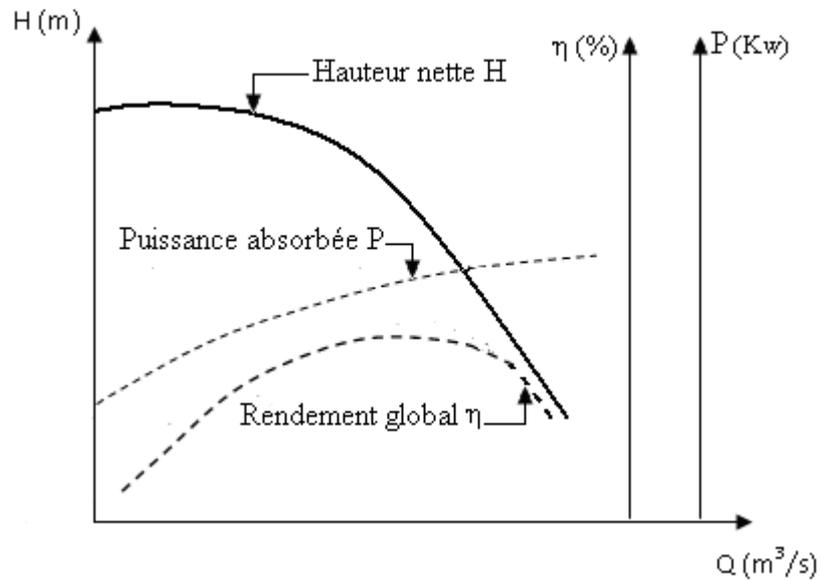


Figure (IV.2) : Les Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

IV.8. Caractéristique de la conduite

On appelle caractéristique d'une conduite la courbe qui représente pour une canalisation de diamètre D et de longueur L , la variation de la perte de charge en fonction du débit, c'est la traduction graphique dans un système de coordonnées (J, Q) de l'expression [12] :

$$J = R \cdot Q^2 \quad (\text{IV.1})$$

- R : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite.

$$R = 1,1 \times \frac{\lambda \times L}{\pi \times D^5} \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

- L : Longueur de la conduite.
- λ : Coefficient de frottement de Darcy.
- D : Diamètre de la conduite.
- g : Accélération de la pesanteur (9.81 m/s^2).

IV.9. Puissance absorbée (Pa)

C'est la puissance absorbée par une pompe, c'est-à-dire la puissance nécessaire pour son entraînement mécanique, s'exprime par la relation [9] :

$$P = \frac{g \times Q \times H}{\eta} \quad (\text{IV.3})$$

Avec :

- P : Puissance absorbée en (KW).
- Q : Débit a refoulé en (/s).
- H : Hauteur manométrique total en (m).
- η : Rendement de la pompe(%).

IV.10. Hauteur manométrique totale (HMT)

C'est l'indication d'un manomètre différentiel placé entre les brides d'entrée et de la sortie de la pompe (augmentation de la pression que la pompe peut communiquer au fluide). Elle est calculée comme suit [9]:

$$HMT = H_a + H_r + J_a + J_r \quad (IV.4)$$

Avec :

- H_a : Hauteur géométrique d'aspiration.
- H_r : Hauteur géométrique de refoulement.
- J_a : Perte de charge d'aspiration.
- J_r : Perte de charge de refoulement.

IV.11. Le point de fonctionnement de la pompe

La conduite de refoulement ayant été déterminée par des conditions économiques (le diamètre et la longueur sont connus), on peut tracer sa courbe caractéristique [12]. En portant sur le même graphe la courbe caractéristique du réseau et celle de la pompe, le point d'intersection des deux courbes est le point de fonctionnement de l'ensemble (P). Ce point détermine donc un débit Q et une hauteur H (Figure (IV.3)).

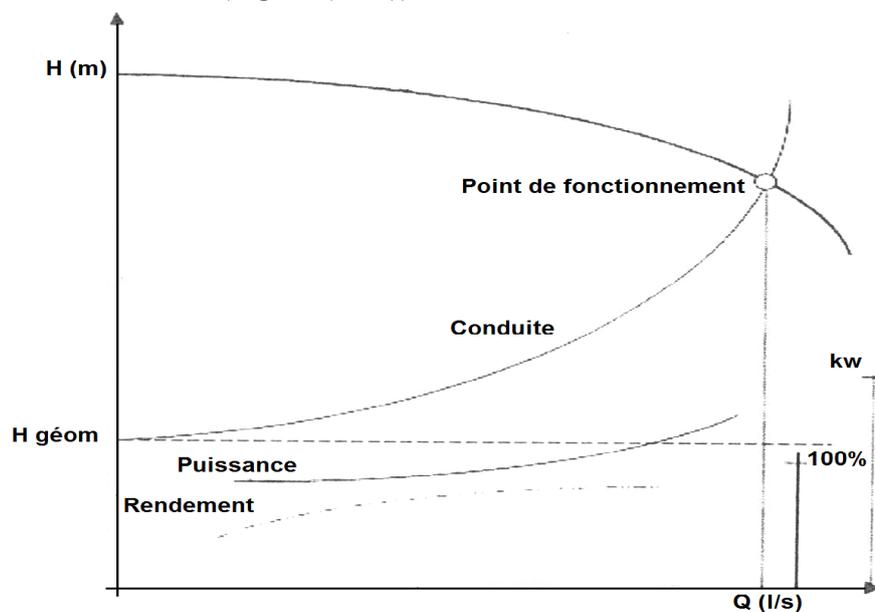


Figure (IV.3) : Point de fonctionnement d'une pompe

Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré de coordonnées H et Q déterminés, on sera dans l'obligation d'apporter quelques modifications afin d'adapter la pompe aux conditions de travail désirées. Le point de fonctionnement peut être obtenu par la modification de l'un des paramètres de fonctionnement de la pompe, d'où l'intérêt pratique des lois de similitudes. Pour cela, quatre cas peuvent se présenter [9] :

IV.11.1. Réduction ou augmentation du temps de pompage

On garde la courbe $H = f(Q)$ telle qu'elle est, le débit Q_2 sera plus grand que le débit désiré ; pour cela, nous sommes tenus de faire diminuer le temps de pompage tout en conservant le volume d'eau constant.

Le volume d'eau entrant dans le réservoir pendant un temps T_1 est de: $V \text{ (m}^3\text{)} = T_1 \times Q_1$, ce même volume sera obtenu par le refoulement d'un débit Q_2 pendant un temps T_2 . Donc, on peut écrire :

$$Q_2 \times T_2 = T_1 \times Q_1 \quad (\text{IV.5})$$

D'où :

$$T_2 = T_1 \times \frac{Q_1}{Q_2}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :
$$P = \frac{g \times Q_1 \times H}{\eta} \quad (\text{IV.6})$$

IV.11.2. Rognage de la roue

Le rognage s'effectue en gardant la même vitesse de rotation N, et cela, en traçant une droite par l'origine et par le point P_1 ; celle-ci coupe la courbe caractéristique de la pompe au point $P_2 (Q_2, H_2)$ avant le rognage qui est le point homologue du point désiré. On aura alors :

$$m' = \left(\frac{Q_1}{Q_2} \right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{H_1}{H_2} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (\text{IV.7})$$

Avec :

- m' : Coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage (r) sera :

$$r = 1 - m(\%) \quad (\text{IV.8})$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \quad (\text{IV.9})$$

- **Inconvénient :**

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

IV.11.3. Variation de la vitesse de rotation

Dans ce cas, on fait varier la vitesse de rotation, sa diminution entraînera la diminution du débit et également la puissance absorbée.

On trace la parabole d'équation $y = ax^2$ (Courbe d'iso-rendement) qui contient le point homologue qui passe par P_1 (Figure (IV.4)) et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P_3 (Q_3, H_3), on aura alors la nouvelle vitesse de rotation N' donnée par [9]:

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} \quad (\text{Tr /min}) \quad (\text{IV.10})$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \quad (\text{KW}) \quad (\text{IV.11})$$

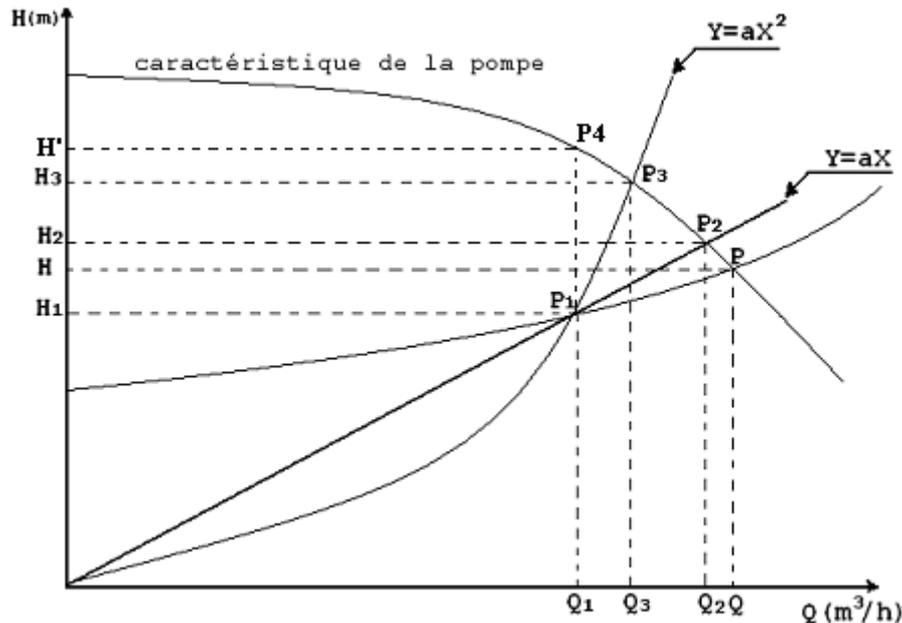


Figure (IV.4) : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré

IV.11.4. Régulation par étouffement (Le vannage)

Afin de ramener le point fonctionnement au point désiré, nous procédons au vannage c'est-à-dire, on ferme d'une manière à changer la caractéristique du réseau jusqu'à ce que le point de fonctionnement soit celui désiré, dans ce cas la puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q \times H'}{\eta} \quad (\text{IV.12})$$

Avec :

$$H' = H_1 + h \quad (\text{IV.13})$$

Où :

- h : Perte de charge engendrée par vannage en (m).
- H' : La hauteur créée par la pompe pour le débit désiré Q_1 .
- η : Le rendement (%).

IV.12. Etude de la cavitation

La cavitation est un phénomène physique très complexe, qui se manifeste lorsque la pression absolue du liquide descend au dessous de la tension de vapeur du liquide. Il se forme des bulles d'air, qui, dans les zones de pression les plus élevées, provoquent d'importantes perturbations ; bruits dans l'écoulement, des vibrations, ce qui entraîne la détérioration des caractéristiques hydrauliques (le rendement, la hauteur de refoulement,... etc.) et l'érosion des matériaux au niveau de la pompe.

Pour éviter ce phénomène, on doit assurer à l'aspiration une certaine pression dite : Charge nette minimale disponible à l'aspiration $(NPSH)_d$ (donnée par l'utilisateur), qui sera supérieure à la Charge nette minimale requise à l'aspiration $(NPSH)_r$ (donnée par le constructeur) [12] :

$$NPSH_d > NPSH_r \quad (\text{IV.14})$$

- ❖ **$NPSH_d$** : La charge nette d'aspiration disponible, est simplement une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression dans la pompe.
- ❖ **$NPSH_r$** : La charge d'aspiration requise par le constructeur, est la hauteur minimale de liquide, supposée à sa température d'ébullition, nécessaire au dessus de l'aspiration pour empêcher la cavitation. Elle dépend de :
 - Type de la pompe.
 - Point de fonctionnement.

Elle est donnée par le fabricant sous la forme d'une courbe donnant le NPSH requis (en mètre de liquide) en fonction du débit.

$$NPSH_d = (P_0 / \rho g) + Ha - (J_a + h_v) \quad (m) \quad (\text{Aspiration en charge}). \quad (\text{IV.15})$$

$$NPSH_d = (P_0 / \rho g) - Ha - (J_a + h_v) \quad (m) \quad (\text{Aspiration en dépression}). \quad (\text{IV.16})$$

Avec :

- H_a : Hauteur d'aspiration en (m).
- h_v : Tension de vapeur d'eau pompée en (m).
- $P_0/\rho g$: Pression du plan d'aspiration en (m).

Le tableau (IV.1) ci dessous montre les tentions de vapeur d'eau.

Tableau (IV.1): Tentions de vapeur de l'eau en fonction de la température

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

VI.13. Types de la pompe à adopter pour la chaine de refoulement (SR – R₁)

Les caractéristiques du tronçon sont représentées dans le tableau (IV.2) suivant :

Tableau (IV.2): Les caractéristiques du tronçon SR–R1000 m³

Caractéristique s	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Hg (m)	Hmt (m)	L (m)	D (mm)	λ
SR – R1000 m ³	100	0,796	57,5	62,95	1715	400	0,03279

D'après le Catalogue des pompes CAPRARI [15], on a opté pour une (pompe centrifuge horizontale) et une autre de secours qui ont les caractéristiques identiques suivantes (Annexe (4)):

Tableau(IV.3) : Les caractéristiques de la pompe choisie

Pompe	Caractéristiques
PM 150 / 3B	<ul style="list-style-type: none"> - Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal. - Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte. - Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte (PMS: en fonte sphéroïdale). - 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).

A. Données techniques du groupe électro-pompe

- $Q = 100$ l/s.
- $H = 63$ m.
- $\eta = 72,5$ %.
- $P = 87,8$ KW.
- $NPSH_r = 6,01$ m.
- $N = 1450$ tr / min.
- Fréquence: 50 Hz.
- Monophasé / Triphasé: 3~.
- Puissance moteur P2 : 110 kW.
- Tension: 400 V.
- Diamètre refoulement: DN 150(UNI PN40).
- Raccord d'aspiration : DN 200 (UNI PN25).
- Le point de fonctionnement : P₁ (103 l/s, 63,3 m).
- Le point demandé : P (100 l/s, 63 m).

On remarque que le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, par conséquent cette pompe nécessite des modifications (Figure (IV.5)).

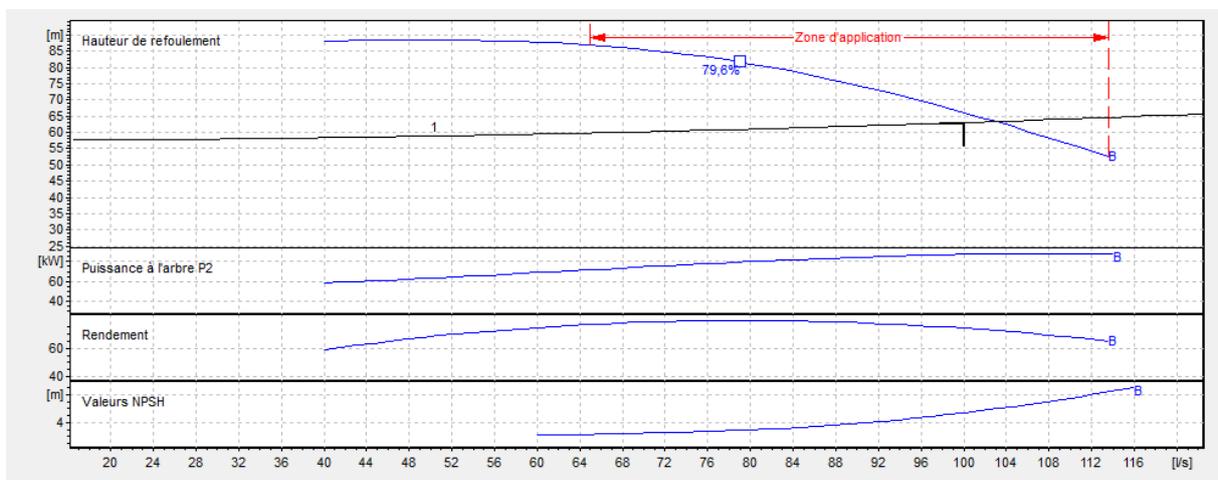


Figure (IV.5) : Courbe caractéristiques de la pompe

B. Réalisation du point de fonctionnement

B.1. Réduction ou augmentation du temps de pompage

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

$$T_2 = T_1 \times \frac{Q_1}{Q_2}$$

$$T_2 = 20 * \frac{100}{103} = 19 \text{ h } 41 \text{ mn}$$

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta}$$

$$\Rightarrow P = \frac{9,81 * 0,1 * 63}{0,725}$$

$$P = 88,22 \text{ KW}$$

B.2. Rognage de la roue

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

B.3. Variation de la vitesse de rotation

L'équation de la courbe iso-rendement s'écrit :

$$H = \frac{H_1}{Q_1^2} * Q^2 = \frac{63}{100^2} * Q^2$$

$$H = 0,0063 Q^2$$

Cette courbe passe par le point P₃ (102 l/s, 62 m)

D'où :

$$N_i = 1450 \times \frac{100}{102} = 1421,56 \text{ tr/min}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q \times H}{\eta} = \frac{9,81 * 0,1 * 63}{0,725}$$

$$P = 85,24 \text{ KW}$$

B.4. Régulation par étouffement (Le vannage)

Le vannage a pour but de créer les pertes de charge dans la conduite. Donc le point de fonctionnement aura les coordonnées suivantes (0,1, H₁ + J).

Avec h = 3 m : pertes de charge créées par la vanne (d'après la courbe caractéristique de la pompe).

On aura

$$H_{\square} = H_1 + h$$

$$H_{\square} = 63,3 + 3 = 66,3 \text{ m}$$

La puissance absorbée par la pompe sera : $P = \frac{g * Q * H'}{\eta} \Leftrightarrow P = \frac{9,81 * 0,1 * 66,3}{0,725}$

$$P = 89,71 \text{ KW}$$

Après la comparaison des nouvelles puissances absorbées, on opte pour la troisième variante qui consiste à la variation de la vitesse de rotation, car elle donne la puissance absorbée la plus petite de toutes les variantes étudiées c'est la solution la plus économique.

C. Etude de la cavitation

- Calcul du $NPSH_d$

- $NPSH_r = 6,01 \text{ m}$ $h_v = 0,2055$

$NPSH_d = (P_0 / \rho g) + H_a - (J_a + h_v)$ avec $H_a = 0 \text{ m}$ et $J_a = 0$ car la pompe est presque située au même niveau du radier.

- $NPSH_d = 10,33 - 0,2055$

- $NPSH_d = 10,12 \text{ m}$

$NPSH_d > NPSH_r$ donc, la pompe ne cavite pas.

IV.13. Conclusion

L'étude montre que la pompe choisie et installée au niveau de point de pompage (SR) permet un fonctionnement normal du pompage, nous nous sommes limités à l'utilisation de la troisième variante qui est la variation de la vitesse de rotation pour adapter la pompe aux conditions de travail désirées.

CHAPITRE V

Protection contre le coup de bélier

V.1. Définition

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

V.2. Causes du phénomène

Particulièrement, les générateurs des coups de bélier sont les suivants [12] :

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

V.3. Analyse physique du phénomène

L'analyse sera faite pour le cas d'un arrêt brusque d'une pompe. Quatre phases peuvent être envisagées [7] :

- **1^{ère} phase :**

Au temps initial $t = 0$ (moment d'arrêt du courant), la colonne d'eau va poursuivre son ascension mais elle n'est plus alimentée. Il en résultera une dépression qui se propagera avec une célérité a . Au bout du temps $T = L/a$, l'eau est alors immobile et la conduite sera en dépression.

- **2^{ème} phase :**

L'eau revient ensuite vers la pompe, et à $T = 2L/a$, toute l'eau sera redescendue et arrêtée par le clapet anti-retour de la pompe, qui entre temps se referme.

● 3^{ème} phase :

L'eau va se trouver comprimée, de proche en proche, dans le sens « pompe-réservoir » entraînant une dilatation de la conduite à $T = 3L/a$. toute l'eau sera comprimée et immobile.

● 4^{ème} phase :

La conduite va tendre à revenir à son diamètre initial, de proche en proche, à partir de la pompe, d'où la propulsion de l'eau vers le réservoir à $T = 4L/a$, la conduite revient à son état initial.

V.4. Moyens de protection contre le coup de bélier

Afin de limiter les variations de la pression dans les conduites, les appareils anti-bélier devront avoir pour effet de limiter la dépression ainsi que la surpression. Parmi ces moyens, on trouve [10] :

- Volant d'inertie.
- Soupapes de décharges.
- Les ventouses.
- Clapet by-pass.
- Cheminée d'équilibre.
- Les réservoirs d'air.
- Vanne à fermeture lente.

V.5. Dispositifs anti-bélier**V.5.1. Loi d'ouverture ou de fermeture des vannes**

La protection d'une conduite en écoulement gravitaire peut être obtenue généralement d'une manière satisfaisante en imposant une vitesse d'ouverture et de fermeture des vannes suffisamment lente afin de limiter les surpressions et dépressions éventuelles à des valeurs raisonnables.

Toutefois, en présence d'une station de pompage, il est plus difficile de contrôler l'ampleur du phénomène étant donné que l'arrêt des pompes peut se produire subitement, par suite d'une interruption du courant qui alimente les moteurs électriques.

Deux types de solutions sont alors envisageables. La première repose sur l'augmentation du temps d'arrêt des pompes. La seconde consiste en un système pouvant fournir ou emmagasiner de l'eau lors d'une manœuvre rapide.

V.5.2. Volants d'inertie

L'utilisation d'un volant d'inertie monté sur l'arbre du groupe électropompe peut permettre l'augmentation du temps d'arrêt. Economiquement, cette solution n'est viable que pour des conduites de refoulement de quelques centaines de mètres : de plus grandes conduites nécessiteraient des volants de taille exagérée ou impliqueraient des appels d'intensité de courant lors des phases de démarrage trop importants.

V.5.3. Cheminée d'équilibre

Lorsque les conditions topographiques et les hauteurs géométriques le permettent, il peut être envisagé d'introduire une cheminée d'équilibre, constituée par un réservoir en contact avec la surface libre. Ce dispositif permet de réduire les effets du coup de bélier. Cependant, un autre phénomène d'oscillation en masse, d'une nature complètement différente, apparaît entre la cheminée et le réservoir (Figure (V.1)). Il est toutefois à noter que ce dispositif anti-bélier est plutôt réservé pour les transferts d'eau brute et les forts débits [9].

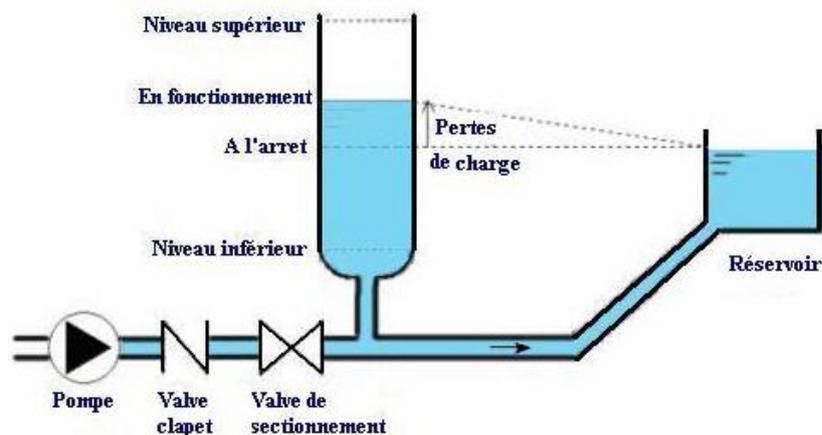


Figure (V.1) : Cheminée d'équilibre

V.5.4. Soupapes de décharge

Les soupapes de décharges sont des équipements mécaniques qui s'ouvrent pour réduire la surpression à une valeur acceptable (Figure(V.2)). Ces dispositifs sont généralement constitués d'une soupape maintenue par un ressort dont la pression est ajustée à une valeur légèrement

supérieure (5%) à la pression maximale d'opération. L'ouverture de la soupape laisse passer un débit qui doit être évacué vers l'extérieur.

Ce dispositif est inefficace pour protéger les conduites contre les dépressions et les cavitations. On utilise, pour le calcul, une relation d'orifice du type:

$$|H_{ex} - H| = C_v Q^2 \quad (V.1)$$

Où :

- H_{ex} : Pression externe.

On tient compte des pressions d'ouverture et de fermeture ainsi que des périodes de temps associées à chacune de ces opérations [9].

Ce type de soupapes peut être activé par des capteurs de pression situés à un endroit différent de celui de la soupape. De cette façon, le déclenchement de l'ouverture peut se faire par anticipation.

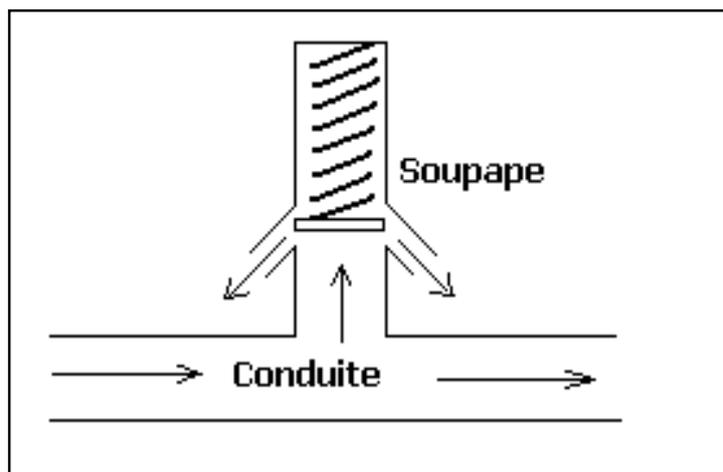


Figure (V.2) : Soupape de décharge

V.5.5. Ventouses (reniflards)

Une ventouse est constituée d'un flotteur sphérique en caoutchouc logé dans un corps en fonte. Leur rôle principal est l'évacuation ou l'admission de l'air continu dans des conduites. On procède à leur vidange lorsqu'il y a apparition de la cavitation en un point haut.

V.5.6. Réservoir à air comprimé

Un réservoir à air comprimé est un réservoir fermé dont la partie supérieure contient de l'air sous pression et la partie inférieure un certain volume d'eau. Ainsi, lors d'un arrêt des pompes (par exemple), le réservoir se décomprime et fournit de l'eau à la conduite, réduisant l'abaissement de

pression dû au coup de bélier. Lorsque le sens de l'écoulement s'inverse, l'air du réservoir se comprime permettant ainsi de stocker un volume d'eau (Figure (V.3)).

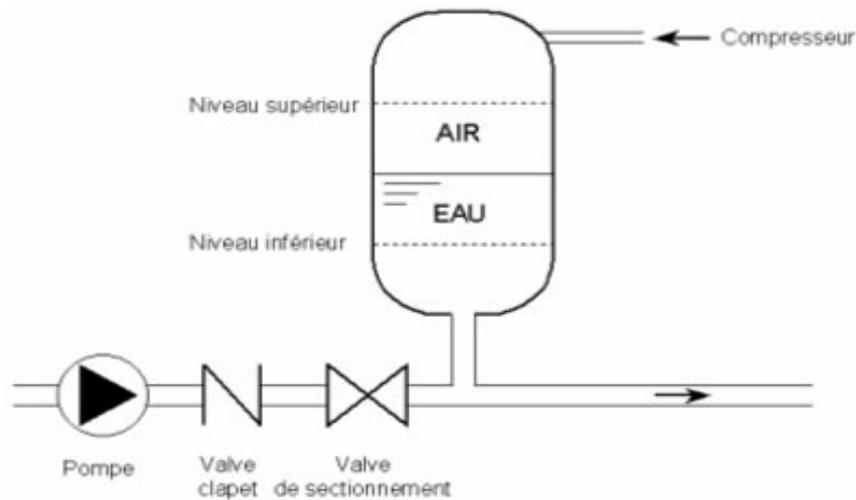


Figure (V.3) : Réservoir d'air

▪ Avantages du réservoir d'air

Le réservoir d'air présente certains avantages qui sont les suivants :

- ☞ Il présente des dimensions réduites par rapport à l'autre dispositif (cheminée d'équilibre).
- ☞ Il peut être préconisé comme solution dans les régions froides car il est facile à chauffer pour éviter les effets du gel.
- ☞ Il peut être installé parallèlement au sol cela offre une meilleure résistance au vent et au tremblement de terre.

▪ Inconvénients du réservoir d'air

Comme il présente certains inconvénients qui sont les suivants :

- ☞ La nécessité de fournir de l'air comprimé constamment.
- ☞ La nécessité de prévoir plusieurs équipements auxiliaires qui demande une maintenance constante et des frais élevés.

V.6. Etude du coup de bélier

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

▪ **Valeur du coup de bélier**

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

$$a = \frac{9900}{48.3 + K \frac{D}{e}} \quad (\text{V.2})$$

Avec :

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

Où :

- $K = 0.5$ pour l'acier.
- $K = 83$ pour le PEHD.
- $K = 1$ pour la fonte.

☞ **1^{er} Cas : Fermeture brusque**

La fermeture brusque est caractérisée par un temps T , tel que : $T < \frac{2 * L}{a}$.

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{a * V_0}{g} \quad (\text{V.3})$$

Avec :

- B : La valeur du coup de bélier (m).
- a : La célérité de l'onde (m/s).
- V_0 : Vitesse d'écoulement (m/s).
- g : Accélération de la pesanteur (m/s^2).

La valeur maximale de la pression-surpression est :

$$H_s = H_0 + B \quad (\text{V.4})$$

La valeur maximale de la pression-dépression est :

$$H_d = H_0 - B \quad (\text{V.5})$$

Où :

- H_0 : La pression absolue au point le plus haut de la conduite, tel que :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (\text{V.6})$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique de refoulement,
- 10 : Pression atmosphérique,
- H_0 : Pression absolue de la conduite.

☞ **2^{ème} Cas : Fermeture lente**

La fermeture lente est caractérisée par un temps T tel que : $T > \frac{2 * L}{a}$.

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

$$B = \frac{2 * L * V_0}{g * T} \quad (\text{V.7})$$

V.7. Calcul du coup de bélier

V.7.1. Calcul des valeurs du coup de bélier des tronçons

Les valeurs numériques du coup de bélier pour chaque tronçon sont représentées dans le tableau (V.1) suivant :

Tableau (V.1) : Calcul de la valeur maximal du coup de bélier

Tronçon	Caractéristique de la conduite			Hg + 10 (m)	Célérité a (m/s)	Valeur du coup de délier B (m)	Dépression Hd (m)	Suppression Hs (m)
	D (mm)	E (mm)	V (m/s)					
SR- R1000 m ³	400	24	0.796	67.5	1228.27	99.664	-32.16	167.164

V.7.2. Calcul d'un réservoir d'air

Le calcul d'un réservoir d'air est basé sur la méthode graphique de Bergeron, qui a pour but, la détermination de la surpression et de la dépression maximale dans la conduite.

V.7.3. Méthode de calcul (méthode de Bergeron)

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 consiste à déterminer par approximations successives la vitesse de l'eau dans la conduite de refoulement au niveau du réservoir d'air [7].

$$1. \text{ Les temps se suivent selon les valeurs de } T = \frac{2 \times L}{a} \quad (\text{V.8})$$

2. L'augmentation ou la diminution (ΔU) de ce volume est due, à l'eau que le réservoir écoule vers la conduite, au cours du régime transitoire, avec :

$$V_m = \text{---} \quad (\text{V.9})$$

Où :

- V_0 : Vitesse de régime normal avant disjonction (écoulement initial).
- V_f : Vitesse finale choisie.

$$\Delta U = S \times V_m \times T \quad (\text{V.10})$$

Où :

- S : Section de la conduite,
- T : Temps mis par une onde, pour faire un aller retour dans la conduite,
- V_m : Moyenne arithmétique de la vitesse finale de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie.

3. Le volume d'air U du réservoir sera égal à la fin du premier intervalle T , au volume d'air choisi arbitrairement U_0 au départ, augmenté ou diminué de la quantité trouvée à la colonne précédente ΔU .

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

$$(Z_0 + \delta_0) \times U_0^{1.4} = Z \times U^{1.4} \quad (\text{V.11})$$

Où :

- δ_0 : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal.
- Z_0 : Pression absolue.
- U_0 : Volume d'air initial.
- U : Volume nouveau de l'air.
- Z : Pression dans le réservoir d'air.

5. La vitesse dans la tubulure

☞ Cas de la montée de l'eau :

A la montée de l'eau. On a un coefficient de débit de 0.92 (Figure (V.4)).

$$V_l / V_f = D^2 / d^2 = K \quad (\text{V.12})$$

Où :

- V_l = Vitesse dans la tuyère.
- V_f = Vitesse finale choisie.
- D : Diamètre de la conduite.

- d' : Diamètre de la veine contractée.

Avec :

$$d' = 0.92 d \quad (\text{V.13})$$

- d : Sera choisi de manière à avoir le rapport :

$$V_1/V_f = K \text{ compris entre 15 et 20} \quad (\text{V.14})$$

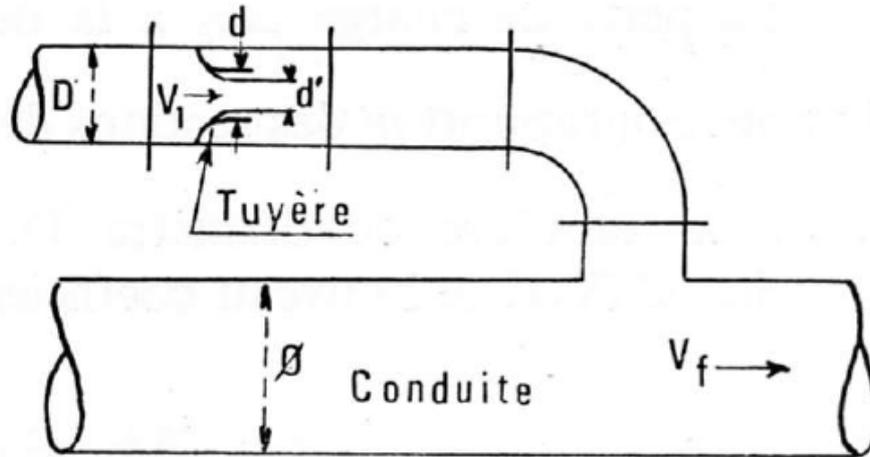


Figure (V.4) : L'eau du réservoir se dirige vers la conduite

☞ *Cas de la descente de l'eau :*

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

$$V_2/V_f = 2 \times (D/d)^2 = K' \quad (\text{V.15})$$

Où :

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

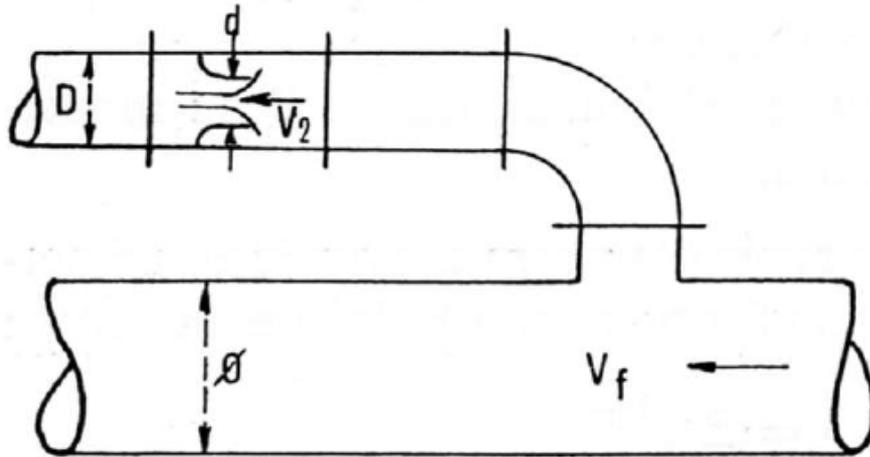


Figure (V.5) : L'eau de la conduite revient dans le réservoir.

6. Calcul des pertes de charge

➤ *Cas de la montée de l'eau :*

$$\Delta h_1 = C \times (V_1^2 / 2g) \quad (\text{V.16})$$

$$C = f(m)$$

- C : Coefficient de perte de charge.

La valeur de C est lue sur l'abaque (Annexe (4)).

Avec :

$$m = (0,92.d)^2 / D^2 \quad (\text{V.17})$$

- D' : Diamètre de la tubulure.

➤ *Cas de la descente de l'eau :*

$$\Delta h_2 = C' \times (V_2^2 / 2g) \quad (\text{V.18})$$

Avec :

$$C' = f(m)$$

$$m = 1/2 \times (d/D)^2 \quad (\text{V.19})$$

La valeur de C est lue sur l'abaque (Annexe (4)).

La Perte de charge δ est donnée par la formule de COLEBROOCK, aussi pour le PEHD :

$$\delta = 1.1 \frac{\lambda \times L \times V_f^2}{D \times 2 \times g} \quad (\text{V.20})$$

La pression dans la conduite sans pertes de charge :

$$\Rightarrow \text{Cas de la montée : } Z - \Delta h_1 - \delta \quad (\text{V.21})$$

$$\Rightarrow \text{Cas de la descente : } Z' + \Delta h_2 + \delta \quad (\text{V.22})$$

V.8. Application du calcul pour les tronçons

V.8.1. Tronçon SR-R1000 m³

Données:

- $Q = 0,1 \text{ m}^3/\text{s}$.
- $D = 400 \text{ mm}$.
- $e = 24 \text{ mm}$.
- $L = 1715 \text{ m}$.
- $H_g = 57.5 \text{ m}$.
- $K = 19$.
- $K' = 3$.
- $C = 0,63$.
- $C' = 0,78$.

On choisit une tuyère de diamètre $d = 100 \text{ mm}$ qui est incorporée dans une tubulure de diamètre $D' = 200 \text{ mm}$.

A. Résultats de calcul du réservoir d'air

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon SR-R1000 m³ en utilisant la méthode de BERGERON, sont donnés dans le tableau (V.2) ci-dessous [16]. L'épure de BERGERON est illustrée par la figure (V.6).

Tableau (V.2) : Calcul du réservoir d'air du tronçon SR-R1000 m³

Données de l'Adduction		Résultats		Données du Réservoir d'air	
Diamètre	0.4 m	Vitesse	0.79617834 m/s	Volume U ₀	0.4 m ³
Débit	0.1 m ³ /s	Section	0.1256 m ²	K PDC entr	40.71 Vf ²
H géomet	57.5 m	Célérité a	1228.25885 m/s	K PDC sort	11.6 Vf ²
Long. Cond.	1715 m	B	99.6853311 m	Exposant	1.2
coef. K	1	Hmax	157.1853311 m	Pression de l'air	
Epaisseur e	0.024 m	Hmin	-42.1853311 m	pres. air Z	23.948495 /U ^Λ
C Haz Will	100	periode θ	2.79257096 s	Résultats des pressions	
Résultats des variations du volume d'air		Ho	67.5 m	Supression	32.4822942 m
Umax	0.73440124 m ³	PDC δ	4.41280611 m	Dépression	32.8220925 m
Umin	0.30359049 m ³	a/g	125.204776 s		

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z -+ Δh -+ δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0.4	71.9128061	0	71.9128061	4.41280611	67.5	0.79617834	0	0	
2.79257096	0.23465444	0.63465444	41.3269579	3.40576111	37.9211968	2.16364444	35.7575523	0.54265409	0.66901356	0.54184878	0.00080531
5.58514192	0.0997468	0.73440124	34.6863133	0.00840584	34.6779075	0.00832756	34.6695799	0.02691603	0.28438397	0.02691917	-3.1361E-06
8.37771288	-0.06576847	0.66863277	38.8197768	6.57689205	45.3966689	1.24436452	46.6410334	-0.40189658	-0.18750976	-0.40193868	4.2105E-05
11.1702838	-0.16736875	0.50126402	54.8527477	12.4232737	67.2760213	2.24245131	69.5184726	-0.55237402	-0.47717812	-0.55241756	4.3543E-05
13.9628548	-0.15692264	0.34434137	86.0778031	4.77201739	90.8498205	0.92456725	91.7743878	-0.34237516	-0.44739565	-0.34237375	-1.4069E-06
16.7554258	-0.04075089	0.30359049	100.122673	0.1403789	99.9822942	0.11291641	99.8693778	0.11003383	-0.11618317	0.11000741	2.6423E-05
19.5479967	0.08838667	0.39197715	73.6826644	1.80058877	71.8820756	1.19913871	70.6829369	0.39398717	0.25199556	0.39398372	3.455E-06
22.3405677	0.12065009	0.51262724	53.39692	1.00250233	52.3944177	0.69720522	51.6972125	0.29319349	0.34398048	0.29397723	-0.00078374
25.1331387	0.05278516	0.56541241	47.472251	0.00057002	47.471681	0.00068914	47.4709919	0.00700796	0.1504936	0.00700996	-2.0018E-06
27.9257096	-0.04277754	0.52263487	52.1723221	2.56339111	54.7357133	0.52002355	55.2557368	-0.25075594	-0.12196126	-0.25093248	0.00017654
30.7182806	-0.09897276	0.42366211	67.1204217	3.99907441	71.1194962	0.78500952	71.9045057	-0.31337143	-0.28217714	-0.31342179	5.0366E-05
33.5108515	-0.07736729	0.34629482	85.495455	0.66423939	86.1596944	0.14891315	86.3086075	-0.12797025	-0.22057867	-0.12773554	-0.0002347
36.3034225	0.00428588	0.35058071	84.2427647	0.2686209	83.9741438	0.2059392	83.7682046	0.1521853	0.01221931	0.15217416	1.1139E-05
39.0959935	0.07353443	0.42411514	67.0343954	0.82774416	66.2066512	0.58388507	65.6227662	0.26712477	0.20965097	0.26712779	-3.0191E-06

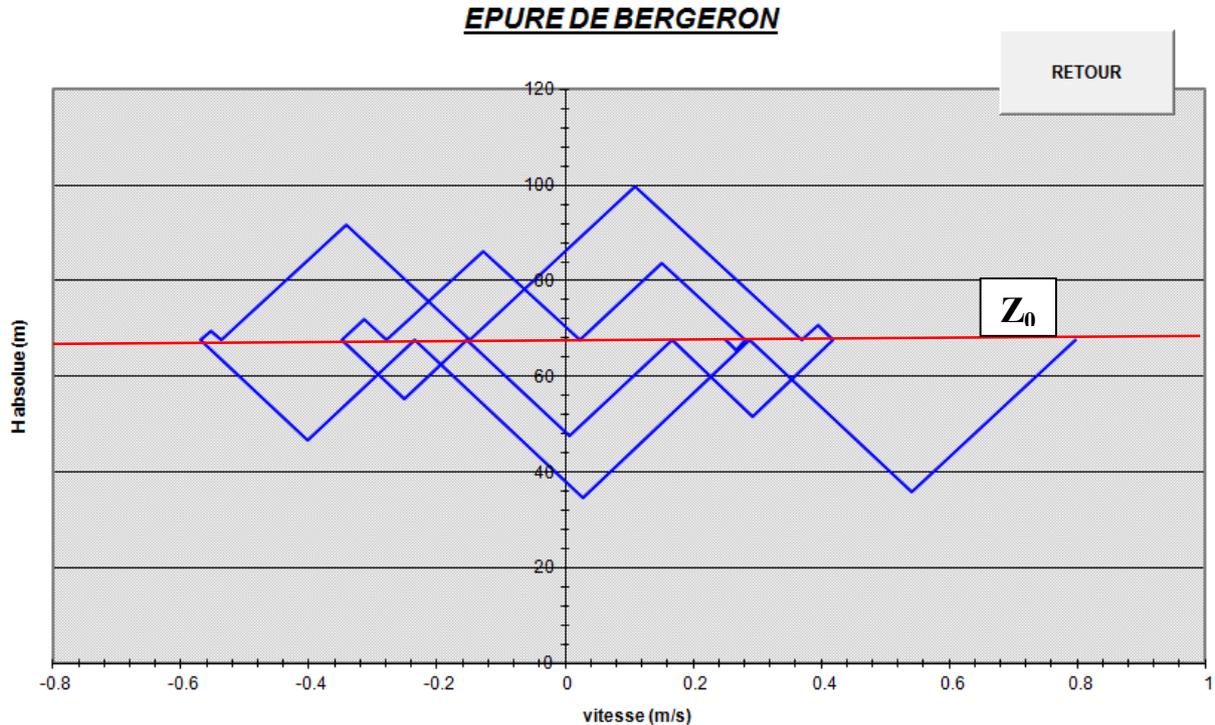


Figure (V.6) : Epure de BERGERON pour le tronçon SR1-R1000 m³

B. Interprétation des résultats

D'après le tableau (V.2) et l'épure caractéristique du tronçon (Figure (V.6)), on déduit que :

- ◆ Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de **32,82 m**. Le volume d'air à la fin de cette dépression est de **0,734 m³**
- ◆ Le volume d'air à la fin de la surpression est de **0,30 m³**.

Par ailleurs, la figure (V.7) montre clairement que le phénomène du coup de bélier s'est amorti en fonction du temps.

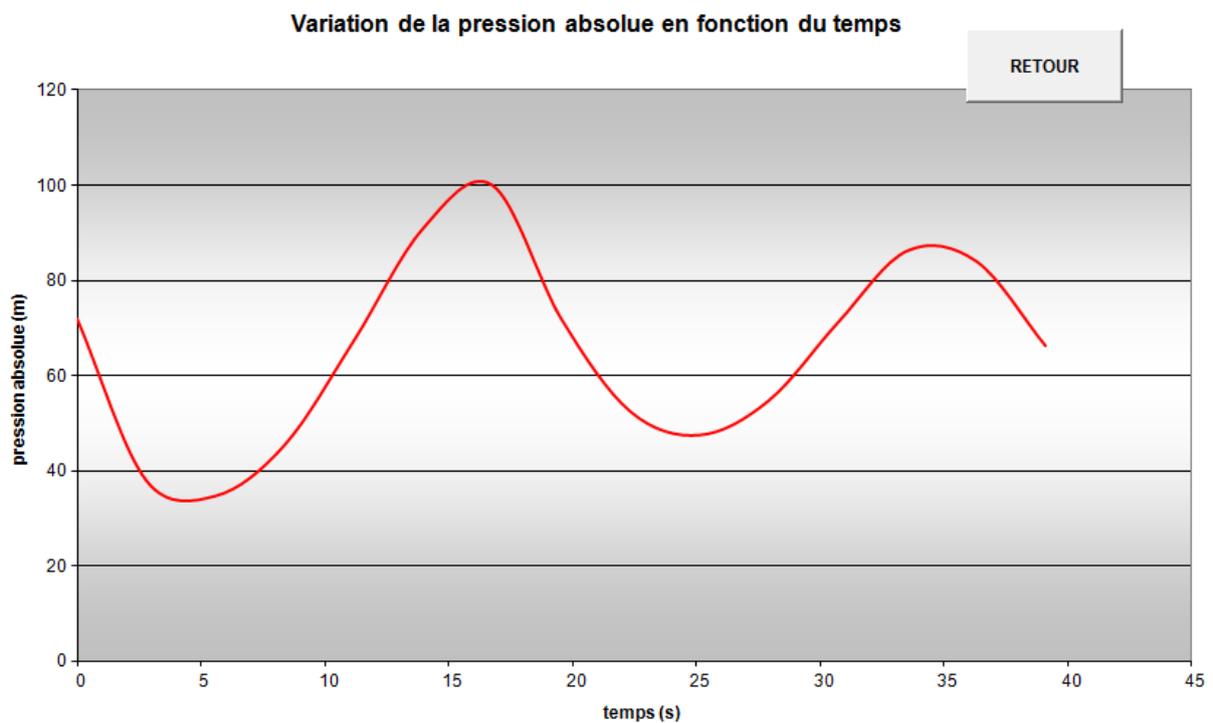


Figure (V.7) : Variation de la pression absolue en fonction du temps

C. Dimensionnement du réservoir d'air :

A partir du tableau (V.2), on a le volume maximal d'air de l'ordre **0,734 m³**. Par conséquent, il est possible à présent de calculer le volume totale du réservoir anti bélier pour le tronçon SR-R1000 m³, tel que :

$$V_t = 1,2 * \underline{U}_{\max}$$

D'où :

$$V_t = 1,2 * 0,734 = 0,881 \text{ m}^3$$

Par conséquent, on optera pour un réservoir de m^3 (900 l).

Le rapport des pressions en régime permanent et transitoire représenté dans la figure (V.8) suivante :

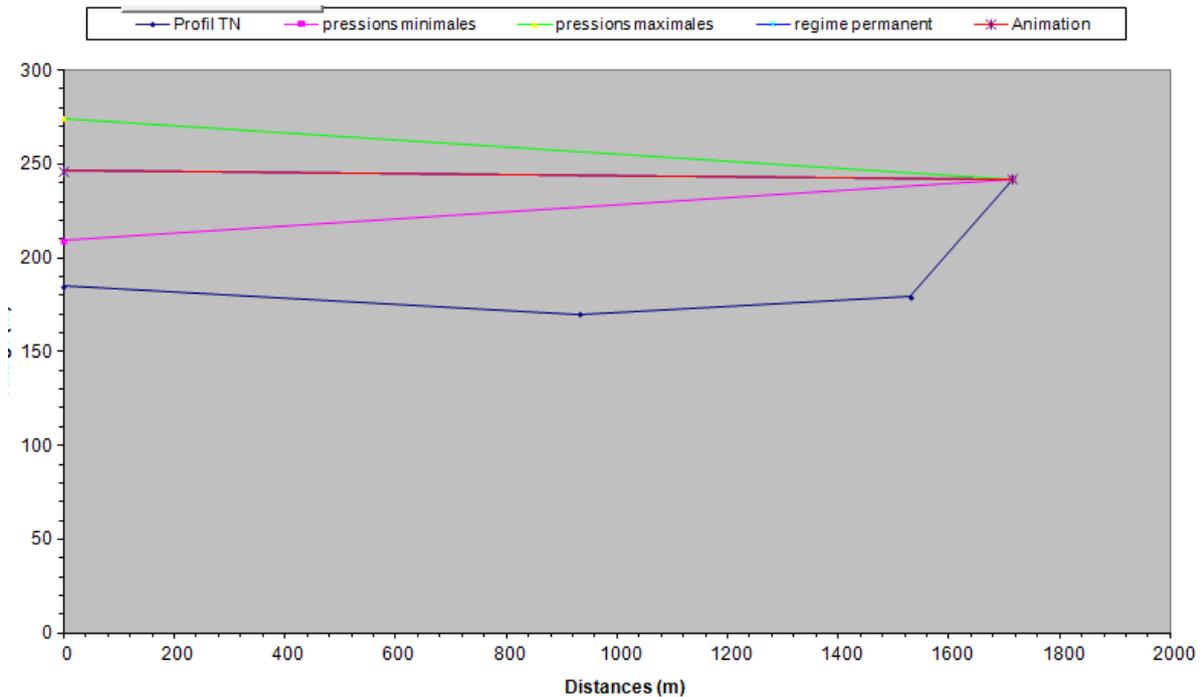


Figure (V.8) : Rapport des pressions en régime permanent et transitoire

V.9. Conclusion

D'après les résultats obtenus nous remarquons que les dépressions et les surpressions sont importantes et la protection contre celles-ci ne peut se faire qu'à l'aide des réservoirs d'airs.

Vu leur large utilisation, peu encombrant, ils trouvent facilement leur place à l'usage d'élévation où ils sont surveillés régulièrement.

CHAPITRE VI

Réseau de distribution

VI.1. Introduction

Le réseau de la distribution doit être conçu de façon à satisfaire l'alimentation en eau des abonnés d'une manière équitable, il est constitué d'une conduite maitresse à partir de laquelle prennent issues secondaires, alimentant des conduites tertiaires et ainsi de suite.

La consommation en eau est variable selon les jours de la semaine et les heures de la journée. Il existe des périodes de pointe dans la journée qui correspondent à une demande maximale en eau. Nous distinguons aussi le jour de pointe dans l'année qui correspond à une consommation maximal. L'ensemble de toutes ces conduites constitue un réseau de distribution répondant aux conduites suivantes :

- Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre suffisant, de façon à assurer le débit maximal avec une pression au sol compatible avec les hauteurs des immeubles
- La vitesse de l'eau dans le réseau sera de l'ordre de 0,5 à 1,5 m/s.

VI.2. Topologie des réseaux de distribution

Les différents types des réseaux utilisés pour alimentation des villes en eau potable sont les suivants [12] :

- Réseau ramifié.
- Réseau maillé.
- Réseau combiné.
- Réseau étagé.
- Réseau à alimentation distincte.

❖ Le réseau ramifié

Caractérisé par une alimentation à sens unique, il présente l'avantage d'être économique mais manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture.

❖ Le réseau maillé

Permet une alimentation en retour, une simple manœuvre de robinet permet l'isolement du tronçon et la poursuite de la l'alimentation en aval. Il est plus coûteux, mais préférable au réseau ramifié, pour la commodité et la sécurité qu'il procure.

❖ Le réseau étagé

Il est constitué de réseau indépendant, permet d'éviter les hautes pressions en cas de reliefs accidentés et des dénivèles importantes.

❖ Le réseau à alimentation distincte

Constitué généralement de deux réseaux, l'un pour la distribution de l'eau potable destinée à tous besoins domestique, et l'autre pour la distribution de l'eau non potable réservée aux usages industriels, lavage des rues et arrosages des plantation. Ce réseau ne se justifie que dans les installations extrêmement importantes.

❖ Le réseau mixte

Un réseau est dit mixte (maillé – ramifié), lorsque ce dernier est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillée.

VI.3. Choix du tracé

Pour définir le tracé définitif, il est important de penser aux points suivants :

- Minimiser le nombre de passages difficiles : traversée de route, de ravine,... etc.
- Eviter les pentes trop fortes : difficulté d'ancrage des tuyaux.
- Préférer les zones accessibles : le long des chemins existants par exemple.

VI.4. Choix des conduites de distribution

Notre choix est basé sur des conduites en PEHD, pour les multiples avantages qu'il présente, à savoir :

- Facilité de pose.
- Faible au niveau des branchements, pas de fuite.
- Résiste à l'entartage.
- Résiste à la corrosion interne et externe.
- Longue durée de vie (durée de vie théorique 50 ans).
- Bonnes caractéristiques hydrauliques.

VI.5. Equipements et accessoires du réseau

VI.5.1. Les canalisations

Les réseaux de distribution sont constitués de [14] :

- Conduites principales qui ont pour origine un réservoir ou une station de pompage. Elles assurent l'approvisionnement des conduites secondaires.
- Conduites secondaires assurant la liaison entre les conduites principales et les branchements.

VI.5.2. Organes accessoires

Le réseau de distribution comporte des équipements permettant son fonctionnement et son exploitation, dont les principaux sont résumés ci-après [14]:

a. Robinets

En principe ces appareils seront posés en vue de permettre l'isolement de divers tronçons de canalisation. Nous les trouvons donc à chaque nœud.

b. Ventouses

Organes de dégazage, elles permettent l'évacuation d'air contenu dans les conduites. Elles sont placées aux points hauts du réseau.

c. Robinets de décharges

Ils sont placés aux points bas du réseau pour permettre la vidange.

d. Clapets

Leurs rôle est d'empêcher le retour de l'eau en sens inverse de l'écoulement prévu. On les dispose principalement aux points de puisage et dans les stations de pompage alimentant une adduction.

e. Poteaux d'incendie

De tels poteaux doivent être raccordés sur des canalisations capables de fournir au point correspondant un débit minimal de 17 l/s sous 0.6 bar. Ils sont placés aux bordures des trottoirs, espacés de 200 à 300 m.

f. Régulateurs de pression

Ce sont des dispositifs permettant le réglage de la pression d'une façon à ne fournir au réseau de distribution que les pressions désirées.

g. Les raccords

Ce sont des composants permettant d'adapter la conduite au tracé prévu au projet. Le tableau (VI.1) indique la fonction de chaque raccord :

Tableau (VI.1): Fonctions des raccords

Nom du raccord	Fonction
Coude	Changement de direction
Cône de réduction	Diminution du diamètre
Manchon	Assemblage en ligne de 02 éléments cylindriques
Té	Raccordement à l'équerre d'une conduite sur une autre

VI.6. Calcul hydraulique du réseau de distribution**VI.6.1. Détermination du débit de pointe****VI.6.1.1. Première méthode**

- **Débit de pointe**

Le débit de pointe correspond à la consommation maximale horaire, avec laquelle on dimensionnera le réseau de distribution.

Les débits calculés dans notre cas sont :

$$Q_p = K_{\max.h} * (Q_{\max.j} / 24) \quad (\text{VI.1})$$

$$Q_p = 1,7 * (4954,12 / 24)$$

$$Q_p = 350,91 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_p = 97,48 \text{ l/s}$$

- **Débit spécifique**

C'est le débit uniforme, représentant le débit de pointe sur le nombre d'habitants.

$$Q_s = Q_p / \Sigma \text{ hab} \quad (\text{VI.2})$$

Avec :

- Q_s : Débit spécifique en (l/s/hab).
- Q_p : Débit de pointe en (l/s).
- **hab** : Somme des habitants.

- **Débit au tronçon**

C'est le débit soutiré dans chaque tronçon, il est déterminé en multipliant le débit spécifique par le nombre d'habitants dans le tronçon.

$$Q_{tr} = Q_s * N_{(hab/tr)} \quad (\text{VI.3})$$

Avec :

- Q_{tr} : Débit au tronçon en (l/s).
- Q_s : Débit spécifique en (l/s).
- $N_{(hab/tr)}$: Nombre d'habitants par tronçon.

VI.6.1.2 Deuxième méthode

- **Débit spécifique**

Représente le débit de pointe sur la somme des longueurs de chaque tronçon.

$$Q_s = Q_p / \Sigma L' \quad (\text{VI.4})$$

Avec :

- L' : La longueur du tronçon.
- $L' = 11296,61 \text{ m}$

- **Débit en route**

Il est déterminé en multipliant le débit spécifique par la longueur du tronçon.

$$Q_r = Q_s * L' \quad (VI.5)$$

Avec :

- Q_r : Débit en route.
- **Débit au tronçon**

Il est déterminé par la relation suivante

$$Q_{tr} = Q_{aval} + 0.55 * Q_r \quad (VI.6)$$

Avec :

- Q_{tr} : Débit au tronçon en (l/s).
- Q_{aval} : Débit à l'aval de chaque tronçon.

VI.7. Présentation du logiciel Epanet

Epanet est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif 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 calcul 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 et de suivre l'origine de l'eau.

L'environnement de travail de basse d'Epanet est affiché dans la figure (VI.1) ci-après :

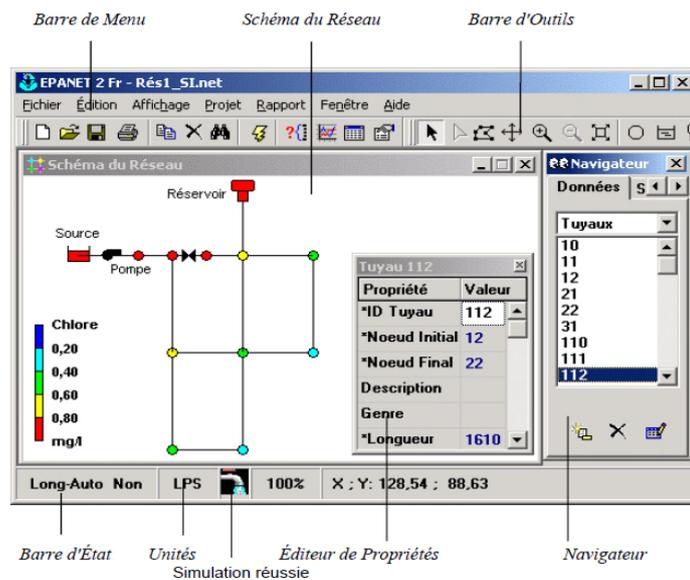


Figure (VI.1) : Environnement de travail sur Epanet

VI.8. Etude de la distribution

VI.8.1. Détermination des débits spécifique et des débits aux tronçons

Les résultats de calculs est regroupés dans le tableau (VI.2) ci- dessous :

Tableau (VI.2) : Détermination des débits

ID Arc	Nœud Initial	Nœud Final	Longueur m	Qs l/s	Qr l/s	Qtr l/s	Diamètre mm
1	R	N1	436.28	0.0086	3.7647	97.48	163,6
2	N1	N2	412.76	0.0086	3.5618	42.900	90
3	N2	N3	163.17	0.0086	1.4080	36.936	130,8
4	N2	N4	278.34	0.0086	2.4018	2.402	31
5	N3	N5	258.6	0.0086	2.2315	2.231	31
6	N3	N6	118.19	0.0086	1.0199	33.297	130,8
7	N6	N7	167.14	0.0086	1.4423	32.277	73,6
8	N7	N8	161.82	0.0086	1.3964	9.626	73,6
9	N8	N9	302.52	0.0086	2.6105	8.230	38,8
10	N9	N10	217.22	0.0086	1.8744	3.745	24,8
11	N9	N11	216.17	0.0086	1.8654	1.879	38,8
12	N11	N12	217.8	0.0086	1.8794	1.874	31
13	N7	N13	238.71	0.0086	2.0599	21.209	102,2
14	N13	N14	81.06	0.0086	0.6995	2.567	31
15	N14	N15	105.3	0.0086	0.9086	0.909	19
16	N14	N16	111.09	0.0086	0.9586	0.959	19
17	N13	N17	654.88	0.0086	5.6510	16.582	90
18	N17	N18	88.95	0.0086	0.7676	10.931	73,6
19	N18	N19	162.01	0.0086	1.3980	3.495	73,6
20	N18	N23	405.04	0.0086	3.4951	6.668	19
21	N19	N22	216.36	0.0086	1.8670	1.867	38,8
22	N19	N20	83.34	0.0086	0.4779	3.403	48,8
23	N20	N21	297.54	0.0086	2.9253	2.925	24,8
24	N1	N24	391.9	0.0086	3.3818	19.04	102,2
25	N24	N25	421.37	0.0086	3.6361	14.89	90
26	N1	N26	501.46	0.0086	4.3272	31.77	102,2
27	N26	N25	488.35	0.0086	4.2140	12.28	19
28	N26	N28	474.42	0.0086	4.0938	10.79	90
29	N28	N27	158.64	0.0086	1.3689	8.044	90
30	N25	N27	432	0.0086	3.7278	21.071	90
31	N27	N29	195.93	0.0086	1.6907	26.845	90
32	N29	N30	661.98	0.0086	5.7123	5.659	48,8
33	N29	N31	745.03	0.0086	6.4290	19.280	90
34	N31	N32	169.57	0.0086	1.4632	1.463	31

35	N31	N33	97.58	0.0086	0.8420	11.437	73,6
36	N33	N34	180.9	0.0086	1.5610	5.191	48,8
37	N34	N35	73.12	0.0086	0.6310	1.452	24,8
38	N34	N36	90.84	0.0086	0.7839	0.789	19
39	N34	N37	179.98	0.0086	1.5531	1.452	24,8
40	N33	N38	202.06	0.0086	1.7436	5.403	48,8
41	N38	N39	73.19	0.0086	0.6316	0.632	19
42	N38	N40	170.22	0.0086	1.4689	1.469	31
43	N38	N41	182.72	0.0086	1.5767	1.577	31

VI.8.2. Simulation du réseau

Après la saisie des formations du réseau, la simulation peut être lancée. Dans cette étape, grâce à son moteur de calcul, le logiciel analyse le comportement du réseau dans la condition requise et détermine les différentes grandeurs hydrauliques (vitesse, débits pressions, charge).

VI.8.3. Etat du réseau après la simulation

La figure (VI.2) ci-dessous représente les résultats de la simulation :

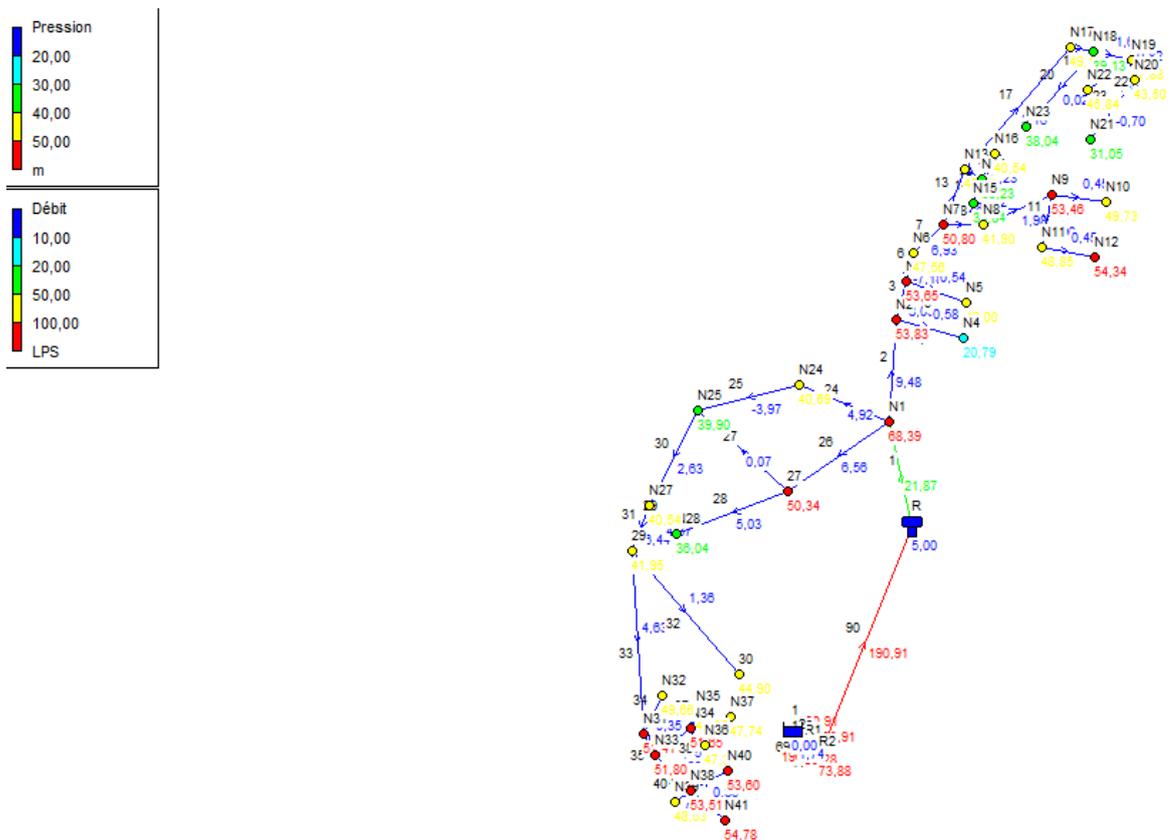


Figure (VI.2): Résultat de la simulation**VI.8.4. Etat des nœuds du réseau après simulation**

L'état des nœuds du réseau après simulation est représenté dans le tableau (VI.3) ci-dessous :

Tableau (VI.3) : Etat des nœuds du réseau après simulation à l'heure de pointe

ID Nœud	Demande LPS	Charge m	Pression m
N1	3.7647	257.56	68.39
N2	3.5618	248.4	53.83
N3	1.4080	247.96	53.65
N4	2.4018	241.54	20.79
N5	2.2315	242.37	42
N6	1.0199	247.7	47.56
N7	1.4423	242.13	50.8
N8	1.3964	241.39	41.9
N9	2.6105	218.31	53.46
N10	1.8744	208.22	49.73
N11	1.8654	214.31	48.85
N12	1.8794	210.83	54.34
N13	2.0599	241.46	45.34
N14	0.6995	239.21	38.23
N15	0.9086	234.33	33.84
N16	0.9586	233.55	40.54
N17	5.6510	239.46	49.14
N18	0.7676	239.19	39.13
N19	1.3980	238.81	47.88
N20	3.4951	238.37	43.5
N21	1.8670	229.42	31.05
N22	0.4779	237.64	45.84
N23	2.9253	238.88	38.04
N24	3.3818	255.5	40.06
N25	3.6361	252.51	38.22
N26	4.3272	253.47	46.37
N27	4.2140	250.77	38.06
N28	4.0938	251.3	33.23
N29	1.3689	248.62	39.48
N30	3.7278	240.15	42.43
N31	1.6907	244.12	48.94

N32	5.7123	242.38	47.18
N33	6.4290	243.52	49.32
N34	1.4632	241.53	49.18
N35	0.8420	239.37	46.88
N36	1.5610	238.25	44.92
N37	0.6310	236.21	45.27
N38	0.7839	241.13	51.03
N39	1.5531	239.34	45.55
N40	1.7436	239.37	51.13
N41	0.6316	238.99	52.31

▪ **Remarque :**

Les pressions dans la majorité des nœuds sont acceptables, elles varient entre 1 et 10 bars.

VI.8.5. Etat des arcs du réseau après la simulation

L'état des Arcs du réseau après la simulation est donné dans le tableau (VI.4) suivant :

Tableau (VI.4) : Etat des Arcs du réseau à l'heure de pointe

ID	Débit	Vitesse	P. Charge
Arc	LPS	m/s	m/km
1	97.48	1.04	5.59
2	42.900	1.49	22.18
3	36.936	0.6	2.7
4	2.402	0.76	24.67
5	2.231	0.71	21.65
6	33.297	0.53	2.19
7	32.277	1.63	33.33
8	9.626	0.54	4.58
9	8.230	1.67	76.31
10	3.745	0.93	46.46
11	1.879	0.76	18.47
12	1.874	0.6	15.97
13	21.209	0.52	2.84
14	2.567	0.82	27.76
15	0.909	0.77	46.34
16	0.959	0.81	50.93
17	16.582	0.5	3.06
18	10.931	0.43	2.96
19	3.495	0.38	2.38
20	6.668	0.08	0.78
21	1.867	0.38	5.4

22	3.403	0.44	5.19
23	2.925	0.87	30.08
24	19.04	0.73	5.25
25	14.89	0.8	7.1
26	31.77	0.86	8.16
27	12.28	0.15	1.95
28	10.79	0.62	4.58
29	8.044	0.52	3.3
30	21.071	0.58	4.03
31	26.845	1.01	10.98
32	5.659	0.73	12.8
33	19.280	0.73	6.04
34	1.463	0.47	10.28
35	11.437	0.65	6.23
36	5.191	0.67	10.97
37	1.452	0.72	29.54
38	0.789	0.67	36.14
39	1.452	0.72	29.54
40	5.403	0.69	11.78
41	0.632	0.53	24.47
42	1.469	0.47	10.35
43	1.577	0.5	11.72

▪ **Remarque :**

- On utilise dans le présent réseau des diamètres allant de 25 à 250 mm en PEHD PN 16.
- La majorité des vitesses dans les tuyaux sont comprises entre 0,5 et 1,5 m/s.
- Il y'a quelques vitesses inférieures à 0,5 m/s, ceci est du aux faibles débits dans les tronçons concernés.
- Pour le réserve d'incendie, une conduite à part a été réalisée.

VI.8. Conclusion

Construire un réseau de distribution d'eau est une tâche imposante. Il doit répondre aux besoins pendant des périodes relativement longues sans être obstrué ni connaître trop de fuites. Le réseau de distribution doit fournir de l'eau en quantité et à des pressions appropriées aux besoins.

CONCLUSION générale

Conclusion générale

Au terme de cette étude, proposée par le service d'hydraulique d'Akbou, qui consiste on une contribution à la l'alimentation en eau potable de la partie basse d'Akbou (Guendouza), nous avons défini et analysé les différentes étapes afin de garantir la pérennité des ressource et la satisfaction des différentes besoins en eau potable exprimés à long terme.

Après avoir estimé les différents besoins en eau aux divers horizons, nous avons constaté que ces besoins à long terme sont de $4954,12 \text{ m}^3/\text{j}$ soit $57,34 \text{ l/s}$, ils seront satisfaits par le débit journalier fourni par le piquage qui est de $17539,2 \text{ m}^3/\text{j}$ soit 203 l/s .

Afin d'assurer l'alimentation en eau potable dans la zone d'étude, nous avons procédé à projeter une station de reprise d'une capacité de stockage de 900 m^3 .

La réalisation de ce projet a nécessité la prise en compte des caractéristiques hydrauliques. Pour le dimensionnement des conduites par refoulement, nous avons choisi les diamètres les plus économiques avec des vitesses acceptables.

Pour l'adduction gravitaire, nous avons utilisé une vanne papillons pour augmenter les pertes de charge.

Concernant les matériaux des conduites, nous avons opté pour la fonte pour les avantages qu'elle présente.

Le choix des pompes a été porté sur les pompes centrifuges à axe horizontal vu leur rendement qui est très élevé, avec une pompe et une autre de secours, en utilisant le catalogue CAPRARI, qui donne des résultats plus précis. Par conséquent, on a obtenu les résultats suivants : La pompe installée sur la station de reprise (SR) est PM 150/ 3B.

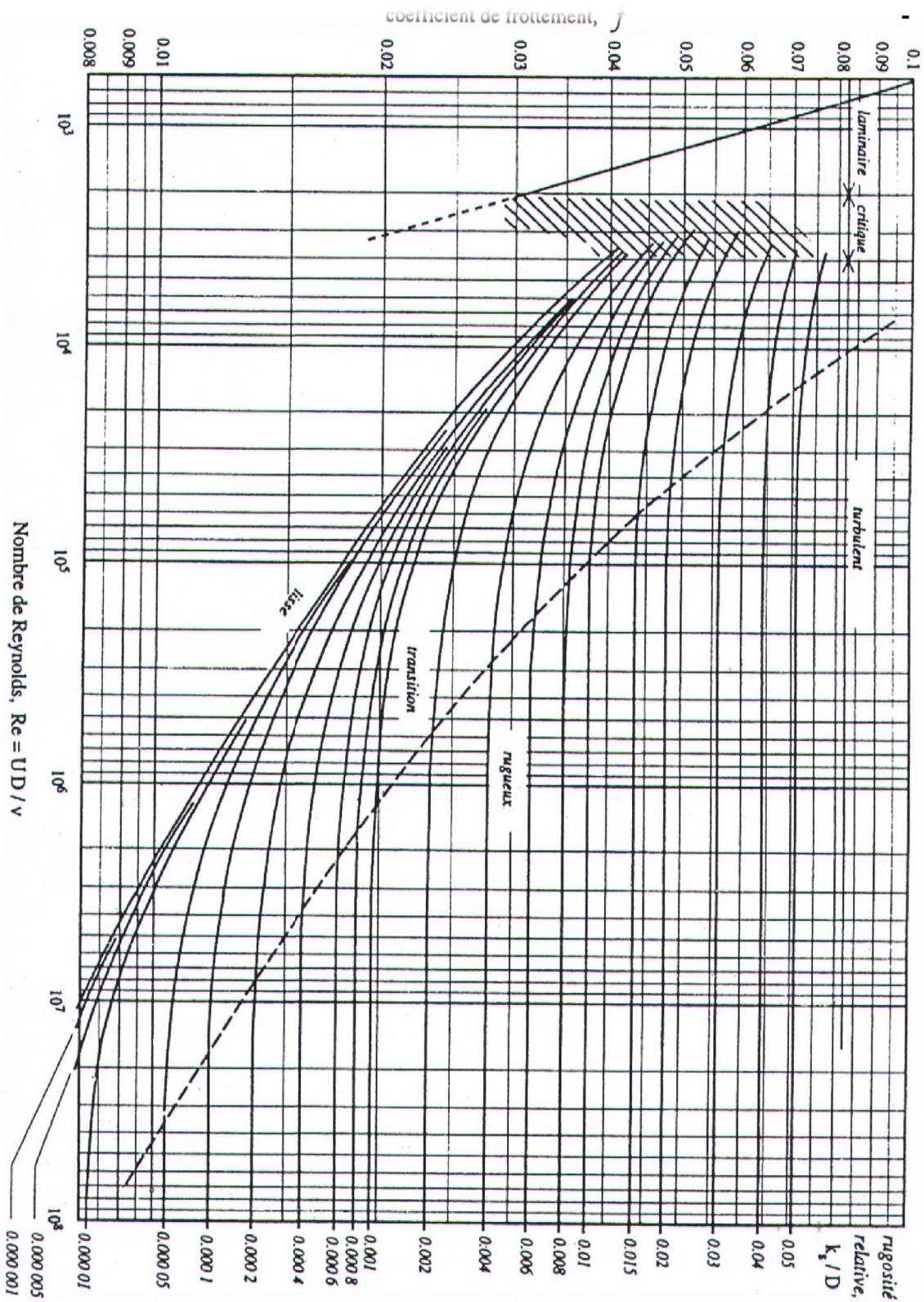
La protection de la conduite de refoulement contre les ondes de pression causant ainsi une surpression ou une dépression, et afin de remédier à ce phénomène, nous avons opté pour un réservoir d'air de 900 m^3 .

La dernière étape de la conception du projet est la distribution. Le choix est porté sur un réseau mixte son dimensionnement a été établi par le logiciel EPANET 2.0 V. français. La simulation du réseau a été effectuée sur 24 heures, les diamètres des canalisations varient entre 25, 32, 40, 50, 63, 75, 90, 110, 125, 160, 200 et 250 mm pour lesquels les vitesses d'écoulement sont dans les limites souhaitées.

A la lumière de ce modeste travail, nous souhaitons avoir répondu à l'objectif fixé au départ qui est l'adduction et distribution en eau potable de la partie basse d'Akbou (Guendouza), et aussi nous espérons que ce mémoire puisse servir de support pour une nouvelle étude.

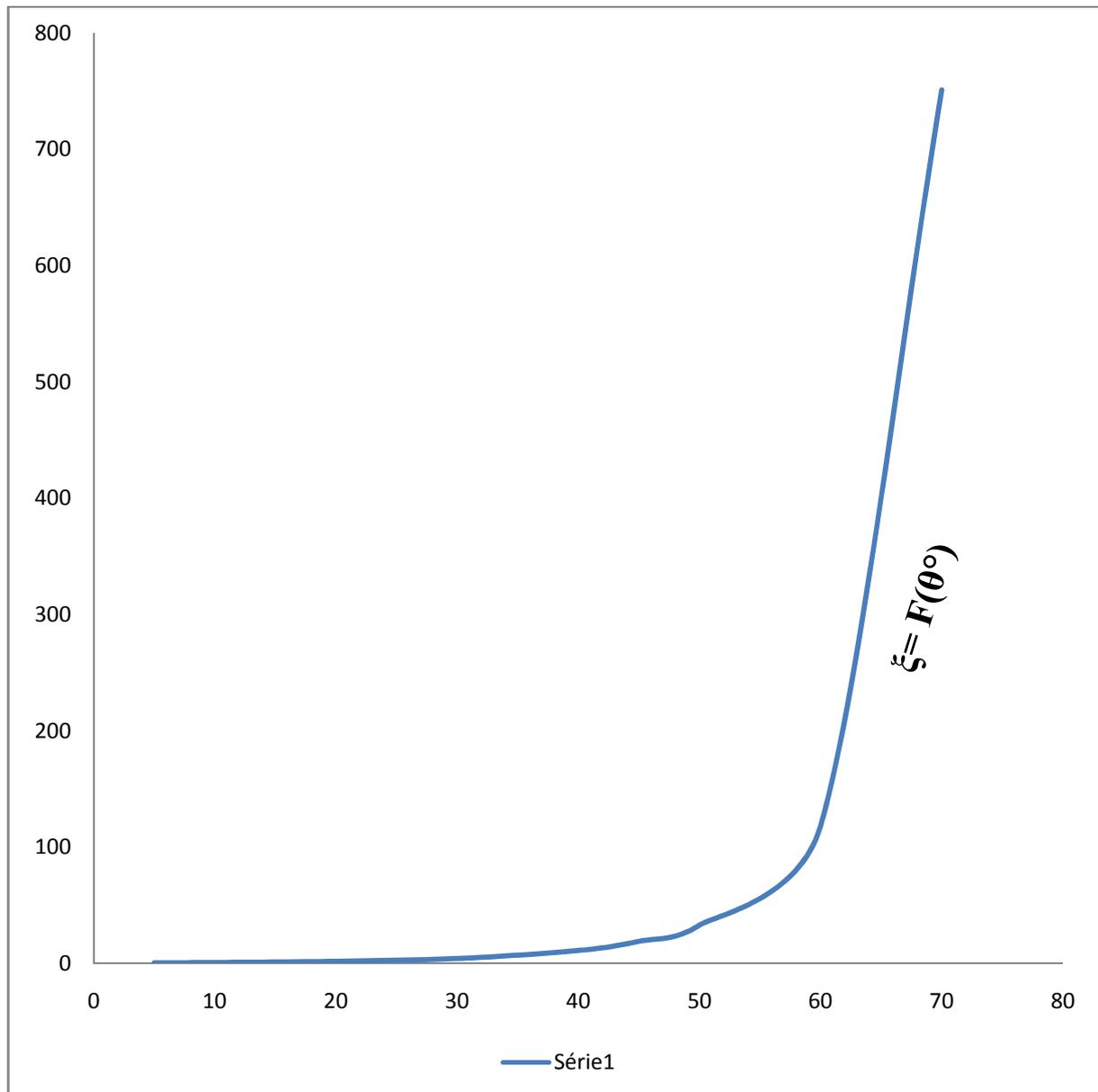
Annexes

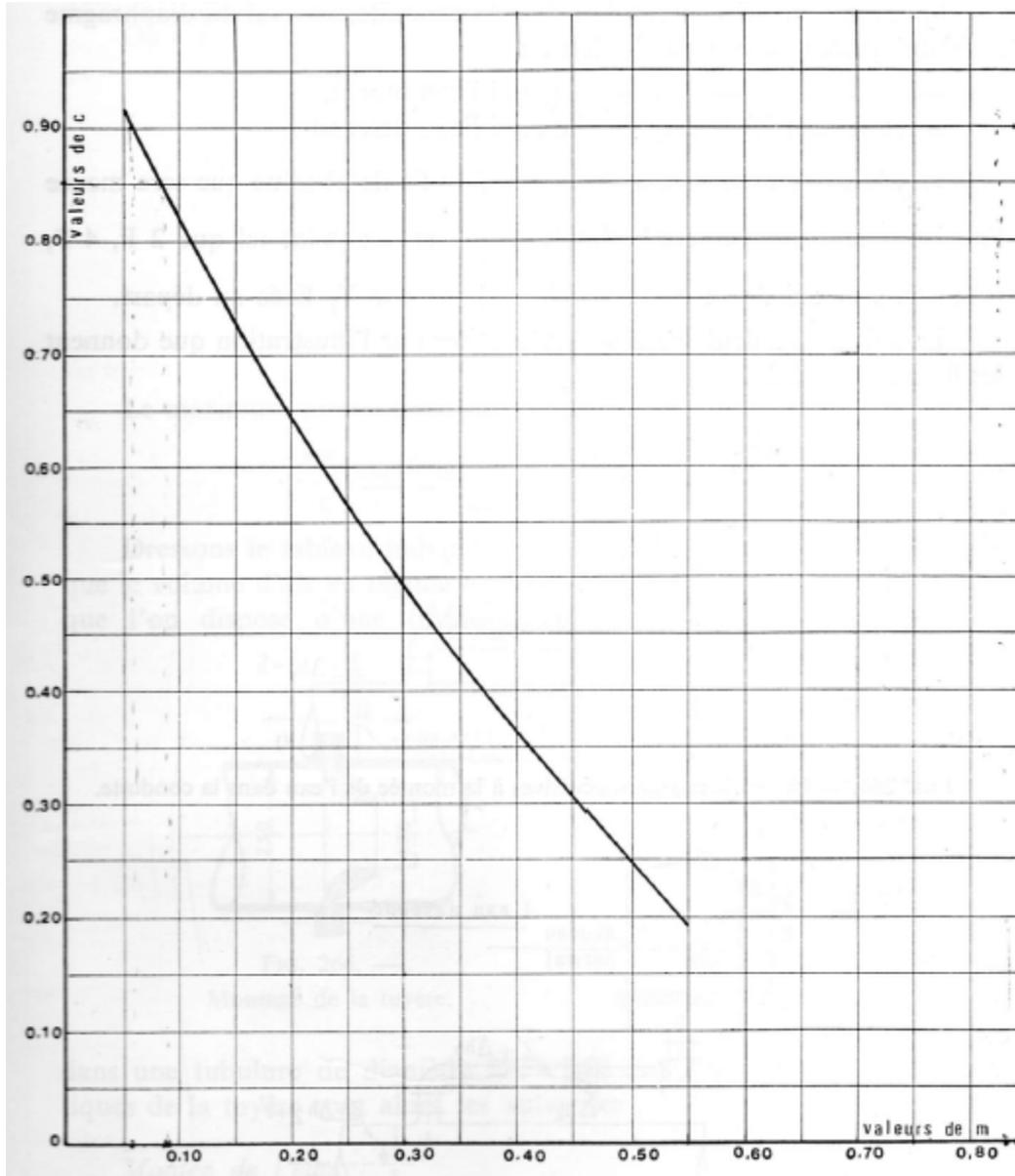
Annexe (2) : Abaque de Moody



Annexe (3) : Evolution du coefficient de singularité ξ d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture

Angle d'inclinaison du papillon θ (°)	0	5	10	20	30	40	45	50	60	70
ξ	0,25	0,25	0,52	1,54	3,91	10,8	18,7	32,6	118	751



Annexe (5) : Coefficient de perte de charge c dans la tuyère

Bibliographie

Bibliographie

- [1] Plan directeur d'aménagement et d'urbanisme (PDAU).
- [2] Etude hydrogéologique pour la réalisation d'une unité de mise en bouteille d'eau de source pour la géologie.
- [3] Plan d'aménagement du territoire de la wilaya de Bejaia (PATW).
- [4] Données RGPH 2008 et équipements existants recueillies auprès des services : APC de la commune d'Akbou subdivision, 2008.
Hydraulique de la commune d'Akbou.
- [5] **BONVIN. J** : "Hydraulique urbaine Tome I: Captage – Réseaux d'adduction – Réservoirs– Réseaux de distribution – Equipement – Pompes – Petites centrales Hydrauliques". Version 2005.
- [6] **AIT BESSAL.M et LAHDIRIL.L** : Renforcement du réseau d'A.E.P de la commune de Beni Djellil à partir du barrage Tichy-Haff (W)-BEJAIA.
- [7] **DUPONT, A.** : "Hydraulique urbaine", Tome II. Edition Eyrolles, Paris, 1979.
- [8] **BONIN, J.** : "Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne, 1977.
- [9] **HAMDOUI H et MERZOUGUI, K.** : Raccordement de l'alimentation en eau potable de la commune de Seddouk à partir du transfert Akbou-Bejaia à partir du barrage Tichi-Haf, Mémoire fin de cycle Diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique, 2010.
- [10] **BENDAHMANE, B. et OUBELGHA, N.** : Renforcement de l'AEP de OUADHIAS et de TAGUEMOUNT EL EJEDID à partir de TAKHOUKHT (Wilaya de TIZI OUZOU), Mémoire fin de cycle Diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique, 2009.
- [11] **BENMAMMAR, K. et DERRADJI, A.** : Renforcement en eau potable des villages Tifrit, Tiharkatine et Cité Bouktit (Akbou) à partir de la pleine de la Soummam, (Université de Bejaia).
- [12] **HAMMOU, S.** : Alimentation en eau potable du village M'LIHA, Commune CHELATA, Daïra AKBOU, (université de Tizi Ouzou). Mémoire fin de cycle Diplôme d'Ingénieur d'Etat en science Agronomique, 2013.
- [13] **ALMAS.M et MAAKNI.R** : Réhabilitation de la chaîne de refoulement de Tebliente Tychi Bejaia. Diplôme d'Etude Universitaire appliquées options : Gestion des réseaux Urbaines, 2007.
- [14] **BARKOU, F** : Dimensionnement des réseaux de distribution d'eau potable et D'Assainissement séparatif des eaux usées de l'agglomération d'Ait Sidi Ali

Commune de Barbacha (W) de Bejaia». Projet de fin d'études, Université de Bejaïa, 2008.

[15] : Catalogue des pompes centrifuges : "CAPRARI".

[16] AMARA, L. : Note de calcul du coup de bélier.

[17] EPANET 2.0, Simulation hydraulique et Qualité pour les Réseaux d'Eau sous Pression.