



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

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

LADJMIL Nassima

TAHRAT Yanis

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE :

**DIMENSIONNEMENT DES RESEAUX D'AEP DE
LA LOCALITE D'ADJIOUENE, COMMUNE DE
DRAË EL-KAÏD, WILAYA DE BEJAIA.**

Soutenu le **05 /09 /2021** devant le jury composé de :

- Président : **Mr MERABET S.**
- Promoteur (s) : **Mr HAMCHAOUI S.**
- Examineur (s) : **Mr SAOU A.**

Remerciement

Nous tenons à remercier tout d'abord le dieu tout puissant qui, par sa grâce nous a permis d'arriver au bout de nos efforts en nous donnant la santé, la force et le courage.

Nos remerciements les plus sincères vont à toute personne qui a participé de près ou de loin à l'accomplissement de ce mémoire.

Sommaire

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE.....	1
PRESENTATION DU SITE ET ESTIMATION DES BESOINS	
INTRODUCTION	4
I.1 PRESENTATION DU SITE	4
I.1.1 Situation géographique.....	4
I.1.2 Données naturelles du site.....	5
I.1.3 Situation démographique.....	6
I.1.4 Situation d'alimentation en eau potable actuelle.....	7
I.2 ESTIMATION DES BESOINS EN EAU DE LA POPULATION.....	7
I.2.1 Besoins domestiques	7
I.2.2 Besoins en eau des équipements existants.....	8
I.2.3 Besoins en eau des Cheptels.....	8
I.2.4 Consommation moyenne journalière.....	8
I.2.5 Estimation des besoins en eau en tenant compte des pertes.....	9
I.2.6 Variation des consommations	10
CONCLUSION.....	14
RESERVOIRS	
INTRODUCTION	16
II.1 PRESENTATION DU RESERVOIR	16
II.2 CHOIX DU TYPE DE CHATEAU D'EAU	16
II.3 EMLACEMENT GEOGRAPHIQUE DES RESERVOIRS	17
II.4 LA DETERMINATION DE LA COTE DU RADIER DU STOCKAGE	17
II.5 LE STOCKAGE SUR LE RESEAU DE DISTRIBUTION.....	18
II.6 LES RESERVOIRS EXISTANTS.....	18
II.7 CAPACITE DES RESERVOIRS	19
II.8 Equipement du château d'eau	21
II.9 LE MAINTIEN EN SERVICE.....	23
CONCLUSION	23
ADDUCTION	
INTRODUCTION	25
III.1 DEFINITION.....	25
III.2 TRACE DES CONDUITES	25
III.2.1 Tracé en plan.....	25
III.2.2 Profil en long	26
III.3 MISE EN ŒUVRE.....	26
III.3.1 Pose des conduites	26
III.3.2 Choix du tuyau.....	26
III.3.3 Équipement hydraulique des conduites d'adduction.....	27
III.4 L'ÉCOULEMENT DANS LES CONDUITES.....	28
III.5 DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES.....	28
III.5.1 Contraintes.....	28
III.5.2 Paramètres de dimensionnement	28
III.5.3 La célérité de l'onde de choc	32

Sommaire

III.5.4	La valeur du coup de bélier	32
III.5.5	Calcul de la surpression et la dépression maximale	32
III.5.6	Puissance de pompage	33
III.5.7	L'énergie consommée annuellement par la pompe	33
III.5.8	Le bilan des frais.....	33
III.5.8.1	Evaluation des frais d'exploitation	33
III.5.8.2	Evaluation des frais d'amortissement	34
III.6	CALCUL TECHNIQUE DU PROJET.....	36
III.6.1	Dimensionnement de la conduite gravitaire	36
III.6.2	Dimensionnement des conduites d'adduction par refoulement.....	37
III.6.3	Récapitulation.....	39
	CONCLUSION.....	39

POMPAGE

INTRODUCTION	41
IV.1 DEFINITION.....	41
IV.2 CONSTITUTION D'UNE POMPE CENTRIFUGE	41
IV.2.1 La roue.....	42
IV.2.2 Le distributeur.....	42
IV.2.3 Le diffuseur.....	42
IV.2.4 Volute	42
IV.2.5 Le divergent.....	42
IV.3 CLASSIFICATION DES POMPES CENTRIFUGES	43
IV.3.1 Classification de point de vue construction.....	43
IV.3.2 Classification de point de vue fonctionnement.....	43
IV.4 INSTALLATION D'UNE POMPE CENTRIFUGE	43
IV.5 COURBE RESEAU.....	45
IV.6 COURBES CARACTERISTIQUES D'UNE POMPE CENTRIFUGE	45
IV.6.1 La courbe hauteur/débit	45
IV.6.2 La courbe de puissance.....	45
IV.6.3 Rendement de la pompe.....	46
IV.7 POINT DE FONCTIONNEMENT.....	46
IV.8 PRINCIPE DE DETERMINATION DU POINT DE FONCTIONNEMENT.....	47
IV.8.1 Vannage sur la canalisation de refoulement	47
IV.8.2 Rognage de la roue	47
IV.8.3 Réduction du temps de pompage.....	47
IV.8.4 Variation de la vitesse de rotation	47
IV.9 CAVITATION.....	47
IV.9.1 Définition.....	47
IV.9.2 Causes de cavitation	47
IV.9.3 Conséquences de la cavitation.....	48
IV.9.4 Le NPSH (charge totale nette à l'aspiration).....	48
IV.9.5 ÉVITER LA CAVITATION.....	49
IV.10 CHOIX DES POMPES.....	49
IV.10.1 Pompe de la station de pompage Tala Oughanime.....	49
IV.10.2 Pompe de la station de reprise El-Mizab	53
CONCLUSION.....	56

COUP DE BELIER

INTRODUCTION	58
V.1 DEFINITION.....	58
V.2 CAUSES DU COUP DE BELIER.....	58
V.3 CONSEQUENCES DU COUP DE BELIER.....	58
V.3.1 Augmentations de pression	58
V.3.2 Baisse de pression	58
V.4 ANALYSE PHYSIQUE DU COUP DE BELIER.....	58
V.5 SYSTEMES DE PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER.....	61
V.5.1 Les soupapes de décharge	61
V.5.2 Soupapes d'admission et de purge d'air.....	61
V.5.3 Les ventouses (Les reniflards).....	61
V.5.4 Les réservoirs d'air.....	62
V.5.5 Cheminés d'équilibre	62
V.5.6 Le by-pass	63
V.6 ETUDE DU COUP DE BELIER.....	63
V.7 LES CARACTERISTIQUES DE LA SOUPE DE DECHARGE.....	64
V.8 CHOIX DE LA SOUPE.....	65
CONCLUSION	65

DISTRIBUTION

INTRODUCTION	67
VI.1 LES FONCTIONS DU SYSTEME DE DISTRIBUTION	67
VI.2 LA STRUCTURE DES RESEAUX.....	67
VI.2.1 La classification des réseaux	67
VI.2.1.1 Réseau Ramifié	67
VI.2.1.2 Réseau Maillé.....	67
VI.2.2 Le tracé du réseau de distribution.....	68
VI.2.3 Equipements hydrauliques.....	68
VI.3 LA CONCEPTION DU RESEAU DE DISTRIBUTION.....	69
VI.3.1 Le diamètre	69
VI.3.2 La pression.....	69
VI.3.3 Le débit.....	69
VI.4 DESCRIPTION DU RESEAU DE DISTRIBUTION	70
VI.5 DETERMINATION DES DEBITS DU RESEAU	72
VI.6 LA MODELISATION DU RESEAU.....	73
VI.6.1 Présentation du logiciel EPANET	73
VI.6.2 Les étapes de l'utilisation d'EPANET.....	73
VI.6.3 Résultats de la simulation	75
CONCLUSION	78

CONCLUSION GENERALE.....	79
---------------------------------	-----------

BIBLIOGRAPHIE	81
----------------------------	-----------

Liste des symboles

- A** : L'annuité d'amortissement.
B : Valeur maximale du coup de bélier (m).
C_{ph} : Coefficient de pointe.
D : Dotation (l/j/habitant).
d : Diamètre de la conduite rognée.
E : Module de Young de la paroi.
E_p : Energie consommée par la pompe (kWh).
e : Epaisseur de la conduite (m).
F_{exp} : Les frais d'exploitations (DA).
F_{amo} : Les frais d'amortissements (DA).
g : Accélération de la pesanteur (m/s²).
H : Pertes de charge totales (m).
H_a : Hauteur géométrique d'aspiration (m).
H_g : Hauteur géométrique (m).
H_{inc} : Hauteur d'eau d'incendie.
h : La hauteur du réservoir.
h_l : Perte de charge linéaire.
h_s : Pertes de charge singulières (m).
h_v : Tension de la vapeur.
i : Taux d'annuité.
J : Perte de charge depuis l'origine du mouvement.
Ja : Perte de charge d'aspiration (m).
J_v : Les pertes de charge dans la vanne.
K : Coefficient dépendant de la nature du matériau de la conduite.
K_{max.h} : Coefficient d'irrégularité horaire maximal.
K_{min.h} : Coefficient d'irrégularité horaire minimal.
K_{max.j} : Coefficient d'irrégularité maximale journalière.
K_{min.j} : Coefficient d'irrégularité journalière minimale.
k : Indice de rugosité du tube en mm.
L : Longueur de la conduite ;
Li : La longueur des tronçons i.
m : Coefficient de rognage.
N : La vitesse de rotation de la pompe.
N_{étages} : Nombre d'étages de chaque maison.
N_h : Nombre d'habitants.
N_m : Nombre d'appartement de la zone d'étude.
n : Nombre d'années d'amortissement.
P : Puissance absorbée par la pompe (Kw) ;
P_{ue} : Tarif de l'énergie électrique donné par les services de Sonelgaz.
P_{uc} : Prix par mètre linéaire de la conduite, compte tenu de la pose, fourniture et terrassement.
Q_{chap} : Débit des cheptels (m³/j).
Q_{dom} : Débit domestique (m³/j).
Q_{equip} : Débit d'équipements (m³/j).
Q_h : Débit horaire de la journée.
Q_{max.j} : Consommation maximale journalière (m³/j).
Q_{max.h} : Consommation maximale horaire (m³/j).
Q_{min.h} : Débit minimal horaire (m³/h).
Q_{min.j} : Consommation minimale journalière (m³/j).

Liste des symboles

- $Q_{\text{moy,h}}$: Débit moyen horaire en (m^3/h).
- $Q_{\text{moy,j}}$: Débit moyen journalier en (m^3/j).
- Q_n : Débit au nœud.
- Q_p : Débit de pointe en (l/s).
- Q_r : Débit en route.
- q_s : Débit spécifique en (l/s/m).
- P : Résidu maximal dans le réservoir en (%).
- P_{act} : Population actuelle.
- P_n : Population future.
- Re : Nombre de Reynolds.
- S : Surface de base du réservoir.
- T : Taux d'accroissement.
- t : Nombre d'heures de pompage.
- V_{inc} : Réserve d'incendie.
- V : Vitesse d'écoulement en m/s .
- α_{max} : Coefficient tenant compte du niveau du confort et des équipements de l'agglomération.
- α_{min} : Coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements de l'agglomération.
- α_v : L'angle d'ouverture de la vanne.
- β_{max} : Coefficient donné en fonction de la taille de l'agglomération.
- β_{min} : Coefficient donnée en fonction de la taille d'agglomération.
- ΔV^+ : Excédent en eau à différentes heures de la journée.
- ΔV^- : Insuffisance en eau à différentes heures de la journée.
- ξ : Coefficient d'ouverture de la vanne.
- λ : Coefficient de perte de charge (nombre sans dimension).
- η : Rendement de la station de pompage
- ρ : Masse volumique de l'eau en kg/m^3 .
- ν : Viscosité cinématique (m^2/s).

Liste des tableaux

Tableau (I.1) : Moyenne des précipitations mensuelles.....	5
Tableau (I.2) : Températures mensuelles.....	6
Tableau (I.3) : Estimation de la population Adjouene.....	7
Tableau (I.4) : Besoins en eau actuels des équipements existants.....	8
Tableau (I.5) : Besoins en eau des cheptels.....	8
Tableau (I.6) : Besoins domestiques d'Adjouene.....	9
Tableau (I.7) : Besoins en eau des équipements aux différents horizons.....	9
Tableau (I.8) : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière.....	9
Tableau (I.9) : Récapitulatif des besoins de la région d'Adjouene en eau en tenant compte des pertes.....	10
Tableau (I.10) : Consommation maximale journalière.....	11
Tableau (I.11) : Consommation minimale journalière.....	11
Tableau (I.12) : Variation de la Consommation journalière.....	11
Tableau (I.13) : Valeur de β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.....	12
Tableau (I.14) : Valeurs du coefficient β_{\max} pour les différents horizons.....	12
Tableau (I.15) : Consommation maximale horaire.....	13
Tableau (I.16) : Valeur de β_{\min} en fonction du nombre d'habitants.....	13
Tableau (I.17) : Consommation minimale horaire.....	13
Tableau (I.18) : Consommation de pointe horaire aux différents horizons.....	14
Tableau (II.1) : Réservoirs existants.....	18
Tableau (II.2) : Dimensionnement du réservoir.....	20
Tableau (II.3) : Dimensions du réservoir à projeter.....	21
Tableau (III.1) : Le matériau pour les tuyaux de l'adduction d'eau potable.....	27
Tableau (III.2) : Coefficient K en fonction du type de matériau.....	32
Tableau (III.3) : Récapitulatif de la répartition de débit.....	36

Liste des tableaux

Tableau (III.4) : Dimensionnement de la conduite gravitaire	36
Tableau (III.5) : Dimensionnement de la conduite de refoulement vers le réservoir 250m ³	37
Tableau (III.6) : Dimensionnement de la conduite de refoulement vers le réservoir 500m ³	38
Tableau (III.7) : Récapitulation des calculs.....	39
Tableau (IV.1) : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.....	49
Tableau (IV.2) : Caractéristiques de la pompe choisie.....	50
Tableau (IV.3) : Récapitulation des différentes possibilités.....	53
Tableau (IV.4) : Caractéristiques de la pompe choisie.....	54
Tableau (IV.5) : Récapitulation des différentes possibilités.....	56
Tableau (V.1) : Caractéristiques des différents tronçons.....	63
Tableau (V.2) : Valeurs du coup de bélier pour les différents tronçons.....	63
Tableau (VI.1) : Débit de pointe du réseau	70
Tableau (VI.2) : Détermination des débits du réseau.....	72
Tableau (VI.3) : Etat des nœuds.....	75
Tableau (VI.4) : Etat des arcs.....	75

Liste des figures

Figure (I.1) : Sétuation géographique de la commune de Draâ El-Kaïd.....	4
Figure (I.2) : Localisation de la zone d'étude Adjiouene sur Google Earth.....	5
Figure (I.3) : Diagramme ombrothermique Draâ El-Kaïd.....	6
Figure (II.1) : Emplacement du réservoir.....	17
Figure (II.2) : Schéma d'altitude des réservoirs.....	18
Figure (II.3) : Conduite de vidange.....	22
Figure (II.4) : Conduite by-pass.....	23
Figure (III.1) : Schémas de tracé des conduites.....	25
Figure (III.2) : Pose de conduites d'alimentation en eau potable.....	26
Figure (III.3) : Schéma général de l'adduction étudiée.....	35
Figure (IV.1) : Constitution d'une pompe centrifuge.....	41
Figure (IV.2) : Types des roues.....	42
Figure (IV.3) : Classification des pompes.....	43
Figure (IV.4) : Installation d'une pompe en charge.....	44
Figure (IV.5) : Installation d'une pompe en aspiration.....	44
Figure (IV.6) : La courbe de réseau.....	45
Figure (IV.7) : Courbe caractéristique et plage de bon fonctionnement.....	46
Figure (IV.8) : Point de fonctionnement de la pompe.....	46
Figure (IV.9) : Point de fonctionnement de la pompe1.....	51
Figure (IV.10) : Mode de réglage par variation de la vitesse de rotation de la pompe1.....	53
Figure (IV.11) : Point de fonctionnement de la pompe2.....	54
Figure (IV.12) : Mode de réglage par variation de la vitesse de rotation de la pompe2.....	56
Figure (V.1) : L'état de la conduite pendant la phase 1.....	59
Figure (V.2) : Représentation de la phase 2 du coup de bélier.....	59
Figure (V.3) : Présentation de la phase 3 du coup de bélier.....	60
Figure (V.4) : Représentation de la phase quatre.....	60
Figure (V.5) : Schéma de fonctionnement d'une soupape de décharge.....	61
Figure (V.6) : Réservoir d'air anti-bélier.....	62
Figure (V.7) : Schéma de raccordement du by-pass à la conduite de refoulement.....	63

Liste des figures

Figure (V.8) : Constituants d'une soupape de décharge.....	64
Figure (V.9) : Caractéristiques d'une soupape.....	65
Figure (VI.1) : Types de réseaux de distribution.....	68
Figure (VI.2) : Schéma descriptif du réseau de distribution de la localité d'Adjouene	71
Figure (VI.3) : Etat des nœuds après la simulation.....	76
Figure (VI.4) : Etat des arcs après la simulation.....	77

Introduction générale

Introduction générale

De tout temps, se procurer une eau saine, en quantité suffisante sans avoir à parcourir une longue distance, a toujours été une priorité absolue pour l'homme, en raison de l'utilité de cette ressource dans la plupart des secteurs d'activités humaines. Ceci justifie que la question de l'eau constitue pour la gouvernance mondiale un défi majeur, un des grands enjeux politiques du 21^e siècle.

La satisfaction des besoins en eau ne se limite pas aux seuls usages domestiques mais on doit également répondre aux besoins des activités économiques souvent agricoles en milieu rural (élevage, maraîchage, etc.) et à ceux des établissements sociaux et administratifs tels que les écoles, les centres de santé, etc.

La mise à disposition de l'eau potable nécessite son captage, son traitement et sa distribution. Le réseau d'alimentation en eau potable a pour principal objectif de livrer aux consommateurs une eau répondant aux normes de qualité, à un prix acceptable et avec une continuité de service sans défaut.

Pour concevoir un réseau AEP, il faut calculer les besoins, localiser les ressources en eau exploitables, dimensionner les installations sans oublier d'estimer les coûts (fonctionnement et maintenance).

La présente étude dont l'objectif est de mettre en place un système d'alimentation en eau potable efficace et durable, et de proposer des solutions techniques susceptibles de prémunir la région d'Adjiouene contre les difficultés d'approvisionnement en eau à l'horizon 2045.

Ainsi, l'étude s'articule autour des points suivants :

- Détermination des besoins en eau potable de la localité d'Adjiouene ;
- Dimensionnement du réseau d'adduction et des réservoirs ;
- Protection des conduites contre le coup de bélier ;
- Dimensionnement du réseau de distribution ;
- Conclusion générale illustrant les différentes étapes réalisées.

Présentation du site et estimation des besoins

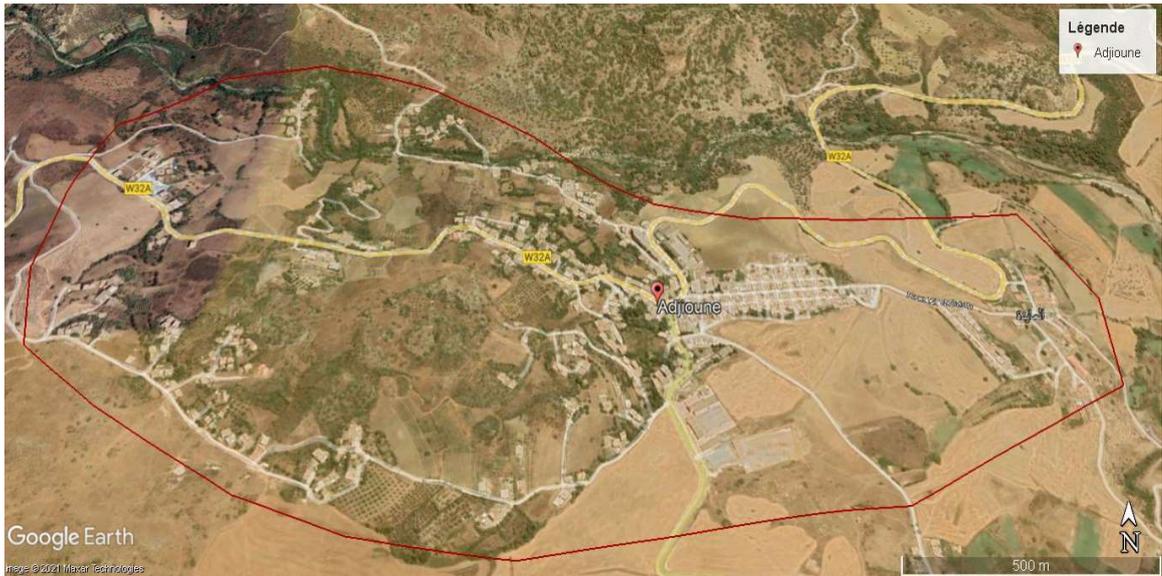


Figure (I.2) : Localisation de la zone d'étude Adjouene sur Google Earth.

I.1.2 Données naturelles du site :

Les données naturelles qui caractérisent le site d'étude sont :

- Topographie du relief,
- Climatologie.

I.1.2.1 La situation topographique :

Du point de vue topographique la zone d'étude se caractérise par un relief accidenté, et par des chaînes montagneuses occupant la majorité de l'agglomération formant ainsi des pentes fortes.

I.1.2.2 Situation climatique :

La région d'étude est influencée par un climat de la méditerranée, chaud et sec en été ; doux pluvieux et parfois neigeux en hiver, en raison de sa situation sur des chaînes montagneuses d'une altitude élevée.

I.1.2.3 Pluviométrie :

La pluviométrie se manifeste sous la forme de précipitation liquide (pluies) ou solide (neige et grêle). La précipitation moyenne est de 638 mm. Les moyennes précipitations enregistrées sur cette zone sont illustrées dans le tableau ci-dessous.

Tableau (I.1) : Moyenne des précipitations mensuelles.

	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Août	Sept	Oct	Nove	Déc
Précipitations (mm)	100	62	62	54	52	25	6	12	42	53	79	91

I.1.2.4 Température :

La température moyenne annuelle est de 13.2 °C sur l'année. Les données disponibles sur les températures mensuelles, sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau (I.2) : Températures mensuelles.

	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc
Température moyenne (°C)	5.4	6.3	8.7	11.1	14.3	18.6	21.7	21.9	19.6	14.6	9.9	6.4
Température minimale moyenne (°C)	1.7	2.1	4	5.7	8.6	12.5	15	15.4	13.8	9.7	5.7	2.5
Température maximale (°C)	9.2	10.6	13.4	16.6	20	24.7	28.5	28.5	25.4	19.6	14.1	10.4

Au mois d’Août, la température moyenne est de 21,9 °C. Août est de ce fait le mois le plus chaud de l’année. Janvier est le mois le plus froid de l’année. La température moyenne est de 5.4 °C à cette période. Juillet est le mois le plus sec, avec seulement 6 mm. En Janvier, les précipitations sont les plus importantes de l’année avec une moyenne de 100 mm.

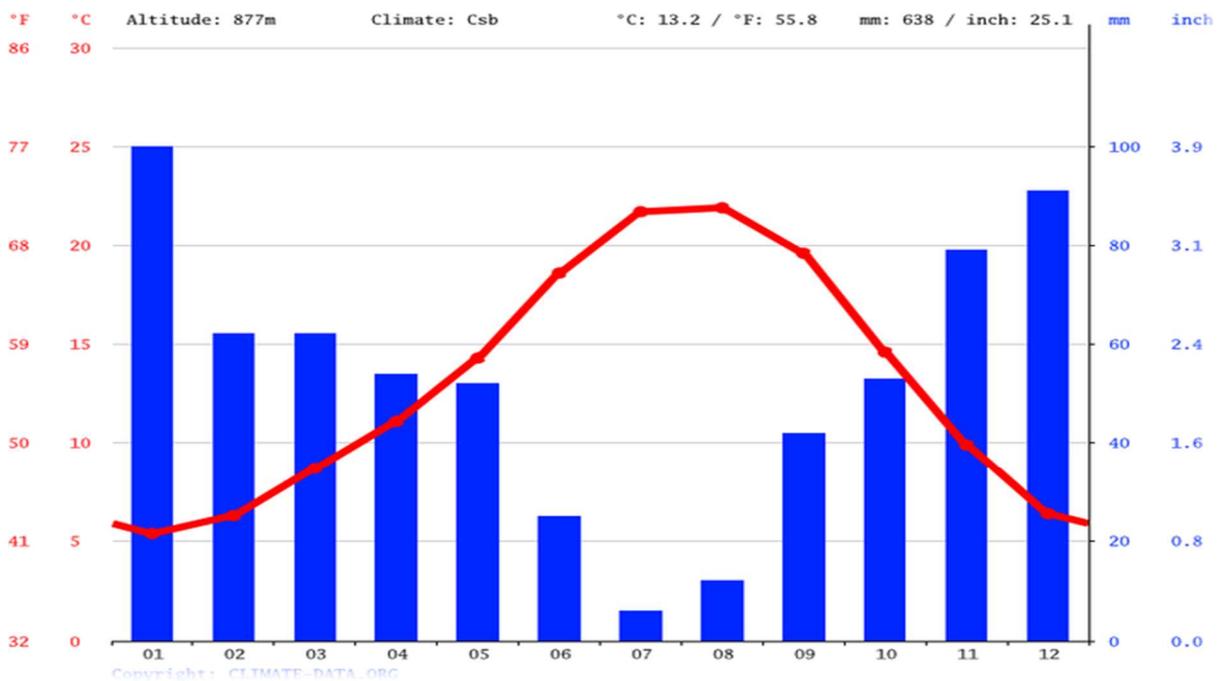


Figure (I.3) : Diagramme ombrothermique Draâ El-Kaïd.

I.1.3 Situation démographique :

La population est un élément fondamental pour lequel tous les programmes de développement sont projetés. L’analyse du cadre humain nous permet de connaître les besoins réels de cette population. L’estimation de la population de la zone d’étude est déterminée par la formule suivante :

$$P_n = P_{act} (1+T)^n \tag{I.1}$$

P_n : Population future.

P_{act} : Population actuelle (1626 habitants) donnée par APC de Draâ El Kaïd.

T : Taux d'accroissement $T = 1,47\%$;

n : Nombre d'années séparant l'année actuelle et l'année future.

Tableau (I.3) : Estimation de la population d'Adjiouene.

Horizons	Actuel (2020)	Moyen terme (2045)
T (%)	1,47	1,47
n	/	25
Nombre d'habitants	1626	2342

I.1.4 Situation d'alimentation en eau potable actuelle

La localité Adjiouene actuellement est desservie en eau potable à partir des deux sources à savoir :

- Eau de source : il y a deux sources, la plus importante est la source dite Tala Oughanime et Tikerbas.
- Eau de surface qui est le barrage Ighil Emda.
- L'eau de barrage collectée dans le réservoir 100 m³ El Mizab (altitude 725 m) alimente les bâtiments de (50, 38 et 80 logements).
- La source Oughanime collectée dans le réservoir 250 m³ (altitude 675 m) alimente une partie du centre d'Adjiouene et le quartier El Maida.
- La source de Tikerbas qui est collectée dans le réservoir 50 m³ (altitude 700 m) alimente par gravité le village bas et aussi refoule vers le réservoir 50 m³ du village haut (Tikerbas) (altitude 746 m), ce dernier alimente par gravité l'autre partie du centre d'Adjiouene et le village Tikerbas.

I.2 Estimation des besoins en eau de la population

L'objectif du système d'alimentation en eau potable est de satisfaire au maximum possible les besoins en eau de la zone concernée par le projet pendant une période bien définie qui est estimée comme durée de vie du réseau. Le calcul des besoins en eau potable porte sur l'estimation des effectifs à desservir, c'est à dire la population concernée par le réseau et par conséquent la détermination des besoins en eau éventuels. Pour déterminer les besoins actuels et futurs en eau potable, on doit déterminer les besoins pour la population résidente, les besoins pour les équipements publics et sociaux sans oublier les besoins pour les particuliers.

I.2.1 Besoins domestiques

La consommation domestique moyenne est généralement rapportée au nombre d'habitants, elle est alors exprimée en litres par jour et par habitant (en l/jour/hab). Cette consommation varie en fonction de plusieurs facteurs : le niveau de vie, les habitudes, la disponibilité de l'eau, le climat, le prix de l'eau, la forme de la fourniture de l'eau, etc. D'autre part, elle évolue d'une année à l'autre, en liaison avec l'évolution du niveau de vie.

Quant aux valeurs des consommations domestiques spécifiques à prévoir pour l'alimentation de nouvelles zones, nous pouvons citer, à titre indicatif :

- Villes de moins de 20 000 habitants : 150 à 200 l/j/hab.
- Villes de 20 000 à 100 000 habitants : 200 à 300 l/j/hab.

- Villes de plus de 100 000 habitants : 300 à 400 l/j/hab.

Pour notre cas une dotation de 200 l/j/hab. sera suffisante pour satisfaire les besoins de toute la population à long terme.

I.2.2 Besoins en eau des équipements existants

Au niveau de la localité Adjouene on distingue les équipements suivants :

Tableau (I.4) : Besoins en eau actuels des équipements existants.

Équipements	Nombre	Unité	Effectif / Capacité	Total	Dotation (l/j/U)	Besoins (m ³ /j)
École primaire	1	Élève	1198	1198	15	18
CEM	1	Élève	950	950	25	23,8
Lycée	1	Élève	950	950	25	23,8
Centre de soins	1	Patient	100	100	25	2,5
Mosquée	1	Fidèle	1557	1557	20	31,1
Locaux commerciaux	30	Personne	2	60	25	1,5
École coranique	1	Élève	200	200	100	20
Maison de jeunes	1	Personne	20	20	25	0,5
Poste	1	Employé	3	3	20	0,1
Antenne APC	1	Employé	20	20	20	0,4
Unité de production de faux plafond	1	Ouvrier	40	40	20	0,8
Total						122,4

I.2.3 Besoins en eau des Cheptels

Tableau (I.5) : Besoins en eau des cheptels.

Cheptels	Effectif	Dotation (l/j/U)	Besoin actuel (m ³ /j)	Besoin long terme (m ³ /j)
Ovin	2000	40	80	Besoin actuel * 1,5
Bovin	500	100	50	
Caprin	1000	40	40	
Total			170	255

I.2.4 Consommation moyenne journalière

I.2.4.1 Consommation moyenne journalière domestique

Elle représente la quantité d'eau moyenne consommée par l'ensemble de la population et par d'autres équipements pendant une journée. Elle est exprimée par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy.j}} = N \times \frac{D}{1000} \quad (I.2)$$

Avec :

$Q_{moy,j}$: Débit moyen journalier en (m³/j).

D : Dotation (l/j/habitant).

N : Nombre d'habitants.

Tableau (I.6) : Besoins domestiques d'Adjouene.

Année	2020	2045
Nombre d'habitants	1626	2342
Consommation moyenne journalière (m ³ /j)	325,2	468,4
Consommation moyenne journalière (l/s)	3,76	5,42

I.2.4.2 Consommation moyenne journalière des équipements

En l'absence des données d'urbanisation pour les différents horizons, les besoins futurs des équipements publics seront estimés par la formule suivante :

$$\frac{Q_{Dom.f}}{Q_{Dom.a}} = \frac{Q_{Equ.f}}{Q_{Equ.a}} \quad (I.3)$$

Tableau (I.7) : Besoins en eau des équipements aux différents horizons.

Horizons	Actuel	Long terme
Besoins (m ³ /j)	122,4	305,9

Tableau (I.8) : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière.

Différents besoins	Actuels (2020)	Long terme (2045)
Domestiques	325,2	468,4
Équipements existants	122,4	305,9
Cheptels	170	255
Total (m ³ /j)	617,6	1029,3

I.2.5 Estimation des besoins en eau en tenant compte des pertes

Dans un réseau d'alimentation en eau potable, les pertes d'eau sont situées à différents niveaux : la prise d'eau, la station de traitement, les stations de pompage, les réservoirs, les réseaux d'adduction et de distribution, les vannes, les joints, les compteurs, etc.

Le volume de ces pertes d'eau dépend de :

- l'âge et l'état du réseau.
- La compétence et l'efficacité du service de maintenance du réseau.

Le volume toléré est généralement compris entre 15 et 20% de la quantité d'eau consommée.

$$Q_{moy,j} = K_f \times (Q_{dom} + Q_{equip} + Q_{chap}) \quad (I.4)$$

Avec :

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

K_f : Coefficient de fuite [$1,1 \div 1,5$], dans notre cas on prend $K=1,1$;

Q_{dom} : Débit domestique (m^3/j) ;

Q_{equip} : Débit d'équipement (m^3/j) ;

Q_{chap} : Débit des cheptels (m^3/j).

L'estimation totale des besoins journaliers en tenant compte des pertes est donnée dans le tableau ci-dessous :

Tableau (I.9) : Récapitulatif des besoins de la région d'Adjiouene en eau en tenant compte des pertes.

Différents besoins	Actuels (2020)	Long terme (2045)
Domestiques	357,72	515,24
Équipements existants	134,6	336,5
Cheptels	187	280,5
Total (m^3/j)	679,32	1132,24

A l'horizon 2045 la consommation moyenne journalière de la localité d'Adjiouene s'élèvera à $1132,24 m^3/j$.

I.2.6 Variation des consommations

La consommation d'eau est variable en fonction du mois, du jour de la semaine et de l'heure de la journée. Pour tenir compte de l'irrégularité de la consommation liée à tous les facteurs, nous devons prendre en considération un certain nombre du coefficient, dit coefficient d'irrégularité.

I.2.6.1 Variation de la consommation journalière

▪ Consommation maximale journalière

Les ouvrages de prise, de traitement et d'adduction d'eau (stations de pompage, conduites, etc.) doivent être dimensionnés pour pouvoir fournir la demande journalière maximale, de l'année du projet.

La valeur de ce coefficient $K_{max.j}$, est en principe, déterminée à partir des statistiques sur la variation journalière de la consommation, sur les 365 jours de l'année. Généralement, elle varie de 1,1 à 1,3. On prend $K_{max.j}=1,2$.

On définit alors un coefficient d'irrégularité maximale $K_{max.j}$:

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

Avec :

$K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximale journalière ;

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

Le tableau (I.10) ci-dessous nous montre la variation de la consommation maximale journalière.

Tableau (I.10) : Consommation maximale journalière.

Différents besoins	Actuels (2020)	Long terme (2045)
Domestiques	429,3	618,3
Équipements existants	161,5	403,8
Cheptels	224,4	336,6
Total (m^3/j)	815,2	1358,7

▪ **Consommation minimale journalière**

Elle représente le débit du jour le moins chargé et peut être déterminée par la formule suivante :

$$Q_{min,j} = K_{min,j} \times Q_{moy,j} \text{ (m}^3\text{/j)} \quad (I.6)$$

Avec :

$K_{min,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière minimale, tenant compte d'éventuelles sous consommations. Il est compris entre 0,7 et 0,9. (Dans notre cas, on prend : $k_{min,j}= 0,8$)

$Q_{min,j}$: Consommation minimale journalière (m^3/j).

Tableau (I.11) : Consommation minimale journalière.

Différents besoins	Actuels (2020)	Long terme (2045)
Domestiques	286,2	412,2
Équipements existants	107,7	269,2
Cheptels	149,6	224,4
Total (m^3/j)	543,5	905,8

Tableau (I.12) : Variation de la Consommation journalière.

Horizon	$Q_{moy,j}$		$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$		$K_{min,j}$	$Q_{min,j}$	
	m^3/j	l/s		m^3/j	l/s		m^3/j	l/s
Actuel (2020)	679,32	7,9	1,2	815,2	9,4	0,8	543,5	6,3
Long terme (2045)	1132,24	13,1		1358,7	16,7		905,8	10,5

I.2.6.2 Variation de la consommation horaire

Elle est déterminée selon les coefficients horaires ($k_{max,h}$) et ($k_{min,h}$). Elle nous permet de déduire la plus forte ou la plus faible charge du réseau afin de dimensionner et de prévoir les risques de dépôts dans la conduite.

▪ **Débit moyen horaire**

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{max,j}}{24} \quad (m^3/h) \tag{I.7}$$

Avec :

$Q_{moy,h}$: Débit moyen horaire en (m^3/h) ;

▪ **La consommation maximale horaire**

Elle est déterminée par :

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \times Q_{moy,h} \quad (m^3/h) \tag{I.8}$$

Où :

$K_{max,h}$: Coefficient d'irrégularité horaire maximal donné par la formule :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \tag{I.9}$$

Avec :

α_{max} : Coefficient tenant compte du niveau du confort et des équipements de l'agglomération compris entre 1,2 et 1,4. Dans notre cas, on opte pour $\alpha_{max} = 1,2$.

β_{max} : Coefficient donné par un tableau en fonction de la taille de l'agglomération :

Tableau (I.13) : Valeur de β_{max} en fonction du nombre d'habitants

Nb. d'habitants	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03

Tableau (I.14) : Valeurs du coefficient β_{max} pour les différents horizons.

Horizon	2020	2045
β_{max}	1,67	1,63

Tableau (I.15) : Consommation maximale horaire.

Horizon	Q _{moy.h}		β _{max}	K _{max.h}	Q _{max.h}	
	m ³ /h	l/s			m ³ /h	l/s
Actuel (2020)	34,0	9,4	1,67	2,0	67,9	18,9
Long terme (2045)	56,6	15,7	1,63	1,96	111,0	30,8

▪ **La Consommation minimale horaire**

Elle est obtenue à l'aide de la formule suivante :

$$Q_{\min,h} = K_{\min,h} \times Q_{\text{moy},h} \quad (\text{I.10})$$

Avec :

Q_{min,h} : Débit minimal horaire (m³/h) ;

Q_{moy,h} : Débit moyen horaire (m³/h)

K_{max.h} : Coefficient d'irrégularité horaire minimal donné par la formule :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} \times \beta_{\min} \quad (\text{I.11})$$

Avec :

α_{min} : Coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements de l'agglomération qu'est compris entre 0.4 et 0.6 (On prend α_{min} = 0.5) ;

β_{min} : Coefficient donnée par un tableau en fonction de la taille d'agglomération.

Tableau (I.16) : Valeur de β_{min} en fonction du nombre d'habitants.

Nombre d'habitants	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	100000
β min	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,7

Tableau (I.17) : Consommation minimale horaire.

Horizon	Q _{moy.h}		β _{min}	K _{min.h}	Q _{min.h}	
	m ³ /h	l/s			m ³ /h	l/s
Actuel (2020)	34,0	9,4	0,1	0,05	1,7	0,5
Long terme (2045)	56,6	15,7	0,1	0,05	2,8	0,8

▪ **La consommation horaire de pointe**

Le coefficient de pointe horaire prend compte de la pointe de la consommation au cours de la journée. Il exprime donc les habitudes du consommateur au cours de la journée. Il est indépendant de la saison. Il n'a aucune influence sur les quantités d'eau à mobiliser. Il est d'autant plus atténué que la ville a des activités diversifiées. Le coefficient de pointe horaire est estimé par des études statistiques sur divers systèmes similaires ou par le biais de formules empiriques. Il intervient dans le dimensionnement du système de distribution et de stockage.

La formule dite du Génie Rural (France) :

$$Q_{ph} = Q_h \times C_{ph} \quad (I.12)$$

Q_h : Débit horaire de la journée où la consommation est maximale : $Q_h = Q_{max,j} / 24$ (m³/h) ;

C_{ph} : Coefficient de pointe :

$$C_{ph} = 1.5 + \left(\frac{2,5}{\sqrt{Q_{moy,j}}} \right) \quad (I.13)$$

Tableau (I.18) : Consommation de pointe horaire aux différents horizons.

Horizon	$Q_{moy,j}$		$Q_{moy,h}$		C_p	Q_{ph} (l/s)
	m ³ /j	l/s	m ³ /j	l/s		
Actuel (2020)	679,32	7,9	34,0	9,4	1,60	15,1
Long terme (2045)	1132,24	13,1	56,6	15,7	1,57	24,8

Conclusion

L'estimation des besoins en eau potable de la zone d'étude à l'horizon 2045, nous permettra d'évaluer les capacités optimales des réservoirs d'eau et de dimensionner convenablement notre réseau, afin de garantir le bon fonctionnement du système et d'assurer des quantités d'eau suffisantes.

Le débit d'adduction est déterminé par la consommation journalière maximale de l'agglomération ($Q_{max,j} = 1358,7$ m³/j). Ce débit correspond à un débit horaire moyen consommé $Q_{moy,h} = 56,61$ m³/h.

Réservoirs

Introduction

Une fois rendue potable, l'eau est transportée à travers un réseau de conduites fermées vers des réservoirs situés généralement en hauteur : les bassins enterrés au sommet des collines ou les châteaux d'eau.

Au cours d'une même journée, le débit de la conduite d'adduction est constant alors que celui de la distribution est essentiellement variable dans le temps. Les réservoirs d'eau jouent un rôle de régulateur entre les deux régimes.

II.1 Présentation du réservoir

Les réservoirs servent à stocker temporairement l'eau potable en attendant sa distribution. Ils permettent essentiellement de réguler la pression et le débit entre la phase de production et la phase de consommation (du stockage à la consommation). Leur rôle est d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production et de la restituer lorsqu'elle en devient supérieure.

Il existe deux types différents de réservoirs :

- Le réservoir surélevé ;
- Le réservoir au sol.

La topographie permet de disposer d'un point haut pour construire un réservoir au sol, c'est cette solution qui est en général retenue. En revanche, lorsque le terrain ne présente pas de point suffisamment élevé, nous pouvons opter pour l'une ou l'autre des solutions suivantes : un château d'eau (réservoir surélevé) ou un réservoir au sol.

En termes de matériaux, on distingue trois types de château d'eau :

- Châteaux en béton armé.
- Châteaux en résine de polyester.
- Châteaux en métal.

II.2 Choix du type de château d'eau

Nous savons qu'il existe plusieurs types des réservoirs tels :

- Réservoir enterré.
- Réservoir semi enterré.
- Réservoir surélevé (château d'eau).

Notre étude consiste à maintenir un ouvrage de stockage d'eau pour satisfaire quantitativement les consommateurs de la région dans l'avenir.

Le choix de type est basé sur les avantages suivants :

- Economie sur les frais de construction.
- Du côté esthétique.
- Etude architecturale très simplifiée.
- Etanchéité plus facile à réaliser.
- Conservation à une température constante de l'eau emmagasinée.

En ce qui concerne la structure, la forme peut être de différents types : on peut avoir des châteaux cubiques, cylindriques ou coniques. Généralement, on opte pour des châteaux de formes cylindriques mais leur construction est difficile de par le fait qu'elle requiert de nombreuses exigences en termes de qualité.

II.3 Emplacement géographique des réservoirs

Le choix de l'emplacement des réservoirs de stockage est fixé par l'altimétrie de la zone à alimenter. La conception des systèmes d'AEP doit garantir un coût optimal et des pressions requises convenables chez les abonnés.

Le réservoir doit être situé le plus près possible de l'agglomération à alimenter (en limite de l'agglomération). En effet, compte tenu du coefficient de pointe dont on doit affecter le débit horaire moyen de consommation pour déduire la consommation horaire maximale, la perte de charge sera généralement plus grande sur la conduite de distribution que sur la conduite d'adduction. Ceci fait que plus le réservoir s'éloigne de l'agglomération, plus la côte du plan d'eau doit être élevée, d'où une énergie de pompage plus grande.

Le schéma ci-dessous montre l'avantage de l'emplacement du réservoir proche de l'agglomération :

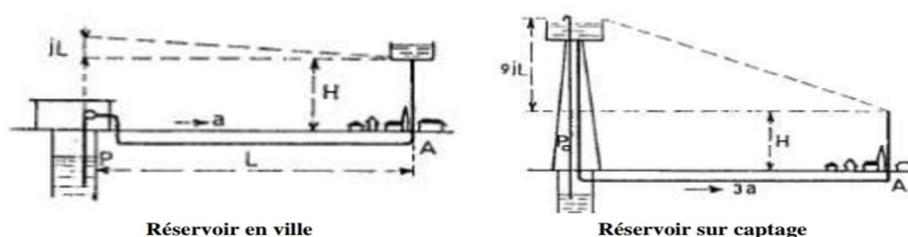


Figure (II.1) : Emplacement du réservoir.

II.4 La détermination de la côte du radier du stockage

La côte du radier d'un stockage dépend essentiellement du besoin de pression minimal des installations situées à l'aval de l'ouvrage. Le choix des côtes des stockages situés sur les réseaux de distribution est soumis à deux contraintes majeures.

- L'ouvrage doit assurer la pression de service contractuelle au point hydrauliquement le plus défavorisé en pression tant qu'il délivre un débit d'eau.
- La pression dans le réseau doit rester inférieure à la pression nominale des conduites et accessoires de distribution.

La valeur de cette côte et la topographie des lieux détermineront le type de réservoir à adopter (semi-enterré ou surélevé). On peut, si un relief est disponible, augmenter les diamètres des conduites de distribution pour diminuer les pertes de charge et éviter la surélévation du réservoir.

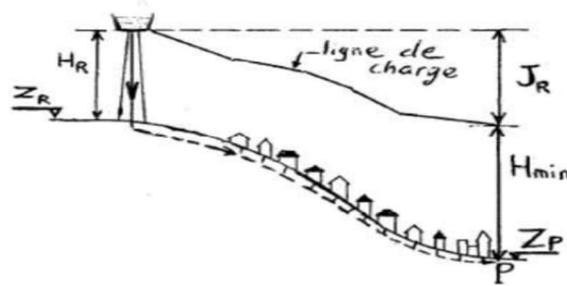


Figure (II.2) : Schéma d'altitude des réservoirs.

II.5 Le stockage sur le réseau de distribution

Le stockage sur les réseaux de distribution assure quatre grandes fonctions techniques qui peuvent être prises séparément ou combinées :

- Ecrêtage des pointes de consommation journalière : Le débit d'adduction est quasiment constant et bien situé dans le temps. Le débit de distribution est très variable au cours de la journée. Le stockage sert de tampon entre la somme des volumes mobilisés au cours de la journée et la distribution journalière, par l'accumulation du surplus d'eau aux heures de faible consommation et sa restitution pendant les heures de forte consommation.
- Mise en pression d'un réseau gravitaire : Dans le cas de réseau de distribution gravitaire, le stockage situé en tête du réseau maintient une pression dans l'ensemble du réseau dont la variation ne dépasse pas la hauteur de marnage du réservoir aux heures de pointe. La faiblesse des variations des pressions se traduit par une moindre sollicitation des points de faiblesse du réseau, joints des conduites, nœuds, appareils de sectionnement. C'est un avantage pour la protection du réseau.
- Equilibrage des pressions sur le réseau : Dans le cas d'une distribution en route par la conduite de refoulement, le stockage situé hydrauliquement en bout de réseau est alimenté par le surplus de débit pendant les heures de faible consommation. Le volume stocké permet d'équilibrer les pressions aux heures de fortes consommations par une réalimentation du réseau : c'est un stockage d'équilibre.
- Réserve incendie : Une certaine quantité d'eau devra rester toujours disponible et réservée à la lutte contre les incendies, le cas échéant. C'est souvent une précaution supplémentaire prise par les services d'eau et les brigades de sapeur pompiers pour pallier les défaillances du réseau.

II.6 Les réservoirs existants

Adjiouene, dispose dans sa chaîne d'alimentation en eau potable :

Tableau (II.1) : Réservoirs existants.

Réservoir	Capacité (m ³)	Altitude (m)
El-Mizab	100	725
Thala Oughanime	250	675
Thikerbas	50	700
	50	746

II.7 Capacité des réservoirs

Pour jouer convenablement son rôle, le réservoir doit être de capacité suffisante. L'évolution de cette capacité est effectuée en tenant compte de la variation de la demande.

Différentes méthodes sont utilisées pour le calcul de la capacité utile des réservoirs.

- La méthode forfaitaire
- La méthode analytique
- La méthode graphique

II.7.1 Estimation du volume utile des réservoirs

Dans notre cas, nous allons opter pour la méthode analytique qui consiste à déterminer les excès et les insuffisances à différentes heures de la journée.

Afin d'alléger les coûts d'exploitation, nous fixons la durée quotidienne du pompage à 20 heures par jour. Il faut alors déterminer l'heure optimale de démarrage des pompes de façon à minimiser les capacités de stockage.

A partir de ce raisonnement, nous déduisons le volume utile du réservoir d'eau. Le temps de pompage vers le réservoir est estimé à 20h/jour.

Les valeurs du régime de consommation sont tirées de l'annexe 1.

Le volume est donné par :

$$V = \frac{P \times Q_{max.j}}{100} + V_{inc} \quad (II.1)$$

V : Volume maximal de stockage pour la consommation en m^3 ;

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

P : Résidu maximal dans le réservoir en (%).

V_{inc} : Réserve d'incendie $V_{inc} = 120 m^3$.

II.7.2 Diamètre du réservoir

La hauteur « h » peut être variée entre (3 ÷ 6) m cette hauteur peut atteindre (7 ÷ 8) m dans les grands ouvrages. Prenons une hauteur de la tranche d'eau dans le réservoir $h = 4$ m.

Le volume du réservoir $V = S \times h \quad (II.2)$

Avec :

S : surface de base du réservoir.

Notre réservoir étant de forme cylindrique, on a :

$$V = \left(\pi \times \frac{D^2}{4}\right) \times h \quad (II.3)$$

Donc : $D = \sqrt{4 \times \frac{V}{\pi h}}$

II.7.3 Détermination de la hauteur de l'incendie

$$V_{inc} = S \times H_{inc} \quad (II.4)$$

$$H_{inc} = V_{inc} / S$$

$$H_{inc} = \frac{4 \times V_{inc}}{\pi \times D^2}$$

II.7.4 Dimensionnement du réservoir

La répartition de la consommation maximale journalière sur les 24 heures se détermine à l'aide du tableau de distribution du débit journalier sur 24 heures (voir annexe 1), on a $K_{max} = 1.96$ donc on prend $K_{max} = 2$.

Tableau (II.2) : Dimensionnement du réservoir.

Heure	Régime de l'apport (%)	Régime de la consommation (%)	Déficit (%)	Surplus (%)	Résidus (%)
00h-01h	5	0,75	0	4,25	4,25
01h-02h	5	0,75	0	4,25	8,5
02h-03h	5	1	0	4	12,5
03h-04h	5	1	0	4	16,5
04h-05h	5	3	0	2	18,5
05h-06h	5	5,5	-0,5	0	18
06h-07h	5	5,5	-0,5	0	17,5
07h-08h	5	5,5	-0,5	0	17
08h-09h	5	3,5	0	1,5	18,5
09h-10h	5	3,5	0	1,5	20
10h-11h	5	6	-1	0	19
11h-12h	5	8,5	-3,5	0	15,5
12h-13h	5	8,5	-3,5	0	12
13h-14h	5	6	-1	0	11
14h-15h	5	5	0	0	11
15h-16h	5	5	0	0	11
16h-17h	5	3,5	0	1,5	12,5
17h-18h	5	3,5	0	1,5	14
18h-19h	0	6	-6	0	8
19h-20h	0	6	-6	0	2
20h-21h	0	6	-6	0	-4
21h-22h	0	3	-3	0	-7
22h-23h	5	2	0	3	-4
23h-00h	5	1	0	4	0
Total	100	100			

D'après le tableau ci-dessus, nous remarquons que :

La valeur max ΔV^+ est atteinte de 9h à 10h.

De 21h à 22h, la valeur maximale de ΔV^- .

Avec :

ΔV^+ : Excédent en eau à différentes heures de la journée.

ΔV^- : Insuffisance en eau à différentes heures de la journée.

La capacité du réservoir se calcule comme suit :

$$V = |\Delta V^+_{\max}| + |\Delta V^-_{\max}| + V_{\text{inc}}$$

Avec :

V_{inc} : volume d'eau prévu pour les risques d'incendie.

$$V = (20 + 7) \times \frac{Q_{\text{max},j}}{100} + 120$$

$$V = 487 \text{ m}^3.$$

Donc, la localité d'Adjiouene contient des ouvrages de stockage d'eau insuffisants à l'horizon 2045, pour cela on projette la réalisation d'un autre réservoir qui sera jumelé avec les réservoirs existants.

Tableau (II.3) : Les dimensions du réservoir à projeter.

Horizon	Long terme
Volume du réservoir (m³)	500
Hauteur réservoir (m)	4
Diamètre réservoir (m)	12,6
Hauteur réserve incendie (m)	1

II.8 Equipement du château d'eau [2]

II.8.1 Conduite d'arrivée (adduction)

L'arrivée de l'eau dans le château d'eau par averse en chute libre, provoque une oxygénation de l'eau, ce qui peut être favorable aux eaux souterraines, ordinairement pauvres en oxygène dissous.

II.8.2 Conduite de départ (distribution)

Le départ de la conduite de distribution s'effectue de 0.15 à 0.20 m au-dessus du radier, et doit être muni d'une crépine en vue d'éviter l'introduction ; dans la distribution des boues ou des sables qui peuvent se déposer dans la cuve.

II.8.3 Conduite de vidange

Elle permet de vidanger le château d'eau en vue de nettoyage ou de réparation. Cette conduite partira au point bas du château d'eau. Elle sera munie d'un robinet vanne et sera raccordée à la conduite de trop plein.

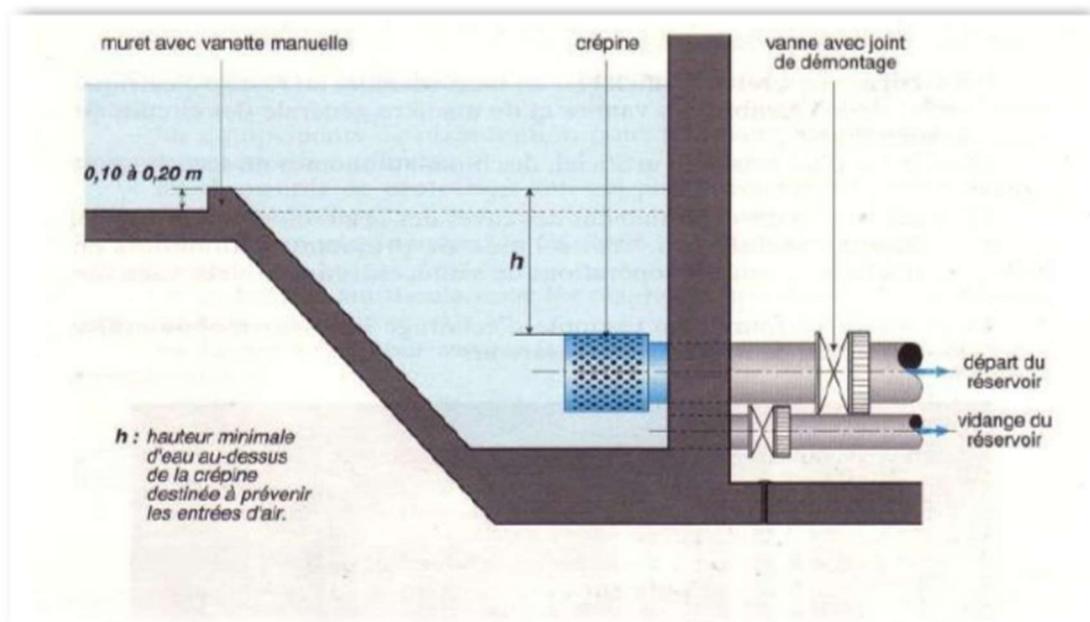


Figure (II.3) : Conduite de vidange.

II.8.4 Conduite de trop plein

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau arrivant au château d'eau, ce qui permet d'éviter que le niveau maximal soit atteint dans le château d'eau.

La conduite de trop plein ne comportera pas de robinet sur son parcours ; sa section transversale sera disposée selon un plan horizontal situé à une distance h au-dessus du niveau maximal. Elle comportera au départ un entonnoir pour le passage de débit Q sous une lame d'eau h .

II.8.5 Conduite by-pass

Ce tronçon de conduite relie les conduites d'alimentation (arrivée) et de distribution (départ) ; il fait circuler l'eau sans le faire passer au château d'eau ; permettant d'isoler le château d'eau en cas de besoin :

- Nettoyage de la cuve château d'eau ;
- Réparation du château d'eau.

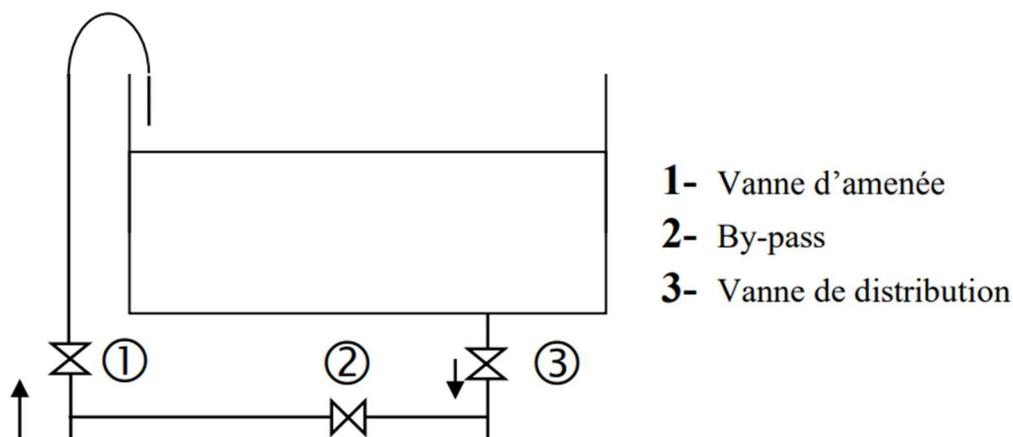


Figure (II.4): Conduite by-pass.

II.9 Le maintien en service [2]

Ça implique leur remise aux normes, dans la limite du raisonnable :

- La mise en œuvre d'une isolation thermique afin de maintenir à l'intérieur de l'ouvrage une température constante proche de celle de l'eau emmagasinée (en vue de diminuer les phénomènes de condensation) ;
- Le renouvellement de l'étanchéité extérieure avec mise en œuvre d'une maçonnerie drainante afin de parer à toute infiltration d'eau pouvant contaminer l'eau stockée ;
- La réfection du revêtement de la surface intérieure en contact avec l'eau potable ;
- La séparation de la réserve d'eau et de la chambre de vannes ;
- La modification du système d'aération de la cuve (élimination des chapeaux d'aération au-dessus du plan d'eau et mise en place d'un système d'aération avec bouche murale, filtres et gaines d'aération horizontales) ;
- La modification de l'accès aux cuves pour faciliter le travail du personnel en charge des travaux d'entretien ;
- Le renouvellement de la tuyauterie et de la robinetterie,
- La limitation de l'éclairage naturel.

Conclusion

On déduit à partir des calculs effectués dans ce chapitre que la capacité de stockage des réservoirs existants est insuffisante pour satisfaire les besoins en eau de la population à long terme donc il est nécessaire de construire un réservoir pour faire face à la demande future en eau.

D'après les résultats des calculs et compte tenu des capacités normalisées, il ressort que la conception d'un ouvrage de 500 m³ à une altitude de 768 m assurera la capacité de stockage nécessaire à l'approvisionnement régulier en eau potable de cette agglomération. Il sera jumelé avec les réservoirs existants.

Adduction

Introduction

Tout réseau d'alimentation en eau potable doit avoir une adduction, soit sous pression, soit gravitaire, dans les deux cas le facteur topographie joue un rôle déterminant. Le but de ce chapitre est le dimensionnement du système projeté de la conduite de l'adduction qui alimentera la localité d'Adjiouene.

III.1 Définition

Les conduites d'adduction ont pour fonction d'assurer le transfert de l'eau entre deux points :

- Entre la source et la station de traitement ;
- Entre la station de traitement et les stockages ou le réseau de distribution ;
- Entre la source et les stockages ou le réseau de distribution.

Il existe deux types d'adduction :

- Adduction gravitaire : écoulement à la faveur d'une dénivelée. La force de déplacement de l'eau est l'énergie potentielle. Le débit transitant est modulé et permanent.
- Adduction par refoulement : écoulement à la faveur d'un apport d'énergie externe (pompe). Le débit transité est alors variable et dépendant du débit de pompage.

III.2 Tracé des conduites

III.2.1 Tracé en plan

Les conduites d'adduction seront posées le long des voies de communication existantes pour des raisons économiques, de facilité de pose et de maintenance ultérieure des installations. Il faut chercher le tracé le plus direct entre la source et le réservoir d'accumulation. Le tracé empruntera, de préférence, l'accotement des routes et chemins, ce qui facilitera l'accès durant le chantier et en cas de réparations éventuelles. Pour les conduites de gros diamètre, il sera difficile, toutefois, d'éviter le passage sur des terrains particulier.

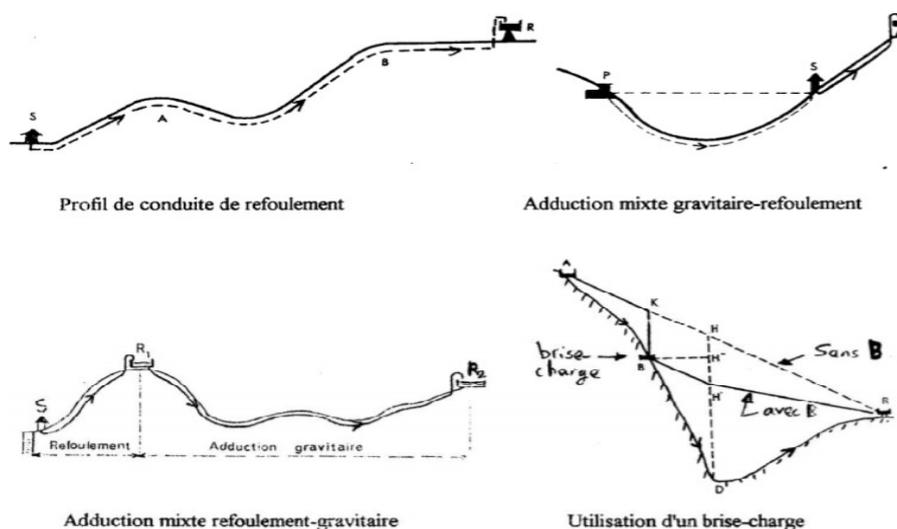


Figure (III.1) : Schémas de tracé des conduites.

III.2.2 Profil en long

Les conduites d'adduction sont souvent enterrées pour des raisons de protection, de commodité d'exploitation et de régularité de la température de l'eau. Elles ont des profils en long différents de celui du terrain naturel. Le choix d'un profil en long poursuit trois (3) objectifs.

- Minimiser les terrassements à l'exécution ;
- Vidanger des tronçons de conduites en cas de maintenance curative au préventive ;
- Evacuer l'air qui pourrait s'y accumuler dont les conséquences sont :
 - Le gaspillage d'énergie ;
 - Les coups de bélier ;
 - La réduction de débit.

III.3 Mise en œuvre

III.3.1 Pose des conduites

Les conduites peuvent être posées en terre, en élévation au-dessus du sol, en galerie, sur des ouvrages d'arts ou même dans le lit d'une rivière. La pose en terre constitue le mode de pose le plus souvent utilisé. Elle permet en effet d'avoir une eau relativement fraîche en été. Il s'agit de placer la conduite dans une tranchée de largeur suffisante (minimum 0,60 m). Une distance variant de 0,60 à 1,20 m doit être gardée entre le niveau du sol et la génératrice supérieure du tuyau. Le fond de la fouille est recouvert d'un lit de pose (gravier ou pierre cassée) de 0,15 à 0,20 m d'épaisseur. La tranchée est ensuite remblayée, jusqu'à 0,30 m au-dessus de la conduite, par couches successives arrosées et bien tassées avec de la terre purgée de pierre. Si la conduite traverse des terrains marécageux, il faut prévoir, sous le tuyau, une semelle continue en béton armé ou des pieux atteignant le bon sol.

Lorsqu'il faut franchir une rivière ou un canal, la conduite peut emprunter le caniveau ordinairement réservé sous le trottoir d'un pont route, s'il existe. Un siphon peut aussi être utilisé pour traverser un canal ou une rivière.

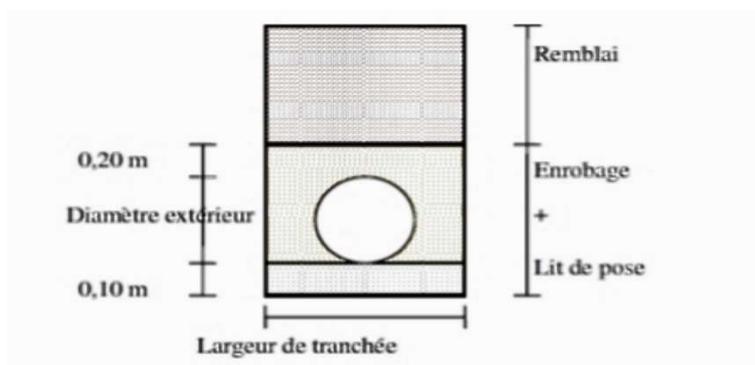


Figure (III.2) : Pose de conduites d'alimentation en eau potable

III.3.2 Choix du tuyau

Les tuyaux constituent la partie la plus coûteuse du réseau. Or le coût des tuyaux varie beaucoup avec leur diamètre et avec la matière dont ils sont constitués (acier, fonte, PVC, polyéthylène). Le choix des tuyaux est donc l'un des choix techniques les plus importants.

Tableau (III.1) : Le matériau pour les tuyaux de l'adduction d'eau potable.

Matière	Avantages	Inconvénients	Utilisation
L'acier	Résistant, peut se souder	Cher, lourd, rouille	Exhaure, refoulement et distribution
La fonte	Résistant, ne rouille pas	Cher, lourd, ne se soude pas	Conduite principale, tuyaux du réservoir
Le PVC	Léger, ne rouille pas, économique, à coller	Moins résistant, vieillit au soleil	Très répandu, les tuyaux classiques
Le polyéthylène	Léger, ne rouille pas, souple	Nécessite des raccords, plus cher que le PVC	Petits diamètres, arrivées aux points d'eau

Le choix de la nature de la canalisation est porté sur le PEHD, vu les avantages technico-économique qu'il présente :

- Les tuyaux en PE résistent bien aux substances chimiques. Le PE est inerte chimiquement. Il est imputrescible et ne se corrode pas.
- Comportement aux chocs : les PEHD ont une excellente résistance aux chocs et sont capables de dissiper une partie de l'énergie transmise au cours du choc par des mécanismes de déformation.
- Résistance à la fissuration : les nouvelles générations de PE présentent un excellent comportement à la fissuration des tubes.
- Résistance à l'abrasion : la structure du PE lui assure un coefficient de friction faible.
- Ductilité et flexibilité.
- Résistance aux coups de béliers : la nature de la matière limite les efforts du coup de bélier par un effet d'amortissement rapide. La longévité du réseau s'en trouve améliorée.
- Faible perte de charges.
- Économie et maintenance : Grâce à ses caractéristiques, notre système nécessite moins de travaux de curage et en cas d'intervention, les réparations sont plus rapides et peu coûteuses et ce grâce à une large gamme d'accessoires.

III.3.3 Équipement hydraulique des conduites d'adduction

Ce sont des composants intercalés dans les tuyauteries, employés pour régler le flux d'eau qui circule dans le réseau afin d'optimiser son exploitation. Parmi les appareils de robinetterie d'un réseau, on trouve :

- Vannes de sectionnement ;
- Ventouses ;
- Bouches et poteaux d'incendie ;
- Vannes de régulation hydraulique ;
- Clapets de non-retour.

III.4 L'écoulement dans les conduites

Le théorème de Bernoulli, établi le long de la ligne de courant d'un fluide en écoulement permanent, est une forme particulière du théorème de conservation de l'énergie mécanique. En l'écrivant par unité de poids du fluide, on obtient l'expression [6] :

$$\frac{V^2}{2g} + Z + \frac{P}{\omega} + J = \text{cte} \quad (\text{III.1})$$

Z : hauteur de position caractérisant le point considéré sur la ligne de courant ;

V/g^2 : hauteur cinétique ou dynamique ;

P/ω : hauteur de pression ;

J : perte de charge depuis l'origine du mouvement.

La somme $Z + \frac{P}{\omega}$, appelée hauteur ou côte piézométrique, est représentée par la courbe « ligne piézométrique ».

La somme des trois termes $H = \frac{V^2}{2g} + Z + \frac{P}{\omega}$ est la hauteur représentative de la charge totale ou mécanique de la particule fluide. Elle est représentée par la courbe « ligne de charge ». Le théorème de Bernoulli s'énonce alors : la charge plus la perte de charge depuis l'origine du mouvement est égale à une constante : $H + J = \text{Cte}$.

III.5 Dimensionnement des Conduites

Les données de dimensionnement nécessaires pour le dimensionnement d'une conduite d'adduction :

- Les caractéristiques propres du site de prélèvement. Elles concernent les variations de débit (minima, maxima), le marnage;
- Les besoins prévisionnels de pointe à l'horizon de planification ;
- L'altitude du point à alimenter par rapport au point de prélèvement ;
- Le profil en long du terrain naturel.

III.5.1 Contraintes

L'expérience qui intègre les contraintes techniques et économiques recommande une limitation de la vitesse à l'intérieur de la conduite à 1.5 m/s. La limite inférieure est donnée par la vitesse d'autocurage qui dépend de la qualité de l'eau. Elle varie entre 0,2 et 0,3 m/s en fonction de la plus petite particule à éliminer par entraînement par la force tractive de l'eau. Dans des conditions de débit identique, à une vitesse faible correspond un diamètre élevé de la conduite et des risques de dépôt des matières en suspension ; A une vitesse élevée, les pertes de charges sont importantes avec des risques de coup de bélier et des dépenses en énergie plus élevées.

III.5.2 Paramètres de dimensionnement

III.5.2.1 Le diamètre

Le diamètre économique va résulter d'un compromis entre les frais d'amortissement de la conduite, qui augmente avec son diamètre et les frais d'exploitations de l'usine élévatoire, qui diminuent lorsque le diamètre de la conduite augmente (pertes de charge faibles). Le coût

d'installation de la conduite et le coût d'exploitation de l'usine élévatoire présente une valeur minimale pour un certain diamètre économique [5].

Pour avoir un bon choix d'un diamètre économique, on doit trouver une gamme qui donne une approche économique. Cette gamme est déterminée par :

- Formule générale : $D_{ec} = K\sqrt{Q}$ (III.2)

- Formule de Bonnin (si $K = 1$) : $D_{ec} = \sqrt{Q}$ (III.3)

- Formule de Bresse (si $K = 1,5$) : $D_{ec} = 1,5\sqrt{Q}$ (III.4)

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

Q : Débit en (m³/s).

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

Le diamètre économique est celui minimisant le prix de revient. Ce calcul prend en considération ce qui suit :

- Les débits à refouler ;
- Les coûts moyens des différents diamètres à comparer ;
- Le coût des équipements des pièces spéciales et du génie civil ;
- Les frais d'exploitation englobant les frais d'énergie, d'entretien et d'exploitation.

III.5.2.2 La vitesse

La vitesse d'écoulement se calcule avec la formule suivante :

$$V = \frac{4Q}{\pi \times D^2} \quad (III.5)$$

Avec :

V : vitesse d'écoulement en m/s.

D : diamètre de la conduite en m.

Q : débit en m³/s.

III.5.2.3 Pertes de charge

La perte de charge désigne la perte irréversible d'énergie de pression que subit un liquide ou un gaz lors de son passage dans un conduit, un tuyau ou un autre élément de réseau de fluide. Cette perte d'énergie, liée à la vitesse du fluide (faible vitesse = faible perte de charge), est causée par la transformation en chaleur, des frottements internes provoqués par la viscosité du fluide (un fluide parfait sans viscosité ne génère pas de perte de charge), la rugosité des parois, les variations de vitesses et les variations de direction du fluide [9].

Perte de charge linéaire :

Le calcul de la perte de charge linéaire, celle correspondant à l'écoulement général dans un conduit rectiligne, est donné par la formule générale suivante :

$$h_l = \frac{\lambda}{D} \times \frac{\rho \cdot V^2}{2} \times L \quad (III.6)$$

h_l : Perte de charge linéaire ;

λ : Coefficient de perte de charge (nombre sans dimension) ;

ρ : Masse volumique de l'eau en kg/m^3 ;

V : Vitesse d'écoulement en m/s ;

D : Diamètre hydraulique du tube en m ;

L : Longueur du tube en m .

La nature du régime d'écoulement d'un fluide est déterminée par la valeur du nombre de Reynolds. Les différents régimes d'écoulements sont visualisés par la représentation graphique du diagramme de Moody.

Le nombre de Reynolds est non dimensionnel (donc sans unités). Il combine 3 caractéristiques importantes de l'écoulement et du fluide : la vitesse, la densité et la viscosité.

$$Re = \frac{V \times D}{\nu} \quad (\text{III.7})$$

V : vitesse d'écoulement en m/s

D : diamètre hydraulique du tube en m

ν : viscosité cinématique (m^2/s), donnée par la formule :

$$\nu = \frac{0.0178}{(1 + 0.0337 T + 0.000221 T^2)} \quad (\text{III.8})$$

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

Écoulement laminaire ($Re < 2000$)

Le coefficient de perte de charge est déterminé par la formule de Poiseuille suivante :

$$\lambda = \frac{64}{Re} \quad (\text{III.9})$$

λ : Coefficient de perte de charge.

Re : Nombre de Reynolds.

Écoulement turbulent ($Re > 2000$)

En régime turbulent, Le facteur de frottement, est traduit par la formule de Colebrook considérée comme celle qui traduit le mieux les phénomènes d'écoulement en régime turbulent.

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{K}{3.71 \times D} + \frac{2.51}{Re \times \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{III.10})$$

On constate que cette formule est sous forme implicite ; par conséquent la recherche ne peut se faire que par approches successives (calcul itératif).

Avec :

λ : Coefficient de perte de charge.

d : Diamètre hydraulique du tube en mm.

Re : Nombre de Reynolds.

k : Indice de rugosité du tube en mm.

Pour les tubes en PEHD (ces valeurs sont pour les réseaux neufs) :

- $K = 0.01$ si $D < 200$ mm.
- $K = 0.02$ si $D > 200$ mm.

A la première approximation λ est donné par la formule de NIKURADSE.

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \times \text{Ln} \frac{K}{D})^{-2} \quad (\text{III.11})$$

La rugosité de la canalisation correspond à la notion habituelle de présence plus ou moins importante d'aspérités sur une surface. On constate ici que lorsque la rugosité d'une canalisation augmente les frottements seront plus nombreux donc la perte de charge augmentera. La perte de charge est donc fonction du matériau de la canalisation.

Pertes de charge singulières :

Les pertes de charge singulières sont essentiellement dues aux accidents de parcours le long de la canalisation. On peut y compter les coudes, les vannes ou robinets. Elles sont estimées entre 10 et 20% des pertes de charge linéaires.

Pertes de charge totales :

Elles représentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières :

$$H = h_l + h_s \quad (\text{III.12})$$

h_s : Pertes de charge singulières (m).

H : Pertes de charge totales (m).

La hauteur manométrique totale (Hmt) :

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

$$\text{Hmt} = H_g + H \quad (\text{III.13})$$

Avec :

H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m) ;

H_g : Hauteur géométrique (m) ;

H : Pertes de charge totales (m).

III.5.3 La célérité de l'onde de choc

Elle est donnée par :

$$a = \sqrt{\frac{1}{\rho \left(\frac{1}{K} + \frac{D}{E} \right)}} \quad (\text{III.14})$$

Où :

ρ : Masse volumique de l'eau ;

k : Compressibilité volumique de l'eau ;

D : Diamètre de la conduite ;

E : Module d'Young de la paroi ;

e : Epaisseur de la conduite (m) ;

Allievi a donné une valeur pratique pour la célérité des ondes a (en m/s) :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.9 + k \cdot \frac{D}{e}}} \quad (\text{III.15})$$

K : Coefficient dépendant de la nature du matériau de la conduite :

Tableau (III.2) : Coefficient K en fonction du type de matériau.

Le matériau	Coefficient (K)
Acier	0,5
Fonte	1
Amiante ciment	4,4
PVC	33
PEHD	83

III.5.4 La valeur du coup de bélier

La valeur maximale du coup de bélier se calcul par :

$$B = a \times \frac{V}{g} \quad (\text{III.16})$$

Avec :

B : Valeur maximale du coup de bélier (m);

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

III.5.5 Calcul de la surpression et la dépression maximale

$$P_{\max} = Hg + B \quad (\text{III.17})$$

$$P_{\min} = Hg - B \quad (\text{III.18})$$

III.5.6 Puissance de pompage

$$P = \frac{g \times Hmt \times Q}{\eta} \quad (\text{III.19})$$

P : Puissance absorbée par la pompe (kW) ;

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

Hmt : Hauteur manométrique totale (m) ;

Q : Débit à refouler (m^3/s) ;

η : Rendement de la station de pompage (0,7 ÷ 0,8) on prend $\eta = 0,75$.

III.5.7 L'énergie consommée annuellement par la pompe

Elle se définit comme suit :

$$E = P \times t \times 365 \quad (\text{III.20})$$

Avec :

E : Energie consommée (kWh /an) ;

P : Puissance absorbée par la pompe en (kW) ;

t : Nombre d'heures de pompage.

III.5.8 Le bilan des frais

Le bilan des frais est calculé pour chaque diamètre incluant les frais d'amortissements et les frais d'exploitations. Le choix du diamètre est alors porté sur le diamètre ayant le bilan des frais le moins élevé.

III.5.8.1 Evaluation des frais d'exploitation

Les frais d'exploitations (F_{exp}) d'un système d'adduction sont les coûts de revient de l'énergie électrique (E), nécessaire aux pompes pour le refoulement de l'eau de la station de pompage jusqu'au réservoir, ils sont donnés par la formule suivante :

$$F_{\text{exp}} = E \times P_{\text{ue}} \text{ (DA)} \quad (\text{III.21})$$

Avec :

F_{exp} : Les frais d'exploitations (DA) ;

E : Energie consommée par la pompe (KWh) ;

P_{ue} : Tarif de l'énergie électrique donné par les services de Sonelgaz ($P_{\text{ue}} = 4 \text{ DA/kWh}$).

L'énergie consommée par la pompe dépend de la hauteur manométrique totale (Hmt) qui fait intervenir :

- La hauteur géométrique (Hg) ;
- Les pertes de charge totales dans les conduites (H).

III.5.8.2 Evaluation des frais d'amortissement

Le prix de la conduite sera amorti sur 25 ans, qui correspond à une annuité A égale à 8 % en Algérie.

$$F_{am} = P_{uc} \times L \times A \text{ (DA)} \quad (\text{III.22})$$

P_{uc} : Prix par mètre linéaire de la conduite, compte tenu de la pose, fourniture et terrassement ;

L : Longueur de la conduite ;

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

$$A = \frac{i}{(1+i)^n} + i \quad (\text{III.23})$$

Avec :

i : Taux d'annuité adopté égale à 8% en Algérie ;

n : Nombre d'années d'amortissement ($n = 25$ ans).

Donc:

$$A = (0,08 / (0,08+1)^{25} + 0,08$$

$$A = 0,091681.$$

Le bilan sera calculé par :

$$\text{Bilan} = F_{exp} + F_{am} \quad (\text{III.24})$$

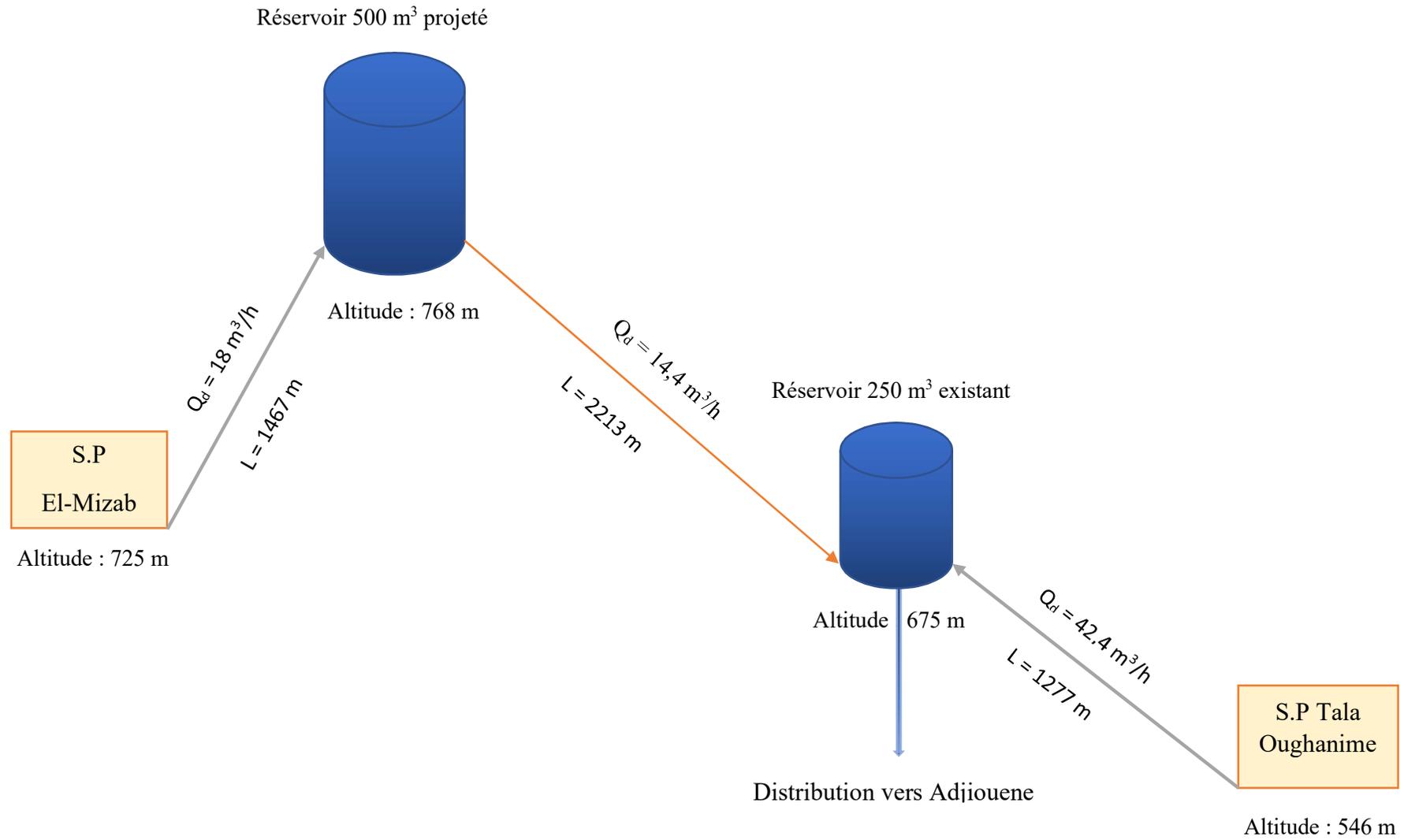


Figure (III.3) : Schéma général de l'adduction étudiée.

III.6 Calcul technique du projet

D'après, l'évaluation des différents besoins en eau de la population de la localité d'Adiouene à long terme (2045), un débit de 15,73 l/s sera indispensable pour satisfaire la population. A ce stade, la chaîne de notre projet sera alimentée par refoulement à partir de la source Tala Oughanime située à une altitude de 546 m, vers le réservoir 250 m³ (altitude de 675 m), en desservant toutes les localités habitées sur ce tronçon. Le réservoir projeté de 500 m³ à l'altitude 768 m, sera alimenté à partir du barrage Ighil Emda. Ce dernier va alimenter le réservoir 250 m³ par gravité.

Tableau (III.3) : Récapitulatif de la répartition du débit.

	Le débit destiné	
	Q _{max,j} (m ³ /h)	Q _{max,j} (l/s)
Source Tala Oughanime	42,4	12
Barrage Ighil Emda	18	5

III.6.1 Dimensionnement de la conduite gravitaire

La conduite reliant le réservoir projeté 500 m³ au réservoir 250 m³.

Tableau (III.4) : Dimensionnement de la conduite gravitaire.

Variable	Valeur				Unité
Côte de départ	768				m
Côte d'arrivée	675				m
Hauteur géométrique	93				m
Débit à véhiculer	4				l/s
Diamètre économique	63,246	94,868			mm
Choix des diamètres	63	75	90	110	mm
Epaisseur des conduites	5,8	6,8	8,2	10	mm
Diamètre intérieur	51,4	61,4	73,6	90	mm
Vitesse d'écoulement	1,93	1,35	0,94	0,63	m/s
Test de la vitesse	Non Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	
Coefficient de rugosité équivalent		0,01	0,01	0,01	mm
Longueur de la conduite		2213	2213	2213	m
Nombre de Reynolds		82989	69233	56617	
Perte de charge unitaire		0,021	0,008	0,003	m/ml
Pertes de charge linéaires		46,47	17,70	6,64	m
Pertes de charge singulières		6,97	2,66	1,00	m
Pertes de charge totales		53,44	20,36	7,63	m
Pression au sol au réservoir d'arrivée		39,56	72,64	85,37	m
Test de la pression		Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	
Le coefficient k		83	83	83	
Célérité de l'onde de choc		350,38	351,37	350,92	m/s
Valeur du coup de bélier		48,28	33,69	22,50	m
Surpression maximale		141,28	126,69	115,50	m
Dépression maximale		44,72	59,31	70,50	m
Choix de la pression nominale		160	160	160	m
Prix du mètre linéaire de la conduite		1058,85	1526,9	2206,43	DA
L'annuité		0,091681	0,091681	0,091681	
Frais d'amortissement		214830,133	309792,822	447662,7	DA

D'après le tableau ci-dessus, le diamètre économique de la conduite reliant le réservoir projeté au réservoir 250 m³ est DN 75 mm dont le matériau utilisé est le PEHD PN 16.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le diamètre 75mm, on utilise une vanne.

▪ *Calcul des pertes de charge dans la vanne*

$$J_v = H_g - H \quad (\text{III.25})$$

Donc les pertes de charge dans la vanne : $J_v = 39,56$ m.

▪ *Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne*

On a:
$$J_v = \xi \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (\text{III.26})$$

D'où:

$$\xi = J_v \cdot \frac{2g}{V^2} \quad \Longrightarrow \quad \xi = 426$$

ξ : Coefficient d'ouverture de la vanne.

▪ *Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne α_v*

L'angle de l'ouverture de la vanne est déterminé d'après le tableau et l'abaque donnés dans (annexe (5)). Le type de la vanne sera vanne à papillon, avec un angle d'ouverture de 64,8°.

III.6.2 Dimensionnement des conduites d'adduction par refoulement

III.6.2.1 La conduite reliant la station de pompage Tala Oughanime au réservoir 250 m³

Tableau (III.5) : Dimensionnement de la conduite de refoulement vers le réservoir 250 m³.

Variable	Valeur				Unité
Côte de départ	546				m
Côte d'arrivée	675				m
Hauteur géométrique	129				m
Débit à véhiculer	12				l/s
Diamètre économique	109,54	164,317			mm
Choix des diamètres	110	125	160	200	mm
Epaisseur des conduites	10	11,4	14,6	18,2	mm
Diamètre intérieur	90	102,2	130,8	163,6	mm
Vitesse d'écoulement V	1,89	1,46	0,89	0,57	m/s
Vérification de la vitesse	Non Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	
Coefficient de rugosité équivalent		0,01	0,01	0,01	
Longueur de la conduite		1277	1277	1277	m
Nombre de Reynolds		149576	116870	93439	
Perte de charge unitaire		0,013	0,004	0,001	m/ml
Pertes de charge linéaires		16,601	5,108	1,277	m
Pertes de charge singulières		2,49	0,77	0,19	m
Pertes de charge totales		19,09	5,87	1,47	m
Hauteur manométrique totale		148,09	134,87	130,47	m

Variable	Valeur			Unité
Le coefficient k	83	83	83	
Célérité de l'onde de choc	351,56	351,67	351,12	m/s
Valeur du coup de bélier	52,45	32,03	20,44	m
Surpression maximale	181,45	161,03	149,44	m
Dépression maximale	76,55	96,97	108,56	m
Choix de la pression nominale	160	160	160	mm
Rendement de la pompe	0,75	0,75	0,75	
Prix du mètre linéaire de la conduite	2609,47	4268,35	6655,33	DA
Temps de pompage	7	7	7	H
Puissance absorbée par la pompe	23,24	21,17	20,48	kW
Energie consommée par la pompe	59389,41	54088,98	52322,17	kWh/an
Frais d'exploitation annuels	237557,63	216355,91	209288,67	DA
L'annuité	0,091681	0,091681	0,091681	
Frais d'amortissement annuels	305507,97	499724,06	779183,65	DA
Le bilan	543065,61	716079,98	988472,33	DA

D'après le tableau ci-dessus, le diamètre économique reliant la station Tala Oughanime au réservoir 250 m³ est DN 125 mm dont le matériau utilisé est le PEHD PN 16.

III.6.2.2 La conduite reliant la station de pompage El-Mizab au réservoir 500 m³ projeté

Tableau (III.6) : Dimensionnement de la conduite de refoulement vers le réservoir 500 m³.

Variable	Valeur			Unité
Côte de départ	725			m
Côte d'arrivée	768			m
Hauteur géométrique	43			m
Débit à véhiculer	5			l/s
Diamètre économique	70,7	106,1		mm
Choix des diamètres	75	90	110	mm
Epaisseur des conduites	4,5	5,4	6,6	mm
Diamètre intérieur	66	79,2	96,8	mm
Vitesse d'écoulement V	1,46	1,02	0,68	m/s
Test de la vitesse	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	
Coefficient de rugosité équivalent	0,01	0,01	0,01	
Longueur de la conduite	1467	1467	1467	m
Nombre de Reynolds	96506	80422	65800	
Pertes de charge unitaires	0,019	0,008	0,003	m/ml
Pertes de charge linéaires	27,87	11,74	4,40	m
Pertes de charge singulières	4,18	1,76	0,66	m
Pertes de charge totales	32,05	13,50	5,06	m
Hauteur manométrique totale	75,05	56,50	48,06	m
Le coefficient k	83	83	83	
Célérité de l'onde de choc	278,21	278,21	278,21	m/s
Valeur du coup de bélier	41,47	28,80	19,28	m
Surpression maximale	84,47	71,80	62,28	m

Variable	Valeur			Unité
Dépression maximale	1,53	14,20	23,72	m
Choix de la pression nominale	100	100	100	m
Rendement de la pompe	0,75	0,75	0,75	
Prix du mètre linéaire de la conduite	745,6	1067,77	1569,75	DA
Temps de pompage	20	20	20	H
Puissance absorbée par la pompe	4,91	3,69	3,14	kW
Energie consommée par la pompe	35832,26	26972,51	22945,35	kWh/an
Frais d'exploitation annuels	143329,03	107890,05	91781,42	DA
L'annuité	0,091681	0,091681	0,091681	
Frais d'amortissement annuels	100280,24	143610,82	211125,14	DA
Le bilan	243609,26	251500,87	302906,56	DA

D'après le tableau ci-dessus, le diamètre économique reliant la station El-Mizab au réservoir projeté 500 m³ est DN 75 mm dont le matériau utilisé est le PEHD PN10.

III.6.3 Récapitulation

Les résultats de tous les calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau (III.7) : Récapitulation des calculs.

	Mode de transfert	Matériau	Longueur (m)	Débit (l/s)	Diamètre (mm)	PN (bar)	Frais totaux (DA)
R.500m ³ vers le R.250m ³	Gravitaire	PEHD	2213	4	75	16	214830,133
S.P Tala Oughanime vers R.250m ³	Par refoulement	PEHD	1277	12	125	16	557906,81
S.P El-Mizab vers R. 500m ³	Par refoulement	PEHD	1467	5	75	10	243609,26
Total							1016346,20

Conclusion

L'étude technico-économique de notre chaîne d'adduction nous a permis de choisir le matériau ainsi que le diamètre commercial le plus approprié tout en respectant les conditions de vitesses et de pressions. Les conduites du réseau seront en PEHD vu les avantages qu'il présente. Une pression nominale de 10 bars et 16 bars (PN16) est adoptée pour les réseaux (conduite reliant la S.P Tala Oughanime au réservoir 250 m³ et la conduite gravitaire reliant le réservoir projeté au réservoir 250 m³) compte tenu des surpressions engendrées par le phénomène du coup de bélier. La pression nominale 10 bars est adoptée pour la conduite de refoulement de la S.P El-Mizab vers le réservoir 500 m³.

Pompage

Introduction

Le bon fonctionnement d'une installation de pompage ne dépend pas seulement de la qualité des pompes, mais aussi et pour une très large part, de la façon dont l'installation a été conçue, réalisée et finalement exploitée. C'est pour cela que ce chapitre est consacré pour l'étude des choix des pompes qui équipèrent les stations de pompages de la chaîne d'adduction et permettront d'acheminer l'eau jusqu'au réservoir.

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. Ainsi d'après cette définition on peut dire que le rôle de la pompe consiste à augmenter la pression du fluide liquide. L'augmentation de la pression du fluide véhiculé par la pompe a lieu à la suite de la transformation de l'énergie mécanique fournie par un moteur entraînant cette pompe en une augmentation de l'énergie hydraulique qui est acquise par le liquide entre l'entrée et la sortie de la pompe [4].

Les pompes sont classées en deux catégories :

- Les pompes volumétriques ;
- Les pompes centrifuges (turbopompes ou pompes dynamiques).

Les pompes centrifuges sont utiles dans différents domaines tel que : alimentation en eau potable, assainissement, irrigation, etc. Elles présentent de nombreux avantages sur les pompes volumétriques : prix de revient inférieur, couplage direct avec un moteur, absence de vibrations.

IV.2 Constitution d'une pompe centrifuge [18]

Les organes essentiels d'une pompe centrifuge sont les suivants :

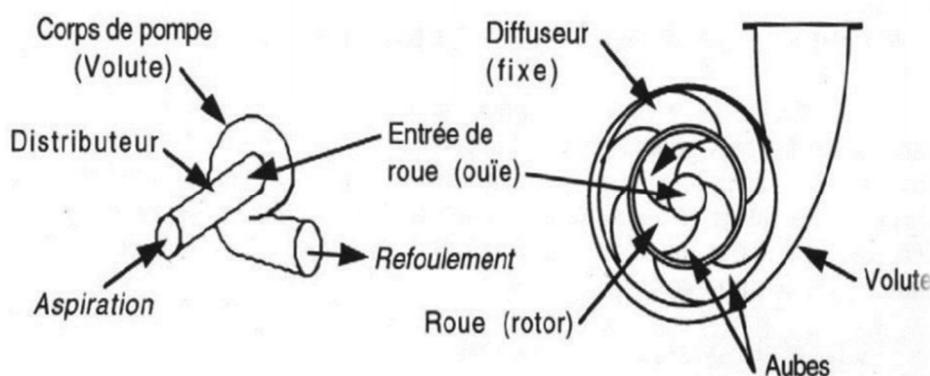


Figure (IV.1) : Constitution d'une pompe centrifuge.

IV.2.1 La roue

C'est l'organe principal dans les pompes centrifuges. On l'appelle encore turbine, impulseur, rotor, cellule, mobil ou rouet. Elle communique au liquide à pomper une partie de l'énergie transmise à l'arbre dont elle est solidaire par le moteur d'entraînement. La transmission de l'énergie de la roue au liquide se fait par l'intermédiaire des aubes. Ces dernières sont de simples palettes incurvées, libres ou fixes sur des plaques métalliques. Outre le transfert d'énergie, le rôle des aubes est aussi de guider l'eau dans la direction voulue.

La roue est constituée par un noyau porté par un arbre et muni d'aubes (ailettes) tournant à l'intérieur de deux coquilles formant le corps de la pompe. Les aubes peuvent être fixes sur un ou deux côtés à des disques. On distingue :

- Les roues ouvertes ;
- Les roues semi-ouvertes ;
- Les roues fermées.

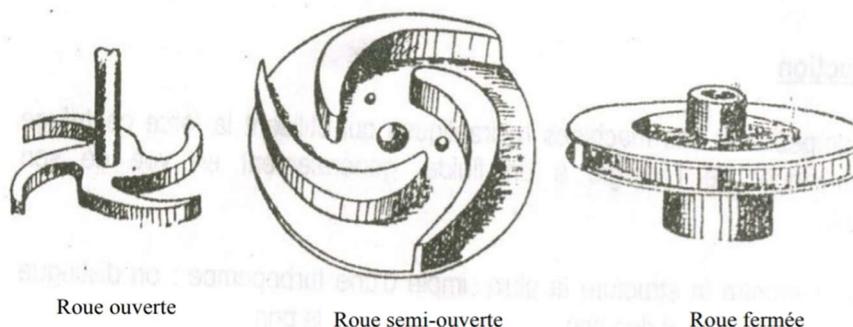


Figure (IV.2) : Types des roues.

IV.2.2 Le distributeur

Sorte de tubulure profilée qui, comme son nom l'indique, sert à conduire l'eau avec une vitesse et une direction convenables dans l'axe de la pompe ou « ouïe » de la roue. Le distributeur est généralement constitué par un cône convergent qui permet de réaliser une meilleure disposition des files liquides en améliorant le parallélisme et l'égalité des vitesses. Il est précédé à l'amont, par la canalisation de l'aspiration.

IV.2.3 Le diffuseur

C'est une roue fixe munie d'aubes directrices dont la courbure est inverse aux sens de rotation de la roue, Cet élément non disponible donne à la pompe une pression supérieure, par ralentissement progressif de la vitesse du liquide.

IV.2.4 Volute

Appelée aussi colimaçon, elle forme le corps de la pompe. C'est une bache en forme de spirale qui joue le rôle de diffuseur.

IV.2.5 Le divergent

C'est le canal de sortie, il présente un élargissement progressif, et achève le travail du diffuseur.

IV.3 Classification des pompes centrifuges [7]

On peut classer les pompes selon les deux manières suivantes :

- De point de vue construction ;
- De point de vue fonctionnement.

IV.3.1 Classification de point de vue construction

- Les pompes à axe horizontal, vertical, oblique.
- Les pompes à simple effet, à double effet.

IV.3.2 Classification de point de vue fonctionnement

- Pompe centrifuge radiale ;
- Pompe semi axiale ;
- Pompe axiale.

On peut aussi classer les Pompes axiales selon :

- Le nombre de roues (de cellules) : monocellulaire, multicellulaire ;
- Selon la position de l'arbre : à axe horizontal, vertical, oblique ;
- Selon la hauteur d'élévation créée par la pompe ;
- Selon la fixation des aubages sur la roue : fixe ou mobile ;
- Selon l'installation de la pompe axiale : en charge, en aspiration.

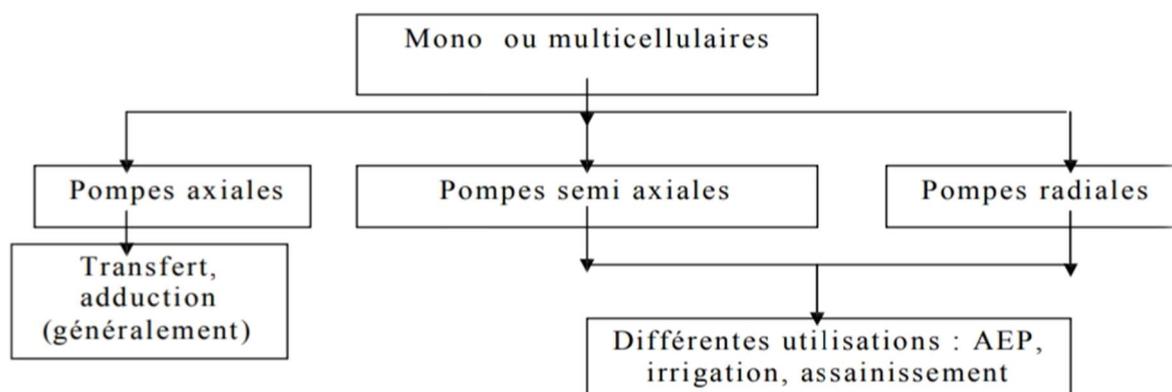


Figure (IV.3) : Classification des pompes.

IV.4 Installation d'une pompe centrifuge

Le schéma hydraulique d'installation d'une pompe centrifuge (ou disposition générale) dépend de la ressource des caractéristiques de site où elle est installée. Mais les cas les plus existants, se rattachent à l'une des deux dispositions ci-après :

- Disposition avec pompe en charge ;
- Disposition avec pompe en aspiration.

IV.4.1 En charge

C'est la disposition la plus souhaitable si elle est possible, le plan d'eau d'aspiration est supérieur à l'axe de la pompe ainsi que le plan de refoulement, pour calculer les pressions d'aspiration et de refoulement on installe deux manomètres un à l'aspiration et l'autre au refoulement, on peut utiliser ce type de disposition par exemple : dans les stations de pompage en aval d'un barrage, dans les stations de reprise en aval d'un réservoir en béton etc. L'amorçage des pompes est sans problème, c'est-à-dire que l'eau entre spontanément dans la pompe sans difficulté [4].

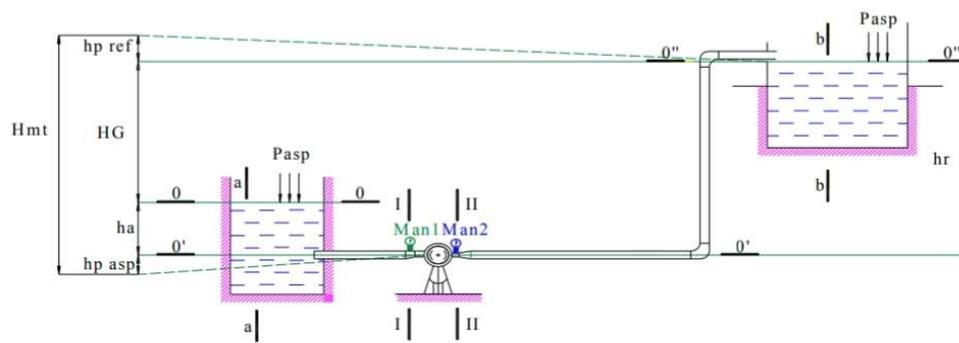


Figure (IV.4) : Installation d'une pompe en charge.

IV.4.2 En aspiration

Dans cette disposition, le plan d'eau d'aspiration est inférieur à l'axe de la pompe, mais le plan de refoulement est supérieur à l'axe de la pompe, pour calculer les pressions d'aspiration et de refoulement on installe un vacuomètre à l'aspiration et un manomètre au refoulement, un dispositif d'amorçage est nécessaire (ballon et pompe à vide), les pompes doivent avoir une faible NPSHr, on peut utiliser ce type de disposition par exemple : dans les puits, dans les rivières...etc [4].

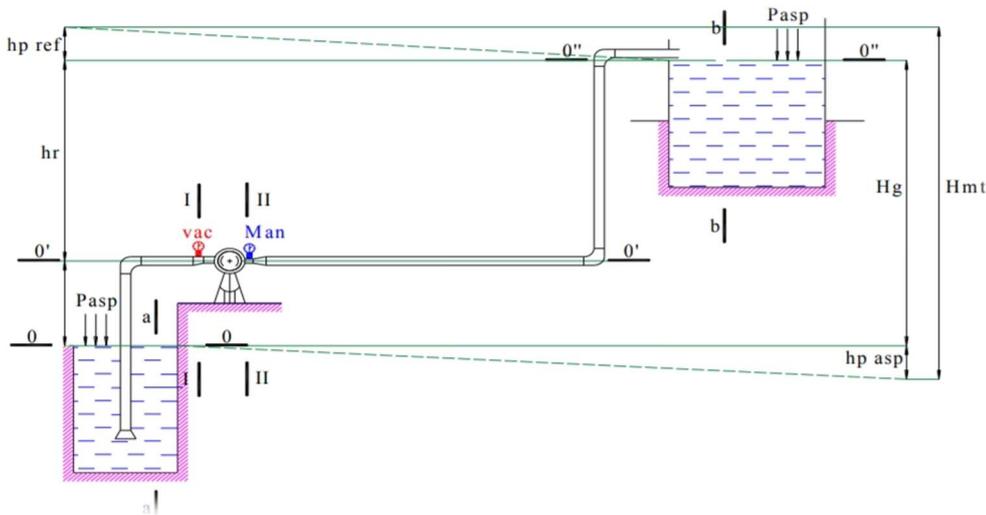


Figure (IV.5) : Installation d'une pompe en aspiration.

IV.5 Courbe réseau

La résistance intérieure des conduites aux frottements provoque une chute de pression dans le fluide pompé qui correspond à la longueur totale. La chute de pression dépend également de la température du fluide s'écoulant, de sa viscosité, de la vitesse du flux, des robinets, des unités et de la résistance aux frottements constituée par le diamètre, la rugosité et de la longueur du tuyau. Elle est représentée sous la forme d'une courbe de réseau. On utilise le même diagramme que celui de la courbe de pompe.

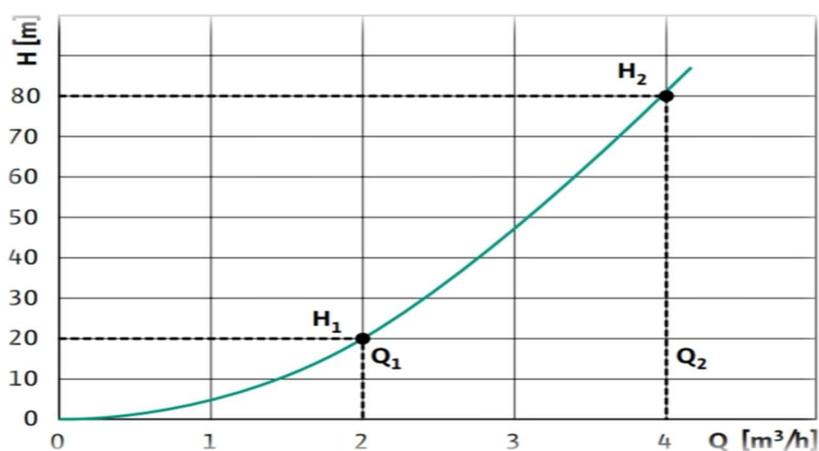


Figure (IV.6) : La courbe de réseau.

IV.6 Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge [15]

Les courbes caractéristiques d'une pompe sont :

- La courbe de la hauteur nette d'élévation ou encore courbe débit/hauteur (ou débit/pression) ;
- La courbe débit/puissance ou courbe de puissance ;
- La courbe débit/rendement ou courbe de rendement.

L'importance des courbes caractéristiques tient à ce qu'une fois établies elles sont invariables et permettent de prévoir le fonctionnement de la pompe dans des conditions d'exploitation données.

IV.6.1 La courbe hauteur/débit

Elle est d'allure parabolique, de concavité tournée vers le bas, avec deux points caractéristiques. Le point à débit nul et le point nominal. Le point nominal correspond au débit pour lequel le rendement passe par son maximum. Ce débit nominal Q_N est le débit de calcul de la pompe. Les profils géométriques de tous les éléments internes (roue, diffuseur, volute, ...) sont déterminés en tenant compte des directions et des vitesses réelles du liquide à l'intérieur de la pompe pour ce débit, les pertes hydrauliques, le niveau de bruit et les vibrations atteignent leurs valeurs minimales, le fonctionnement est tranquille et la fiabilité est maximale.

IV.6.2 La courbe de puissance

C'est également une courbe d'allure parabolique. Elle est descendante ou montante selon le type de pompe. Elle présente un maximum pour un débit élevé que le débit nominal pour une courbe débit/hauteur plate, sensiblement égale au débit nominal pour une courbe débit/hauteur

légèrement plongeante, plus faible que le débit nominal pour une courbe débit/hauteur tombante. La puissance à l'origine n'est pas nulle. Ce fait justifie le choix du mode de démarrage des pompes.

IV.6.3 Rendement de la pompe

La courbe du rendement est d'allure parabolique et elle passe par un maximum pour le débit nominal de la pompe.

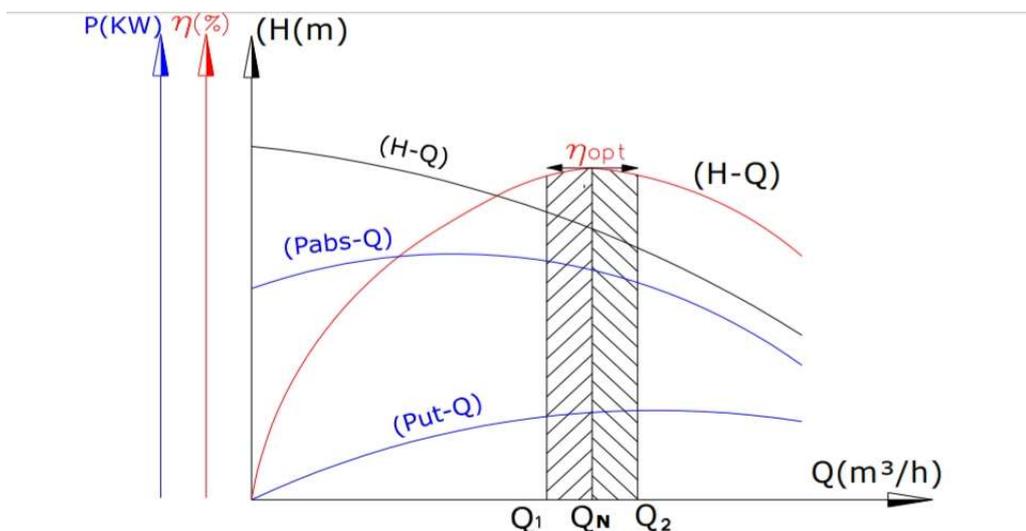


Figure (IV.7) : Courbe caractéristique et plage de bon fonctionnement.

IV.7 Point de fonctionnement

Le point auquel la courbe de pompe et la courbe de réseau se croisent est le point de fonctionnement actuel du réseau d'alimentation en eau. Cela signifie qu'à ce point, il y a équilibre entre la génération de puissance de la pompe et la consommation d'énergie requise pour surmonter la résistance dans le système de tuyaux. Cela génère le débit que la pompe peut produire.

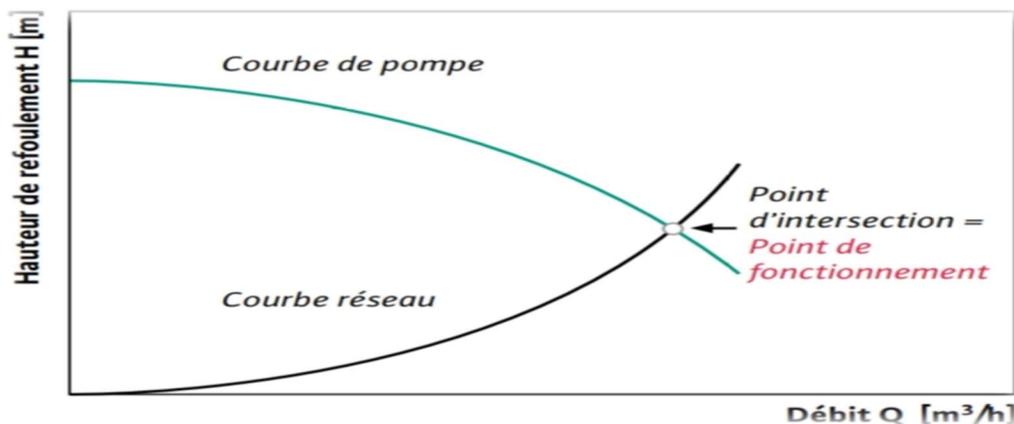


Figure (IV.8) : Point de fonctionnement de la pompe.

IV.8 Principe de détermination du point de fonctionnement

Lorsque le point de fonctionnement désiré coïncide avec le point de fonctionnement de la pompe dans ce cas la pompe fonctionne dans des conditions optimales d'utilisation (rendement maximal de la pompe). Sinon, on sera dans l'obligation de porter des modifications sur les caractéristiques de la pompe ou de la conduite de refoulement. Le débit correspondant à ce point doit se confondre avec le débit appelé, sinon il faut procéder à l'un des modes de réglage suivants [16] :

IV.8.1 Vannage sur la canalisation de refoulement

La fermeture de la vanne augmente les pertes de charge. On déplace ainsi le point de fonctionnement. Le vannage n'est qu'une solution provisoire, car il diminue le rendement et augmente la consommation.

IV.8.2 Rognage de la roue

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

IV.8.3 Réduction du temps de pompage

Accepter le point de fonctionnement tel qu'il est donné et avoir par conséquence un débit à relever supérieur à celui désiré, et la durée de pompage sera diminuée.

IV.8.4 Variation de la vitesse de rotation

La modification de la vitesse de rotation entraîne la variation du débit ainsi que la puissance absorbée. A cet effet, on cherche une vitesse N' , pour cela on trace la courbe iso-rendement ($H_i = a \times Q_i^2$) passant par l'origine et par le point désiré P et coupe la courbe caractéristique de la pompe [17].

IV.9 Cavitation

IV.9.1 Définition

On appelle cavitation le phénomène d'apparition, dans un liquide, de poches remplies de vapeur et de gaz provoquée par l'abaissement de la pression sans apport de chaleur. L'apparition de la cavitation dans un liquide est un problème complexe qui fait intervenir l'aspect de la germination. On appelle germes la micro bulle remplies de gaz dissous et de vapeur aussi bien que les impuretés qu'on peut rencontrer dans les fluides industriels. Ces germes, dont la taille est de quelques microns, fragilisent considérablement la cohésion du fluide et favorisent sa vaporisation. Ils constituent les maillons faibles de la chaîne. Ainsi, l'apparition de la cavitation dans un liquide dépend étroitement de sa teneur en germe. Une eau pure (dépourvu de germe) peut résister à une tension de plusieurs centaines de bars sans qu'il y ait vaporisation [13].

IV.9.2 Causes de cavitation

Les principales causes à l'origine de l'apparition de la cavitation sont :

- La dépression due à une survitesse locale de l'écoulement provoquée par exemple par des réductions géométriques.
- Les fluctuations turbulentes de la pression, le cisaillement élevé et les vortex provoquées par des instabilités de l'écoulement.

- La rugosité de paroi et la présence de germes de cavitation.

IV.9.3 Conséquences de la cavitation

Les principales conséquences néfastes peuvent être résumées comme suit :

- Une détérioration des performances de la pompe due aux turbulences provoquées par la cavitation. En termes d'efficacité, on estime qu'une diminution d'au moins 3 % est due à ce phénomène.
- Une vibration excessive de la pompe qui génère du bruit.
- L'endommagement des composants internes de la pompe dû à l'éclatement de la bulle aux abords de la paroi d'un composant. Dans ce cas, des ondes de choc érodent la surface solide. La zone où ce phénomène survient le plus fréquemment est à la sortie de la turbine, car c'est dans cette section que se produit une dépression temporaire du liquide, suivie d'une augmentation de la pression.

IV.9.4 Le NPSH (charge totale nette à l'aspiration)

Il est défini par la différence entre la pression disponible à l'entrée de la pompe et la pression de vapeur du liquide. Il est important de garder en mémoire que la pression de vapeur est différente en fonction des liquides et qu'elle varie en fonction de la température et de la pression atmosphérique [13].

IV.9.4.1 NPSH requis

Le NPSH requis dépend seulement des caractéristiques de la pompe et non de celles de l'installation. Il est variable pour chaque pompe en fonction du débit et de la vitesse de rotation. De plus il est toujours positif. Le NPSH requis est indépendant de la nature du fluide transféré [13].

IV.9.4.2 NPSH disponible

Il est déterminé par le dimensionnement du système. Il est important de noter que la pression disponible à l'entrée de la pompe est ce que reste après soustraction de toutes les pertes [13].

En pratique, pour qu'une pompe fonctionne sans cavitation, il faut vérifier que le $NPSH_d$ est supérieure du $NPSH_r$. Alors :

$$NPSH_d > NPSH_r$$

Avec :

$NPSH_d$: Charge nette d'aspiration disponible définie par l'utilisateur.

$NPSH_r$: Sera donné comme suit :

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

$$Z_0 + \frac{P_0}{\omega} = (Z_1 + \frac{P_1}{\omega}) + J_a \quad (IV.1)$$

$$\frac{P_1}{\omega} = \frac{P_0}{\omega} + (Z_0 - Z_1) - J_a$$

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

$$\text{NPSH}_d = \frac{P_1}{\omega} - h_v = \frac{P_0}{\omega} + (Z_0 - Z_1) - J_a - h_v \quad (\text{IV.2})$$

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

$\frac{P_0}{\omega}$: Pression en mètre de colonne d'eau (m.c.e) au plan d'aspiration;

H_a : Hauteur géométrique d'aspiration (m);

J_a : Perte de charge d'aspiration (m) ;

h_v : Tension de la vapeur pour la température d'eau pompée (m.c.e).

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

T° (C)	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
Tv (m)	0.06	0.083	0.125	0.24	0.43	0.75	1.26	2.03	4.1	4.8	10.3

IV.9.5 Éviter la cavitation

Pour éviter la cavitation, le fluide pompé doit être soumis à une pression statique minimale. Cette hauteur d'eau d'entrée minimale dépend de la température et de la pression du fluide pompé. Quelques manières d'empêcher la cavitation :

- Augmentation de la pression statique ;
- Diminution de la température du fluide (réduction de la tension de vapeur) ;
- Choix d'une pompe avec une pression de maintien plus faible (hauteur de charge minimale, NPSH).

IV.10 Choix des pompes

IV.10.1 Pompe de la station de pompage Tala Oughanime

- **Caractéristiques du réseau**

-Le débit véhiculé : $Q = 12 \text{ l/s}$.

-La hauteur géométrique : $H_g = 129 \text{ m}$.

-La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 148,09 \text{ m}$.

-Côte S.P = 546 m.

-Côte P = 547 m.

- $\text{NPSH}_d = 10,33 - 0,0012(547) + (546-547) - 0,24$.

- $\text{NPSH}_d = 8,43 \text{ m}$.

▪ *Caractéristiques de la pompe*

Les caractéristiques de la pompe donnée par le catalogue CAPRARI sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

Tableau (IV.2) : Caractéristiques de la pompe choisie.

Type	HMU50-2/ 4B
Description	Centrifuge multicellulaire à axe horizontal
Débit (l/s)	12,65
Hmt (m)	150
Rendement (%)	71
Puissance (kw)	26,6
Vitesse de rotation (tr/min)	2900
NPSHr (m)	2,24

▪ *Courbe caractéristique de la pompe*

$$\text{On a : } H_p = a \times Q_p^2 + b \quad (\text{IV.3})$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} H_1 = 150 \text{ m} \\ Q_1 = 12,6 \text{ l/s} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} H_2 = 160 \text{ m} \\ Q_2 = 10 \text{ l/s} \end{array} \right.$$

On remplace dans l'équation :

$$\left\{ \begin{array}{l} 150 = a \times (12,6)^2 + b \\ 160 = a \times (10)^2 + b \end{array} \right.$$

L'équation de la courbe caractéristique de la pompe est :

$$H_p = - 0.1702 \times Q_p^2 + 177,02$$

▪ *Equation de la conduite de refoulement*

$$H_c = H_g + K \cdot Q^2 \quad (\text{IV.4})$$

$$K = \frac{1.15 \times \lambda \times l \times 8}{g \times \pi^2 \times D^5} = 131589,44 \text{ m}^2/\text{s}^5$$

$$H_c = 129 + 131589,44 \cdot Q^2$$

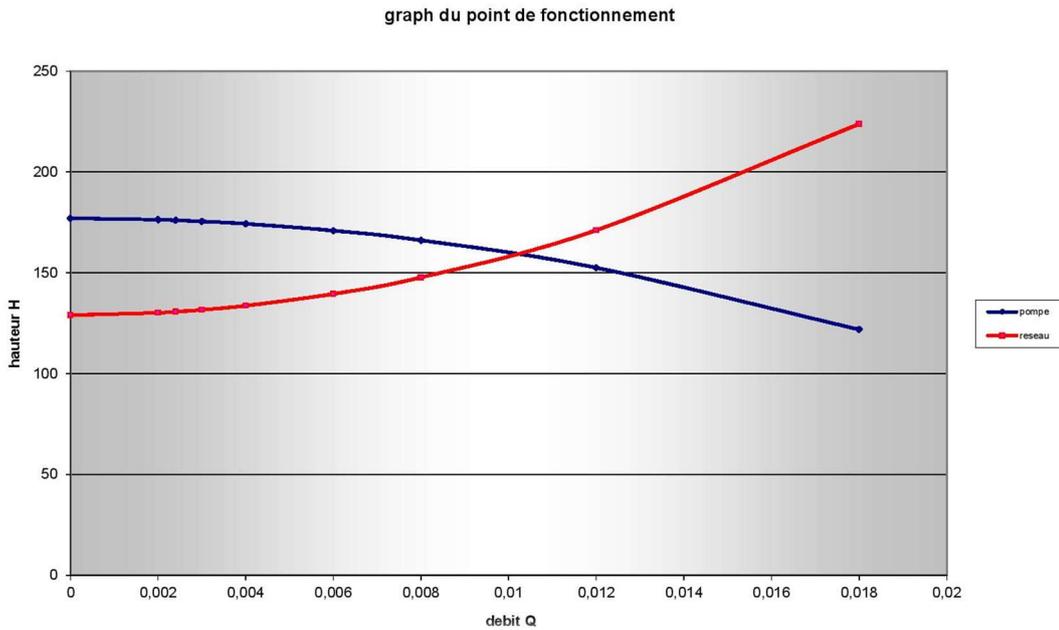


Figure (IV.9) : Point de fonctionnement de la pompe1.

Le point de fonctionnement se trouve décalé du point désiré. Pour amener cette pompe à la donnée de marche souhaitée, nous procédons à la comparaison des différents rapprochements de ce point.

1. Réduction du temps de pompage

Les coordonnées du point de fonctionnement demandé étant inférieures aux coordonnées du point de fonctionnement effectif, une adaptation de pompe aux conditions de fonctionnement s'impose.

Le volume d'eau entrant dans le réservoir pendant 20 heures est :

$$V = 20 \times Q_1 \quad (IV.5)$$

Le même volume sera obtenu par le refoulement de Q_2 pendant un temps T_2 :

$$V = 20 \times Q_1 = T_2 \times Q_2$$

$$V = 20 \times 43,2$$

$$V = 864 \text{ m}^3.$$

$$T_2 = \frac{864}{45,54} = 19 \text{ h.}$$

La puissance absorbée par la pompe :

$$P = \frac{g \times H_{mt} \times Q}{\eta} = \frac{9,81 \times 150 \times 0,01265}{0,71}$$

$$P = 26,22 \text{ kW.}$$

Les frais d'exploitation :

$$F_{\text{exp}} = E \cdot e \text{ (DA)} ; (e = 4 \text{ DA})$$

$$E = P \cdot T_2 \cdot 365$$

$$F_{\text{exp}} = 727342,80 \text{ DA.}$$

2. Vannage sur la canalisation de refoulement

Elle consiste à garder les caractéristiques de la pompe et vanner sur le refoulement de manière à créer des pertes de charges.

$$J = H_2 - H_1 = 5 \text{ m.}$$

La puissance absorbée par la pompe

$$P = \frac{g \times H_2 \times Q}{\eta} = \frac{9,81 \times 153 \times 0,012}{0,703} = 25,62 \text{ kW.}$$

Les frais d'exploitation :

$$F_{\text{exp}} = 748104 \text{ DA.}$$

3. Modification de la vitesse de rotation de la pompe

Pour trouver le point homologue du point désiré, on trace la courbe caractéristique de la pompe et la courbe iso-rendement qui est donnée par :

$$H_i = \frac{H}{Q^2} \times Q_i^2 \quad (\text{IV.6})$$

$$H_i = 1,028 \cdot Q_i^2$$

La nouvelle vitesse de rotation de la pompe :

$$N_2 = N \times \frac{Q}{Q_3} = 2900 \times \frac{12}{12,15}$$

$$N_2 = 2864 \text{ tr/min.}$$

La puissance absorbée :

$$P = \frac{g \times H_3 \times Q}{\eta} = \frac{9,81 \times 151,76 \times 0,01215}{0,704} = 25,69 \text{ kW.}$$

Les frais d'exploitation :

$$F_{\text{exp}} = 750148 \text{ DA.}$$

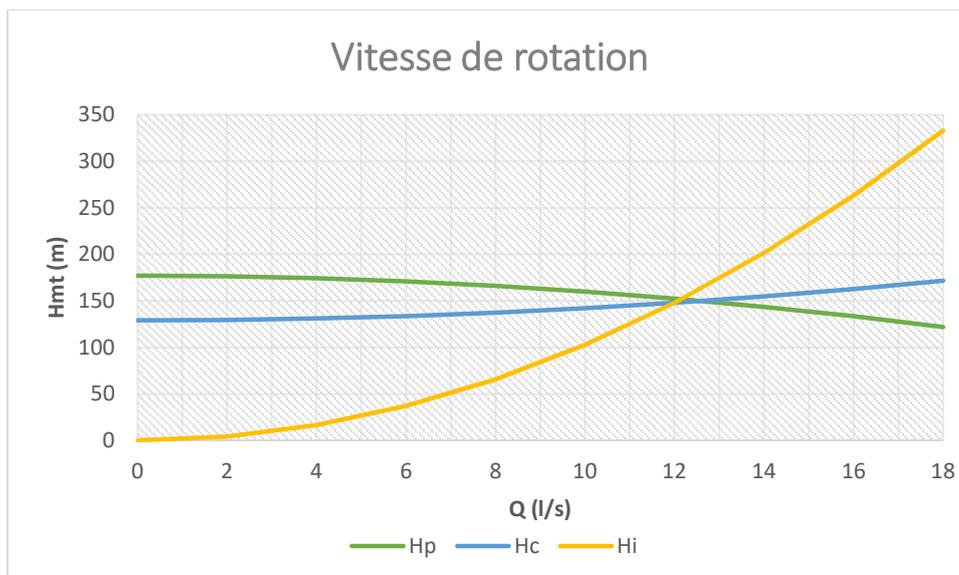


Figure (IV.10) : Mode de réglage par variation de la vitesse de rotation de la pompe.

Tableau (IV.3) : Récapitulation des différentes possibilités.

Possibilité	Dépense d'énergie électrique (DA)	Rendement (%)	Puissance (kW)
Réduction du temps de pompage	727342,8	71	26,22
Vannage	748104	70,3	25,62
Variation de la vitesse de rotation	750148	70,4	25,69

Nous constatons d'après ces résultats que la première possibilité (réduction du temps de pompage) nous donne un gain d'énergie par rapport aux autres. Donc, nous optons pour cette possibilité.

IV.10.2 Pompe de la station de reprise El-Mizab

- **Caractéristiques du réseau**

- Le débit véhiculé : $Q = 5 \text{ l/s}$.
- La hauteur géométrique : $H_g = 43 \text{ m}$.
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 48,06 \text{ m}$.
- Côte P = 725 m.
- $NPSH_d = 9,22 \text{ m}$.

- **Caractéristiques de la pompe**

Les caractéristiques de la pompe donnée par le catalogue CAPRARI sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

Tableau (IV.4) : Caractéristiques de la pompe choisie.

Type	HMU50-2/ 7E
Description	Centrifuge multicellulaire à axe horizontal
Débit (l/s)	6,22
Hmt (m)	50,8
Rendement (%)	69,1
Puissance (kW)	4,5
Vitesse de rotation (tr/min)	1450
NPSHr (m)	1,49

▪ **Courbe caractéristique de la pompe**

On a : $H_p = a \times Q_p^2 + b$

D’après la courbe caractéristique de la pompe on tire deux points :

$$\begin{cases} H_1 = 50,8 \text{ m} \\ Q_1 = 6,22 \text{ l/s} \end{cases} \quad \begin{cases} H_2 = 53,3 \text{ m} \\ Q_2 = 5,6 \text{ l/s} \end{cases}$$

On remplace dans l’équation :

$$\begin{cases} 50,8 = a \times (6,22)^2 + b \\ 53,3 = a \times (5,6)^2 + b \end{cases}$$

▪ **L’équation de la courbe caractéristique de la pompe**

$H_p = - 0.34114 \times Q_p^2 + 64$

▪ **Equation de la conduite de refoulement**

$H = H_g + K.Q^2$

$K = \frac{1.15 \times \lambda \times l \times 8}{g \times \pi^2 \times D^5} = 664449,17 \text{ m}^2/\text{s}^5$

$H = 43 + 664449,17.Q^2$

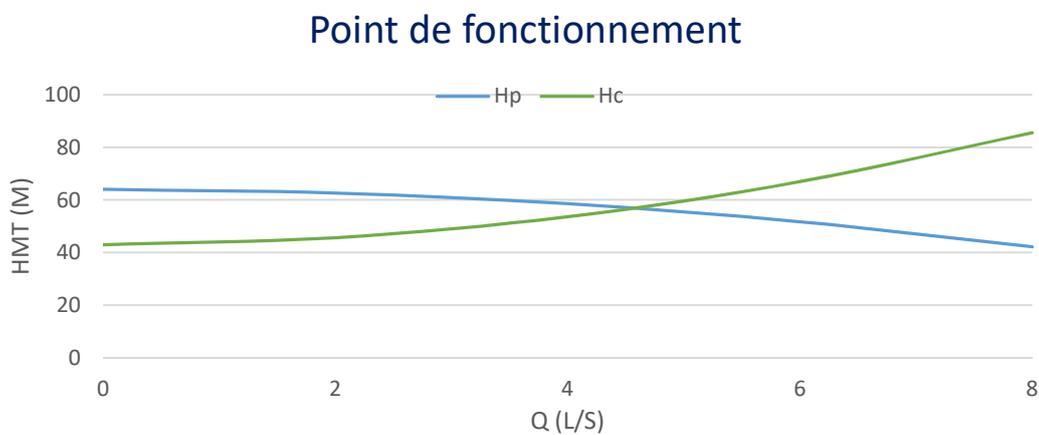


Figure (IV.11) : Point de fonctionnement de la pompe2.

Le point de fonctionnement de la pompe ne coïncide pas avec le point désiré, d'où, nous allons prendre la variante la plus économique parmi les variantes suivantes :

1. Réduction du temps de pompage

$$V = 20 \times Q_1 = T_2 \times Q_2$$

$$V = 20 \times 18$$

$$V = 360 \text{ m}^3.$$

$$T_2 = \frac{360}{22,39} = 17 \text{ h.}$$

La puissance absorbée par la pompe :

$$P = \frac{g \times \text{Hmt} \times Q}{\eta} = \frac{9.81 \times 50.8 \times 0.00622}{0.691}$$

$$P = 4,5 \text{ kW.}$$

Les frais d'exploitation :

$$F_{\text{exp}} = E \cdot e \text{ (DA)} ; (e = 4 \text{ DA})$$

$$E = P \cdot T_2 \cdot 365$$

$$F_{\text{exp}} = 111690 \text{ DA.}$$

2. Vannage sur la canalisation de refoulement

$$J = H_2 - H_1 = 5,3 \text{ m.}$$

La puissance absorbée par la pompe :

$$P = \frac{g \times H_2 \times Q}{\eta} = \frac{9.81 \times 55.3 \times 0.005}{0.66} = 4,11 \text{ kW.}$$

Les frais d'exploitation :

$$F_{\text{exp}} = 120012 \text{ DA.}$$

3. Modification de la vitesse de rotation de la pompe

$$H_i = \frac{H}{Q^2} \times Q_i^2$$

$$H_i = 1,922 \cdot Q_i^2$$

La nouvelle vitesse de rotation de la pompe :

$$N_2 = N \times \frac{Q}{Q_3} = 1450 \times \frac{5}{6.36}$$

$$N_2 = 1140 \text{ tr/min.}$$

La puissance absorbée :

$$P = \frac{g \times H_3 \times Q}{\eta} = \frac{9.81 \times 50.2 \times 0.00636}{0.692} = 3,26 \text{ kW.}$$

Les frais d'exploitation :

$$F_{\text{exp}} = 95192 \text{ DA.}$$

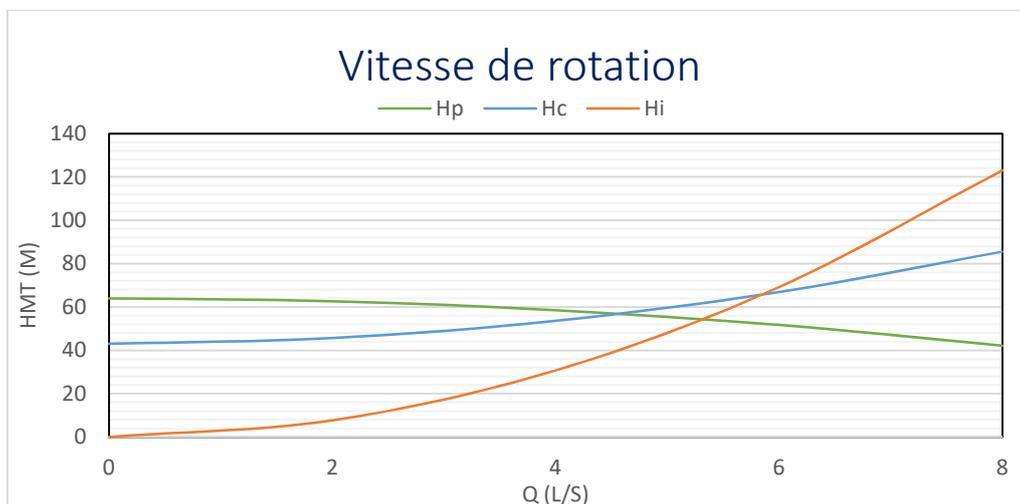


Figure (IV.12) : Mode de réglage par variation de la vitesse de rotation de la pompe 2.

Tableau (IV.5) : Récapitulation des différentes possibilités.

Possibilité	Dépense d'énergie électrique (DA)	Rendement (%)	Puissance (kW)
Réduction du temps de pompage	111690	69,1	4,5
Vannage	120012	66	4,11
Variation de la vitesse de rotation	95192	69,2	3,26

On va choisir le mode de réglage par variation de la vitesse de rotation car ce mode nous assure le rendement le plus élevé et la puissance absorbée la plus faible.

Conclusion

Dans ce chapitre, l'utilisation du catalogue numérique CAPRARI nous a permis de déterminer la pompe adéquate à notre réseau ça veut dire trouver la pompe dont la plage de fonctionnement correspond aux futures conditions d'utilisation et vérifie le coefficient NPSH requis. Pour assurer un bon fonctionnement, nous avons apporté des modifications à ces pompes. L'analyse des différentes variantes a conduit à prendre en considération celle qui donne la plus petite puissance absorbée d'entre elles.

Coup de bélier

Introduction

Bien que l'écoulement transitoire soit un sujet complexe, la plupart des personnes ont une certaine connaissance de ce phénomène. Un exemple courant est le bruit martelant parfois entendu quand un robinet d'eau est rapidement fermé. Les régimes transitoires risquent, dans la plupart des cas, de détruire les installations hydrauliques et d'engendrer des fuites. La sévérité des pressions transitoires doit être déterminée et prise en compte lors de la conception du réseau afin que les conduites d'eau puissent résister à ces charges additionnelles.

V.1 Définition

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire provoqué par une variation du régime d'écoulement et propageant dans le milieu constitué par l'eau et la conduite qui la contient. Il engendre ainsi les déformations élastiques de la conduite et du liquide.

V.2 Causes du coup de bélier

Plusieurs causes peuvent être à l'origine du phénomène du coup de bélier. Les principales sont:

- Arrêt brusque par disjonction d'un ou plusieurs groupes électropompes ;
- Fermeture ou ouverture instantanée d'une vanne, notamment dans le cas d'une conduite à écoulement gravitaire ;
- Démarrage simultané ou séparé d'un ou de plusieurs groupes électropompes.

V.3 Conséquences du coup de bélier

En raison des valeurs très élevées par rapport à la pression de service, des dépressions et des surpressions alternatives caractérisent le coup de bélier. Celui-ci peut provoquer :

V.3.1 Augmentations de pression

- Ruptures de tuyaux ;
- Dommages causés aux supports de tuyaux ;
- Dommages causés aux pompes, aux fondations, aux pièces internes de tuyauterie et aux appareils de robinetterie.

V.3.2 Baisse de pression

- Collapse de tuyauteries en matière plastique ou en acier mince ;
- Écaillage du revêtement intérieur en mortier de ciment des tuyauteries ;
- Aspiration d'air ou d'eau souillée sur les liaisons par bride, les liaisons par manchon, les presse-étoupe ou les fuites ;
- Rupture de la colonne d'eau suivie d'augmentations importantes de la pression lors du choc des colonnes liquides (macrocavitation).

V.4 Analyse physique du coup de bélier

Lors de l'arrêt d'une ou de plusieurs pompe(s), le débit Q_0 se trouve brusquement arrêté à la suite d'une disjonction. On admet une élasticité de la conduite et une compressibilité de l'eau. Quatre phases peuvent être envisagées dans l'analyse du phénomène du coup de bélier [10].

1. Première phase

Par suite de son inertie, la colonne liquide va poursuivre son chemin ascendant, il va en résulter une dépression. Chaque tranche d'eau considérée dans la conduite se contracte successivement par diminution élastique du diamètre de la conduite ; une onde de dépression prend naissance $t = L/a$; au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute sa longueur.

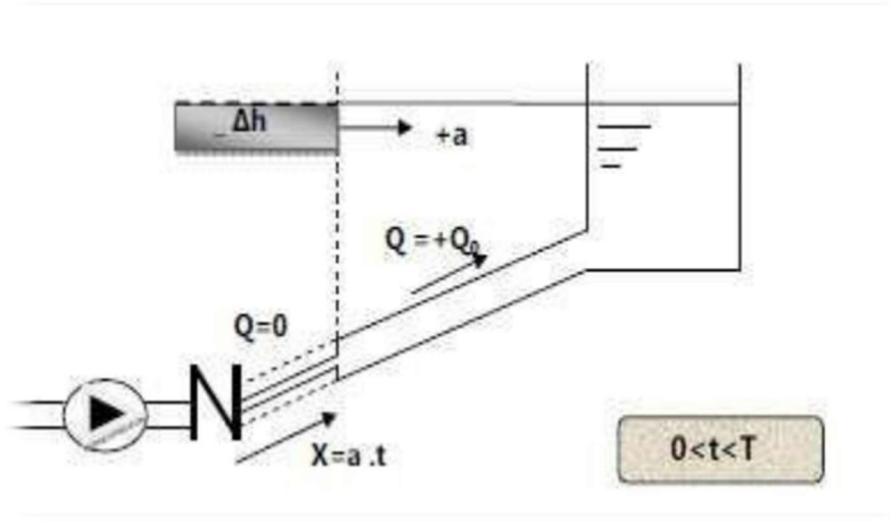


Figure (V.1) : L'état de la conduite pendant la phase 1

2. Deuxième phase

En raison de son élasticité, la conduite reprend son diamètre initial tranche par tranche à partir du réservoir, si bien que l'eau redescend dans la conduite et au bout de temps L/a et depuis l'origine $t = 2L/a$ toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe.

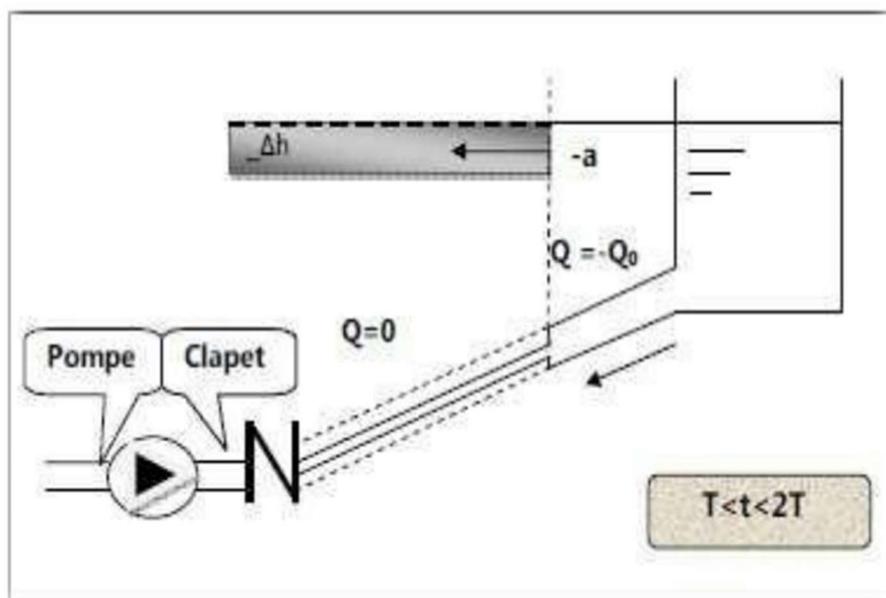


Figure (V.2) : Représentation de la phase 2 du coup de bélier.

3. Troisième phase

La première tranche du fluide en contact avec le clapet va être comprimée par les tranches suivantes entraînant une dilatation de la conduite. Une onde de pression gagne toute la canalisation dans le sens pompe – réservoir.

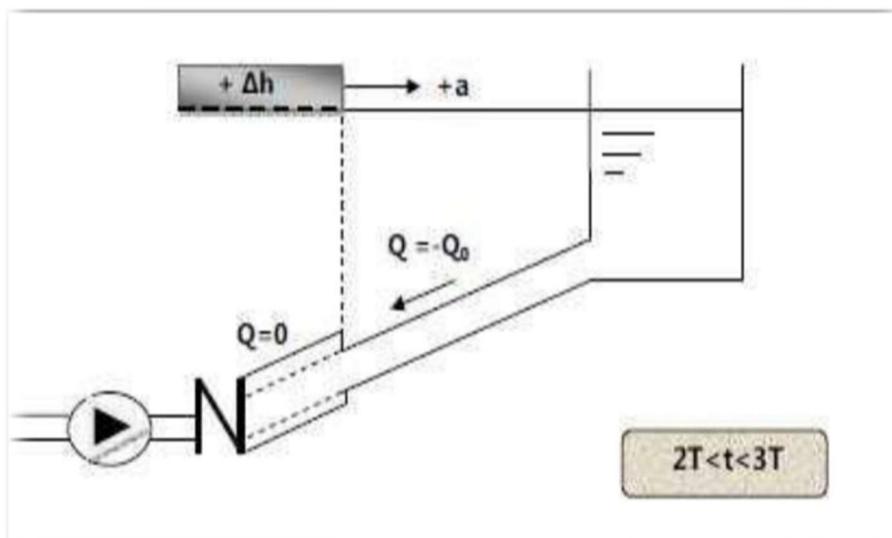


Figure (V.3) : Présentation de la phase 3 du coup de bélier

4. Quatrième phase

Grace à l'élasticité de la conduite, agissant comme un ressort, celle-ci reprend son diamètre initial, de proche en proche en partant du réservoir. Au bout d'un nouveau temps L/a (soit $4L/a$ à partir du début du phénomène) nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe. Ce phénomène se produirait indéfiniment s'il n'était pas freiné par les pertes de charge.

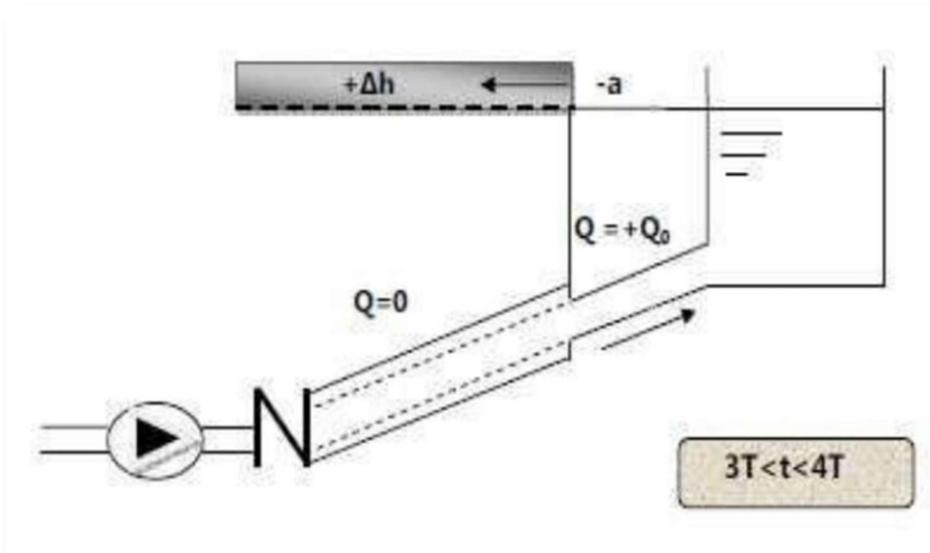


Figure (V.4) : Représentation de la phase quatre.

V.5 Systèmes de protection contre le coup de bélier

Les appareils anti-bélier devront avoir essentiellement pour effet : limiter la surpression et la dépression.

V.5.1 Les soupapes de décharge

Ce sont des appareils dits équipements mécaniques qui s'ouvrent pour réduire la surpression à une valeur acceptable. Ordinairement ces dispositifs sont généralement constitués d'un ressort à boudin, qui à sa compression obture en exploitation normale un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libère le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée. Ce dispositif est inefficace pour protéger les conduites contre les dépressions et les cavitations [8].

La figure (V.5) nous représente un schéma de fonctionnement d'une soupape de décharge.

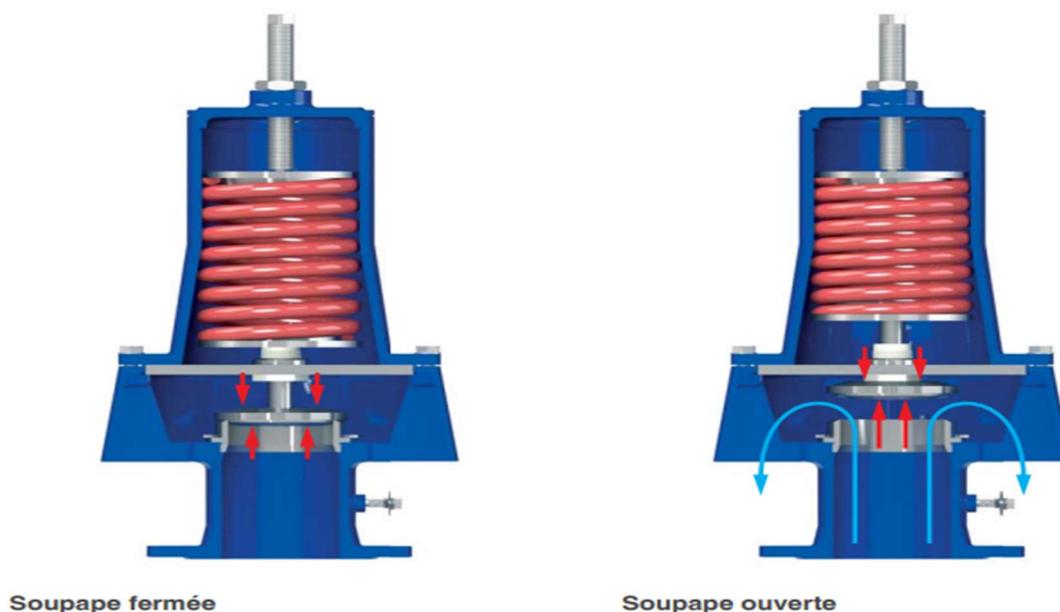


Figure (V.5) : Schéma de fonctionnement d'une soupape de décharge

V.5.2 Soupapes d'admission et de purge d'air

Le principe des soupapes d'admission et de purge d'air est assez simple, puisqu'il ressemble aux précédentes tout en opérant dans les deux directions. Généralement, elles s'ouvrent en admission lorsque la pression tombe sous la pression atmosphérique puis expulsent l'air quand la pression s'accroît. La principale difficulté réside dans l'évaluation des quantités d'air admises et expulsées du fait que l'écoulement de l'air, un fluide compressible, se fait à des vitesses très élevées pour lesquelles les effets de la compressibilité se font sentir. En fait, ces notions sont importantes pour calculer les aires efficaces des orifices d'entrée et de sortie [12].

V.5.3 Les ventouses (Les reniflards)

On distingue des ventouses à trois fonctions à savoir, l'évacuation de l'air contenu dans les conduites, l'admission de l'air dans ces conduites lorsqu'on procède à leur vidange et l'élimination des poches d'air qui se manifestent aux points hauts du circuit (qui peuvent provoquer des coups

de bélier), d'où leur installation en des points hauts. Il y a également des ventouses à fonction unique, en l'occurrence, l'évacuation des poches d'air seulement. Une ventouse est constituée en principe d'un flotteur sphérique en caoutchouc logé dans un corps en fonte [1].

V.5.4 Les réservoirs d'air

Un réservoir à air comprimé est un récipient fermé dont la partie supérieure contient de l'air sous pression et la partie inférieure un certain volume d'eau. Ainsi, lors d'un arrêt des pompes (par exemple), le réservoir se décomprime et fournit de l'eau à la conduite, réduisant l'abaissement de pression dû au coup de bélier. Lorsque le sens de l'écoulement s'inverse, l'air du réservoir se comprime permettant ainsi de stocker un volume d'eau. Le réservoir d'air présente certains avantages qui sont les suivants [1] :

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

Comme il présente certains inconvénients qui sont comme suit :

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

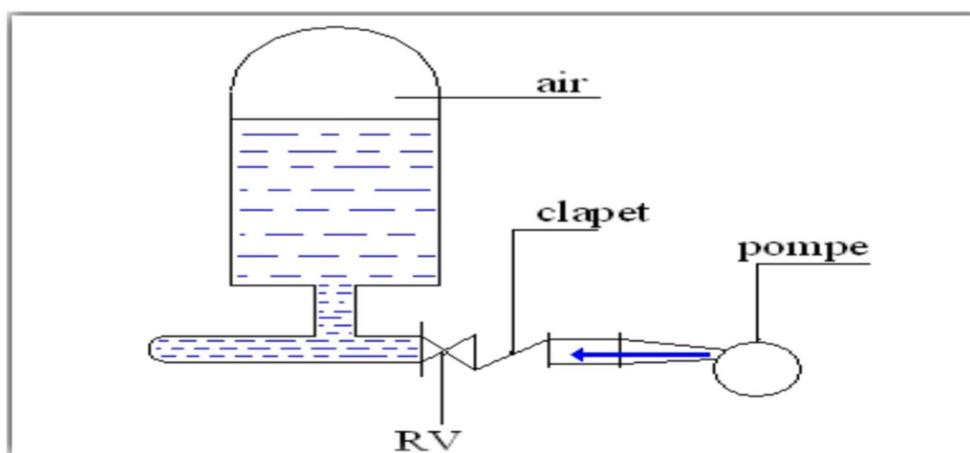


Figure (V.6) : Réservoir d'air anti-bélier.

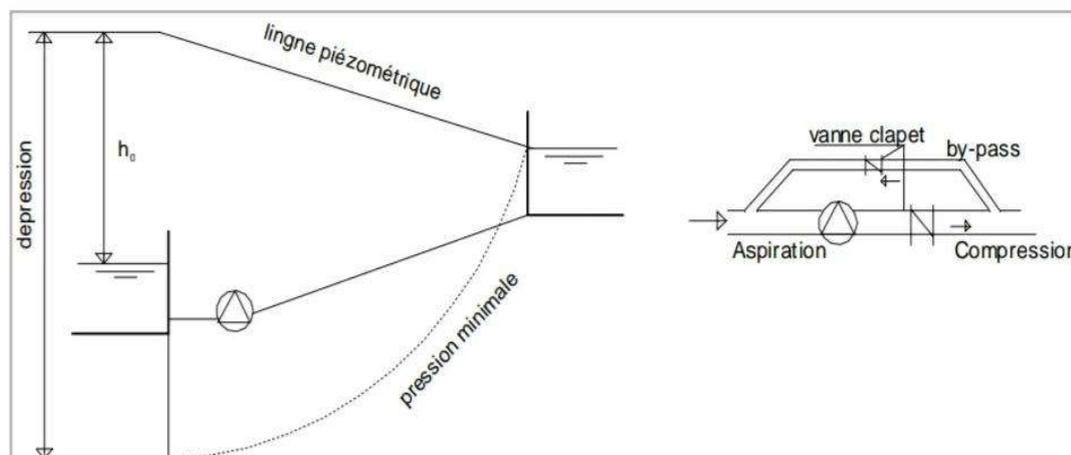
V.5.5 Cheminés d'équilibre

C'est un réservoir à l'air libre sous forme d'un tube piézométrique vertical. Il permet de transformer les surpressions et les dépressions en variation de hauteur de colonne d'eau. Dans les cas de refoulement sur des dénivellations importantes, l'utilisation de cheminées d'équilibre devient impraticable puisque leurs hauteurs seraient trop grandes. Sur une conduite de refoulement, cependant, une cheminée peut être placée en cours de parcours pour contrer les effets de la cavitation. La hauteur de la cheminée sera alors réduite et son emplacement, son niveau d'entretien étant réduit, ne pose pas de problème [8].

V.5.6 Le by-pass

Quand la dépression résultant du coup de bélier conduit à des pressions inférieures au niveau du bassin d'aspiration, nous pouvons réduire cette dépression en établissant un "by-pass" entre l'aspiration et le refoulement. La figure (V.6) nous montre le schéma de disposition [20].

Figure (V.7) : Schéma de raccordement du by-pass à la conduite de refoulement.



V.6 Etude du coup de bélier

V.6.1 Caractéristiques des tronçons

Les caractéristiques et les valeurs du coup de bélier des différents tronçons sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau (V.1) : Caractéristiques des différents tronçons.

Tronçon	Matériau	DN (mm)	e (mm)	L (m)	V (m/s)
S.P Tala Oghanime-R250 m ³	PEHD	125	11,4	1277	1,46
R500 m ³ -R250 m ³	PEHD	75	6,8	2213	1,35
S.P El Mizab-R500 m ³ .	PEHD	75	4,5	1467	1,46

Tableau (V.2) : Valeurs du coup de bélier pour les différents tronçons.

Tronçon	Mode de transfert	Hg (m)	B (m)	P _{min} (m)	P _{max} (m)	PN (bar)
S.P Tala Oghanime-R250 m ³	Par refoulement	129	52,45	76,55	181,45	16
R500 m ³ -R250 m ³	Gravitaire	93	48,28	44,72	141,28	16
S.P El Mizab-R500 m ³ .	Par refoulement	43	41,47	1,53	84,47	10

D'après les résultats obtenus dans le tableau (V.2), on déduit qu'il y a risque de coup de bélier sur la conduite d'adduction qui relie le réservoir 250 m³ à la station de pompage Tala Oughanime. La dépression est positive, par contre la valeur de P_{\max} est nettement supérieure à la pression nominale de cette conduite. Donc elle nécessite une protection anti-bélier.

Parmi les systèmes de protections existants, nous avons choisi la soupape de décharge. Sa fonction est de protéger les conduites contre les phénomènes de surpression quelles qu'en soient leurs origines, en évacuant instantanément les excédents d'eau et elle ne doit s'ouvrir que sous une pression déterminée, légèrement supérieure (5% environ) à la pression maximale de fonctionnement normal.

V.7 Les caractéristiques de la soupape de décharge

L'appareil se compose d'un ressort que l'on tare à la valeur désirée et qui sert à maintenir un clapet sur son siège afin de faire l'étanchéité. Lorsqu'une onde de surpression se produit, celle-ci provoque la compression du ressort d'où l'ouverture du clapet ce qui signifie l'évacuation d'eau.

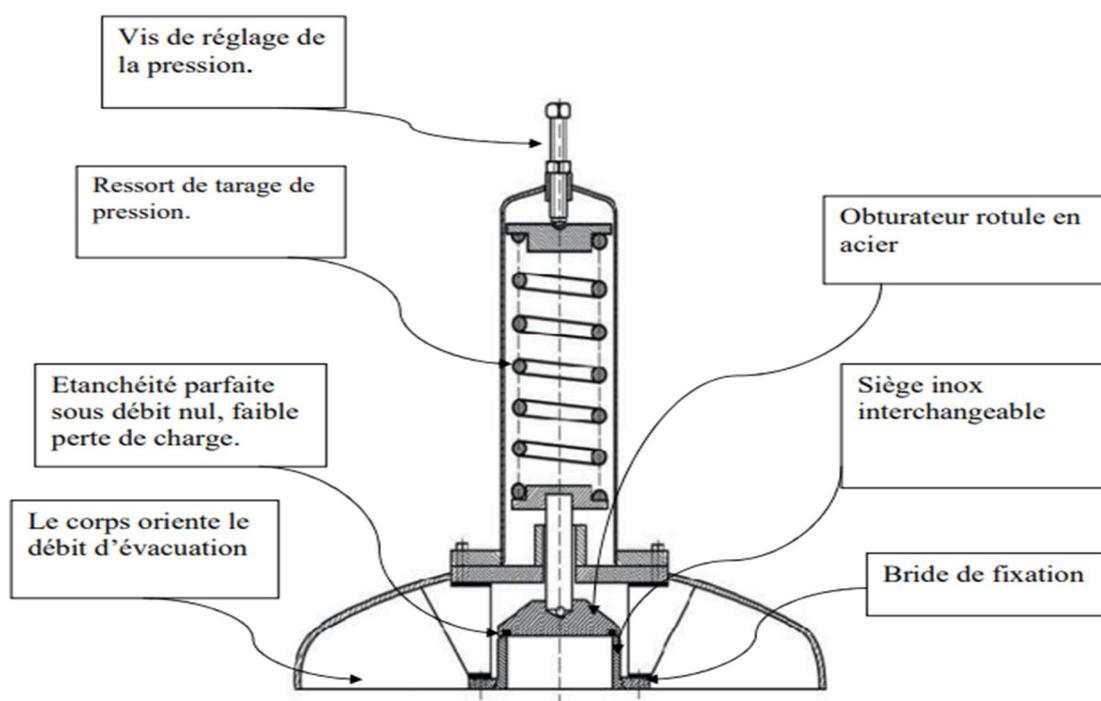


Figure (V.8) : Constituants d'une soupape de décharge.

Il faut connaître la pression de tarage ainsi que les pertes de charge dans le branchement. Il existe aussi un temps de réaction avant le début de la décharge d'une soupape sauf dans le cas de déchargeur par anticipation. Ce temps de réaction est fortement lié à la distance entre la soupape et le point de la conduite à protéger. Pour que sa réaction soit conforme à celle annoncée par le constructeur, une soupape doit fonctionner de façon préférentielle dans la partie linéaire du graphique de la figure suivante [14] :

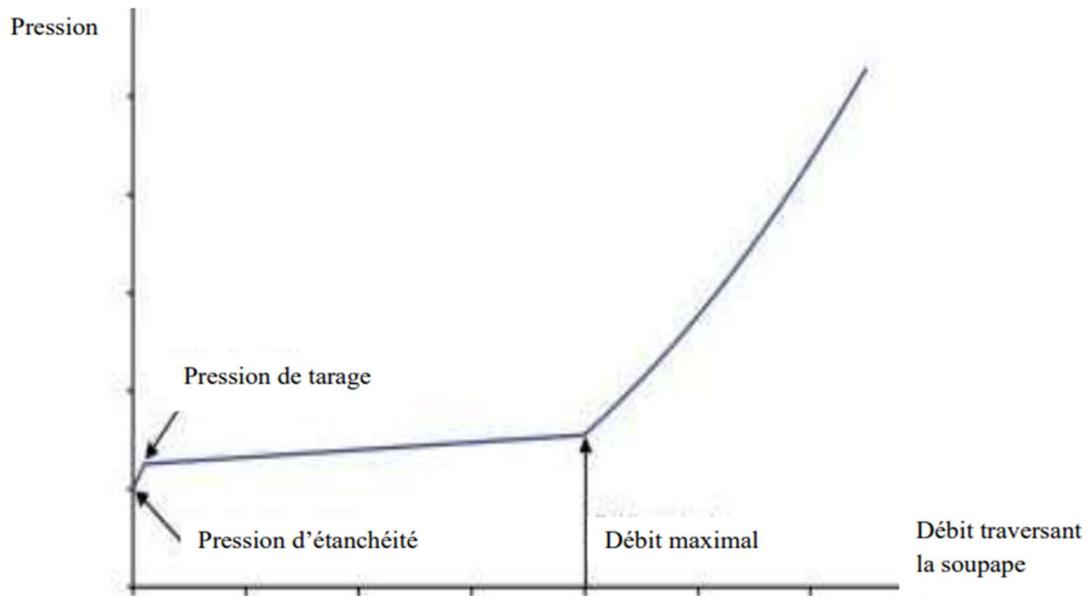


Figure (V.9) : Caractéristiques d'une soupape.

V.8 Choix de la soupape

La détermination d'une soupape de décharge nécessite la connaissance des données suivantes [21] :

- La pression maximale susceptible d'être appliquée à l'appareil dans les conditions normales, c'est-à-dire sans qu'il soit censé de s'ouvrir (c'est la pression statique ou dans le cas d'un refoulement, la pression à débit nul des pompes) ;
- Le débit à évacuer ;
- La valeur de l'augmentation de pression admise (surpression) lors d'évacuation de ce débit.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons essayé de donner une description physique du phénomène du coup de bélier, les causes qui le produisent, et comment nous pouvons éviter et limiter les risques sur l'installation. Afin de protéger la conduite de refoulement S.P. Tala Oughanime - 250m³ contre la surpression nous avons choisi d'utiliser la soupape de décharge qui va permettre d'évacuer le débit excédentaire et de ce fait atténuer le coup de bélier.

Distribution

Introduction

Après avoir évalué les besoins en eau de la population, il nous appartient de faire un choix convenable de réseau, à mettre en place pour distribuer de l'eau à la population. L'objectif est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs tant en débit qu'en pression et pour cela, différents tronçons de canalisation du réseau devront avoir des diamètres optimums et seront dimensionnés en conséquence.

VI.1 Les fonctions du système de distribution

Les réseaux de distribution constituent l'ensemble du circuit hydraulique qui permet de véhiculer l'eau potable depuis le réservoir jusqu'à l'abonné. Quatre exigences sont recherchées :

- L'accessibilité technique et financière aux usagers.
- Une qualité de l'eau répondant aux normes de potabilité.
- La continuité du service.
- Une pression de service suffisante.

VI.2 La structure des réseaux

VI.2.1 La classification des réseaux

Le système de distribution est souvent décliné en sous-réseaux afin de subdiviser ses fonctions principales pour améliorer ses performances. Le choix des conduites composant chacun des sous-réseaux dépend des débits en cause, de la taille du réseau et de l'importance du maillon de conduite dans le fonctionnement du système.

On distingue deux types de réseaux :

VI.2.1.1 Réseau Ramifié

L'eau circule dans toute la canalisation dans un seul sens (des conduites principales vers les conduites secondaires, vers les conduites tertiaires.) De ce fait chaque point du réseau n'est alimenté en eau que d'un seul côté.

VI.2.1.2 Réseau Maillé

Un réseau maillé est un ensemble de conduites qui forment des boucles fermées dites mailles. Ainsi chaque point du réseau peut être alimenté en eau de deux ou plusieurs côtés.

Eventuellement, on peut utiliser d'autres types de réseaux :

- Réseau mixte, qui est un réseau maillé comportant, en cas de besoin, quelques ramifications permettant d'alimenter quelques zones isolées de la ville (zones industrielles ou zones rurales).
- Réseaux étagés, dans le cas où la topographie est très tourmentée.

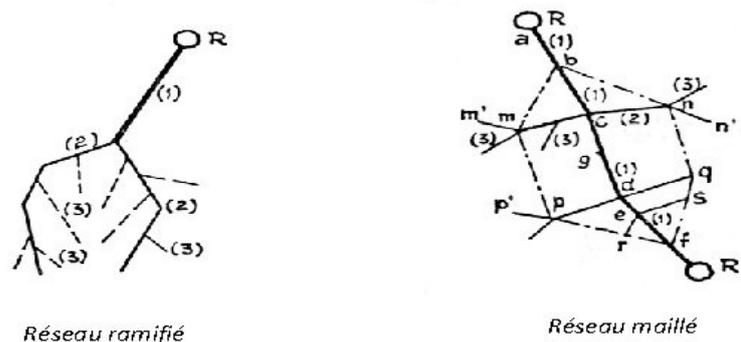


Figure (VI.1) : Types de réseaux de distribution.

VI.2.2 Le tracé du réseau de distribution

L'objectif du tracé du réseau de distribution est d'assurer l'accès du réseau aux usagers dans des conditions économiques optimales tout en prévenant les difficultés d'exploitation et d'entretien. Les principes du tracé d'un réseau sont les suivantes :

- Fonctionnement hydraulique simple et efficace.
- Continuité du service en évitant la création de points de faiblesse ou en prévoyant des alternatives en cas de rupture.
- Optimisation de la longueur du réseau par le choix des rues devant recevoir les conduites et le choix de leur emplacement dans les rues.
- Equipement minimum afin de faciliter la maîtrise du réseau et son entretien : vannes, vidanges, ventouses.

VI.2.3 Equipements hydrauliques

VI.2.3.1 Type des tuyaux

Le choix du matériau des conduites se fait en tenant compte de la nature du sol (agressivité) et de critères d'ordre économique (coût, disponibilité sur le marché des conduites ainsi que de leurs accessoires de réparation) et liés à la performance des matériaux. Dans notre cas, on choisit le PEHD avec une pression nominale PN = 10 bars pour les raisons suivantes :

- Sa disponibilité dans le marché national.
- Sa résistance à la corrosion.
- Une durée de vie plus de 50 ans.
- Les pertes des charges faibles grâce à ces parois lisses.

VI.2.3.2 Appareil et accessoires du réseau

Les accessoires qui doivent être utilisés pour l'équipement du réseau de distribution sont les suivants [3] :

- **Les robinets vannes :** Ils sont placés au niveau de chaque nœud et permettent, l'isolement des différent tronçons du réseau lors d'une répartition sur l'un d'entre eux, ils permettent ainsi de régler les débits ; leurs manœuvre s'effectues à partir du sol au moyen d'une clé dit Béquille.

- **Les décharges** : Ce sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.
- **Bouches ou poteau d'incendie** : les bouches ou poteau d'incendie doivent être raccordés sur les conduites.
- **Les ventouses** : Sont des organes qui sont placés au point le plus haut du réseau, pour réduire la formation de vide dans les installations hydraulique. Les ventouses ont pour le rôle spécial ; l'élimination des poches d'air dans la canalisation des conduites.

VI.2.3.3 Pièces spéciales de raccordement

- **Les Tés** : utilisés pour le raccordement des canalisations secondaires aux canalisations principales.
- **Les coudes** : utilisés en cas de changement de direction.
- **Les cônes de réduction** : ce sont des organes de raccordement en cas de changement de diamètre.

VI.3 La conception du réseau de distribution

VI.3.1 Le diamètre

Le choix du diamètre doit être optimal en tenant compte des considérations suivantes :

- En augmentant le diamètre, on augmente le prix de la conduite, mais en contrepartie, on diminue très vite les pertes de charges et par suite les dépenses en énergie pour faire circuler l'eau.
- En diminuant le diamètre, on augmente les pertes de charge et on crée des surpressions sur les parois de la conduite mais en contrepartie, on diminue le coût.

VI.3.2 La pression

La pression de service délivrée par le système de distribution doit permettre à l'utilisateur d'opérer les prélèvements d'eau normalement sans effort supplémentaire. Par ailleurs une forte pression peut entraîner des casses des conduites, des fuites d'eau et la détérioration des équipements (compteur, robinet de puisage).

Le réseau doit satisfaire les conditions de pression suivantes :

- Une charge minimale de 3 m doit être prévue sur les orifices de puisage (robinets) les plus élevés, et de 5 m pour un chauffe-eau à gaz.
- En vue de la bonne tenue des canalisations et des joints (limitation des fuites et des bruits), il faut éviter des pressions supérieures à 60 m. Si, néanmoins, de telles pressions devaient se manifester, il faudrait prévoir soit des réducteurs de pression sur le réseau (brise charge) soit une distribution étagée.

VI.3.3 Le débit

Le réseau de distribution sera conçu et dimensionné pour véhiculer le débit de pointe horaire à la distribution pour l'horizon de calcul fixé à l'année 2045.

- **Débits de pointe du réseau**

Le débit de pointe du réseau de distribution est représenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau (VI.1) : Débit de pointe du réseau.

Réseau	Réservoir	Nb. D'habitants	$Q_{\max,j}$ (m ³ /j)	$Q_{\text{moy},h}$ (m ³ /h)	Q_p (l/s)
1	250 m ³	5964	2211,3	92,1	39,7

▪ Débit spécifique

Le débit spécifique est la quantité d'eau consommée par un mètre linéaire des conduites maitresses, on le calcule par la relation suivante :

$$q_s = \frac{Q_P}{\Sigma L_i} \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

q_s : Débit spécifique en (l/s/m) ;

Q_P : Débit de pointe en (l/s) ;

L_i : La longueur des tronçons i.

▪ Débit en route

Le débit en route est le débit consommé le long des conduites. On le définit comme suit :

$$Q_r = q_s \times L_i \quad (\text{VI.2})$$

Avec :

Q_r : Débit en route.

▪ Débit au nœud

Le débit au nœud est celui qu'il faut assurer à chaque jonction des conduites du réseau, il est comme suit :

$$Q_n = 0,5 \times \Sigma Q_r \quad (\text{VI.3})$$

VI.4 Description du réseau de distribution

La distribution en eau potable d'Adjouene se fera par gravité. Vu le caractère rural de la localité, le relief du terrain qui est accidenté et aussi la dispersion des habitations, l'ossature du réseau sera ramifié comme représenté dans la figure ci-dessous :

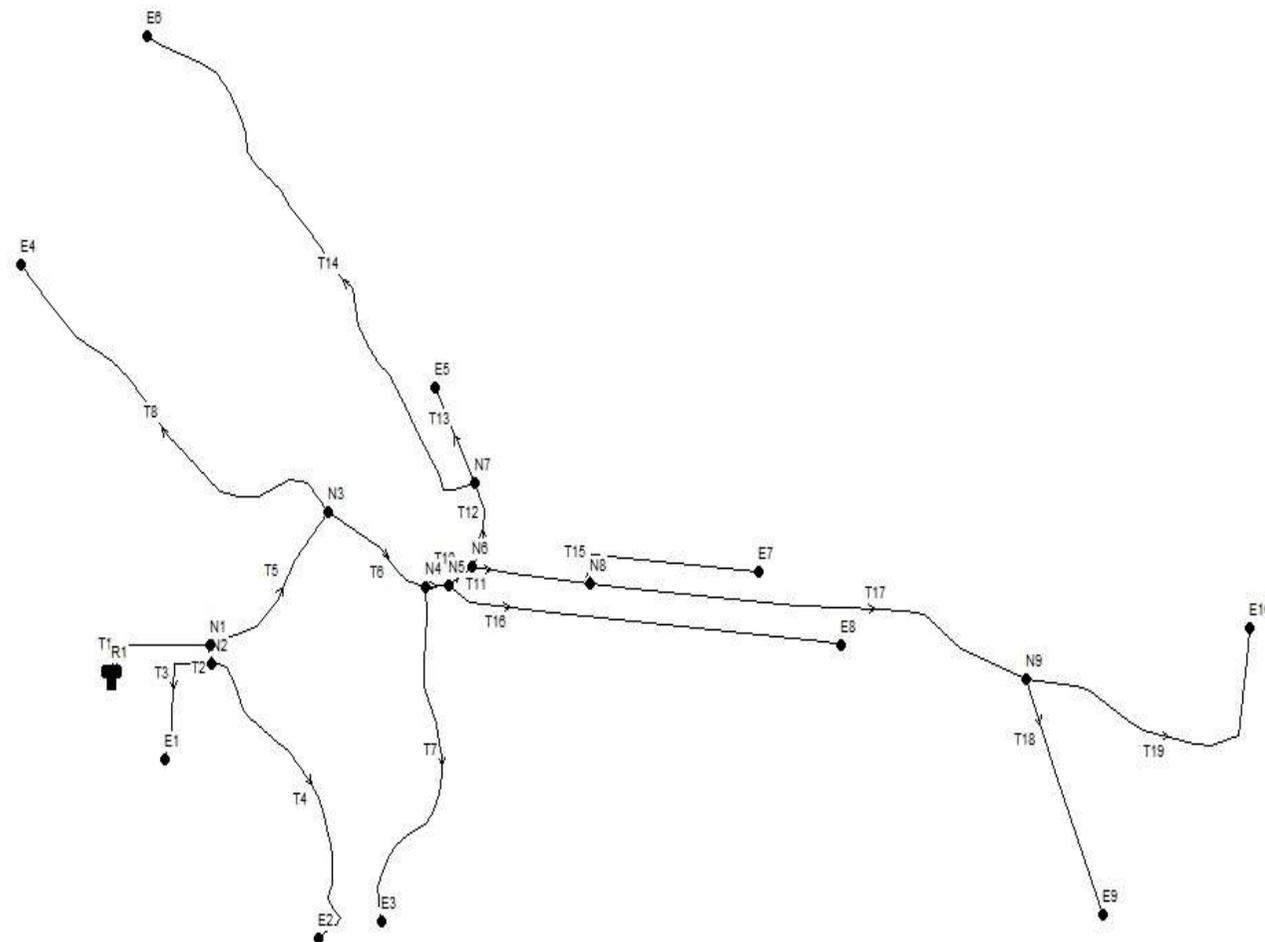


Figure (VI.2) : Schéma descriptif du réseau de distribution de la localité d'Adjouene.

VI.5 Détermination des débits du réseau

Les résultats du calcul sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau (VI.2) : Détermination des débits du réseau.

N° du Nœud	Tronçon	L (m)	Q _p (l/s)	q _s (l/s/m)	Q _r (l/s)	Q _n (l/s)	D _{int} (mm)
N1	T1	101,75	15,73	0,00423743	0,431	0,59	23,44
	T2	14,4	15,73	0,00423743	0,061		8,82
	T5	161,12	15,73	0,00423743	0,683		29,49
N2	T2	14,4	15,73	0,00423743	0,061	0,84	8,82
	T3	108,21	15,73	0,00423743	0,459		24,17
	T4	275,15	15,73	0,00423743	1,166		38,54
N3	T5	161,12	15,73	0,00423743	0,683	1,37	29,49
	T6	110,49	15,73	0,00423743	0,468		24,42
	T8	374,05	15,73	0,00423743	1,585		44,93
N4	T6	110,49	15,73	0,00423743	0,468	0,88	24,42
	T7	283	15,73	0,00423743	1,199		39,08
	T9	22,33	15,73	0,00423743	0,095		10,98
N5	T9	22,33	15,73	0,00423743	0,095	0,90	10,98
	T16	377,16	15,73	0,00423743	1,598		45,12
	T10	26,23	15,73	0,00423743	0,111		11,90
N6	T10	26,23	15,73	0,00423743	0,111	0,44	11,90
	T11	112,31	15,73	0,00423743	0,476		24,62
	T12	68,24	15,73	0,00423743	0,289		19,19
N7	T12	68,24	15,73	0,00423743	0,289	1,37	19,19
	T13	82,07	15,73	0,00423743	0,348		21,05
	T14	496,37	15,73	0,00423743	2,103		51,76
N8	T11	112,31	15,73	0,00423743	0,476	1,53	24,62
	T15	182,23	15,73	0,00423743	0,772		31,36
	T17	427	15,73	0,00423743	1,809		48,01
N9	T17	427	15,73	0,00423743	1,809	1,94	48,01
	T18	193,58	15,73	0,00423743	0,820		32,33
	T19	296,37	15,73	0,00423743	1,256		40,00
E1	T3	108,21	15,73	0,00423743	0,459	0,23	24,17
E2	T4	275,15	15,73	0,00423743	1,166	0,58	38,54
E3	T7	283	15,73	0,00423743	1,199	0,60	39,08
E4	T8	374,05	15,73	0,00423743	1,585	0,79	44,93
E5	T13	82,08	15,73	0,00423743	0,348	0,17	21,05
E6	T14	496,37	15,73	0,00423743	2,103	1,05	51,76
E7	T15	182,23	15,73	0,00423743	0,772	0,39	31,36
E8	T16	377,16	15,73	0,00423743	1,598	0,80	45,12
E9	T18	193,58	15,73	0,00423743	0,820	0,41	32,33
E10	T19	296,37	15,73	0,00423743	1,256	0,63	40,00

VI.6 La modélisation du réseau

La modélisation est la représentation schématique d'une réalité souvent complexe. L'objectif général de la modélisation des systèmes AEP est de comprendre ou de préciser les effets d'un phénomène prévisible non observable. Le modèle doit fournir une vision globale et juste du réseau, afin de reproduire au mieux la réalité. En élaborant des scénarios qui seront simulés sur le modèle hydraulique du réseau, il sera possible de mieux comprendre et de prévoir son comportement.

VI.6.1 Présentation du logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitative de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcule le débit et la vitesse 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. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau [11].

VI.6.2 Les étapes de l'utilisation d'EPANET

Dans notre projet, la modélisation s'est portée à introduire les données du réseau.

Première étape : Elle consiste à au report du tracé qu'on a réalisé avec AUTOCAD sur un fichier compatible avec EPANET.

Deuxième étape : Il s'agit de choisir et de définir l'unité de calcul puis d'introduire quelques données de base.

Troisième étape : Introduire les différentes données du réseau.

▪ Les nœuds de demande

Les nœuds de demande sont des points du réseau où les arcs se rejoignent. Ce sont des points d'entrée ou de sortie d'eau et peuvent également ne pas avoir de débit. Les données d'entrée minimales exigées pour les nœuds de demande sont [19] :

- L'altitude du nœud
- La demande en eau (qui peut varier dans le temps)

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

- La charge hydraulique (ou hauteur piézométrique)
- La pression au niveau du nœud
- On peut aussi voir le graphique d'évolution de la pression au nœud de demande.

▪ Les réservoirs

Les réservoirs sont des nœuds avec une capacité de stockage, dont le volume d'eau stocké peut varier au cours du temps. Les données de base sont [19] :

- L'altitude du radier
- Le diamètre

- Les niveaux initial, minimal et maximal de l'eau

Les principaux éléments calculés dans la simulation sont :

- La charge hydraulique (altitude de l'eau)
- La pression (niveau de l'eau)
- Courbe d'évolution du niveau de l'eau.

▪ Les baches infinies

Ce sont des nœuds représentant une source externe de capacité infinie. Elles sont utilisées pour modéliser des éléments tels que les lacs, les couches aquifères souterraines ou les arrivées de réseaux extérieurs. Les données de base pour une bache sont la charge totale et la qualité initiale de l'eau. Puisqu'une bache est un élément de frontière d'un réseau ses données de base ne sont pas affectées par la simulation. Par conséquent aucune propriété n'est calculée au cours de celle-ci [19].

▪ Les conduites

Les conduites sont des arcs qui transportent l'eau d'un point du réseau à un autre. EPANET suppose que tous les tuyaux sont pleins à tout instant. L'eau s'écoule de l'extrémité qui a la charge hydraulique la plus élevée à celle qui a la charge la plus faible [19].

Les données de base pour les conduites sont :

- Les nœuds initial et final ;
- Le diamètre ;
- La longueur ;
- Le coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge) ;
- L'état (ouvert, fermé ou avec un clapet anti-retour)

Les principales valeurs calculées dans la simulation sont :

- Le débit ;
- La vitesse d'écoulement ;
- La perte de charge.

▪ Les vannes

Les vannes sont des arcs qui limitent la pression ou le débit en un point précis du réseau. Leurs principaux paramètres d'entrée sont [19] :

- Les nœuds d'entrée et de sortie ;
- Le diamètre ;
- La consigne de fonctionnement ;
- L'état de la vanne ;
- Coefficient de perte de charge singulière.

Les éléments calculés en sortie de simulation sont:

- Le débit ;
- La perte de charge hydraulique.

VI.6.3 Résultats de la simulation

Les résultats des états des nœuds sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.3) : Etat des nœuds.

ID Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Pression (m)
N1	655.86	0.60	20.02
N2	657.5	0.84	18.36
N3	626	1.37	48.54
N4	620.18	0.88	53.12
N5	619.2	0.90	53.91
N6	618.4	0.44	54.29
N7	617.4	1.37	54.94
N8	619.87	1.53	51.01
N9	600	1.94	64.34
E1	664.3	0.23	10.08
E2	654.37	0.58	15.60
E3	652.6	0.60	14.27
E4	639.8	0.79	29.99
E5	616.28	0.17	54.14
E6	586	1.05	55.59
E7	622.7	0.39	41.86
E8	625.7	0.80	42.52
E9	603.81	0.41	58.29
E10	598	0.63	58.99

Les résultats des états des arcs sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.4) : Etat des arcs.

ID Arc	Diamètre (mm)	Rugosité (mm)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit (m/km)
T1	125	0.01	1.26	11.05
T2	63	0.01	0.53	5.31
T3	25	0.01	0.47	13.68
T4	32	0.01	0.72	21.41
T5	125	0.01	1.08	8.30
T6	110	0.01	1.17	11.17
T7	32	0.01	0.75	22.74
T8	40	0.01	0.63	12.69
T9	110	0.01	1.01	8.61
T10	90	0.01	1.25	16.01
T11	75	0.01	1.11	16.17
T12	75	0.01	0.59	5.13
T13	20	0.01	0.54	23.40
T14	32	0.01	1.31	61.94
T15	25	0.01	0.79	34.68
T16	40	0.01	0.64	12.97
T17	63	0.01	0.96	15.30
T18	32	0.01	0.51	11.59
T19	32	0.01	0.78	24.80

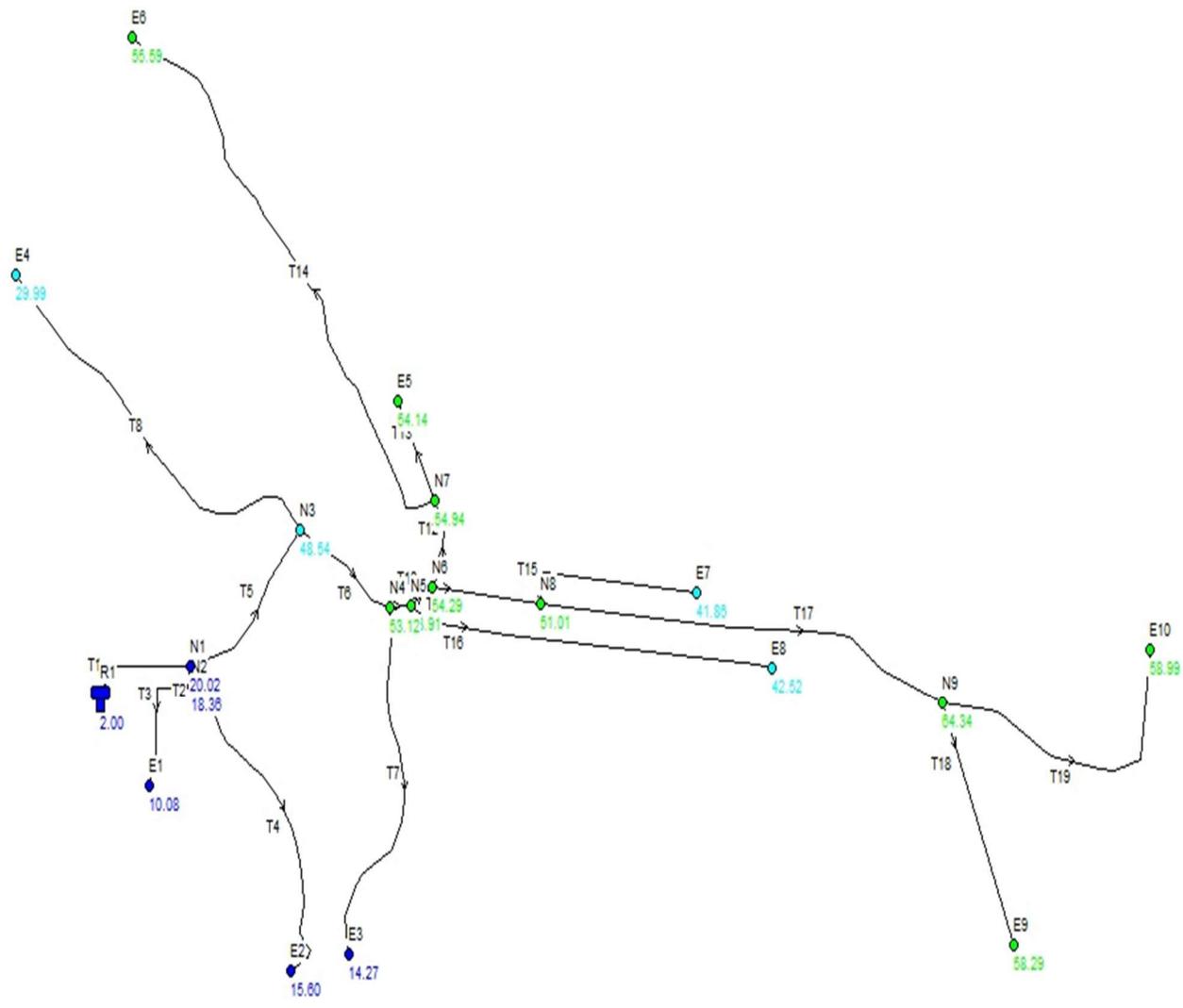
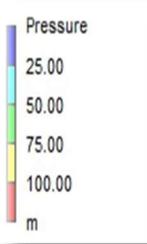


Figure (VI.3) : Etat des nœuds après la simulation.

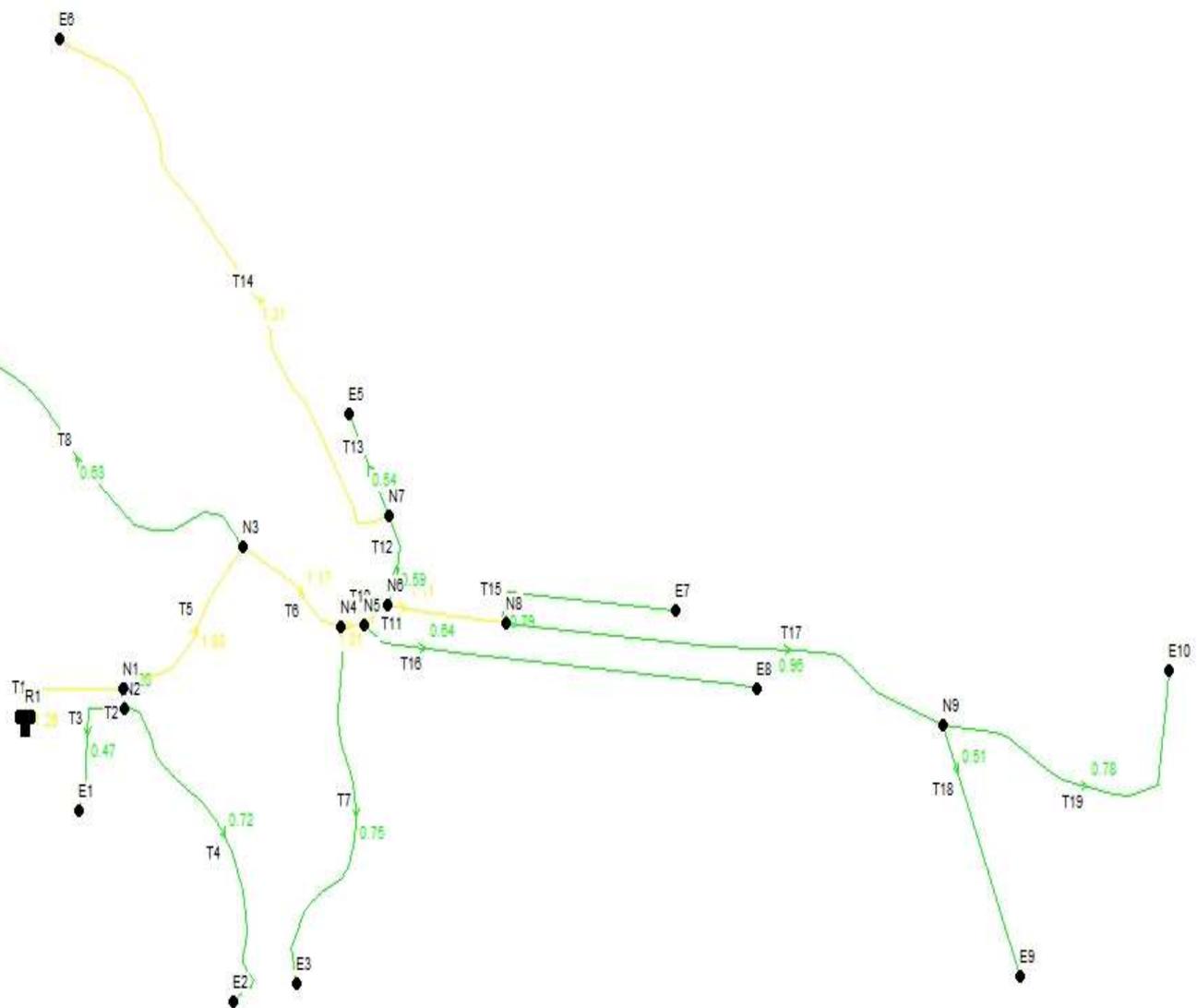
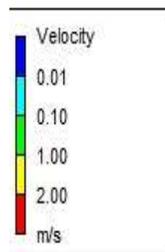


Figure (VI.4) : Etat des arcs après la simulation.

▪ Analyse des résultats

Une augmentation du diamètre de la conduite entraîne une diminution de la vitesse et par conséquent une augmentation de la pression. Pour cela, on a modifié les diamètres des conduites pour avoir une bonne pression au niveau de chaque nœud et des vitesses acceptables dans les canalisations afin d'améliorer le comportement du réseau. L'objectif de base était d'avoir au moins une pression de 1 bar au niveau de chaque nœud de demande et des vitesses comprises entre 0.5 et 1.5 m/s.

D'après les résultats de simulation on remarque que la pression aux nœuds ne dépasse pas la limite de 6 bars, et les vitesses obtenues sont inférieures à 1,5 m/s. Donc les résultats obtenus correspondent à notre objectif de départ.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné le réseau de distribution de la localité d'Adjouene en tenant compte des conditions naturelles et tout en essayant de satisfaire la demande des habitants. Pour le type des tuyaux, nous avons choisi le PEHD avec une pression nominale PN= 10 bars. Le choix du diamètre doit être optimal. Pour cela, nous avons effectué une modélisation du réseau à l'aide du logiciel EPANET en vérifiant la vitesse au niveau des conduites et la pression des nœuds. Après plusieurs simulations nous avons obtenu des pressions aux nœuds comprises entre 1 et 6 bars et des vitesses entre 0,47 et 1,31 m/s.

Conclusion générale

Conclusion générale

Au regard de la place prépondérante de l'eau dans le processus de développement et même dans la survie des hommes, il est important de se pencher sur la question afin qu'elle ne soit pas un luxe pour les autres. La réalisation d'un réseau d'alimentation d'eau potable se base sur plusieurs critères dépendant du nombre d'habitation, de la nature de terrain, de la qualité et la quantité d'eau à distribuer, et aussi en respectant les normes de réalisation d'un réseau d'AEP.

Cependant, quelle qu'en soit la grandeur et la faisabilité d'un projet, il ne peut être apprécié que s'il est d'abord considéré, ensuite exécuté suivant les règles de l'art.

Pour ce qui est du travail effectué, l'analyse globale de la demande en eau a permis de savoir qu'un volume journalier de 1358,7 m³ serait nécessaire pour une alimentation correcte de la localité d'Adjouene à long terme (2045).

En plus du réservoir déjà existant d'une capacité de 250 m³, alimenté par des pompes à partir de la source Tala Oughanime, nous avons proposé la projection d'un réservoir d'une capacité de 500 m³ à une altitude de 768 m alimenté à partir du barrage Ighil Emda afin d'assurer l'approvisionnement adéquat de la région.

L'étude technico-économique nous a amenés à choisir des tuyaux pour l'adduction en PEHD avec des diamètres variant de 75 mm à 125 mm. Ce choix a été fait en fonction de la faisabilité technique et des contraintes économiques.

En prenant en compte de la pression nominale de la conduite de refoulement reliant la station de pompage Tala Oughanime et le réservoir 250 m³, une protection contre le coup de bélier est nécessaire. Elle se fera à l'aide d'une soupape de décharge.

Le choix de pompe est opéré compte tenu du débit d'exploitation et de la hauteur manométrique totale. Après une consultation du catalogue CAPRARI nous avons choisi deux pompes centrifuges multicellulaire à axe horizontal, de type HMU50-2/ 4B et HMU50-2/ 7E.

La construction du modèle représentant le système de distribution d'eau de notre région d'étude sous le logiciel Epanet constitue un outil d'aide pour mieux comprendre le fonctionnement hydraulique du réseau. La simulation du modèle a été exécutée avec succès, les vitesses et pressions obtenues sont conformes aux critères et contraintes. Le choix des diamètres des canalisations en PEHD du réseau est effectué après plusieurs simulations.

Bibliographie

Bibliographie

- [1] **ABDAT R. et BOUTEMEUR L.**, Etude du réseau d'AEP de la ville d'AOMAR, Wilaya de Bouira -Adduction et distribution-, *Mémoire de fin d'études, Master*, Université Abderrahmane MIRA de Bejaia, Algérie, 90 pages, 2016.
- [2] **ALLATCHI, T.**, Projet d'adduction d'eau potable dans la ville d'Amzoer (Tchad), *Mémoire de fin d'études, Master*, Institut international d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement, 45 pages, 2011.
- [3] **BELAISSA, H.**, Dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la nouvelle cité Ghabat Zawache, *Rapport de soutenance, Licence*, Université Akli Mohand Oulhadj –Bouira-, Algérie, 49 pages, 2019.
- [4] **BENLEBIOD, B.**, Etude comparative « Equation d'Euler » dimensionnelle et expérimentale. Cas d'une pompe centrifuge radiale de POVAL, *Mémoire de fin d'études, Master*, Ecole nationale supérieure d'Hydraulique –ARBAOUI Abdellah-, Algérie, 61 pages, Juin 2014.
- [5] **BLINDU, I.**, Outil d'aide au diagnostic du réseau d'eau potable pour la ville de Chisinau par analyse spatiale et temporelle des dysfonctionnements hydrauliques, *Thèse de Doctorat*, Ecole nationale supérieure des mines de Saint-Etienne et de l'Université Jean Monnet, France, 172 pages, 2004.
- [6] **BOUAZIZ, M.**, Sécurité des réseaux d'adduction d'eau potable en présence de défaut superficiel sous l'effet du phénomène du coup de bélier, *Thèse de doctorat*, Université de Lorraine, France, 142 pages, Juin 2018.
- [7] **CARLIER, M.**, Machines hydrauliques, *E.N.G.R.E.F.*, France, 420 pages, 1968.
- [8] **CHEIKH, A.**, Etude d'adduction pour l'alimentation en eau potable et industrielle dans différentes localités situées dans le Couloir Akbou-Béjaia à partir du barrage Tichy-haf, *Mémoire de fin d'études, Master*, E.N.S.H, Blida, 2011.
- [9] **Darcy, H.**, Recherches expérimentales relatives au mouvement de l'eau dans les tuyaux, 1857.
- [10] **DEKIK, D., RENOUE, N. et SADI, N.**, Etude d'alimentation en eau potable des six villages de la commune d'Ighreme de Béjaia, *Mémoire de fin d'études, Master*, Université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou, Algérie, 163 pages, 2019.
- [11] **DIOUF, P. et DIOUF, O.**, Conception et dimensionnement d'un réseau d'alimentation en eau potable et d'un système d'évacuation des eaux usées de la nouvelle ville de DIAMNIADIO, *Projet de fin d'études, Diplôme d'ingénieur de conception*, Université CHEIKH Antadiol de Dakar, Sénégal, 114 pages, Juillet 2005.
- [12] **DUPONT, A.**, Hydraulique urbaine, Tome II, *Edition EYROLLES*, 1979.
- [13] **FANTAZI, B. et HARKAT, I.**, Etude de la cavitation dans les pompes centrifuges, *Mémoire de fin d'études, Master*, Université Mohamed BOUDIAF –M'Sila, Algérie, 64 pages, 2017.

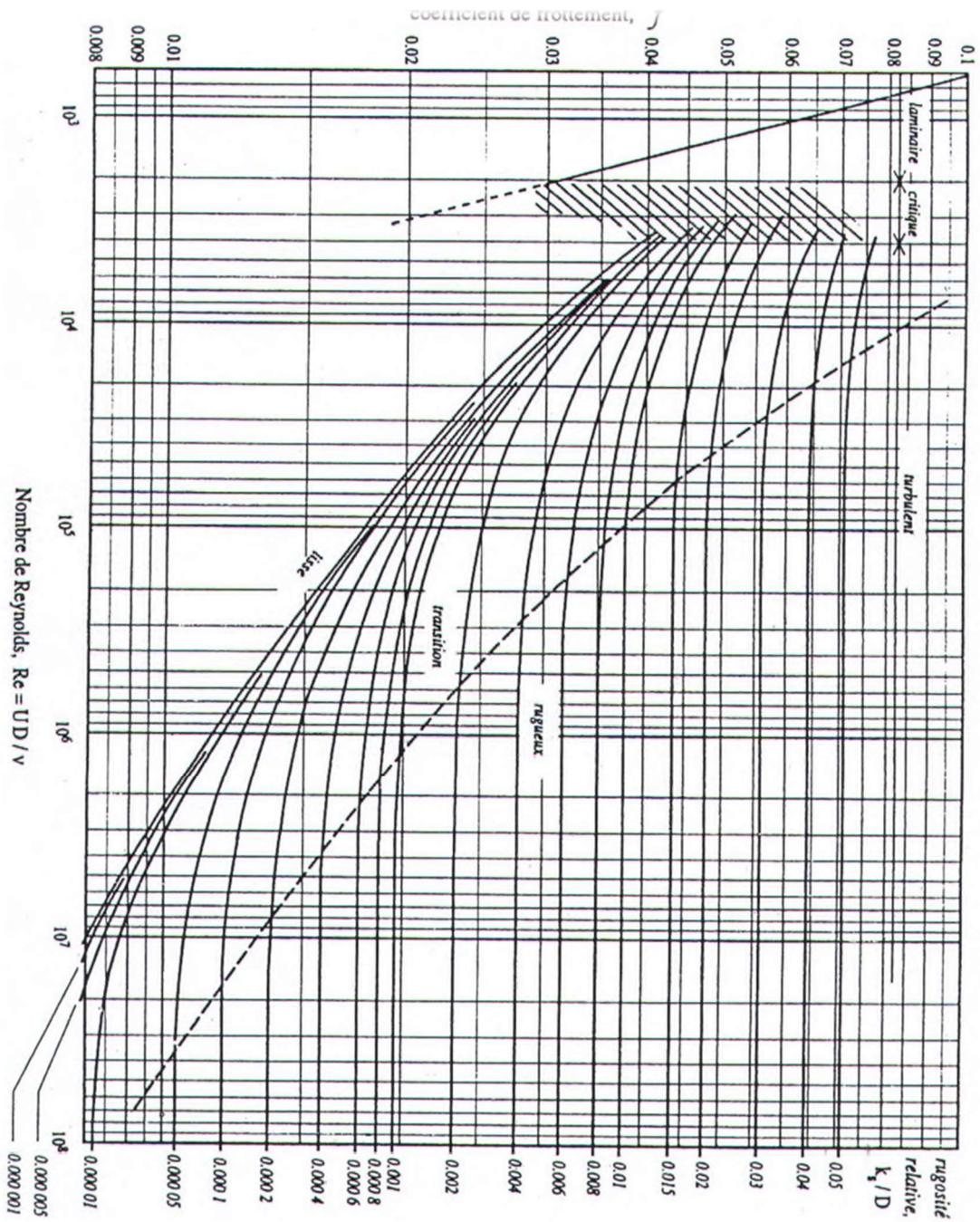
- [14] **GUHL, F.**, Guide méthodologique d'étude anti-coup de bélier pour les réseaux d'eau, *Edition Bernard Brémand*, 32 pages, 2000.
- [15] **LENCASTRE, A.**, Manuel d'hydraulique générale, *Eyrolles*, Paris, 633p, 1963.
- [16] **MAHMOUDI, Y. et NAZI, K.**, Raccordement des villages de la commune d'Agouni guehrane au transfert des eaux à partir du barrage Koudiet Acerdoune de Bouira, *Mémoire de fin d'études, Master*, Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou, Algérie, 148 pages, 2014.
- [17] **MESRANE, L., et ELDJOUZI, H.**, Alimentation en eau potable du village de Tala Bouzrou à partir de la nouvelle chaîne Flanc Nord Telatha, commune de Makouda, Wilaya de Tizi Ouzou, *Mémoire de fin d'études, Master*, Université Abderrahmane MIRA de Bejaia, Algérie, 90 pages, Septembre 2020.
- [18] **REY, R., BAKIR, F. et POULAIN, J.**, Pompes rotodynamiques – Similitude et conception des pompes centrifuges, *Editeur Techniques de l'ingénieur*, PARIS, 35 pages, 2012.
- [19] **ROSSMAN, Lewis A.**, Manuel de l'utilisateur EPANET 2 Version française, 222 pages, 2003.
- [20] **SAID L'HADJ, D.**, Etude du coup de bélier en refoulement dans un réseau de RANG-2-, *Mémoire de fin d'études, Master*, Ecole nationale supérieure d'Hydraulique – ARBAOUI Abdellah-, Algérie, 115 pages, 2014.
- [21] **SINI, M. et BOUDJEMIA, M.**, Etude du coup de bélier, *Mémoire de fin d'étude, Master*, Université de Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Algérie, 70 pages, 2014.

Annexes

Annexe (1) : Régime de consommation des agglomérations

Heure	Régime de la consommation des agglomérations ($K_{\max.h}$)											
	1.20	1.250	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.70	1.80	1.90	2.00	2.50
0-1	3.5	3.35	3.2	3.00	2.50	2.00	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
1-2	3.45	3.25	3.25	3.20	2.65	2.10	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
2-3	3.45	3.30	2.90	2.50	2.20	1.85	1.50	1.00	0.90	0.85	1.00	1.20
3-4	3.40	3.20	2.90	2.60	2.25	1.90	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
4-5	3.40	3.25	3.35	3.50	3.20	2.85	2.50	2.00	1.35	2.70	3.00	3.50
5-6	3.55	3.40	3.75	4.10	3.90	3.70	3.50	3.00	3.85	4.70	5.50	3.50
6-7	4.00	3.85	4.15	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.20	5.35	5.50	4.50
7-8	4.40	4.45	4.65	4.90	5.10	5.30	5.50	6.50	6.20	5.85	5.50	10.20
8-9	5.00	5.20	5.05	4.90	5.35	5.80	6.25	6.50	5.50	4.50	3.50	8.80
9-10	4.80	5.05	5.40	5.60	5.85	6.05	6.25	5.50	5.85	4.20	3.50	6.50
10-11	4.70	4.85	4.85	4.90	5.35	5.80	6.25	4.50	5.00	5.50	6.00	4.10
11-12	4.55	4.60	4.60	4.70	5.25	5.70	6.25	5.50	6.50	7.50	8.50	4.10
12-13	4.55	4.60	4.50	4.40	4.60	4.80	5.00	7.00	7.50	7.90	8.50	3.50
13-14	4.45	4.55	4.30	4.10	4.40	4.70	5.00	7.00	6.70	6.35	6.00	3.50
14-15	4.60	4.75	4.40	4.10	4.60	5.05	5.50	5.50	5.35	5.20	5.00	4.70
15-16	4.60	4.70	4.55	4.40	4.60	5.30	6.00	4.50	4.65	4.80	5.00	6.20
16-17	4.60	4.65	4.50	4.30	4.90	5.45	6.00	5.00	4.50	4.00	3.50	10.40
17-18	4.30	4.35	4.25	4.10	4.60	5.05	6.50	5.50	4.50	3.50	3.50	9.40
18-19	4.35	4.40	4.45	4.50	4.70	4.85	5.00	6.50	6.30	6.20	6.00	7.30
19-20	4.25	4.30	4.40	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.35	5.70	6.00	1.60
20-21	4.25	4.30	4.40	4.50	4.40	4.20	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00	1.60
21-22	4.15	4.20	4.50	4.80	4.20	3.60	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	1.00
22-23	3.90	3.75	4.20	4.60	3.70	2.85	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	0.60
23-24	3.80	3.70	3.50	3.30	2.70	2.10	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60

Annexe (2) : Abaque de Moody



Annexe (3) : Prix et pression nominale des conduites en PEHD PN10

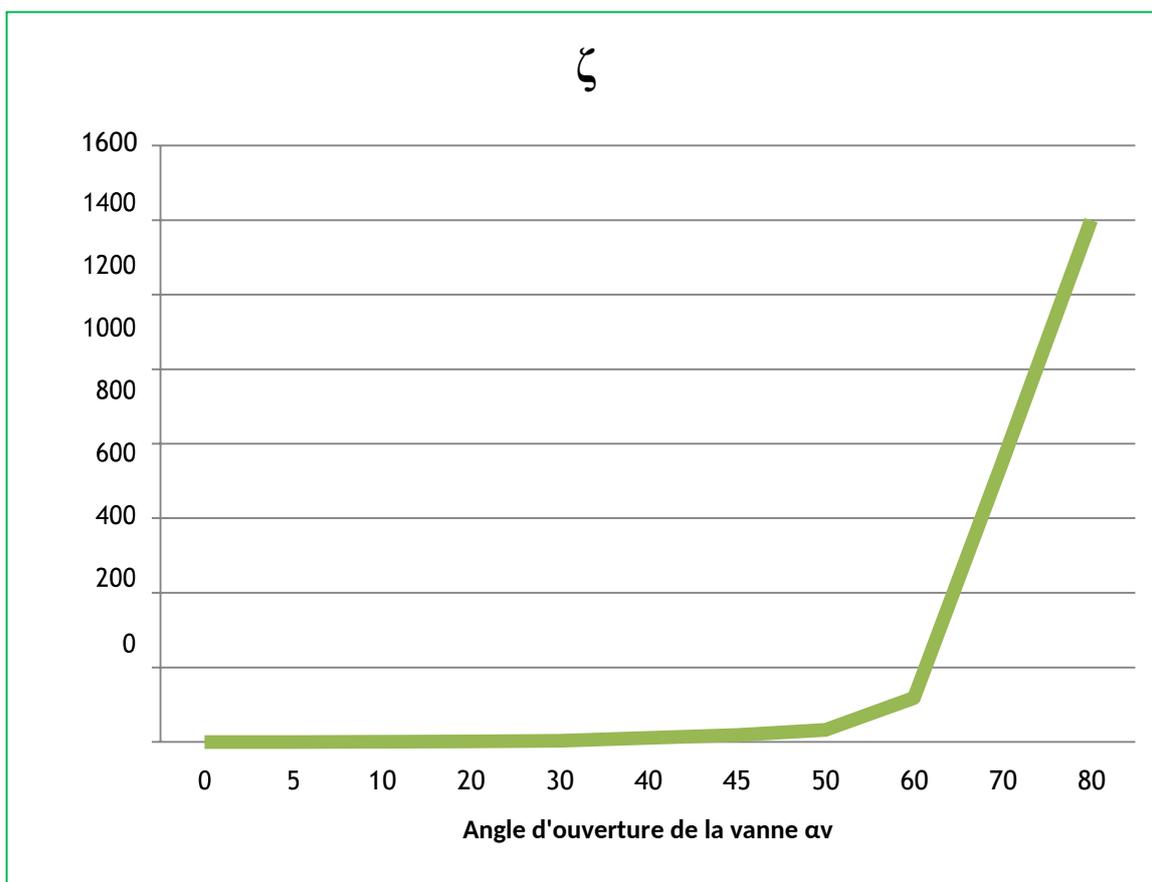
Diamètre (mm)	L'épaisseur (mm)	Prix unitaire (DA)
20	2.0	40.15
25	2.0	51.23
32	2.0	64.47
40	2.4	97.69
50	3.0	150.53
63	3.8	238.48
75	4.5	338.61
90	5.4	446.80
110	6.6	665.64
125	7.4	843.99
160	9.5	1382.45
200	11.9	2162.92
250	14.8	3357.81
315	18.7	5057.83
400	23.7	8115.39
500	29.7	12616.15
630	37.4	19980.32

Annexe (4) : Prix et pression nominale des conduites en PEHD PN16

Diamètre (mm)	L'épaisseur (mm)	Prix unitaire (DA)
20	2.0	40.74
25	2.3	59.87
32	3.0	99.14
40	3.7	153.50
50	4.6	238.07
63	5.8	376.64
75	6.8	529.43
90	8.2	691.61
110	10.0	1026.15
125	11.4	1316.19
160	14.6	2151.15
200	18.2	3378.11
250	22.7	5226.50
315	28.6	8026.99
400	36.3	12966.67
500	45.4	19569.51
630	57.2	31072.20

Annexe (5) : Variation de l'angle d'ouverture de la vanne en fonction de ζ .

<i>L'angle d'ouverture de la vanne à papillon (α_v)</i>	ζ
0-5	0.25
10	0.52
20	1.54
30	3.91
40	10.8
45	18.7
50	32.6
60	118
70	751
80	1400

Annexe (6) : Abaque de la variation de l'angle d'ouverture de la vanne en fonction de α_v .

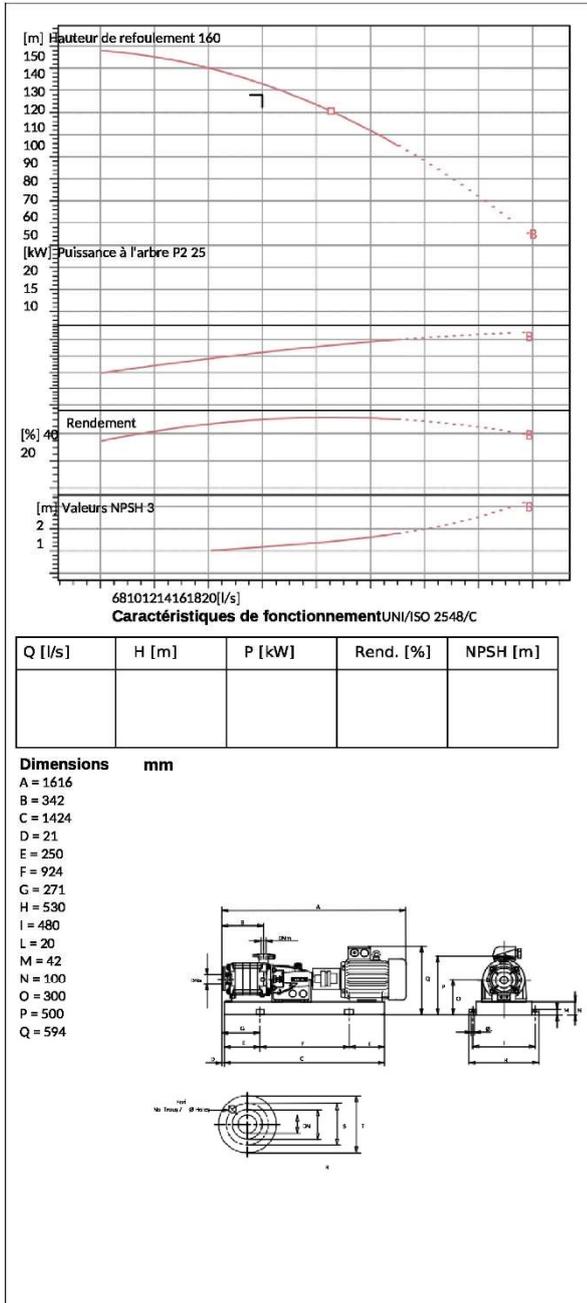
Annexe (7) : Caractéristiques de la pompe de la station de reprise Tala Oughanime



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

HMU50-2/ 4B	
Caractéristiques requises	
Débit	12 l/s
Hauteur de refoulement	148 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	12,6 l/s
Hauteur de refoulement	150 m
Puissance absorbée	26,6 kW
Rendement	71%
Hauteur manométrique H(Q=0)	163 m
Orif. de refoulement	50 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	30 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	429 kg
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Alliage de cuivre
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



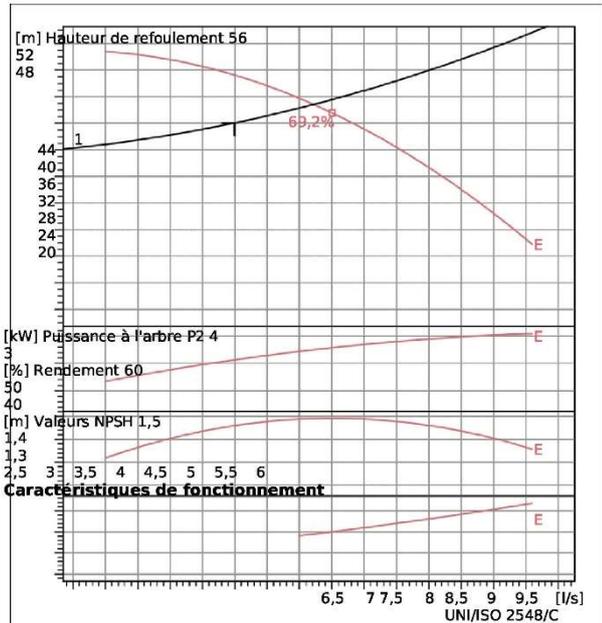
Annexe (8) : Courbe caractéristique de la pompe de la station de reprise El-Mizab



COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

HMU50-2/ 7E	
Caractéristiques requises	
Débit	5 l/s
Hauteur de refoulement	48,1 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	6,22 l/s
Hauteur de refoulement	50,8 m
Puissance absorbée	4,5 kW
Rendement	69,1%
Hauteur manométrique H(Q=0)	55,6 m
Orif. de refoulement	50 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	7,5 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	15
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	275 kg

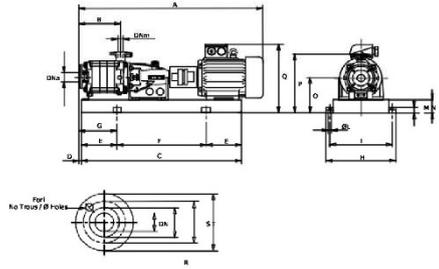
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Alliage de cuivre
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



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

Dimensions mm

- A = 1517
- B = 516
- C = 1412
- D = 16
- E = 250
- F = 912
- G = 266
- H = 400
- I = 350
- L = 20
- M = 42
- N = 100
- O = 300
- P = 500
- Q = 500



Résumé

Conçus pour assurer la couverture aussi bien quantitative que qualitative des besoins en eau potable des populations, les réseaux d'AEP se doivent d'être les plus performants possibles afin de garantir une viabilité technico-économique. L'examen de la situation actuelle de l'approvisionnement en eau potable de la localité d'Adjiouene commune de Draâ El-Kaïd (Béjaia), montre que les ressources en eau sont insuffisantes pour subvenir aux besoins actuels et futurs de la population. Pour cela, il est nécessaire de revoir le système d'alimentation en eau pour l'adapter à la situation démographique de la région. Le présent mémoire est consacré au dimensionnement des réseaux d'adduction et de distribution d'eau potable dans cette région selon les critères de conception.

Mots clés : Population, AEP, Dimensionnement, Adduction, Distribution.

ABSTRACT

Designed to provide quantitative and qualitative coverage of drinking water needs for populations, drinkable water supply networks will need to be as efficient as possible to ensure techno-economic viability. The examination of the current situation of drinking water supply in the locality of Adjiouene, municipality of Draâ El Kaïd (Béjaia), shows that water resources are insufficient to meet the current and future needs of the population. For this, it is necessary to review the water supply system to adapt it to the demographic situation of the region. This report is devoted to the sizing of drinking water supply and distribution networks in this region according to the criteria of sizing and dimensioning.

Keywords : Population, Drinking water supply, Dimensioning, Water distribution system.

ملخص

شبكة إمداد المياه مصممة من أجل توفير وتغطية احتياجات السكان من حيث الكمية والنوعية، لهذا يجب أن تكون فعالة قدر الإمكان لضمان الجودة التقنية وبشكل اقتصادي. يتبين من دراسة الحالة الراهنة لمنطقة أديجون بمقاطعة دراع القائد بولاية بجاية، أن الموارد المائية غير كافية لتلبية احتياجات السكان الحالية والمستقبلية. ولتحقيق ذلك، من الضروري استعراض شبكة الإمداد بالمياه لتكييفها مع الحالة الديمغرافية للمنطقة. ويركز هذا التقرير على تصميم شبكات الإمداد وتوزيع مياه الشرب في هذه المنطقة وفقاً للمعايير.

الكلمات المفتاحية: السكان، التزويد بالمياه الصالحة للشرب، تصميم، شبكة الإمداد وتوزيع مياه الشرب.