

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :
Mr. BOUSSAID Mohammed
Mr. TAGZIRT Fares

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

Option : **Hydraulique urbaine**

INTITULE :

ALIMENTATION EN EAU POTABLE DES VILLAGE DE LA COMMUNE DE M'KIRA W : TIZI OUZOU

Soutenu le **24 /09 /2017** Devant le jury composé de :

- Président : **Mr. LEBIODH.C**
- Promoteur : **Mr. IKNI.T**
- Examineur : **Mr. MERRAH.F**

Remerciements

*Au terme de cette modeste étude, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à Mr **IKNI.T** (notre promoteur) qui a accepté de nous encadrer.*

Nous le remercions pour son aide.

*Nous tenons à remercier Mr **DJOUDE** pour son aide*

Nous voudrions remercier d'avance l'honorable jury qui aura à apprécier ce travail.

Nous remercions également tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Merci

Dédicaces

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

- *A mon père et ma mère.*
- *A mes frères et sœurs.*
- *A mes nièces et mes neveux.*
- *A toute ma famille.*
- *A tous mes amis.*
- *A mon cher binôme*

Fares

Dédicaces

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

- *A mon père et ma mère que dieu les protège.*
- *A mes frères*
- *A toute ma famille.*
- *A tous mes amis.*
- *A mon cher binôme.*

Mohammed

Sommaire

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

Chapitre I : Présentation du site et estimation des besoins en eau

I.1. Introduction	2
I.2. Présentation du site.....	2
I.2.1. Situation géographique	2
I.2.2. Situation topographique.....	3
I.2.3. Situation hydrogéologique et hydrographique	4
I.2.4. Situation climatologique.....	4
I.2.4.1. Climat.....	4
I.2.4.2. Température	5
I.2.4.3. Pluviométrie	5
I.2.4.5. Situation hydraulique.....	5
I.3. Estimation des besoins en eau.....	6
I.3.1. Situation démographique.....	6
I.3.2. Estimation de la population future à différents horizons	6
I.3.3. La consommation moyenne journalière	8
I.3.3.1. Besoins domestique.....	9
I.3.3.2. Besoins scolaires	10
I.3.3.3. Besoins socioculturels.....	11
I.3.3.4. Autres besoins	11
I.3.3.5. Présentation des différents besoins en eau à différents horizons	12
I.3.4. Majoration de la consommation moyenne journalière	14
I.3.5. Détermination de la consommation maximale et minimale journalière	15
I.3.6. Variation de débit horaire.....	18
I.3.7. Bilan ressources-besoins	20
I.4. Conclusion.....	20

Chapitre II : Réservoirs

II.1. Introduction.....	21
II.2. Rôle des réservoirs	21
II.3. Emplacement du réservoir	21
II.4. Classification des réservoirs.....	22
II.5. Equipement des réservoirs	22
II.5.1. Conduite d'arrivée.....	22
II.5.2. Conduite de distribution.....	23
II.5.3. Conduite trop plein.....	23
II.5.4. Conduite de vidange.....	24
II.5.5. Conduite by-pass	24
II.6. Reserve d'incendie.....	24
II.7. Détermination de la capacité des réservoirs.....	25
II.7.1. Méthode analytique	25
II.7.1.1. Détermination de la valeur de « P% »	26
II.7.2. Méthode graphique.....	26
II.7.3. Calcul de volume total de réservoir	26
II.8. Dimensionnement de réservoir IGHIL OUKERROU R1	27
II.8.1. Détermination du régime de consommation	27
II.8.2. Détermination de la capacité	27
II.8.3. Calcul de diamètre	29
II.8.4. Calcul de la hauteur de la réserve incendie	29
II.9. Dimensionnement du réservoir TAMDIKT R2.....	29
II.9.1. Détermination du régime de consommation	29
II.9.2. Détermination de la capacité	30
II.10. Dimensionnement du réservoir de la station de reprise TIZI BADHOU	31
II.10.1. Détermination de la capacité	31
II.10.2. Calcul du diamètre.....	33
II.11. Dimensionnement du réservoir TIGHILT BOUGUENI R3.....	33
II.11.1. Détermination du régime de consommation	33
II.11.2. Détermination de la capacité	34

II.12. Conclusion	36
-------------------------	----

Chapitre III : Adduction

III.1. Introduction.....	37
III.2. Choix du tracé.....	37
III.3. description du schéma d'adduction	37
III.4. Choix du type des conduites	38
III.5. étude technico-économique	39
III.5.1. Calcul du diamètre économique	39
III.5.2. Calcul de la vitesse.....	39
III.5.3. Calcul des pertes de charge	40
III.5.3.1. Calcul des pertes de charge linéaires.....	40
III.5.3.2. Calcul des pertes de charge singulières	42
III.5.3.3. Calcul des pertes de charge totales.....	42
III.5.4. Détermination de la hauteur manométrique totale (Hmt)	42
III.5.5. Détermination de la puissance absorbée par la pompe.....	42
III.5.6. Détermination de l'énergie consommée par la pompe	42
III.5.7. Détermination des frais d'exploitation	43
III.5.8. Détermination des frais d'amortissement.....	43
III.5.9. Calcul du bilan total des frais.....	43
III.5.10. Prix de revient des conduites	44
III.6. Dimensionnement du réseau d'adduction.....	44
III.6.1. Adduction par refoulement.....	44
III.6.1.1. Tronçon SR1-R3.....	44
III.6.2. Adduction gravitaire.....	46
III.6.2.1. Tronçon point de piquage-SR1	46
III.6.2.2. Tronçon point de piquage-R2	47
III.6.2.3. Tronçon R1-point de piquage	48
III.6.3. Récapitulatif des résultats	49
III.7. Conclusion.....	49

Chapitre IV : Pompes

IV.1. introduction.....	50
IV.2. Choix du type de la pompe.....	50
IV.3. Couplage des pompes.....	51
IV.3.1. Couplage en parallèle.....	51
IV.3.2. Couplage en série.....	51
IV.4. Courbes caractéristiques des pompes.....	51
IV.4.1. La courbe hauteur-débit « $H_p=f(Q)$ ».....	51
IV.4.2. La courbe rendement-débit « $\eta=f(Q)$ ».....	51
IV.4.3. La courbe de la puissance absorbée « $P=f(Q)$ ».....	51
IV.5. Courbe caractéristique de la conduite.....	52
IV.6. Le point de fonctionnement.....	52
IV.6.1. réduction ou augmentation du temps de pompage.....	53
IV.6.2. Le vannage (étouffement).....	53
IV.6.3. Rognage de la roue.....	54
IV.6.4. La variation de la vitesse de rotation.....	55
IV.7 Le phénomène de cavitation :.....	55
IV.7.1 La cavitation dans les pompes :.....	55
IV.7.2. Notion du NPSH.....	56
IV.8. Choix de la pompe du projet.....	57
IV.8.1. La pompe de la station de reprise SR1.....	57
IV.8.1.1. sélection de la pompe.....	57
IV.8.1.2. Adaptation de la pompe au point de fonctionnement.....	58
IV.8.1.3. Bilan des frais.....	60
IV.8.5. Vérification de la condition de non cavitation.....	61
IV.9. Automatisation.....	61
IV.9.1. Objectifs de l'automatisation.....	62
IV.9.2. Différents types de liaisons.....	62
IV.9.2.1 Liaison aspiration-moteur.....	62
IV.9.2.2. Liaison réservoir-moteur.....	62
IV.10. Conclusion.....	65

Chapitre V : Protection des conduites

V.1. Introduction.....	66
V.2. Théorie du coup de bélier	66
V.2.1. Définition de coup de bélier	66
V.2.2. Causes du coup de bélier	66
V.2.3. Analyse physique de coup de bélier dans les pompes	66
V.2.4. Analyse physique du coup de bélier dans les conduites	67
V.2.5. Etude de coup de bélier.....	67
V.3. Calcul de la valeur de coup de bélier	69
V.3.1. Tronçons de refoulement	69
V.3.1.1. Tronçon SR1–R3	69
V.3.2. Tronçons gravitaires	70
V.3.2.1. Tronçon R1-PP	70
V.3.2.2. Tronçon PP-SR1.....	71
V.3.2.3. Tronçon PP-R2.....	71
V.4. Moyens de protection contre le coup du bélier.....	72
V.4.1. les volants d'inertie.....	73
V.4.2. les soupapes de décharge.....	73
V.4.3. Soupapes d'admission et de purge d'air.....	73
V.4.4. Les ventouses.....	74
V.4.5. Réservoirs d'air	74
V.4.6. Cheminée d'équilibre.....	76
V.5. mise en place des conduites	76
V.5.1. tracé.....	76
V.5.2. Pose des conduites	76
V.5.3. Pose en tranchée.....	78
V.5.4. Franchement des points spéciaux.....	80
V.5.4.1 Traversés des routes et des chemins de fer	80
V.5.4.2 Traversés souterrains de ravin ou de oued	81
V.5.5. Stabilisation des conduites	82

V.5.6.Pose en élévation.....	84
V.6.Essais hydrostatiques de réseaux.....	84
V.7.Réalisation de tranches	84
V.8.Précaution intéressant les conduites.....	86
V.9.La stérilisation des conduites	86
V.10.Conclusion	87

Chapitre VI : Réseau de distribution

VI.1. Introduction	88
VI.2. Classification des réseaux.....	88
VI.2.1. Réseau ramifié	88
VI.2.2. Réseau maillé.....	88
VI.2.3. Réseau mixte.....	88
VI.3. Choix de type de réseau.....	88
VI.4. Choix de type des conduites	89
VI.5. Choix de tracé.....	89
VI.6. Calcul hydraulique.....	89
VI.6.1. Détermination des débits.....	89
VI.6.1.1. Débit de pointe	89
VI.6.1.2. Débit spécifique	90
VI.6.1.3. Débit en route.....	90
VI.6.1.4. Débit aux noeuds.....	91
VI.6.2. Détermination des débits de réseaux	91
VI.6.2.1. Les débits du Réseau.....	91
VI.7. Modélisation et simulation du réseau.....	92
VI.8. Les résultats de la simulation.....	92
VI.9. Equipement du réseau de distribution	94
V.9. Conclusion	95
Conclusion générale.....	96

Liste des tableaux

Tableau (I.1) :Nombre d'habitants des differents villages (RGPH).....	6
Tableau (I.2) :Evolution de la population	7
Tableau (I.3) :Determination des debits domestiques des differents villages	9
Tableau (I.4) :les besoins scolaires	10
Tableau (I.5): besoins socioculturels.....	11
Tableau (I.6): Tableau recapitulatif des different besoins a different horizons.....	12
Tableau (I.7): Recapitulatif de la consommation moyenne journaliere majoree a 20%.....	14
Tableau (I.8): Variation de la consommation journaliere	16
Tableau (I.9): Variation de coefficient β max en fonction de nombre d'habitants.....	19
Tableau (I.10): Bilan resource -besoins.....	20
Tableau (II.1): Possibilite de classification des reservoirs	22
Tableau (II.2): Capacité du réservoir R1	27
Tableau (II.3): Capacité du réservoir R2	30
Tableau (II.4): Capacité de SR1	32
Tableau (II.5): Capacité de réservoir R3.....	34
Tableau (III.1): Prix de revient des conduites en PEHD	44
Tableau (III.2): Calcul de Hmt pour les différents diamètres.....	45
Tableau (III.3): Calcul des frais d'exploitation	45
Tableau (III.4): Calcul des frais d'amortissement	45
Tableau (III.5): Bilan des frais.....	46
Tableau (III.6): Calcul de la hauteur d'arrivee Har	47
Tableau (III.7): Calcul de la hauteur d'arrivee Har	47
Tableau (III.8): Calcul de la hauteur d'arrivee Har	48
Tableau (III.9): Recapitulatif des resultats obtenus	49
Tableau (IV-1): Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température	57
Tableau (IV.2): Caractéristiques de la pompe SR1	57
Tableau (IV.3): Bilan des frais des différentes variantes	60
Tableau (IV.4): Valeurs de $NPSH_{re}$ et $NPSH_d$	61
Tableau (IV.8): Avantages et inconvénients des commandes avec et sans ligne pilote.....	65
Tableau (V.1): Valeurs de coup de bilier du trancon (SR1-R3).....	69

Tableau (V.2): Valeurs du coup de bélier du tronçon (R1-PP)	70
Tableau (V.3): Valeurs de coup de belier apres le temps de fermeture.....	70
Tableau (V.4): Valeurs du coup de bélier du tronçon (PP – SR1)	71
Tableau (V.5): Valeurs du coup de bélier apres le temps de fermeture	71
Tableau (V.6): Valeurs du coup de bélier du tronçon (PP– R2).....	71
Tableau (V.7): Valeurs du coup de bélier apres le temps de fermeture	72
Tableau (VI.1): Les debits de route et debit des tronçons	80
Tableau (VI.2): Répartition des resultats pour chaque tronçon du reseau	81
Tableau (VI.3): Répartition des resultats au niveau de chaque nœuds de réseau.....	81
Tableau (VI.4): fonction des raccords.....	83

Liste des figures

Figure (I.1) : situation géographique de la commune de M'kira.....	2
Figure (I.2) : situation topographique de la commune de M'kira.....	3
Figure (I.3) :situation hydrographique de la commune de M'kira	4
Figure (I.4): Diagramme de l'évolution de la population.....	8
Figure(I.5): Histogramme de l'évolution de la consommation journalière.....	18
Figure (II.1) : adduction en chute libre.....	23
Figure (II.2) : adduction noyé.....	23
Figure (II.3) : Conduite de distribution.....	23
Figure (II.4) : Trop plein et vidange	23
Figure (II.5) : By-pass entre l'adduction et la distribution	24
Figure (II.6) : Système de deux prises	24
Figure (II.7) : Système à siphon	25
Figure (III.1) : Schéma d'adduction	38
Figure (IV.1) : Courbes caractéristiques des pompes et des conduites	47
Figure (IV.2) : Courbes caractéristiques de la pompe SR1	58
Figure (IV.6): commande par ligne pilote	63
Figure (IV.7) : commande sans ligne pilote	64
Figure (IV.8) : robinet flotteur.....	64
Figure (V.1) :Volant d'inertie.....	73
Figure (V.2) : Soupape de decharge	74
Figure (V.3) : Principe de fonctionnement d'un reservoir d'air.....	75
Figure (V.4) : Cheminee d'équilibre	76
Figure (V.5) : Pose de la conduite en tranchée	79
Figure (V.6) : Protection de la traversée des routes	81
Figure (V.7) : Traversée de chemin de fer	81
Figure (V.8) : Traversée d'un oued	82
Figure (V.9) : Butée sur coude horizontal	82
Figure (V.10) : Butée sur coude vertical.....	83
Figure (V.11) : Butée sur bronchement	83
Figure (V.12) : Butée sur un cône	83
Figure (V.13) : Butée d'extrémité en vue d'un essai	84
Figure (VI.1) :Etats des nœuds apres simulation.....	94

Liste des symboles

- A** : L'amortissement annuel (Annuité).
- a** : La célérité de l'onde (m/s).
- a_{eq}** : Célérité équivalente (m/s).
- B** : La valeur de coup de bélier (m).
- b** : Largeur de la tranchée (m).
- B_{eq}** : La valeur du coup de bélier équivalente (m).
- B_T** : bilan total (DA).
- CR** : Cote de radier (m).
- CTN** : Cote de terrain naturel (m).
- CTP** : Cote de trop plein (m).
- D** : Diamètre de la conduite (m).
- D_e** : Diamètre économique de la conduite (m).
- D_{int}** : Diamètre intérieur de la conduite (m).
- E** : Energie consommé par la pompe (KWh).
- e** : Epaisseur de la conduite (mm).
- e'** : Prix unitaire du KWh (DA).
- e''** : Hauteur de sable (m).
- F_{am}** : Frais d'amortissement (DA)
- F_{exp}** : Frais d'exploitation (DA).
- g** : Accélération de la pesanteur (m/s^2).
- h** : Perte de charge engendrée par la vanne (m).
- H_a** : Hauteur géométrique d'aspiration (m).
- H_d** : La valeur maximale de la pression-dépression du coup de bélier (m).
- H_g** : Hauteur géométrique (m).
- H_{HMT}** : Hauteur manométrique totale (m).
- H_L** : Perte de charge linéaire (m).
- H_s** : Perte de charge singulière (m).
- H_{sp}** : La valeur maximale de la pression-surpression du coup de bélier (m).
- H_T** : Perte de charge totale (m).
- H_{tr}** : Hauteur de la tranchée (m).
- H'** : Perte de charge totale de la conduite après vannage (m).
- H₀** : La pression absolue au point le plus haut de la conduite (m).
- i** : Taux d'annuité (8%).
- J** : Perte de charge par unité de longueur (m/ml).

J_a : Pertes de charge à l'aspiration (m)
 K : Rugosité absolue de la paroi interne de la conduite (m).
 K_j : Coefficient de foisonnement.
 $K_{\max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximal.
 $K_{\min,j}$: Coefficient d'irrégularité minimal.
 K_0 : Rugosité absolue des tuyaux neufs (m).
 L : Longueur de la conduite (m).
 m : Coefficient de rognage.
 n : Nombre d'année séparant la population future et la population actuelle (an).
 N : Vitesse de rotation (m/s).
 N_i : Nombre de consommateurs.
 ND : Niveau dynamique (m).
 $NPSH_d$: Net positive suction head disponible.
 $NPSH_r$: Net positive suction head requis.
 NS : Niveau statique (m).
 n' : Nombre d'années sur lesquelles s'effectuera l'amortissement (an).
 Pa : Puissance absorbée (KW).
 P_f : Population future.
 P_{\max} : Résidus maximaux trouvés dans la journée (%).
 P_{\min} : Résidus minimaux trouvés dans la journée (%).
 Ps : La valeur de la pression de service admissible (m).
 Pu : Prix unitaire de la conduite (DA/ml).
 P_0 : Population actuelle.
 $P\%$: Résidu maximal dans le réservoir en (%).
 qi : Dotation moyenne journalière (l/j/hab)
 Q : Débit (m^3/s).
 Q_{ap} : Débit appelé correspondant au temps de fonctionnement (m^3/h).
 Q_c : Débit en route concentré au nœud (l/s).
 $Q_{\max,h}$: Débit maximal horaire (m^3/h).
 $Q_{\max,j}$: Débit maximale journalière (m^3/j).
 $Q_{\min,h}$: Débit minimal horaire (m^3/h).
 $Q_{\min,j}$: Débit minimale journalière (m^3/j).
 $Q_{\text{moy.h.max}}$: Débit moyen horaire de la journée la plus chargée de l'année (m^3/h).
 $Q_{\text{moy.h.min}}$: Débit moyen horaire de la journée la moins chargée de l'année en (m^3/h).
 $Q_{\text{moy,j}}$: Débit moyenne journalière (m^3/j).
 Q_n : Débit au nœud (l/s).

Q_p : Débit de pointe (l/s).

Q_{pf}: Débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m³/h).

Q_r : Débit en route (l/s).

Q_{sp} : Débit spécifique (l/s/ml).

R: résistance de la conduite.

r : Le pourcentage de rognage (%).

Re : Nombre de REYNOLDS.

S_{eq} : La section équivalente de système (m²).

T : Taux d'accroissement de la population (%).

t : Température de l'eau (°C).

T_v : Pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée (m).

T': Nombre d'heures de pompage dans la journée (h).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

V_{Td} : Volume total de déblai (m³).

V_{Tdf} : Volume total des déblais foisonnés (m³).

V_{Tr} : Volume total du remblaiement (m³).

V_{Ts} : Volume total de déblai (m³).

V_{inc} : Volume d'incendie (m³).

V_{max} : Volume maximal de stockage pour la consommation (m³).

V_T : Volume total de réservoir (m³).

Z : Cote du plan d'aspiration par rapport au niveau de la mer (m).

α : coefficient de vieillissement déterminé à partir de l'abaque de PETER LAMONT.

α_{max} : coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort.

β_{max} : coefficient qui dépend du nombre d'habitant.

λ : coefficient de perte de charge.

ν : viscosité cinématique de l'eau (m²/s).

η : rendement de la pompe (%).

∑J : Somme des pertes de charge dans une maille (m).

Introduction générale

Introduction générale

L'eau, source de la vie et du développement compte parmi les richesses naturelles les plus précieuses ayant une importance considérable pour le développement social et économique. L'Algérie comme tant d'autres pays souffre de l'insuffisance dans l'approvisionnement en eau potable qui est due principalement à l'expansion démographique et l'élévation du niveau de vie.

Devant une telle situation, il est impératif de concevoir des systèmes ingénieux d'approvisionnement et de gestion des ressources hydriques pour satisfaire la demande qui ne cesse d'accroître.

Dans ce cadre s'inscrit le thème de notre mémoire intitulé « Alimentation en eau potable de la commune de M'kira a partir de IGHIL OUKERROU » qui consiste à l'élaboration d'une étude d'alimentation en eau potable permettant de répondre aux besoins de la population jusqu'à l'horizon 2046.

Notre plan de travail s'articulera en plusieurs chapitres ;

En premier lieu, nous commencerons notre travail par une présentation de la zone d'étude et l'évaluation des besoins en eau des différentes catégories consommatrices existantes en se référant à son plan d'aménagement.

Dans le deuxième chapitre, on passera au dimensionnement des ouvrages de stockage existants et projetés ainsi que la vérification de la capacité de ceux existants.

Par la suite, le troisième chapitre sera consacré au dimensionnement du réseau d'adduction par la combinaison de l'étude technique et économique.

Par ailleurs, le quatrième chapitre portera sur le choix des pompes adéquates au refoulement vers les réservoirs de stockage.

Cependant, la protection de la chaîne d'adduction contre le phénomène du coup de bélier et la corrosion sera réalisée dans le chapitre cinq.

Le sixième chapitre portera sur le dimensionnement du réseau de distribution.

Finalement, on terminera par une conclusion générale se proposant comme une synthèse de nos résultats qui résumera les différentes parties citées ci-dessus.

Chapitre I

**Présentation du site et
estimation des besoins en eau**

I.1. Introduction

L'objectif de cette étude est l'alimentation de la commune de M'KIRA afin de satisfaire ses besoins en eau ,mais avant toute étude technique, il est nécessaire de présenter le site en premier lieu puis en rentre dans la deuxième partie du chapitre qui est l'estimation des besoins en eau potable qui sert a calculer de déficit d'eau de la zone d'étude concernée.

I.2. Présentation du site

I.2.1. Situation géographique

La commune de M'KIRA est une collectivité a caractère rural, située au sud ouest de la wilaya de TIZI OUZOU, à environ 40Km du chef lieu de wilaya, elle est limitée dans son ensemble comme suit [1]:

- Nord : par la commune de TIMEZRIT wilaya de BOUMERDES.
- Est : par la commune de AIT YAHIA MOUSSA.
- Sud : par la commune TIZI GHENIFF.
- Ouest : par la commune de CHAABET EL AMEUR wilaya de BOUMERDES.

La commune de M'KIRA est issue du découpage administratif de 1984, elle relève de la daïra de TIZI GHENIFF dans la wilaya de TIZI OUZOU. Elle s'étale sur une superficie d'environ 35,84 Km², sa population selon le dernier RGPH 2008 est de 17690 habitants, soit une densité de 491,23 hab /km².



Figure(I.1) : situation géographique de la commune de M'Kira.

I.2.2. Situation topographique

L'étude relative à la délimitation et caractérisation des zones de montagnes et le massif montagneux du Djurdjura classe la commune de M'Kira dans la zone de moyenne montagne (étage inférieur) dont l'altitude est comprise entre 400 et 800 m,

L'analyse de la carte des pentes nous permet de mettre en évidence les classes de pentes suivantes [3] :

- Les pentes de 8 à 12% occupent 26% de la superficie de la commune, représentée par quelques plaines situées à l'ouest de la commune ainsi que les terrains situés le des oueds.
- Les pentes de 12 à 18% correspondent à des pentes moyennes et occupent 26% du territoire de la commune.
- Les pentes de 18 à 25% sont les plus dominantes avec 30% de la surface du territoire de la commune.
- Les pentes supérieures à 25% occupent 18% du territoire de la commune ; elles correspondent aux montagnes et collines de la commune.

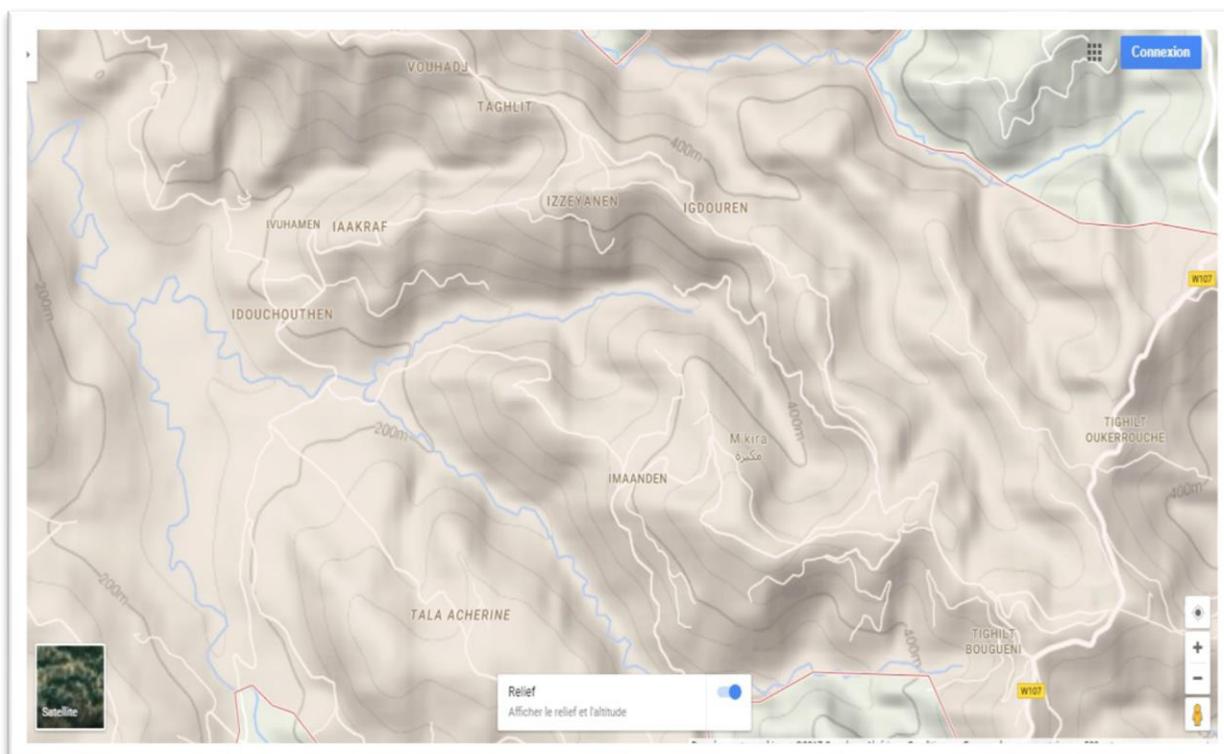


Figure (I.2) : situation topographique de la commune de M'KIRA

I.2.3.Situation hydrogéologique et hydrographique

La commune de M’Kira est traversée par un réseau hydrographique très important, Constituée par de denses ruissèlements qui prennent naissance sur les hauteurs de la commune, se déversent dans tous les sens et convergent vers deux oueds les plus importants qui sont Assif bouhadj et Assif D’Hous qui délimite la commune des cotés ouest et nord-ouest ainsi qu’Assif Ouchoulid et Assif Bouanser [2].



Figure (I.3) : situation hydrographique de la commune de M’KIRA

I.2.4.Situation climatologique

I.2.4.1.Climat

La région se trouve sous l’influence du climat méditerranéen, celui-ci est caractérisé par la sécheresse dans la saison estivale (de mai à septembre) et des hivers humides et frais (de septembre a mai), appartenant au domaine bioclimatique humide [1].

I.2.4.2.Température

Les mois les plus froids s’étalent de décembres au mois d’avril avec un minimum de 0,15 C° au mois de janvier. Les mois les plus chauds s’étalent de mai jusqu’au mois de novembre avec un maximum de 35 C° en mois de juillet [1].

I.2.4.3.Pluviométrie

Le territoire de la commune se caractérise par deux périodes, l'une courte et sèche et l'autre humide et plus en moins longue. Les mois les plus pluvieux s'étalent du mois de novembre au mois d'avril avec un maximum de précipitation qui dépasse les 150 mm en mois de décembre, par contre, le minimum est enregistré au mois de juillet avec seulement 1mm [1].

I.2.5.Situation hydraulique

Actuellement la commune de M'KIRA est alimentée en eau potable à partir de la chaine KOUDIAT ACERDOUNE de BOUIRA via la S.R.4 IGHIL OUKERROU, dont l'eau est pompée vers le réservoir de BOUTAKA (1000m³), situé à une cote de 616m qui à son tour alimente par gravité le réservoir de THIGHILT BOUGUENI (2×500m³) situé à une cote de 572,97m.

Selon les données récupérées au niveau de la S.R.4, celle-ci fournit un débit de 175 à 180 m³/h pour un temps de fonctionnement de 20h/jours, ce qui donne un volume de 3500 à 3600m³/jour. Ce volume est reparti entre le village TAMDIKT (piquage sur la conduite), la partie nord de TIZI GHENIFF et la commune de M'KIRA.

Une conduite d'adduction en PEHD DE250mm a été réalisée récemment, pour alimenter le R200m³ et R300m³ de TAMDIKT, à partir d'un piquage sur la conduite allant de la S.R.3 de Draa-El-Mizane vers la S.R.4 de Tizi Gheniff.

Une étude d'adaptation du réseau d'AEP des villages : TAHCHAT, TALA ACHRINE, IDOUCHOUTHENE à partir du réservoir TIZI BADHOU a été réalisé récemment [2].

I.3. Estimation des besoins en eau

I.3.1. Situation démographique

Selon le RGPH 2008 (recensement générale de la population de la commune de M'KIRA), le nombre d'habitant concernées par l'étude est de 17690 habitants.la population des villages concernés par l'étude sont comme suit [1]. :

Tableau (I.1) : Nombre d'habitants des différents villages (RGPH 2008)

Villages	Nombre d'habitants 2008
Tamdikt	1147
Idouchouthene	1424
Tahechat	1941
Imaandene	1085
Ait messaoud	1256
Imlikchene	1120
Taka	1261
Hamam	1099
Bouhadj	2004
Tighilt bougueni	2027
Talazizt	682
Hitous	450
Thala achrine	434
Ighil N'Ali Oussalem	280
Boughzel	458
Iamourene	313
Ijahmame	167
Mahnouche	269
Iloulithene	273
Total	17690

I.3.2. Estimation de la population future à différents horizons

Pour l'estimation de la population, nous nous baserons sur les données de l'Office National des Statistiques et nous retiendrons un taux d'accroissement de 2% proche du taux national, on tiendra compte également des zones éparses ou se fera l'extension future, nous effectuerons nos prévisions pour l'horizon futur 2046 [1].

L'estimation de la population est élaborée par la relation des intérêts composés :

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

Avec :

P_f : Population future.

P₀ : Population actuelle.

T : Taux d'accroissement de la population. Avec $T=2\%$

n : Nombre d'année séparant P_f et P_0 .

Tableau (I.2): Evolution de la population.

Horizon d'étude	RGPH	Actuel	Court terme	Moyen terme	Long terme
Villages	2008	2017	2025	2035	2046
<i>Tamdikt</i>	1147	1371	1606	1958	2434
<i>Idouchouthene</i>	1424	1702	1994	2431	3022
<i>Tahechat</i>	1941	2319	2718	3313	4119
<i>Imaandene</i>	1085	1297	1519	1852	2303
<i>Ait messaoud</i>	1256	1501	1759	2144	2666
<i>Imlikchene</i>	1120	1338	1568	1912	2377
<i>Taka</i>	1261	1507	1766	2152	2676
<i>Hamam</i>	1099	1313	1539	1876	2332
<i>Bouhadj</i>	2004	2395	2806	3421	4253
<i>Tighilt bougueni</i>	2027	2422	2838	3460	4302
<i>Talazizt</i>	682	815	955	1164	1447
<i>Hitous</i>	450	538	630	768	955
<i>Thala Achrine</i>	434	519	608	741	921
<i>Ighil N'Ali Oussalem</i>	280	335	382	478	594
<i>Boughzel</i>	458	547	641	782	972
<i>Iamourene</i>	313	374	438	534	664
<i>Ijahmame</i>	167	200	234	285	354
<i>Mahnouche</i>	269	321	377	459	571
<i>Iloulithene</i>	273	326	382	466	579
Total	17690	21140	24770	30195	37743

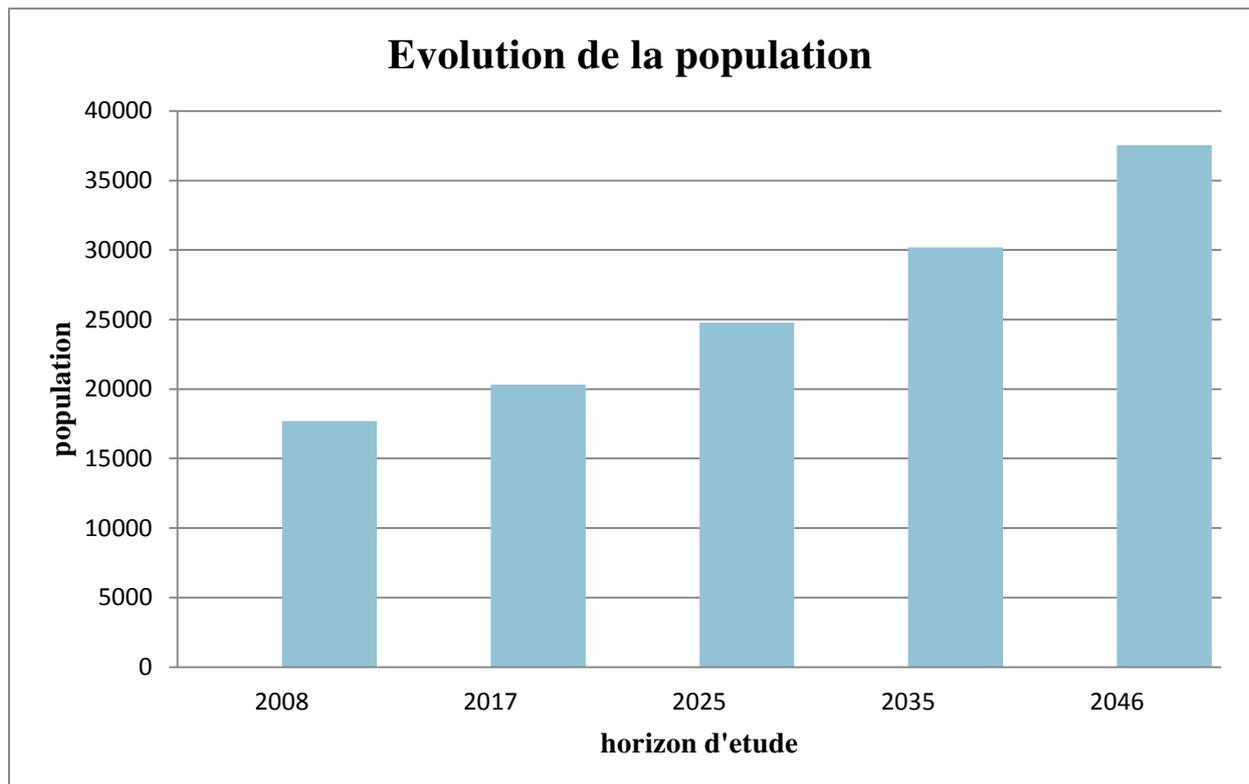


Figure (I.4) : Diagramme de l'évolution de la population

I.3.3. La consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière est le produit de la norme unitaire moyenne journalière, exprimé en mètre cube par jour.

$$Q_{moy.j} = \frac{q_i \times N_i}{1000} \quad (I.2)$$

Avec :

$Q_{moy.j}$: consommation moyenne journalière en m³/j.

q_i : dotation moyenne journalière en l/j/hab.

N_i : nombre de consommateurs.

I.3.3.1. Besoins domestique

La consommation en eau par personne et par jour est différente, elle dépend du type de l'agglomération, du nombre d'habitants et du niveau de vie et de confort des habitants. Pour une agglomération urbaine (plus de 5 000 habitants), elle varie de 150 l/j/hab à 250 l/j/hab. Pour cette étude, on opte pour une consommation moyenne journalière de 150l/j/hab pour la zone urbaine (THIGHILT BOUGUENI) et une dotation de 100l/jour/habitant pour les zones rurales [1].

Les besoins domestiques moyens journaliers pour les différentes localités sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau (I.3): Détermination des débits domestiques des différents villages

Villages	Horizons 2017			Horizons 2035			Horizons 2046		
	Population	Dotation (l/j.hab)	Débit (m3/j)	Population	Dotation (l/j.hab)	Débit (m3/j)	Population	Dotation (l/j.hab)	Débit (m3/j)
Tamdikt	1371	100	137.1	1958	100	195.8	2434	100	243.4
Idouchouthene	1702	100	170.2	2431	100	243.1	3022	100	302.2
Tahchat	2319	100	231.9	3313	100	331.3	4119	100	411.9
Imaadene	1297	100	129.7	1852	100	185.2	2303	100	230.3
Ait Messaoud	1501	100	150.1	2144	100	214.4	2666	100	266.6
Imlikchene	1338	100	133.8	1912	100	191.2	2377	100	237.7
Taka	1507	100	150.7	2152	100	215.2	2676	100	267.6
Hamam	1313	100	131.3	1876	100	187.6	2332	100	233.2
Bouhadj	2395	100	239.5	3421	100	342.1	4253	100	425.3
Tighilt Bougueni	2422	150	363.3	3460	150	519	4302	150	645.3
Talazizt	815	100	81.5	1164	100	116.4	1447	100	144.7
Hitous	538	100	53.8	768	100	76.8	955	100	95.5
Tala Achrine	519	100	51.9	741	100	74.1	921	100	92.1
Ighil N'ali Oussalem	335	100	33.5	478	100	47.8	594	100	59.4
Boughzel	547	100	54.7	782	100	78.2	972	100	97.2
Iamourene	374	100	37.4	534	100	53.4	664	100	66.4
Ijahmame	200	100	20	285	100	28.5	354	100	35.4
Mahnouche	321	100	32.1	459	100	45.9	571	100	57.1
Iloulithene	326	100	32.6	466	100	46.6	579	100	57.9
Total	21140			30195			37743		

I.3.3.2. Besoins scolaires

Les besoins scolaires sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (I.4) : Les besoins scolaires

Villages	Types d'équipement	Unité de base	Nombre d'élèves	Dotation (l/j)	Consommation moyenne journalière (m3/j)
Tamdikt	<i>Ecole primaire</i>	<i>Élève</i>	150	10	1.5
Idouchouthene	<i>Ecole primaire</i>	<i>Élève</i>	200	10	2
Tahchat	<i>Ecole primaire</i>	<i>Élève</i>	250	10	2.5
	<i>CEM</i>	<i>Élève</i>	550	20	11
Imaadene	<i>Ecole primaire</i>	<i>Élève</i>	150	10	1.5
Ait Messaoud	<i>Ecole primaire</i>	<i>Élève</i>	150	10	1.5
Imlikchene	<i>Ecole primaire</i>	<i>Élève</i>	150	10	1.5
Taka	<i>Ecole primaire</i>	<i>Élève</i>	120	10	1.2
Hamam	<i>Ecole primaire</i>	<i>Élève</i>	150	10	1.5
Bouhadj	<i>Ecole primaire</i>	<i>Élève</i>	150	10	1.5
Tighilt Bougueni	<i>Ecole primaire</i>	<i>Élève</i>	250	10	2.5
	<i>CEM</i>	<i>Élève</i>	800	20	16
Talazitz	<i>Ecole primaire</i>	<i>Élève</i>	150	10	1.5
Boughzel	<i>Ecole primaire</i>	<i>Élève</i>	150	10	1.5
Total					47.2

I.3.3.3. Besoins socioculturels

Les besoins socioculturels sont regroupés dans le tableau suivant [1].:

Tableau (I.5): Besoins socioculturels

Villages	Type d'équipement	Unité de base	Nombre	Dotation (l/j. usager)	Consommation moyenne journalière (m3/j)
Idouchouthene	Mosquée	Fidèle	500	25	12.5
Tahchat	Mosquée	Fidèle	500	25	12.5
Imaandene	Mosquée	Fidèle	500	25	12.5
Imlikchene	Mosquée	Fidèle	500	25	12.5
Thighilt Bougueni	Mosquée	Fidèle	1000	25	25
Boughzel	Mosquée	Fidèle	500	25	12.5
Iloulithene	Mosquée	Fidèle	500	25	12.5
Total		-			100

I.3.3.4. Autres besoins

Vue l'absence d'activité industrielle et autres (sanitaire et administrative) dans notre zone d'étude leurs estimations est nulle. Toutefois il faudrait ajouter l'alimentation du bétail qui sera prise égale à 10% de la consommation moyenne journalière [1].

I.3.3.5. Présentation des différents besoins en eau à différents horizons

Tableau (I.6) : Tableau récapitulatif des différents besoins en eau à différents horizons.

village	Secteur	Besoin en eau en 2017 (m3/j)	Besoin en eau en 2035 (m3/j)	Besoin en eau en 2046 (m3/j)
Tamdikt	Domestique	137.1	195.8	243.4
	Scolaire	1.5	1.5	1.5
	Socioculturel	/	/	/
Total		138.6	197.3	244.9
Idouchouthene	Domestique	170.2	243.1	302.2
	Scolaire	2	2	2
	Socioculturel	12.5	12.5	12.5
Total		184.7	257.6	316.7
tahechat	Domestique	231.9	331.3	411.9
	Scolaire	13.5	13.5	13.5
	Socioculturel	12.5	12.5	12.5
Total		257.9	357.3	437.9
Imaandene	Domestique	129.7	185.2	230.3
	Scolaire	1.5	1.5	1.5
	Socioculturel	12.5	12.5	12.5
Total		143.7	199.2	244.3
Ait Messaoud	Domestique	150.1	214.4	266.6
	Scolaire	1.5	1.5	1.5
	Socioculturel	/	/	/
Total		151.6	215.9	268.1
Imlikchene	Domestique	133.8	191.2	237.7
	Scolaire	1.5	1.5	1.5
	Socioculturel	12.5	12.5	12.5
Total		147.8	205.2	251.7
Taka	Domestique	150.7	215.2	267.6
	Scolaire	1.2	1.2	1.2
	Socioculturel	/	/	/
Total		151.9	216.4	268.8
Hamam	Domestique	131.3	187.6	233.2
	Scolaire	1.5	1.5	1.5
	Socioculturel	/	/	/
Total		132.8	189.1	234.7
Bouhadj	Domestique	239.5	342.1	425.3
	Scolaire	1.5	1.5	1.5
	Socioculturel	/	/	/
Total		241	343.6	426.8
Tighilt Bougueni	Domestique	363.3	519	645.3
	Scolaire	2.5	2.5	2.5
	Socioculturel	25	25	25
Total		390.8	546.5	672.2
Talazit	Domestique	81.5	116.4	144.7

	Scolaire	1.5	1.5	1.5
	Socioculturel	/	/	/
Total		83	117.9	146.2
Hitous	Domestique	53.8	76.8	85.5
	Scolaire	/	/	/
	Socioculturel	/	/	/
Total		53.8	76.8	85.5
Thala Achrine	Domestique	51.9	74.1	92.1
	Scolaire	/	/	/
	Socioculturel	/	/	/
Total		51.9	74.1	92.1
Ighil N'Ali Oussalem	Domestique	33.5	47.8	59.4
	Scolaire	/	/	/
	Socioculturel	/	/	/
Total		33.5	47.8	59.4
Boughzel	Domestique	54.7	78.2	97.2
	Scolaire	1.5	1.5	1.5
	Socioculturel	12.5	12.5	12.5
Total		68.7	92.2	111.2
Iamourene	Domestique	37.4	53.4	66.4
	Scolaire	/	/	/
	Socioculturel	/	/	/
Total		37.4	53.4	66.4
Ijahmame	Domestique	20	28.5	35.4
	Scolaire	/	/	/
	Socioculturel	/	/	/
Total		20	28.5	35.4
Mahnouche	Domestique	32.1	45.9	57.1
	Scolaire	/	/	/
	Socioculturel	/	/	/
		32.1	45.9	57.1
Iloulithene	Domestique	32.6	46.6	57.9
	Scolaire	/	/	/
	Socioculturel	12.5	12.5	12.5
Total		45.1	59.1	70.4
Tous les villages	Autres besoins	236,63	331,68	408,98
Total		2602,93	3648,48	4498,78

I.3.4. Majoration de la consommation moyenne journalière

Les fuites au niveau de la conduite d'adduction et de distribution sont en fonction de :

- Type de tuyau
- La qualité de leur entretien
- La nature de terrain
- Accidents éventuelles

On estime les fuites à 20% de la consommation moyenne journalière (réseau moyennement entretenu).

Tableau (I.7) : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière majorée à 20% :

Villages	Année		
	2017	2035	2046
Tamdikt (m ³ /j)	163,2	236,76	293,88
Idouchouthene (m ³ /j)	221,64	309,12	380,04
Tahchat (m ³ /j)	309,48	428,76	525,48
Imaadene (m ³ /j)	172,44	239,04	293,16
Ait Messaoud (m ³ /j)	181,92	259,08	321,72
Imlikchene (m ³ /j)	177,36	246,24	302,04
Taka (m ³ /j)	182,28	259,68	322,56
Hamam (m ³ /j)	159,36	226,92	281,64
Bouhadj (m ³ /j)	289,2	412,32	512,16
Tighilt Bougueni (m ³ /j)	468,96	655,82	806,64
Talazizt (m ³ /j)	99,6	141,48	175,44
Hitous (m ³ /j)	64,56	92,16	102,6
Tala Achrine (m ³ /j)	62,28	88,92	110,52
Ighil N'ali Oussalem (m ³ /j)	40,2	57,36	71,28
Boughzel (m ³ /j)	82,44	110,64	133,44
Iamourene (m ³ /j)	44,88	64,08	79,68
Ijahmame (m ³ /j)	24	34,2	42,48
Mahnouche (m ³ /j)	38,52	55,08	68,52
Ilouithene (m ³ /j)	54,12	70,92	84,48
Autres besoins (m ³ /j)	283,96	398,016	490,776
Total	3120,4	4386.596	5398.536

A l'horizon 2046 la consommation moyenne journalière des villages de la commune de M'KIRA à partir de la SR4 IGHIL OUKERROU s'élèvera à 5398,536 m³/j soit un débit de 62,483 l/s.

I.3.5. Détermination de la consommation maximale et minimale journalière

Durant la journée, la consommation d'eau n'est pas régulière, elle varie en présentant des maximums et des minimums. Ces variations sont caractérisées par des coefficients d'irrégularités $K_{max.j}$ et $K_{min.j}$.

Le coefficient d'irrégularité maximale journalière est défini comme étant le rapport :

$$K_{max.j} = \frac{Q_{max.j}}{Q_{moy.j}} \quad (I.3)$$

Le coefficient d'irrégularité minimale journalière est défini comme étant le rapport :

$$K_{min.j} = \frac{Q_{min.j}}{Q_{moy.j}} \quad (I.4)$$

Avec :

$Q_{max.j}$: Consommation maximale journalière qui correspond à la journée la plus chargée de l'année.

$Q_{moy.j}$: Consommation moyenne journalière

$Q_{min.j}$: Consommation minimale journalière qui correspond à la journée la moins chargée de l'année.

$K_{max.j}$, $K_{min.j}$: Coefficient d'irrégularité maximal et minimal qui dépend de l'importance de l'agglomération.

Où : $K_{max.j} = 1.1 \div 1.3$

On prend : $K_{max.j} = 1.2$

Donc : $Q_{max.j} = Q_{moy.j} \times 1.2$

Et : $K_{min.j} = 0.7 \div 0.9$

On prend $K_{min.j} = 0.8$

Donc : $Q_{min.j} = Q_{moy.j} \times 0.8$

Les résultats des besoins journaliers sont reportés dans le tableau ci-dessous

Tableau (I.8) : Variation de la consommation journalière.

Villages	Consommation (m ³ /j)	Année		
		2017	2035	2046
Tamdikt (m ³ /j)	Q _{min j}	130.56	189.41	235.104
	Q _{moy j}	163.2	236.76	293.88
	Q _{max j}	195.84	284.112	352.656
Idouchouthene (m ³ /j)	Q _{min j}	177.312	247.296	304.032
	Q _{moy j}	221.64	309.12	380.04
	Q _{max j}	265.968	370.944	456.048
Tahechat (m ³ /j)	Q _{min j}	247.584	343.008	420.384
	Q _{moy j}	309.48	428.76	525.48
	Q _{max j}	371.376	514.512	630.576
Imaandene	Q _{min j}	137.952	191.232	234.528
	Q _{moy j}	172.44	239.04	293.16
	Q _{max j}	206.928	286.848	351.792
Ait messaoud	Q _{min j}	145.536	207.264	257.376
	Q _{moy j}	181.92	259.08	321.72
	Q _{max j}	218.304	310.896	386.064
Imlikchene	Q _{min j}	141.888	196.992	241.632
	Q _{moy j}	177.36	246.24	302.04
	Q _{max j}	212.832	295,488	362,448
Taka	Q _{min j}	145,824	207.744	258.048
	Q _{moy j}	182.28	259.68	322.56
	Q _{max j}	218,736	311,616	387,072
Hamam	Q _{min j}	127,488	181,536	225,312
	Q _{moy j}	153,6	226,92	281,64
	Q _{max j}	184,32	272,304	337,968
Bouhadj	Q _{min j}	231,36	329,856	409,728
	Q _{moy j}	289,2	412,32	512,16
	Q _{max j}	347,04	494,784	614,592
Tighilt bougueni	Q _{min j}	375,168	524,656	645,312
	Q _{moy j}	468,96	655,82	806,64
	Q _{max j}	562,752	786,984	967,968

Talazizt	$Q_{\min j}$	79,68	113,184	140,352
	$Q_{\text{moy } j}$	99,6	141,48	175,44
	$Q_{\max j}$	119,52	169,776	210,528
Hitous	$Q_{\min j}$	51,648	73,728	82,08
	$Q_{\text{moy } j}$	64,56	92,16	102,6
	$Q_{\max j}$	77,472	110,592	123,12
Thala Achrine	$Q_{\min j}$	49.824	71,136	88,416
	$Q_{\text{moy } j}$	62,28	88,92	110,52
	$Q_{\max j}$	74,736	106,704	132,624
Ighil N'Ali Oussalem	$Q_{\min j}$	32,16	45,888	56,968
	$Q_{\text{moy } j}$	40,2	57,36	71,28
	$Q_{\max j}$	48,24	68,832	85,536
Boughzel	$Q_{\min j}$	65,952	88,432	106,752
	$Q_{\text{moy } j}$	82,44	110,64	133,44
	$Q_{\max j}$	98,928	132,768	160,128
Iamourene	$Q_{\min j}$	35,904	51,264	63,744
	$Q_{\text{moy } j}$	44,88	64,08	79,68
	$Q_{\max j}$	53,856	76,896	95,616
Ijahmame	$Q_{\min j}$	19,2	27,36	33,984
	$Q_{\text{moy } j}$	24	34,2	42,48
	$Q_{\max j}$	28,8	41,04	50,976
Mahnouche	$Q_{\min j}$	30,816	44,064	54,816
	$Q_{\text{moy } j}$	38,52	55,08	68,52
	$Q_{\max j}$	46,224	66,096	82,224
Iloulithene	$Q_{\min j}$	43,296	56,736	67,584
	$Q_{\text{moy } j}$	54,12	70,92	84,48
	$Q_{\max j}$	64,944	85,104	101,376
Autres besoins	$Q_{\min j}$	227,168	318,413	392,621
	$Q_{\text{moy } j}$	283,96	398,016	490,776
	$Q_{\max j}$	340,752	477,620	588,931
Total	$Q_{\min j}$	2496,32	3509,277	4318,829
	$Q_{\text{moy } j}$	3120,4	4386,596	5398,536
	$Q_{\max j}$	3744,48	5263,915	6478,243

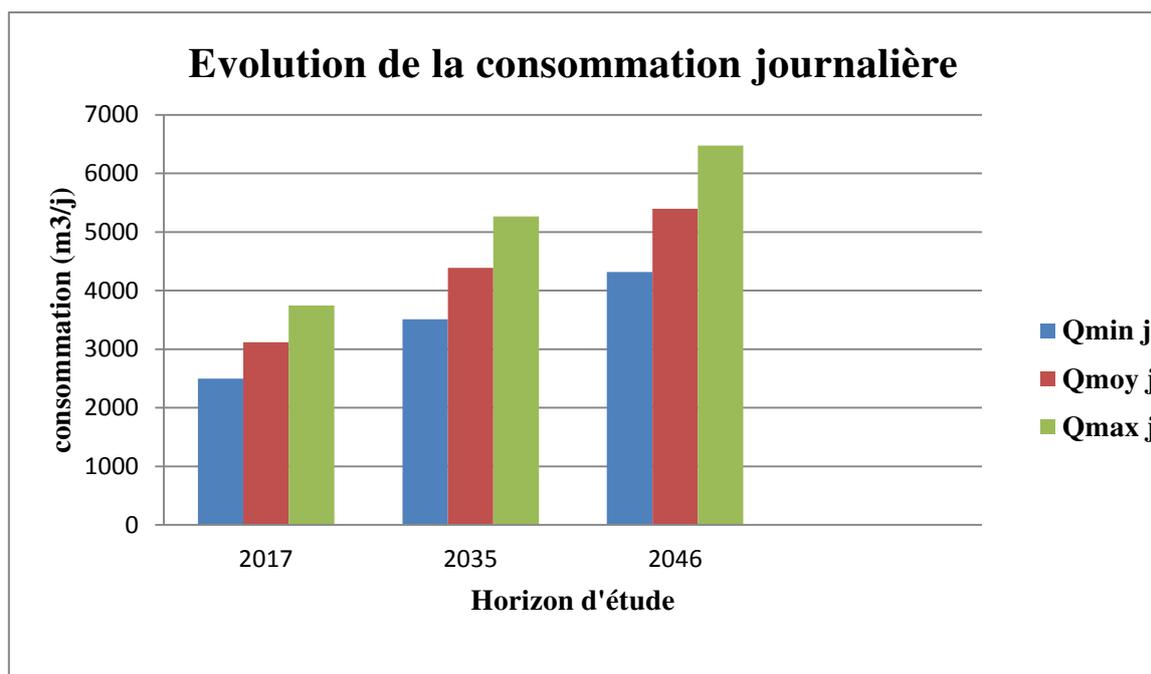


Figure (I.5): Histogramme de l'évolution de la consommation journalière

I.3.6. Variation du débit horaire

Le débit journalier subit aussi des variations sur les 24 heures de la journée. Ces variations sont caractérisées par le coefficient $K_{\max h}$ et $K_{\min h}$ dite respectivement, variation maximale horaire et variation minimale horaire. Elle nous permet ainsi de réduire la plus forte ou la plus faible charge du réseau afin de le dimensionner et de prévoir les risques de dépôts dans les conduites.

Avec:

$$K_{\min.h} = \frac{Q_{\min.h}}{Q_{\text{moy.h.min}}} \quad (\text{I.5})$$

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

Avec :

$Q_{\max.h}$: Débit maximal horaire en m^3/h ;

$Q_{\min.h}$: Débit minimal horaire en m^3/h ;

$Q_{\text{moy.h.max}}$: Débit moyen horaire de la journée la plus chargée de l'année en m^3/h ;

Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy.h.max}} = \frac{Q_{\max.j}}{24} \quad (\text{I.7})$$

$Q_{moy.h.min}$: Débit moyen horaire de la journée la moins chargée de l'année en m^3/h ;

Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{moy.h.min} = \frac{Q_{min.j}}{24} \quad (I.8)$$

Par ailleurs, le coefficient $K_{max.h}$ est défini comme suite :

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

Avec :

- α_{max} : coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie entre 1.2- 1.4 ; Dans notre cas on prend $\alpha_{max} = 1.3$.
- β_{max} : coefficient qui dépend du nombre d'habitant et sera déterminé par interpolation en utilisant les valeurs données dans le tableau suivant :

Tableau (I.9) : Variation du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitants.

Nombre d'habitants X10³	<1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	>10 ³
Les valeurs de β_{max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1

Le nombre d'habitants alimentés par le réseau est de 37743 à l'horizon de 2046, donc le coefficient β_{max} nécessaire est de :

On a :

Pour 30 000 habitants ; $\beta_{max} = 1.15$

Pour 100 000 habitants ; $\beta_{max} = 1.1$

Pour 37743 habitants ; $\beta_{max} = ?$

$$\frac{30\,000 - 37\,743}{1.15 - \beta_{max}} = \frac{37\,743 - 100\,000}{\beta_{max} - 1.1} \quad \text{donc } \beta_{max} = 1.13$$

- $K_{max.h} = 1.3 * 1.13$
- $K_{max.h} = 1.47$
- $Q_{max.h} = 1.47 * (6478,243/24)$
- $Q_{max.h} = 396,8 \text{ m}^3/h$

I.3.7. Bilan ressources-besoins

Le bilan ressources-besoins sera effectué en prenant en considération les ressources mobilisées actuellement à savoir, une dotation globale de M'KIRA de 3000m³/j

Tableau (I.10) : Bilan ressources-besoins

2017			2035			2046		
Ressources (m ³ /j)	Besoins (m ³ /j)	Bilan (m ³ /j)	Ressources (m ³ /j)	Besoins (m ³ /j)	Bilan (m ³ /j)	Ressour ces (m ³ /j)	Besoins (m ³ /j)	Bilan (m ³ /j)
3000	3744,48	-744,48	3000	5263,915	-2263,915	3000	6478,243	-3478,243

D'après le tableau ci-dessus, les besoins en eau actuels et à court terme de la commune de M'KIRA sont pas satisfaits, et au-delà de 2035, un déficit de 2263,915m³/j sera enregistré et qui pourra atteindre 3478m³/j à l'horizon 2046. La mobilisation de nouvelles ressources est donc nécessaire.

I.4. Conclusion

A travers ce chapitre, on a fait une estimation générale des besoins en eau des différents villages de la commune de M'KIRA. Pour compenser le débit des fuites, la consommation moyenne journalière a été majorée de 20%, le débit maximum journalier est calculé avec $K_{\max}=1,2$.

Il en ressort clairement d'après les résultats du bilan ressources-besoins que les ressources existantes ne sont pas et ne seront pas suffisantes, ce déficit sera complété à partir des sources existantes ou en cours de réalisation notamment le barrage de Thlatha.

Et pour cela, une création de réservoirs qui renforceront les réservoirs existants ainsi qu'un changement dans l'adduction sont nécessaires pour aboutir à une alimentation quotidienne de tous les villages de la commune.

Chapitre II

Réservoirs

II.1. Introduction

Dans ce chapitre, on présentera un ouvrage d'une grande utilité dans un projet d'alimentation en eau potable, à savoir le réservoir qui est l'organe intermédiaire entre l'adduction et la distribution. C'est un ouvrage aménagé pour contenir de l'eau, soit destinée à la consommation publique, soit de l'eau à usage industriel.

II.2. Rôle des réservoirs

Les réservoirs d'eau potable présentent plusieurs avantages tels que [5]:

- Rôle de régulateur et accumulateur : dans une agglomération, le débit refoulé par la station de pompage n'est pas dans tous les cas égale au débit consommé. Donc un réservoir est indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé, il permet aussi d'emmagasiner l'eau pendant toute la durée de fonctionnement de la station de pompage et assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de pompage.
- Augmentation des pressions : il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre, le réservoir est placé à un point et une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans des points très éloignés.
- Gain d'énergie au niveau de la station de pompage : le réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie.
- Utilité pour briser la charge : si le terrain présente un relief très accidenté en certain points de réseau, on peut avoir des pressions non admissibles.
- Stockage de la réserve d'incendie.
- Milieu où on peut désinfecter le réseau à l'aide du chlore.

II.3. Emplacement du réservoir

L'emplacement du réservoir a pour condition l'assurance d'une pression suffisante aux abonnés au moment du débit de pointe. Ils doivent être placés à un niveau supérieur à celui de l'agglomération qu'ils desservent. L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute côte piézométrique exigée sur le réseau [5].

Son implantation découle de considérations très diverse, techniquement on a intérêt à placer les réservoirs au voisinage du centre de gravité des zones à desservir mais diverses

considération peuvent amener à s'écarter notablement de cette position techniquement optimal on peut citer :

- Le modèle du terrain naturel.
- La possibilité de trouver des terrains disponibles à un prix acceptable.
- Les servitudes éventuelles de hauteur.
- La nature du sol (fondation).
- La taille du réservoir.

II.4. Classification des réservoirs

Les réservoirs peuvent être classés de différentes façons selon le critère retenu, le tableau ci-dessous fournit quelques possibilités de classification [6].

Tableau (II.1) : Possibilité de classification des réservoirs

Situation par rapport à la distribution	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Réservoir en charge sur le réseau ▪ Réservoir nécessitant une surpression
Rôle joué	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Réservoir principal ▪ Réservoir d'équilibre disposé sur le réseau
Disposition par rapport au sol	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Réservoir enterré ▪ Réservoir semi-enterré ▪ Réservoir au sol ▪ Réservoir surélevé (château d'eau)
La forme	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Réservoir circulaire ▪ Réservoir rectangulaire ▪ Réservoir de forme quelconque

II.5. Equipement des réservoirs

II.5.1. Conduite d'arrivée

L'arrivée se fait par-dessus la surface libre (par surverse) ou en prolongeant la conduite par son extrémité pour qu'elle soit noyée, elle doit s'obturer quand l'eau atteint un niveau max dans la cuve à l'aide d'un flotteur. L'arrivée en chute libre provoque une oxygénation de l'eau favorable surtout aux eaux souterraines, et laisse les pompes travailler avec une hauteur et un débit constant [8].

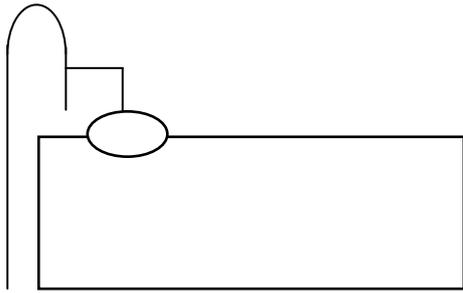


Figure (II.1) : adduction en chute libre

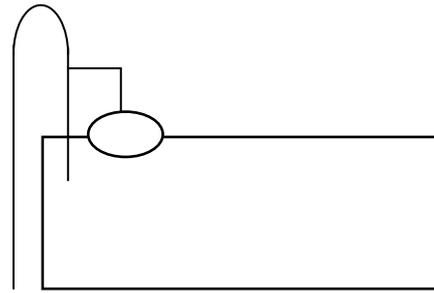


Figure (II.2) : adduction noyée

II.5.2. Conduite de distribution

Le départ s'effectue à 0,15 ou 0,20 m au-dessus du radier pour éviter l'introduction de boue, il y a lieu de réserver aussi un minimum de 0,5 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement max du plan d'eau. Le bout peut être coudé pour éviter le phénomène du vortex [6].

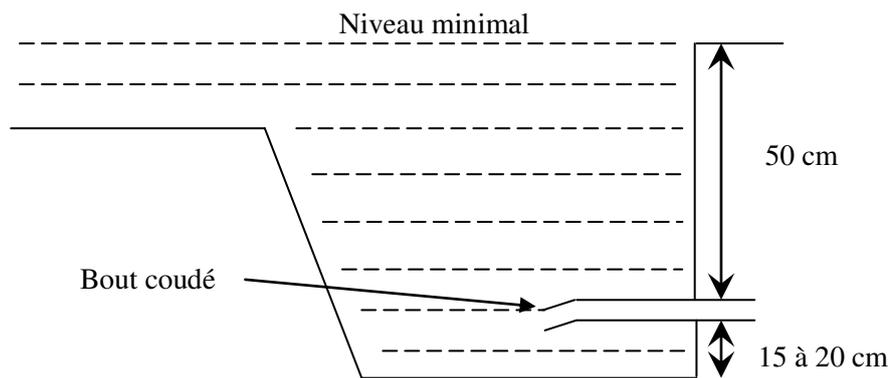


Figure (II.3) : Conduite de distribution

II.5.3. Conduite trop plein

Elle sert à évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir dans le cas de la défaillance du flotteur [8].

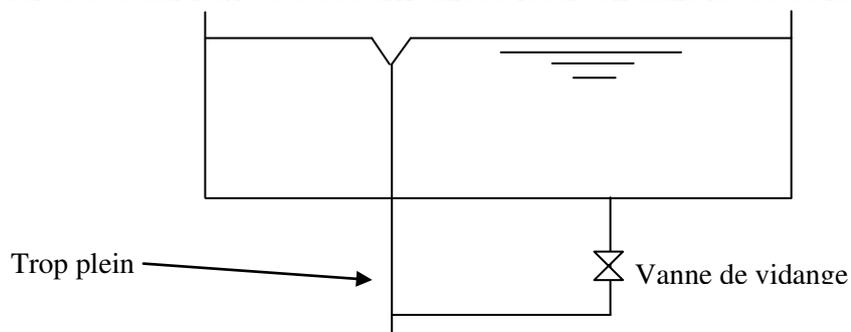


Figure (II.4) : Trop plein et vidange

II.5.4. Conduite de vidange

Elle commence du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation du trop-plein, équipée d'un robinet vanne pour tout travaux de réparation éventuelle ou de nettoyage [7].

II.5.5. Conduite by-pass

C'est la création d'une communication entre l'adduction et la distribution, en temps normale les vannes 1 et 3 sont ouvertes et la vanne 2 est fermée, en by-pass on ferme les vannes 1 et 3 et on ouvre la vanne 2 [7].

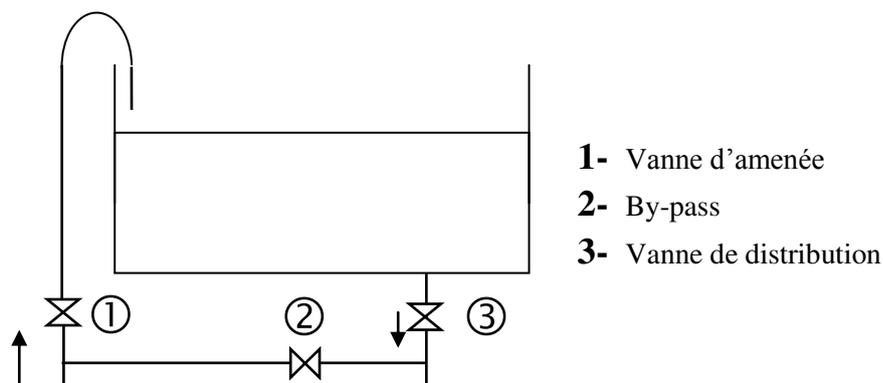


Figure (II.5) : By-pass entre l'adduction et la distribution

II.6. Réserve d'incendie

Pour éviter le passage de la réserve dans la distribution, on aménage la disposition indiquée dans la figure (II-6), en temps normal la vanne 1 est ouverte et 2 fermée, en cas de besoin il suffira d'ouvrir la vanne 2 tout en évitant la tranche morte [7].

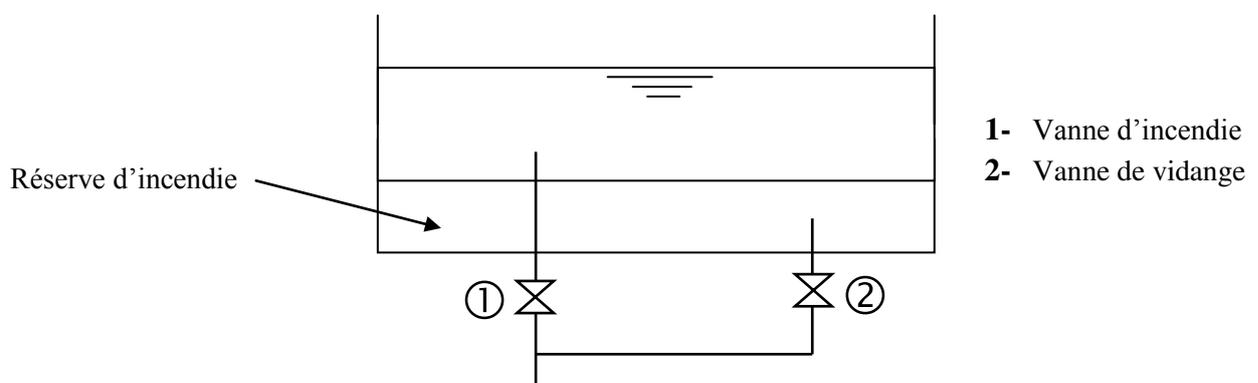


Figure (II.6) : Système de deux prises

Le dispositif le plus employé est celui en siphon figure (II-7) où en temps normal, la vanne 1 est ouverte et la vanne 2 est fermée, le siphon se désamorce grâce à l'évent exposé à l'air libre, ainsi lors de l'atteinte de la réserve d'incendie, il suffira d'ouvrir la vanne 2[7].

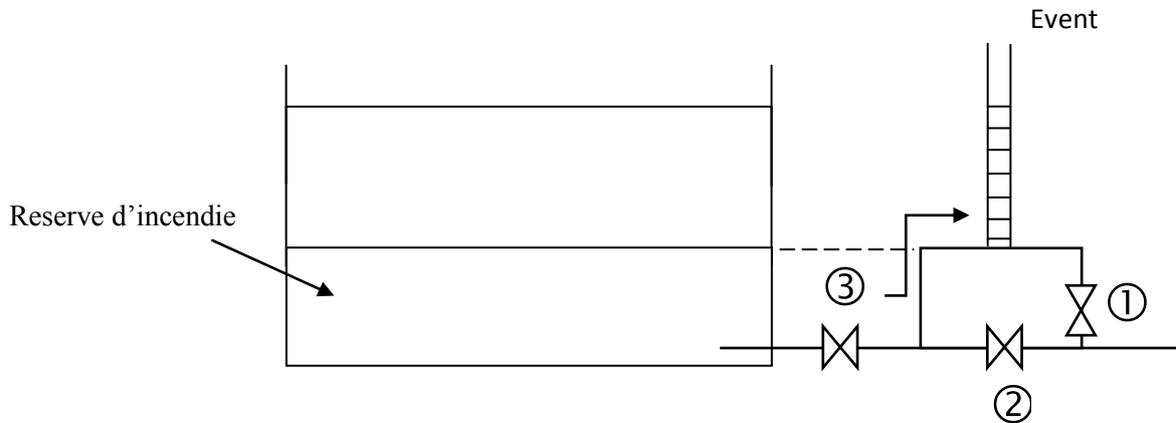


Figure (II.7) : Système à Siphon

II.7.Détermination de la capacité des réservoirs

Le volume maximal de stockage du réservoir à prévoir peut être déterminé par deux méthodes [8]:

- Méthode analytique.
- Méthode graphique.

II.7.1.Méthode analytique

Le régime de consommation de chaque localité ($K_{\max h}$) sera défini d'après les résultats expérimentaux présentés sous forme de tableau (voir annexe (1)) : Régime de consommation des agglomérations.

Le volume maximal de stockage du réservoir pour la consommation est déterminé par la formule suivante [7]:

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

Avec :

V_{max} : Volume maximal de stockage pour la consommation en m^3 ;

Q_{maxj} : Consommation maximale journalière (m^3/j) ;

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

II.7.1.1. Détermination de la valeur de « $P\%$ »

- Connaissant la valeur de (K_{max-h}), on répartit la consommation maximale journalière sur 24h ;
- On répartit ensuite, le débit de pompage qui se fait sur **20heures** tout au long de la journée.
- La différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, nous donne soit un surplus soit un déficit.
- On détermine le résidu dans le réservoir pour chaque heure, ce qui nous donnera la valeur maximal de $P\%$, qui sera calculée par la formule suivante [7]:

$$P\% = |P_{max}(\%)| + |P_{min}(\%)| \quad (II.2)$$

Avec :

P_{max} : les résidus maximaux trouvés dans la journée.

P_{min} : les résidus minimaux trouvés dans la journée.

II.7.2.Méthode graphique

Elle représente les courbes d'apport et de la consommation journalière. Le volume sera en valeur absolue, la somme des écarts des deux extrêmes par rapport à la courbe d'apport qui correspond à [7]:

$$V_{max} = (|V_{max+}| + |V_{max-}|) \times Q_{maxj} / 100 \quad (II.3)$$

II.7.3.Calcul du volume total du réservoir

$$V_T = V_{max} + V_{inc} \quad (II.4)$$

Avec:

V_{inc} : Volume d'incendie est égale à $120 m^3$.

II.8. Dimensionnement du réservoir IGHIL OUKERROU R1

L'objectif de cette étude est l'alimentation de tous les villages de la commune de M'kira à partir du réservoir IGHIL OUKERROU R1. L'ancienne station de reprise SR4 sera éliminée pour céder la place à un réservoir principal R1 qui satisfera tous les besoins en eau potable de la commune.

II.8.1. Détermination du régime de consommation

Le nombre d'habitants desservis à partir de ce réservoir est de 37799.

D'après le *tableau (I.9)* on aura :

$$\frac{30\,000 - 37\,743}{1.15 - \beta_{\max.h}} = \frac{37\,743 - 100\,000}{\beta_{\max.h} - 1.1} \quad \beta_{\max.h} = 1,13 \quad k_{\max.h} = 1,47$$

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

II.8.2. Détermination de la capacité

Tableau (II.2) : Capacité du réservoir R1

Heures	Apport		Consommation		Surplus	Déficit	Résidu
	%	M ³ /H	%	M ³ /H	%	%	%
0-1	5	323,912	2	129.248	3	-	3
1-2	5	323,912	2,1	136.043	2,9	-	5,9
2-3	5	323,912	1,85	119.85	3,15	-	9,05
3-4	5	323,912	1,9	123.087	3,1	-	12,15
4-5	5	323,912	2,85	184.63	2,15	-	14,3
5-6	5	323,912	3,7	239.695	1,3	-	15,6
6-7	5	323,912	4,5	291.521	0,5	-	16,1
7-8	5	323,912	5,3	343.347	-	-0,3	15,8
8-9	5	323,912	5,8	375.74	-	-0,8	15
9-10	5	323,912	6,05	391.93	-	-1,05	13,95
10-11	5	323,912	5,8	375.74	-	-0,8	13,15

11-12	5	323,912	5,7	369.26	-	-0,7	12,45
12-13	5	323,912	4,8	310.956	0,2	0	12,65
13-14	5	323,912	4,7	304.477	0,3	0	12,95
14-15	5	323,912	5,05	327.151	-	-0,05	12,90
15-16	5	323,912	5,3	343.347	-	-0,3	12,6
16-17	5	323,912	5,45	353.064	-	-0,45	12,15
17-18	-	323,912	5,05	327.151	-	-5,05	7,1
18-19	-	323,912	4,85	314.195	-	-4,85	2,25
19-20	-	323,912	4,5	291.521	-	-4,5	-2,25
20-21	-	323,912	4,2	272.086	-	-4,2	-6,45
21-22	5	323,912	3,6	233.217	1,4	-	-5,05
22-23	5	323,912	2,85	184.63	2,15	-	2,9
23-24	5	323,912	2,1	136.043	2,9	-	0
Total	100	6478.243	100	6478.243	23,05	-23,05	-

D'après le tableau (II.2) et la formule (II.2) on aura:

$$P\% = 16,1 + 6,45 = 22,55\%$$

D'où

$$V_{max} = \frac{22,55 \times 6478.243}{100}$$

$$V_{max} = 1460.84 \text{ m}^3$$

$$V_t = 1460.8 + 120$$

$$V_t = 1580.8 \text{ m}^3$$

Le volume calculé est de 1580.8 m³, il est à noter que le réservoir de capacité de 1000m³ est déjà existant. La réalisation d'un autre réservoir de 600 m³ sera satisfaisante aux besoins de tous les villages de la commune à l'horizon 2046.

II.8.3. Calcul du diamètre

On fixe la hauteur du réservoir à 4 m.

$$D = \left(\frac{4 \times 600}{\pi \times 4} \right)^{0.5} = 13,82 \text{ m}$$

$$D_{R1} = 14 \text{ m}$$

II.8.4. Calcul de la hauteur de la réserve incendie

$$H_{\text{inc}} = \frac{120 \times 4}{\pi \times 14^2} = 0,78 \text{ m}$$

$$H_{\text{inc R2}} = 0,78 \text{ m}$$

II.9. Dimensionnement du réservoir TAMDIKT R2

L'alimentation de ce réservoir est assurée gravitairement par Le réservoir R1. Il assurera la distribution du village TAMDIKT.

II.9.1. Détermination du régime de consommation

Le nombre d'habitants desservis à partir de ce réservoir est de 2434.

D'après le *tableau (I.9)* on aura :

$$\frac{1500 - 2434}{1.8 - \beta_{\text{max.h}}} = \frac{2434 - 2500}{\beta_{\text{max.h}} - 1.6}$$

$$\beta_{\text{max-h}} = 1,66$$

$$k_{\text{max-h}} = 2,16$$

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

II.9.2. Détermination de la capacité

Tableau (II.3): Capacité du réservoir R2

Heures	Apport		Consommation		Surplus	Déficit	Résidu
	%	M ³ /H	%	M ³ /H	%	%	%
0-1	4,17	14,694	0.75	2,64	3,42		3,42
1-2	4,17	14,694	0.75	2,64	3,42		6,84
2-3	4,17	14,694	1	3,52	3,17		10,01
3-4	4,17	14,694	1	3,52	3,17		13,18
4-5	4,17	14,694	3	10,57	1,17		14,35
5-6	4,17	14,694	5.5	19,38		-1,33	13,02
6-7	4,17	14,694	5.5	19,38		-1,33	11,69
7-8	4,17	14,694	5.5	19,38		-1,33	10,36
8-9	4,17	14,694	3.5	12,33	0,67		11,03
9-10	4,17	14,694	3.5	12,33	0,67		11,7
10-11	4,17	14,694	6	21,14		-1,83	9,87
11-12	4,17	14,694	8.5	29,95		-4,33	5,54
12-13	4,17	14,694	8.5	29,95		-4,33	1,21
13-14	4,17	14,694	6	21,14		-1,83	-0,62
14-15	4,17	14,694	5	17,62		-0,83	-1,45
15-16	4,17	14,694	5	17,62		-0,83	-2,28
16-17	4,17	14,694	3.5	12,33	0,67		-1,61
17-18	4,17	14,694	3.5	12,33	0,67		-0,94
18-19	4,17	14,694	6	21,14		-1,83	-2,27

19-20	4,17	14,694	6	21,14		-1,83	-4,6
20-21	4,17	14,694	6	21,14		-1,91	-6,51
21-22	4,17	14,694	3	10,57	1,17		-5,34
22-23	4,17	14,694	2	7,05	2,17		-3,17
23-24	4,17	14,694	1	3,52	3,17		00
Total	100	352,656	100	352,656	23,54	-23,54	-

D'après le tableau (II.2) et la formule (II.2) on aura:

$$P\% = 14,35 + 6,51 = 20,86\%$$

D'où

$$V_{max} = \frac{20,86 \times 352,656}{100}$$

$$V_{max} = 73,56 \text{ m}^3$$

$$V_t = 73,56 + 120$$

$$V_t = 192,56 \text{ m}^3$$

Le volume calculé est de $192,56 \text{ m}^3$, il est à noter que le réservoir de capacité de 200 m^3 est déjà existant. Donc la capacité de stockage sera satisfaisante aux besoins du village TAMDIKT à l'horizon 2046.

II.10. Dimensionnement du réservoir de la station de reprise TIZI BADHOU SR1

II.10.1. Détermination de la capacité

La bache à eau de la station de reprise SR1 est alimentée gravitairement 24h/24 par le réservoir IGHIL OUKERROU R1. A partir de cette station, le refoulement se fait pendant une durée de 20 heures, donc elle est considérée comme un réservoir régulation.

Tableau (II.4): Capacité de SRI

Heure	Apport		Pompage		Surplus	Déficit	Résidu
	%	M3/H	%	M3/H	%	%	%
0-1	4,17	255,233	5	306,28	-	-0,83	-0,83
1-2	4,17	255,233	5	306,28	-	-0,83	-1,67
3-3	4,17	255,233	5	306,28	-	-0,83	-2,50
5-4	4,17	255,233	5	306,28	-	-0,83	-3,33
4-5	4,17	255,233	5	306,28	-	-0,83	-4,17
5-6	4,17	255,233	5	306,28	-	-0,83	-5,00
6-7	4,17	255,233	5	306,28	-	-0,83	-5,83
7-8	4,17	255,233	5	306,28	-	-0,83	-6,67
8-9	4,17	255,233	5	306,28	-	-0,83	-7,50
9-10	4,17	255,233	5	306,28	-	-0,83	-8,33
10-11	4,17	255,233	5	306,28	-	-0,83	-9,17
11-12	4,17	255,233	5	306,28	-	-0,83	-10,00
12-13	4,17	255,233	5	306,28	-	-0,83	-10,83
13-14	4,17	255,233	5	306,28	-	-0,83	-11,67
14-15	4,17	255,233	5	306,28	-	-0,83	-12,50
15-16	4,17	255,233	5	306,28	-	-0,83	-13,33
16-17	4,17	255,233	5	306,28	-	-0,83	-14,17
17-18	4,17	255,233	-	-	4,17	-	-10,00
18-19	4,17	255,233	-	-	4,17	-	-5,83
19-20	4,17	255,233	-	-	4,17	-	-1,67
20-21	4,17	255,233	-	-	4,17	-	2,50

21-22	4,17	255,233	5	306,28	-	-0,83	1,67
22-23	4,17	255,233	5	306,28	-	-0,83	0,83
23-24	4,17	255,233	5	306,28	-	-0,83	0,00
Total	100,00	6125,587	100,00	6125,587	16,67	-16,67	

D'après le tableau (II-4) et la formule (II-2) on aura:

$$P\% = 2,5 + 14,17 = 16,67\%$$

D'où

$$V_{max} = \frac{16,67 \times 6125,587}{100}$$

$$V_{max} = 1021,14 \text{ m}^3$$

$$V_t = 1021,14 \text{ m}^3$$

Donc, le volume normalisé du réservoir SR1 sera égal à : **1100 m³**.

II.10.2. Calcul du diamètre

On fixe la hauteur de réservoir à 5 m.

$$D = \left(\frac{4 \times 1100}{\pi \times 5} \right)^{0,5} = 16,74 \text{ m}$$

$$D_{SR1} = 16,74 \text{ m}$$

II.11. Dimensionnement du réservoir TIGHILT BOUGUENI R3

L'alimentation de ce réservoir est assurée par la SR1 (TIZI BADHOU) avec un débit de 6125,587 m³/j, il assurera la distribution aux besoins des villages restants.

II.11.1. Détermination du régime de consommation

Le nombre d'habitants desservis à partir de ce réservoir est de 35309.

D'après le *tableau (I.9)* on aura :

$$\frac{30000 - 35309}{1,15 - \beta_{max,h}} = \frac{35309 - 100000}{\beta_{max,h} - 1,1}$$

$$\beta_{\max-h} = 1,14$$

$$k_{\max-h} = 1,48$$

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

II.11.2. Détermination de la capacité

Tableau (II.5): Capacité du réservoir R3

Heures	Apport		Consommation		Surplus	Déficit	Résidu
	%	M ³ /H	%	M ³ /H	%	%	%
0-1	5	306,28	2	122,512	3	-	3
1-2	5	306,28	2,1	128,64	2,9	-	5,9
2-3	5	306,28	1,85	113,32	3,15	-	9,05
3-4	5	306,28	1,9	116,39	3,1	-	12,15
4-5	5	306,28	2,85	174,58	2,15	-	14,3
5-6	5	306,28	3,7	226,65	1,3	-	15,6
6-7	5	306,28	4,5	275,65	0,5	-	16,1
7-8	5	306,28	5,3	324,66	-	-0,3	15,8
8-9	5	306,28	5,8	355,28	-	-0,8	15
9-10	5	306,28	6,05	370,6	-	-1,05	13,95
10-11	5	306,28	5,8	355,28	-	-0,8	13,15
11-12	5	306,28	5,7	349,16	-	-0,7	12,45
12-13	5	306,28	4,8	294,03	0,2	0	12,65
13-14	5	306,28	4,7	287,9	0,3	0	12,95
14-15	5	306,28	5,05	309,34	-	-0,05	12,90
15-16	5	306,28	5,3	324,66	-	-0,3	12,6
16-17	5	306,28	5,45	333,85	-	-0,45	12,15

17-18	-	306,28	5,05	309,34	-	-5,05	7,1
18-19	-	306,28	4,85	297,09	-	-4,85	2,25
19-20	-	306,28	4,5	275,65	-	-4,5	-2,25
20-21	-	306,28	4,2	257,28	-	-4,2	-6,45
21-22	5	306,28	3,6	220,52	1,4	-	-5,05
22-23	5	306,28	2,85	174,58	2,15	-	2,9
23-24	5	306,28	2,1	128,64	2,9	-	0
Total	100	6125,587	100	6125,587	23,05	-23,05	-

D'après le tableau (II.4) et la formule (II.2) on aura:

$$P\% = 16,1 + 6,45 = 22,55\%$$

D'où

$$V_{max} = \frac{22,55 \times 6125,587}{100}$$

$$V_{max} = 1381,32 \text{ m}^3$$

$$V_t = 1381,32 + 120$$

$$V_t = 1393,32 \text{ m}^3$$

Le volume calculé est de $1393,32 \text{ m}^3$, il est à noter que le réservoir de capacité de 1000 m^3 est déjà existant, il convient d'ajouter un autre réservoir de 500 m^3 afin de servir à l'horizon 2046.

II.12. Conclusion

A travers ce chapitre, on a déterminé les capacités et dimensions des différents réservoirs pour garantir la desserte de la zone étudiée.

Les résultats sont résumés comme suit :

- Les réservoirs circulaires 1000m³ et 600 m³ seront suffisants (R1 IGHIL OUKERROU)
- Le réservoir circulaire R2 de capacité de 200 m³ (R2 TAMDIKT)
- Le réservoir circulaire de la station de reprise SR1 de capacité de 1100 m³ (SR1 TIZI BADHOU)
- Les réservoirs circulaires 1000m³ et 500m³ seront suffisants (R3 TIGHILT BOUGUENI)

Après avoir dimensionné les différents réservoirs, le dimensionnement des conduites d'adduction sera l'objet du chapitre suivant.

Chapitre III

Adduction

III.1.Introduction

L'une des parties les plus importantes dans l'alimentation en eau potable, est l'acheminement de l'eau de la source, ou du point de son prélèvement (forage, piquage sur une conduite,...etc.) vers des ouvrages de stockage avant sa mise en distribution. Un réseau d'adduction assurera convenablement son rôle avec un minimum de frais.

On distingue deux types d'adductions [1]:

- Adduction gravitaire ;
- Adduction par refoulement.

III.2. Choix du tracé

Le tracé de la conduite est choisi selon certains facteurs d'ordre techniques et économiques dont on peut citer [7]:

- Concevoir le profil le long des routes ou bien des pistes pour faciliter la pose des conduites et son exploitation (accès, détection des fuites, réparations) ;
- Avoir le profil le plus régulier et le plus court possible afin de réduire les frais d'investissement ;
- Prévoir des vannes de sectionnement pour les conduites de longueurs importantes en vue de faciliter les réparations éventuelles ;
- Eviter les contres pentes qui peuvent donner lieu, en exploitation à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer.
- Concevoir un tracé en plan avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butés importantes. A cet effet le parcours emprunté ne suivra pas forcément les accotements de la route.

III.3. description du schéma d'adduction

La chaîne d'adduction prend son départ à partir des deux réservoirs IGHIL OUKERROU R1000 m³ et R600 m³ en passant par la SR1 TIZI BADHOU R1100 m³ vers les deux réservoirs THIGHILT BOUGUENI R1000 m³ et R500 m³ et aboutir une alimentation de tous les villages.

Le réservoir de TAMDIKT R200 m³ est alimenté par un piquage sur la conduite venant d'IGHIL OUKERROU vers TIZI BADHOU.

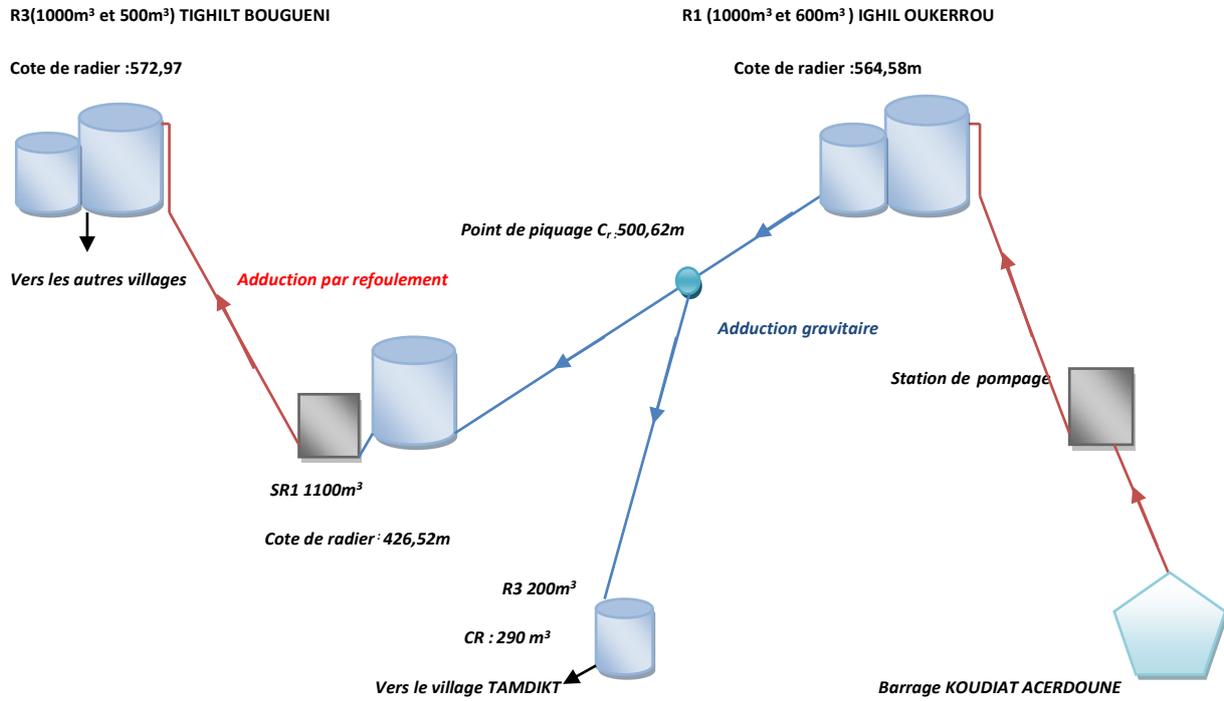


Figure (III.1) : Schéma d'adduction

III.4. Choix du type des conduites

Le choix est fondé sur des critères d'ordre technique et économique : le diamètre, la pression du service, la durée de vie, les conditions de poses et de transport, le prix et la disponibilité sur le marché. Pour ce projet, le PEHD répond aux objectifs recherchés, notamment :

- Flexibilité et facilité de mise en œuvre
- Fiabilité et durabilité du réseau (durée de vie estimée à 50 ans)
- Etanchéité parfaite grâce aux techniques de soudage
- Faible pertes de charge et bonne résistance aux coups de bélier

III.5. étude technico-économique

Le choix des diamètres des conduites d'adduction se fait en trouvant un bon compromis entre les frais de fonctionnement qui sont inversement proportionnels au diamètre, et les couts d'investissement qui augmentent avec le diamètre. Le diamètre qui donne le prix de revient minimal de l'ensemble de l'installation en exploitation sera retenu.

III.5.1. Calcul du diamètre économique

pour le dimensionnement du diamètre de la conduite d'adduction, on utilise les formules suivantes :

▪ Formule de BONNIN [10]: $D_e = \sqrt{Q}$ (III.1)

▪ Formule de BRESS [11]: $D_e = 1,5 \times \sqrt{Q}$ (III.2)

Avec :

- Q : débit en m³/s ;
- D_e : diamètre de la conduite en m.

Le diamètre économique est compris entre ces deux valeurs. Sa valeur exacte est celle qui donnera un cout minimal avec une vitesse comprise entre 0,5 et 1,5 m/s.

III.5.2. Calcul de la vitesse

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

$$V = \frac{4Q}{\pi \times D^2} \quad (\text{III.3})$$

Avec :

- V : vitesse d'écoulement en m/s.
- D : diamètre de la conduite en m.
- Q : débit en m³/s.

III.5.3. Calcul des pertes de charge

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

- Les pertes de charges linéaires (H_L) ;
- Les pertes de charge singulières (H_S).
-

III.5.3.1. Calcul des pertes de charge linéaires

Elles sont déterminées par la formule de DARCY WEISBACH :

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

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

- **Calcul du coefficient de perte de charge λ :**

Pour déterminer le coefficient de perte de charge λ aux différents régimes, on peut appliquer les formules suivantes :

- Régime turbulent rugueux :
Formule de NIKURADZE :

$$\lambda = \left(1,14 - 0,86 \times \ln \frac{K}{D} \right)^{-2} \quad (\text{III.6})$$

- Régime transitoire :

Formule de COLEBROOK :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{K}{3,71 \times D} + \frac{2,51}{Re \times \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{III.7})$$

Avec :

- L : longueur de la conduite en m ;
- J : perte de charge par unité de longueur en m/ml ;
- g : accélération de la pesanteur égal à $9,81 \text{ m/s}^2$;

- D : diamètre de la conduite en m ;
- V : vitesse d'écoulement en m/s ;
- λ : coefficient de perte de charge de DARCY ;
- K : rugosité absolue de la paroi interne de la conduite en m.

$$K = K_0 + \alpha T \quad (\text{III.8})$$

Avec :

- K_0 : Rugosité absolue des tuyaux neufs
- Les valeurs de la rugosité utilisées en pratique pour les conduites en PEHD sont:

$$K = 0.01 \text{ mm pour } D \leq 200 \text{ mm}$$

$$K = 0.02 \text{ mm pour } D > 200 \text{ mm}$$

Et pour l'acier $K_0 = 0.1 \text{ mm}$

- α : coefficient de vieillissement déterminé à partir de l'abaque de PETER LAMONT qui correspond à la zone de faible agressivité (voir annexe (2)).

- T : temps de service du réseau.

Dans notre cas :

$$T = 30 \text{ ans.}$$

$$\alpha = 0,037 \text{ mm/an.}$$

$$K = 0,02 + 0,037 \times 30$$

$$\mathbf{K = 1,13}$$

Pour l'acier $K=1.21$

- Re : nombre de REYNOLDS, donné par la formule suivante :

$$Re = \frac{V \times D}{\nu} \quad (\text{III.9})$$

Avec :

- ν : viscosité cinématique de l'eau calculée par la formule de STOCKS :

$$\nu = \frac{0,00178}{1+0,00337t+0,000221t^2} \quad (\text{III.10})$$

t : température de l'eau °C.

à 10°C : $\nu = 1,31 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$;

à 20°C : $\nu = 1,00 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$;

à 30°C : $\nu = 0,08 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

III.5.3.2. Calcul des pertes de charge singulières

Les pertes de charge singulières apparaissent au niveau des singularités (coudes, vannes, clapets,...etc.). Elles sont estimées entre 10 et 20% des pertes de charge linéaires, cela dépend du type des conduites, leurs longueurs, type de raccordement...etc.

$$H_S = 0,15 H_L \quad (\text{III.11})$$

III.5.3.3. Calcul des pertes de charge totales

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

$$H_T = H_L + H_S \quad (\text{III.12})$$

III.5.4. Détermination de la hauteur manométrique totale (Hmt)

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

$$H_{mt} = H_g + H_T \quad (\text{III.13})$$

III.5.5. Détermination de la puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance absorbée au niveau de l'arbre de la pompe, elle est déterminée par la formule suivante

$$P_a = \frac{g \times H_{mt} \times Q}{\eta} \quad (\text{III.14})$$

Avec :

- P_a : puissance absorbée en KW ;
- η : rendement de la pompe en % ; on prend 70%.

III.5.6. Détermination de l'énergie consommée par la pompe

Pour une année, elle est donné par :

$$E = P_a \times T' \times 365 \quad (\text{III.15})$$

Avec :

- T' : nombre d'heures de pompage dans la journée, (dans notre cas $T'=20$ heures).

III.5.7. Détermination des frais d'exploitation

$$F_{exp} = E \times e' \quad (\text{III.16})$$

Avec :

- F_{exp} : frais d'exploitation en DA ;
- E : énergie consommé par la pompe Kwh ;
- e' : prix unitaire du Kwhfixé par la Sonelgaz (4,67 DA)

III.5.8. Détermination des frais d'amortissement

$$F_{am} = P_u \times L \times A \quad (\text{III.17})$$

Avec :

- F_{am} : frais d'amortissement en DA ;
- P_u : prix unitaire de la conduite DA/ml ;
- L : longueur de la conduite en m ;
- A : annuité.

$$A = \frac{i}{(1+i)^{n'} - 1} \quad (\text{III.18})$$

Avec :

- i : taux d'annuité (8%) ;

- n : nombre d'années sur lesquelles s'effectuera l'amortissement (30 ans)

d'où : $A = 0,08883$

III.5.9. calcul du bilan total des frais

Le bilan total est la somme des frais d'exploitation et d'amortissement. Il sera calculé comme suit :

$$B_T = F_{exp} + F_{am} \quad (\text{III.19})$$

Avec :

- B_T : bilan total en DA.

III.5.10. Prix de revient des conduites

Ils sont récapitulés dans le tableau ci-dessus :

Tableau (III.1) : Prix de revient des conduites en PEHD et Acier

DIAMETRE DES CONDUITES (mm)	PRIX DE REVIENT(PEHD) (DA/ml)	PRIX DE REVIENT (ACIER) (DA/ML)
75	473,63	1098,048
90	743,45	2342,87
110	1020,5	4515,86
160	1557,95	5159,21
200	1892,38	5845,49
250	2937,81	6683,43
315	6393,77	7013,78
350	9520	8145,38
400	13285	9450,21
450	18500	10012,57

III.6. Dimensionnement du réseau d'adduction

La conduite d'adduction, ainsi que les différents équipements, seront dimensionnés en fonction des consommations maximales journalières en situation futur (horizon 2046).

III.6.1. Adduction par refoulement

III.6.1.1. Tronçon SR1-R3

✚ Caractéristiques de tronçon:

Débit refoulé : $Q = 306,28 \text{ m}^3/\text{h}$
 Longueur de la conduite : $L = 2925 \text{ m}$
 Cote terrain naturel : $\text{CTN} = 414 \text{ m}$
 Cote du trop plein : $576,97 \text{ m}$
 Hauteur géométrique : $H_g = 162,97 \text{ m}$

✚ Calcul du diamètre :

- Formule de BONNIN : $D = \sqrt{Q} = 0,292 \text{ m}$
- Formule de BRESS : $D = 1,5\sqrt{Q} = 0,437 \text{ m}$

Le calcul des différents paramètres du tronçon SR1-R3 pour la détermination du bilan économique ainsi que le diamètre économique sont représentés dans les tableaux (III.2), (III.3), (III.4) et (III.5) ci-après :

Tableau (III.2) : Calcul de Hmt pour les différents diamètres

D (m)	V (m/s)	Re	Λ	HL (m)	Hs (m)	HT (m)	Hmt (m)
0,315	1,2	360000	0,03	21,47	3,22	24,69	187,66
0,35	0,88	308000	0,03	9,9	1,49	11,39	174,36
0,4	0,68	272000	0,03	5,17	0,78	5,95	168,92
0,45	0,53	238500	0,03	2,79	0,42	3,21	166,18

Tableau (III.3) : Calcul des frais d'exploitation

D (m)	Pa (KW)	E (KWH)	e' (DA/KWh)	Fexp (DA)
0,315	223,54	1631842	4,67	7620702,14
0,35	207,70	1516210	4,67	7080700,70
0,4	201,22	1468906	4,67	6859791,02
0,45	197,96	1445108	4,67	6748654,36

Tableau (III.4) : Calcul des frais d'amortissement

D (m)	Pu (DA)	L (m)	Fam (DA)
0.315	7013,78	2925	1511501,56
0,35	8145,38	2925	2103768,38
0,4	9450,21	2925	2440776,6
0,45	10012,57	2925	2586021,54

Tableau (III.5) : Bilan des frais

D (m)	V (m/s)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Bilan
0,315	1,2	7620702,14	1511501,56	9132203,7
0,35	0,88	7080700,70	2103768,38	9184469,08
0,4	0,68	6859791,02	2440776,6	9300567,62
0,45	0,53	6748654,36	2586021,54	9334675,9

D'après les résultats obtenus, le diamètre économique est celui de **315mm** avec une vitesse de **1,2 m/s**.

III.6.2. Adduction gravitaire

III.6.2.1. Tronçon point de piquage-SR1

✚ Caractéristiques de tronçon:

Débit véhiculer : $Q = 0,071 \text{ m}^3/\text{s}$

Longueur de la conduite : $L = 3892 \text{ m}$

Cote du trop plein : $CTP = 426,52 \text{ m}$

Cote radier point de piquage : $CR = 500,62\text{m}$

Charge disponible : $Hg = 74,1\text{m}$

✚ Calcul du diamètre :

$$D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \cdot V_{\min}}}$$

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \cdot V_{\max}}}$$

Avec :

- Vitesse maximal $V_{\max} = 1,5$ m/s
- Vitesse minimal $V_{\min} = 0,5$ m/s

Les diamètres intérieurs normalisés pour le PEHD (PN16) sont :

257,8mm ;

327,4mm ;

204,6mm.

✚ Calcul de hauteur d'arrivée

Le calcul des différents paramètres du tronçon PP-SR1 pour la détermination du diamètre économique est représenté dans le tableau (III.22) ci-après :

Tableau (III.6) : Calcul de la hauteur d'arrivée Har

D (m)	V (m/s)	Re	HL (m)	Hs (m)	HT	Hg(m)	Har	Λ
0,2578	1,36	350608	22,4867	3,3730	25,8597	74,1	45,2403	0,0158
0,3278	0,84	275352	6,8447	1,0267	7,8714	74,1	66,2286	0,01603
0,4092	0,54	220968	2,3324	0,3498	2,6822	74,1	71,4178	0,0165

D'après les résultats obtenus, le diamètre économique est celui de **315mm** ($D_{\text{int}}=257,8\text{mm}$) avec une vitesse de **1,36 m/s** et **HT=25,8597m** qui est inférieur à **Hg=71,1m**

III.6.2.2. Tronçon PP-R2

✚ Caractéristiques de tronçon:

Débit refoulé : $Q = 0,0041$ m³/s

Longueur de la conduite : $L = 2800$ m

Cote terrain naturel : CTP = 290 m

Cote de radier : CR=500.62m

Hauteur géométrique : Hg = 210.62 m

✚ Calcul du diamètre :

Avec :

- Vitesse maximal $V_{\max} = 1,5$ m/s
- Vitesse minimal $V_{\min} = 0,5$ m/s

Les diamètres intérieurs normalisés pour le PEHD (PN20) sont :

85,4mm

97mm

124,2mm

✚ Calcul de hauteur d'arrivée

Le calcul des différents paramètres du tronçon PP-SR1 pour la détermination du diamètre économique est représenté dans le tableau (III.22) ci-après :

Tableau (III.7) : Calcul de la hauteur d'arrivée Har

D (m)	V (m/s)	Re	HL (m)	Hs (m)	HT (m)	Hg	H ar (m)	λ
0.0854	0,72	61488	25,988	12,994	38,982	210,62	171,638	0,0312
0,097	0.56	54320	14,342	7,171	21,513	210,62	189,107	0,0311
0,1242	0.34	42228	4,078	2,039	6,117	210,62	204,503	0,0307

D'après les résultats obtenus, le diamètre économique est celui de **110 mm (85,4mm)** avec une vitesse de **0,72m/s** et une hauteur d'arrivée de **171,638m**.

III.6.2.3. Tronçon RI-PP

✚ Caractéristiques de tronçon:

Débit refoulé : $Q = 0.0751 \text{ m}^3 / \text{s}$

Longueur de la conduite : $L = 1836$ m

Cote du trop plein : CTP = 500.62 m

Cote radier: CR = 554m

Charge disponible : Hg = 53.38m

✚ Calcul du diamètre :

Avec :

- Vitesse maximal $V_{\max} = 1,5$ m/s
- Vitesse minimal $V_{\min} = 0,5$ m/s

Les diamètres intérieurs normalisés pour le PEHD (PN20) sont :

264,6mm

310,6mm

437,6mm

Calcul de hauteur d'arrivée

Le calcul des différents paramètres du tronçon PP-SR1 pour la détermination du diamètre économique est représenté dans le tableau (III.22) ci-après :

Tableau (III.8) : Calcul de la hauteur d'arrivée Har

D (m)	V (m/s)	Re	HL (m)	Hs (m)	HT (m)	Hg	H ar (m)	λ
0,2646	1,37	362502	10,4877	1,5732	12,0609	53,38	41,3191	0,0158
0,3106	0,99	307494	4,7541	0,7131	5,4672	53,38	47,9128	0,0161
0,4376	0,49	214424	0,8523	0,1278	0,9801	53,38	53,2522	0,0166

D'après les résultats obtenus, le diamètre économique est celui de **315 mm (264,6)** avec une vitesse de **1,37m/s** et une hauteur d'arrivée de **41,3191m**

III.6.3. Récapitulatif des résultats

Tableau (III.24) : récapitulatif des résultats obtenus

	Tronçon	Longueur (m)	Débit (m ³ /h)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)
Adduction par refoulement (Acier)	SR1-R3	2925	306.328	350	0.88
Adduction gravitaire(PEHD)	PP-SR1	3892	255.233	315	1,36
	PP-R2	2800	14.694	110	0,72
	R1-PP	1836	269.927	315	1,37

III.7. Conclusion

L'étude technico- économique des diamètres nous a permis de choisir celui qui convient le mieux pour chaque tronçon, permettant ainsi d'acheminer l'eau avec le moindre coût jusqu'aux réservoirs de stockage en passant par la station de reprise.

Les résultats obtenus dans ce chapitre constitueront une base de calcul pour le chapitre suivant qui sera consacré aux pompes.

Chapitre IV

Pompes

IV.1. Introduction

La topographie de la région étudiée et la position de la source d'alimentation peuvent ne pas permettre à l'eau de s'écouler par gravité. Pour cela, il est nécessaire d'installer des pompes et construire des stations de reprise le long de la chaîne d'adduction pour refouler l'eau jusqu'au réservoir de distribution.

Ce chapitre a pour but l'étude et le choix des pompes adaptées aux exigences du projet et qui permettront d'assurer les débits appelés et les hauteurs manométriques totales au niveau des points de pompage.

IV.2. Choix du type de la pompe

Le choix du type de la pompe se base sur plusieurs critères à savoir [11]:

- Assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale ;
- Avoir un bon rendement et une puissance absorbée minimale ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Avoir la vitesse de rotation la plus élevée ;
- Réduire l'encombrement de façon à répondre à la construction économique.

Pour les deux stations de reprise, le choix se portera sur les pompes centrifuge à axe horizontal, tandis que pour les forages un groupe électropompe immergé sera adopté vu les avantages qu'il présente à savoir [11]:

- Fiabilité ;
- Amorçage automatique ;
- Rendement élevé ;
- Entretien presque nul.

IV.3. Couplage des pompes

Dans certains cas, la hauteur manométrique totale et le débit appelé ne sont pas satisfaits par une seule pompe. On est amené alors à utiliser un couplage de pompes. Les pompes peuvent être couplées en parallèle ou en série [11].

IV.3.1. Couplage en parallèle

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

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

IV.3.2. Couplage en série

Ce montage est utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à une hauteur importante, dans ce cas :

- Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde ;
- Le même débit traverse chaque pompe et les hauteurs d'élévation produites par chaque une s'ajoutent.

IV.4. Courbes caractéristiques des pompes

Les performances des pompes peuvent être représentées principalement par trois courbes qui sont [11]:

IV.4.1. La courbe hauteur-débit « $H_p=f(Q)$ »

Elle représente les hauteurs manométriques totales fournies par la pompe en fonction du débit refoulé.

IV.4.2. La courbe rendement-débit « $\eta=f(Q)$ »

Cette courbe représente les valeurs du rendement de la pompe en fonction du débit refoulé.

IV.4.3. La courbe de la puissance absorbée « $P=f(Q)$ »

Elle représente la variation de la puissance absorbée en fonction du débit refoulé par la pompe. Les différentes courbes définies ci-dessus sont représentées dans la figure (IV.1) :

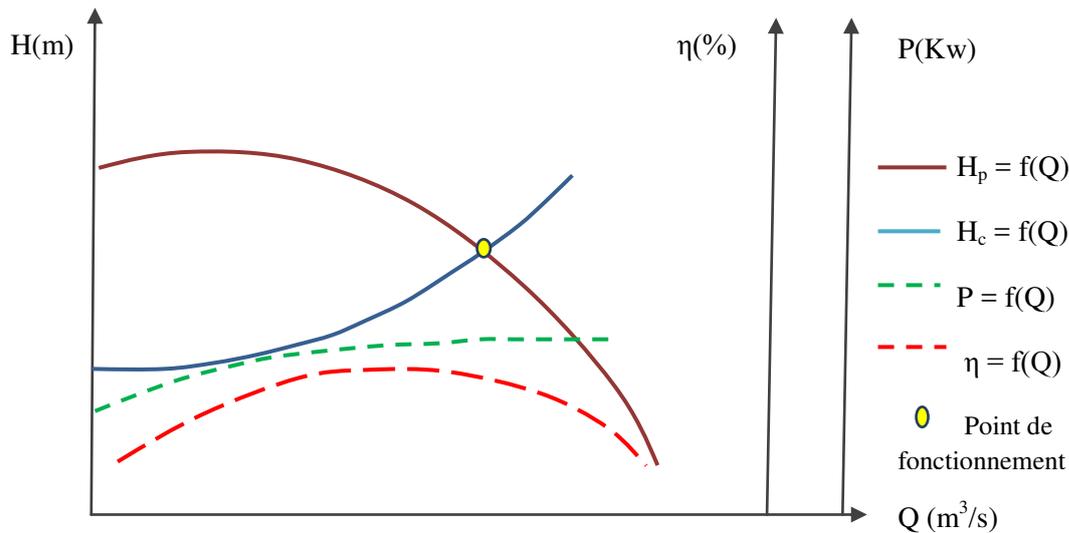


Figure (IV.1) : Courbes caractéristiques des pompes et des conduites

IV.5. Courbe caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique de la conduite est la représentation graphique de la variation des pertes de charge totales qu'elle engendre en fonction du débit véhiculé, voir figure (IV.1), c'est une parabole dont la fonction est la suivante :

$$H_c = RQ^2 + H_g \quad (IV.1)$$

Avec :

H_c : perte de charge totale (m) ;

H_g : hauteur géométrique (m) ;

Q : débit véhiculé par la conduite (m^3/s) ;

R : résistance de la conduite déterminé en remplaçant dans l'équation (IV.1) H_c et Q respectivement par la Hmt et le débit du point de fonctionnement déjà déterminé.

IV.6. Le point de fonctionnement

Le point de fonctionnement d'une pompe est défini comme étant le point d'intersection des courbes caractéristiques de la pompe « $H = f(Q)$ » et celle de la conduite de refoulement « $H_c = f(Q)$ », voir figure (IV.1).

Lorsque le point de fonctionnement désiré coïncide avec celui de la pompe, dans ce cas, la pompe fonctionne dans les 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.

A cet effet, on procédera à une comparaison entre plusieurs solutions, à savoir [11]:

- Réduction ou augmentation du temps de pompage ;
- Le vannage ;
- Le rognage ;
- Variation de la vitesse de rotation de la pompe.

IV.6.1. Réduction ou augmentation du temps de pompage

Dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir. Le nouveau temps de fonctionnement de la station est tel que [11]:

$$T' = \frac{Q_{ap}}{Q_{pf}} \times T \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

T: temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

T' : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

Q_{ap} : débit appelé correspondant au temps de fonctionnement T ;

Q_{pf}: débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m³/h).

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \times Q_{pf} \times H}{\eta} \quad (\text{IV.3})$$

Où η est le rendement correspondant au point P (Q_{pf}, H).

IV.6.2. Le vannage (étouffement)

Il consiste à créer des pertes de charges supplémentaires afin d'obtenir la hauteur correspondante au point de fonctionnement de la pompe.

La puissance absorbée sera [11]:

$$P_a = \frac{g \times Q \times H'}{\eta} \quad (\text{IV.4})$$

Où :

$$H' = H_1 + h \quad (\text{IV-5})$$

Avec :

h : perte de charge engendrée par la vanne (m) ;

H' : la perte de charge totale de la conduite après vannage (m) ;

η : rendement (%).

IV.6.3. Rognage de la roue

Le rognage d'une pompe est le changement du diamètre extérieur de sa roue en gardant la même vitesse de rotation N. Ce changement est déterminé à partir des lois de similitude ci-dessous [11]:

$$\frac{H}{H'} = \left(\frac{D}{D'}\right)^2 \quad (\text{IV.6})$$

$$\frac{Q}{Q'} = \left(\frac{D}{D'}\right)^2 \quad (\text{IV.7})$$

Le point P (Q, H) est le point désiré et le point P' (Q', H') qui est l'intersection de la courbe iso-rendement et la courbe caractéristique de la pompe, c'est le point homologue du point P.

On aura alors :

$$m = \left(\frac{Q}{Q'}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{H}{H'}\right)^{\frac{1}{2}} \quad (\text{IV.8})$$

Avec :

m : coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage r sera :

$$r = 1 - m(\%) \quad (\text{IV.9})$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P_a = \frac{g \times Q \times H}{\eta} \quad (\text{Kw}) \quad (\text{IV.10})$$

IV.6.4. La variation de la vitesse de rotation

Dans ce cas, on fait varier la vitesse de rotation, variant ainsi la puissance absorbée, le débit et la hauteur d'élévation. La nouvelle vitesse de rotation N est déterminée à partir des lois de similitude ci-après [11]:

$$\frac{H}{H'} = \left(\frac{N}{N'}\right)^2 \quad (\text{IV.11})$$

$$\frac{Q}{Q'} = \frac{N}{N'} \quad (\text{IV.12})$$

Le point $P (Q, H)$ est le point désiré et le point $P' (Q', H')$ qui est l'intersection de la courbe iso-rendement et la courbe caractéristique de la pompe, c'est le point homologue du point P .

On aura :

$$N' = N \times \frac{Q}{Q'} \quad (\text{tr/min}) \quad (\text{IV.13})$$

Et la puissance absorbée sera donc :

$$P_a = \frac{g \times Q \times H}{\eta} \quad (\text{Kw}) \quad (\text{IV.14})$$

IV.7 Le phénomène de cavitation

IV.7.1 La cavitation dans les pompes

Le phénomène de cavitation apparaît dans l'écoulement d'un liquide lorsqu'en un point quelconque de celui-ci la pression absolue devient égale à la pression de vapeur saturante pour la température du liquide transporté. Il se produit en ce point une bulle, cavité

remplie de vapeur du liquide. Ces cavités remplies de vapeur du liquide s'écrasent dans les zones où elles rencontrent des pressions absolues plus élevées produisant ainsi des bruits et des vibrations diverses [12].

Dans les pompes centrifuges monocellulaires les plus basses pressions s'observent sur la face arrière des aubes de la roue (extrados). Dans les pompes centrifuges multicellulaires c'est toujours au niveau de la première roue que se manifeste le phénomène de cavitation [12].

IV.7.1. Notion du NPSH

Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la charge minimale disponible à l'aspiration $(NPSH)_d$ fixé par l'utilisateur doit être supérieure à la charge minimale requise à l'aspiration $(NPSH)_r$ donnée par le constructeur sous forme de courbe « $(NPSH)_r = f(Q)$ » [12].

Soit donc la condition de non cavitation :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r \quad (IV.15)$$

- Pour une alimentation en charge :

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{\rho \times g} + H_a - (J_a + T_v) \quad (IV.16)$$

- Pour une alimentation en dépression :

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{\rho \times g} - H_a - (J_a + T_v) \quad (IV.17)$$

Où :

$$\frac{P_0}{\rho \times g} = P_{atm} - 0,0012 \times Z \quad (IV.18)$$

Avec :

H_a : hauteur géométrique d'aspiration (m) ;

J_a : pertes de charge à l'aspiration (m) ;

$\frac{P_0}{\rho \times g}$: pression en (m.c.e) du plan d'eau d'aspiration ;

T_v : pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée ;

Z : cote du plan d'aspiration par rapport au niveau de la mer.

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	0,0125	0,24	0,43	0,75	1,26	2,03	4,10	4,80	10,33

IV.8.Choix de la pompe du projet

Pour pouvoir sélectionner la pompe adéquate pour la station de reprise, le choix sera effectué à l'aide du logiciel Caprari. La pompe retenue sera celle qui donne les meilleures caractéristiques.

IV.8.1. La pompe de la station de reprise SR1

IV.8.1.1. sélection de la pompe

- **Données :**

Débit : 306,28 m³/h ;

Hmt : 187,66m ;

Hg :162,97 m.

La pompe sélectionnée est une pompe centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal (PM 150/ 7 A), les principales caractéristiques sont données dans le tableau (IV.2) et la figure (IV.2):

Tableau (IV.2) : Caractéristiques de la pompe de la SR1

Q (m³/h)	H (m)	P_a (KW)	η (%)	N (tr/min)	NPSH_{re} (m)
313.56	189	204	79,1	1450	3,54

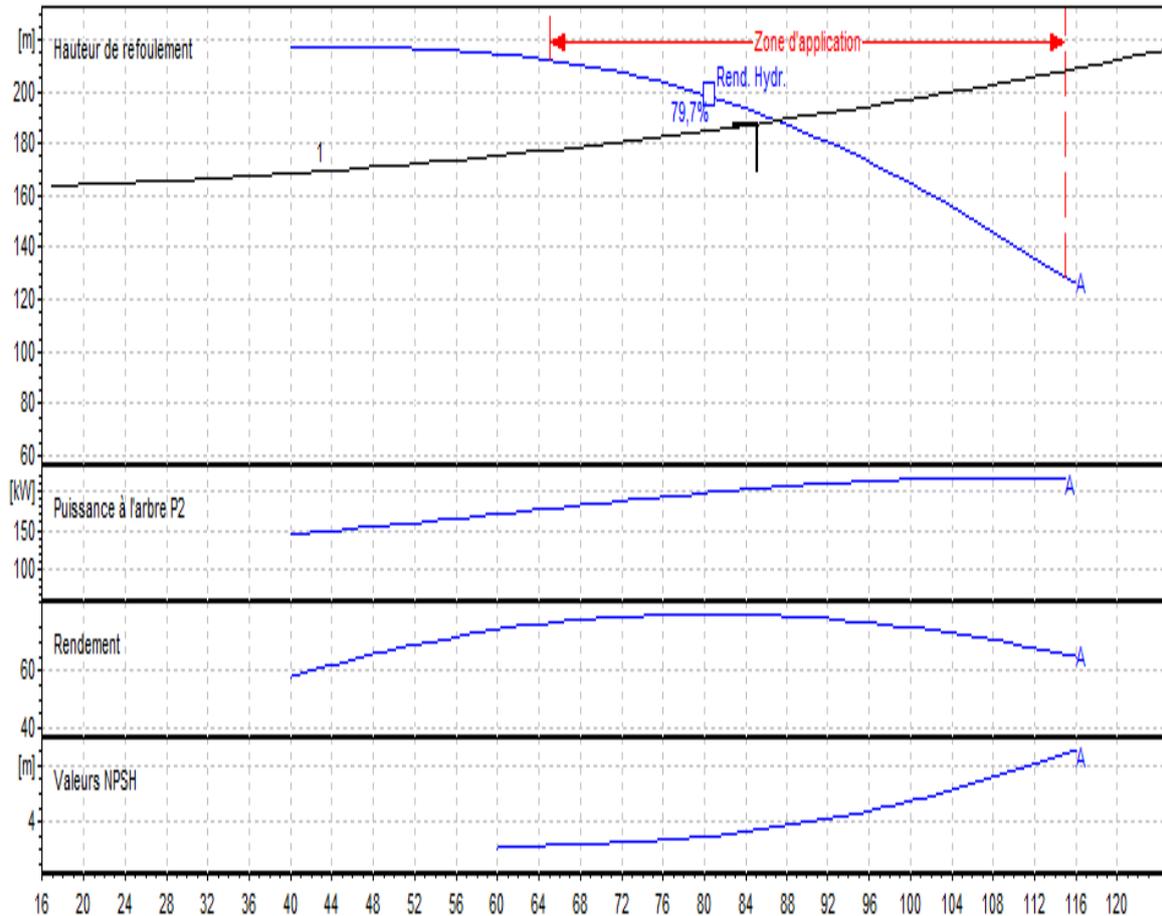


Figure (IV.2) : Courbes caractéristiques de la pompe de la SRI

Les autres caractéristiques sont données dans l'annexe (4).

Comme le point de fonctionnement désiré n'est pas sur la courbe caractéristique de la pompe, il faut donc choisir la modification à apporter pour le corriger.

IV.8.1.2. Adaptation de la pompe au point de fonctionnement

Pour avoir le point de fonctionnement désiré, on opte pour la variante la plus économique entre le changement du temps de pompage, le vannage et la variation de la vitesse de rotation.

- **Changement du temps de pompage :**

Le débit désiré $Q = 306,28 \text{ m}^3/\text{h}$

le temps de pompage prévu $T = 20 \text{ h}$

le débit du point de fonctionnement effectif $Q' = 313,56 \text{ m}^3/\text{h}$

D'après la formule (IV-2) et (IV-3) on a :

$$T' = \frac{306,28 \times 20}{313,56} = \mathbf{19,53 \text{ h}}$$

$$P_a = \frac{9,81 \times 0,0871 \times 189}{0,791} = \mathbf{204,1 \text{ Kw}}$$

Le nouveau temps de pompage sera de **19 heures et 31 minutes et 48 secondes**. Et la puissance absorbée est de **204,1 Kw**

▪ **Le vannage :**

Débit désiré $Q = 306,28 \text{ m}^3/\text{h}$

Hauteur correspondante au débit désiré $H = 187,66\text{m}$

Hauteur fournie par la pompe pour le débit désiré $H' = 192 \text{ m}$

La vanne doit créer une perte de charge supplémentaire de $h = 2,4 \text{ m}$.

La puissance absorbée dans ce cas par la pompe est :

$$P_a = \frac{9,81 \times 0,085 \times 192}{0,795} = \mathbf{201,38 \text{ Kw}}$$

▪ **Variation de la vitesse de rotation :**

La courbe caractéristique de la pompe est de forme parabolique d'équation $H=aQ^2+b$, cette courbe passe par les deux points de coordonnées (40,1 ; 217) et (306,28 ; 192) d'où son équation est :

$$H = -4,14 \times 10^{-4}Q^2 + 217$$

D'après les formules (IV-11) et (IV-12), l'équation de la courbe iso-rendement est :

$$H = 4,12 \times 10^{-4} Q^2$$

Le point homologue est l'intersection des deux courbes précédemment citées, ces coordonnées sont :

$$Q = 314,64 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H = 188 \text{ m}$$

D'après la formule (IV-13), on a :

$$N' = 1450 \times \frac{306,28}{314,64} = 1411,47 \text{ tr/min}$$

$$P_a = \frac{9,81 \times 0,085 \times 187,66}{0,791} = 197,83 \text{ Kw}$$

La nouvelle vitesse de rotation est $N' = 1411,47 \text{ tr/min}$ avec une puissance absorbée de $P_a = 197,83 \text{ KW}$.

IV.8.1.3. Bilan des frais

Pour pouvoir déterminer la variante la plus économique, un bilan des frais annuels d'exploitation est nécessaire, il est donné dans le tableau ci-après :

Tableau (IV.3) : Bilan des frais des différentes variantes

Variante	Frais d'exploitation (Da/an)
Changement du temps de pompage	6794460,73
Vannage	6703912,31
Variation de la vitesse de rotation	6585733,30

La variante à choisir d'après le bilan est la variation de la vitesse de rotation avec des frais annuels de **6585733,30 Da**.

IV.8.5. Vérification de la condition de non cavitation

Par mesure de sécurité la pompe sera placée à 1 mètre au-dessous du niveau dynamique, et l'aspiration de la pompe de la station de reprise sera en charge avec une hauteur géométrique de 1 mètre. Toutefois, il est nécessaire de s'assurer de ne pas avoir de cavitation.

En se référant aux formules (IV.15), (IV.16) et (IV.18) et en considérant les pertes de charge à l'aspiration négligeables, les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau (IV.4) : Valeurs du $NPSH_{re}$ et $NPSH_d$ pour les pompes choisies

Pompe	Z (m)	H_a (m)	J_a (m)	P_0/w (m)	T_v (m) (à 20°C)	$NPSH_d$ (m)	$NPSH_{re}$ (m)
SR1	414	1	0	10.28	0.24	11.04	3,54

On remarque que la hauteur d'aspiration disponible est largement supérieure à la hauteur d'aspiration requise ce qui veut dire qu'il n'y a pas de risque de cavitation dans la pompe du projet.

IV.9. Automatisation

Le rôle d'une station de pompage est d'assurer la satisfaction des abonnés en eau qui est variable dans le temps, et ceci en permanence. Ainsi pour qu'une station de pompage ait un fonctionnement économique, il faudrait lui prévoir un minimum de surveillance ; pour cela, il est nécessaire qu'elle soit automatisée avec si possible un contrôle visuel et audible en vue d'alerter le personnel dans le cas d'anomalie de fonctionnement et ce dans les meilleures délais, il importe donc de réaliser [7] :

- L'arrêt du pompage lorsque le réservoir est plein ou lorsque le plan d'aspiration s'abaisse et atteint un certain niveau fixé.
- La reprise du pompage lorsque les conditions d'aspiration redeviennent normales, ou lorsque le plan d'eau dans le réservoir atteint le niveau minimal.

IV.9.1. Objectifs de l'automatisation

Pour le gestionnaire, deux objectifs peuvent être fixés, en l'occurrence [7] :

- Réduire ou simplifier les tâches d'exécution du personnel d'exploitation, d'où le plus souvent un gain de productivité.
- Diminuer les coûts de production en matière d'électricité et augmenter la sécurité de fonctionnement.

IV.9.2. Différents types de liaisons

IV.9.2.1 Liaison aspiration-moteur

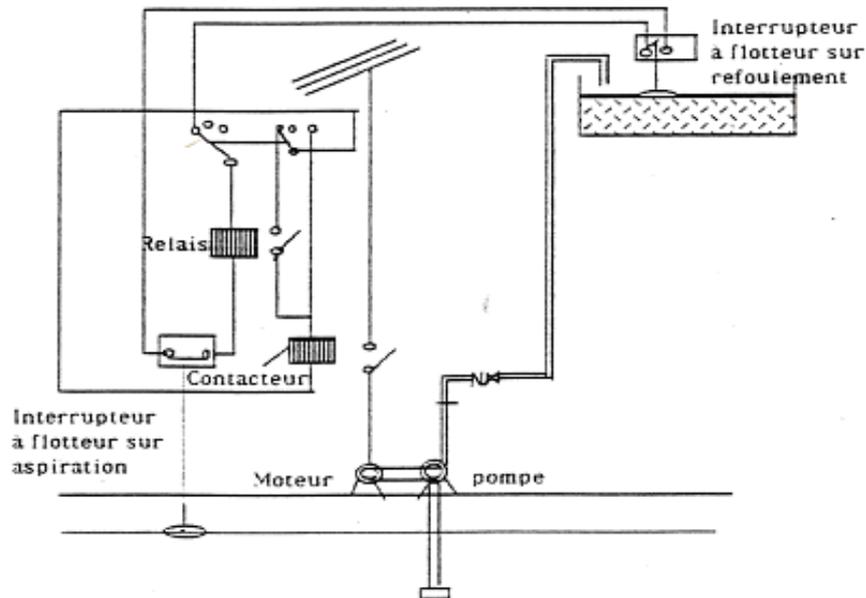
On installe dans les forages des flotteurs en liaison avec des interrupteurs raccordés aux contacteurs de protection du moteur. Ce dispositif doit être réglé afin d'interdire toute marche à vide. Une marche à vide de la pompe peut également être faite en utilisant un relais à minimum de puissance, basé sur le fait que la puissance absorbée diminue quand la pompe se désamorçait. La remise en marche de la pompe peut être assurée à l'aide d'un contacteur à horloge.

IV.9.2.2. Liaison réservoir-moteur

Cette liaison peut être effectuée avec ou sans ligne électrique appelée encore ligne pilote. Son but est d'interrompre le pompage dès que le réservoir est plein, et sa mise en marche lorsque le niveau dans le réservoir atteint le seuil minimal.

a) Commande par ligne pilote :

Elle est constituée d'un interrupteur à flotteur placé dans le réservoir, relié par un câble enterré ou sur poteau au contacteur du moteur qui enclenche ce dernier pour un niveau d'eau minimal et le déclenche pour un niveau maximal.



Figure(IV.6): commande par ligne pilote

b) Commande sans ligne pilote :

Ce type de commande est utilisé dans le cas où la distance entre le lieu de pompage et le réservoir est très importante. On dispose à l'arrivée de la conduite de refoulement au réservoir d'un robinet flotteur. Ainsi le pompage continuera de fonctionner même si l'écoulement est arrêté. On prévoit donc un dispositif qui permet d'arrêter le moteur, et qui sera placé à l'aval de la pompe. Ce dispositif sera soit un manostat différentiel, soit un relais manométrique.

La mise en route de la pompe peut être réalisée à l'aide d'un contacteur à horloge qui émet des impulsions selon le réglage qui aura été effectué, et assure ainsi le démarrage du moteur.

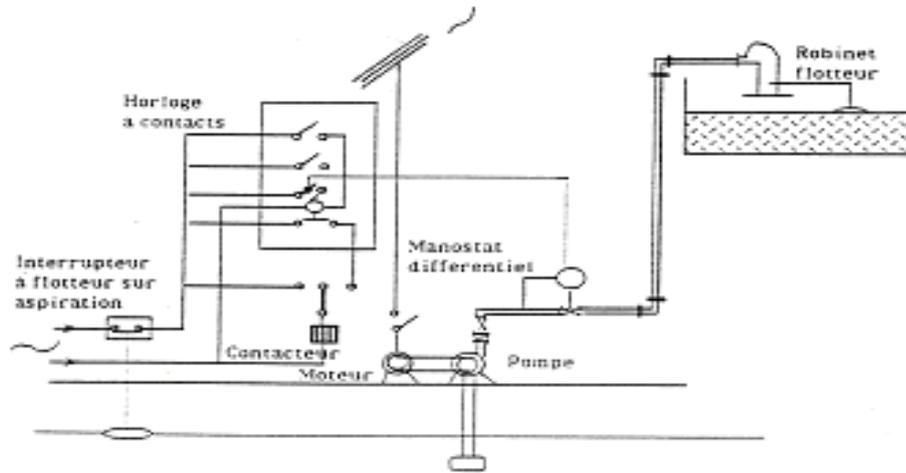


Figure (IV.7) : commande sans ligne pilote

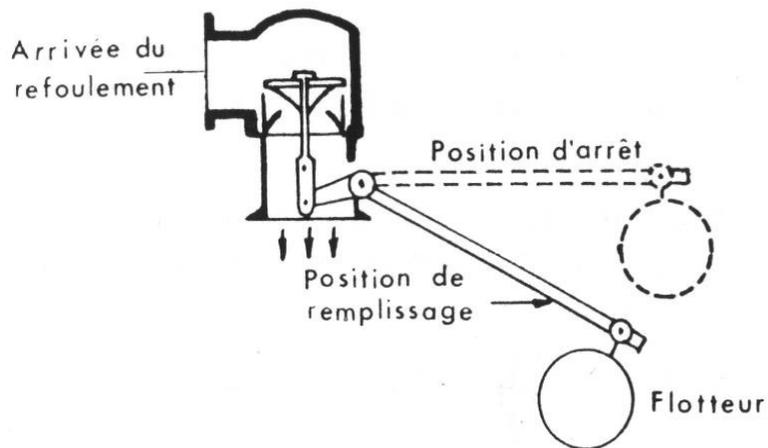


Figure (IV.8) : robinet flotteur

c) Avantages et inconvénients des deux systèmes :

Les avantages et inconvénients des systèmes d'automatisation sans et avec ligne pilote sont illustrés dans le tableau ci-après :

Tableau (IV.8) : Avantages et inconvénients des commandes avec et sans ligne pilote

	Commande par ligne pilote	Commande sans ligne pilote
Avantages	<ul style="list-style-type: none"> • La solution La plus simple et La plus sûre. • Elle permet de réaliser la transmission des niveaux à distance et renseigner à tout moment le personnel d'exploitation 	<ul style="list-style-type: none"> • Elle rend service dans les installations peu importantes où l'on peut s'accommoder d'un non redémarrage de la pompe après l'arrêt.
inconvénients	<ul style="list-style-type: none"> • Le prix de l'installation est remarquable si elle doit être posée sur une grande distance. 	-

IV.10. Conclusion

Dans ce chapitre, on a sélectionné la pompe qui équipera la station de reprise à savoir, est une pompe centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal (PM 150/ 7 A). D'après les calculs effectués pour la pompe, aucun risque de cavitation n'a été trouvé.

Pour assurer la continuité d'approvisionnement, il est utile de prévoir des installations de secours pour la pompe et un moteur électrogène en cas de panne d'électricité.

Chapitre V

Protection des conduites

V.1. Introduction

Pour assurer le fonctionnement adéquat d'une chaîne d'adduction et une durée de vie maximale, il va falloir mettre des dispositifs de protection contre les différents phénomènes qui peuvent provoquer des détériorations dans la chaîne d'adduction, parmi ces phénomènes on trouve, le coup de bélier, la corrosion et la force de pression dans les coudes.

V.2. Théorie du coup de bélier

V.2.1. Définition du coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène de choc apparaissant au moment d'une brusque variation de vitesse et de pression, ce phénomène se traduit par des oscillations de pression, surpression et dépression alternative, provoquées par la modification rapide du régime d'écoulement, ces oscillations parcourent la canalisation d'une extrémité à une autre, avec un aller-retour périodique[14].

V.2.2. Causes du coup de bélier

Les causes les plus fréquentes provoquant le phénomène sont [15]:

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

V.2.3. Analyse physique du coup de bélier dans les pompes

a. Première phase du coup de bélier :

Lorsque la pompe s'arrête, la colonne d'eau continue son ascension grâce à son inertie. La pompe ne fournissant plus d'eau, il n'y a pas lieu de relève pour combler le vide laissé par la colonne ascendante. L'onde de dépression se propage de la sortie de la pompe vers le réservoir. Dès que cette onde de dépression atteint le réservoir, une onde élastique de pression statique normale commence à se déplacer du réservoir vers la pompe [16].

b. Deuxième phase ou contre coup :

Une onde élastique de surpression se propage depuis la pompe jusqu'au réservoir. Elle se produit au moment où l'onde de pression normale atteint la section de la pompe. Comme précédemment, dès que l'onde de surpression atteint le réservoir, une onde de pression statique normale commence à se propager depuis le réservoir jusqu'à la pompe [16].

V.2.4. Moyens de protection contre le coup de bélier

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

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

Afin de limiter les variations de la pression dans les conduites, les appareils anti-bélier devront avoir pour effet de limiter la dépression ainsi que la surpression. Les dispositifs les plus utilisés sont :

- Les cheminés d'équilibre ;
- Les réservoirs d'airs ;
- Les volants d'inertie ;
- Les soupapes de décharge ;
- Les ventouses ;
- Clapet by-pass ;
- Vanne de fermeture lente.

V.2.5. Etude du coup de bélier

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons des conduites de refoulement, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service [15].

La célérité des ondes est donnée par la formule d'ALLEIVI

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{K \times D_{int}}{e}}} \quad (V.1)$$

Avec :

K : Coefficient dépend de la nature de la conduite ;

D_{int} : Diamètre intérieur de la conduite (mm);

e : Epaisseur de la conduite (mm).

Où

K = 83 pour le PEHD ;

1^{er} Cas : Fermeture brusque

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

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{a \times V_0}{g} \quad (V.2)$$

Avec :

B : La valeur de coup de bélier (m) ;

a : La célérité de l'onde (m/s) ;

V_0 : Vitesse d'écoulement (m/s) ;

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

- La valeur maximale de la pression-surpression :

$$H_{sp} = H_0 + B \quad (V.3)$$

- La valeur maximale de la pression-dépression :

$$H_d = H_0 - B \quad (V.4)$$

Où

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

$$H_0 = H_g + 10 \quad (\text{V.5})$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique de refoulement ;

10 : Pression atmosphérique ;

H_0 : Pression absolue de la conduite.

2^{ème} Cas : Fermeture lente

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

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

$$B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times T} \quad (\text{V.6})$$

V.3. Calcul de la valeur de coup de bélier

V.3.1. Tronçon de refoulement

V.3.1.1. Tronçon SR1– R3

Les données nécessaires pour le tronçon reliant la station de reprise SR1 et le réservoir existant R1 sont :

$$Q = 0,085 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = 315 \text{ mm}$$

$$e = 12,1 \text{ mm}$$

$$H_g = 162,97 \text{ m}$$

Les valeurs numériques du coup de bélier du tronçon SR1-R3 sont représentées dans le tableau (V.1) ci-dessous :

Tableau (V.1) : Valeurs du coup de bélier du tronçon (SR1-R3)

Tronçon	D (mm)	e (mm)	V0 (m/s)	a (m/s)	B (m)	H ₀ (m)	H _{sp} (m)	H _d (m)
SR1-R1	315	35,2	1,2	381,84	46,7	172,97	219,67	126,27

La conduite du tronçon SR1 – R3 est de type **PN20**, le coup de bélier est une charge ponctuelle, dans la pratique on majore de 10 à 30% la résistance de la conduite. On opte pour une majoration minimale de 10%, on obtient une résistance de **22 bars** qu'on compare avec la valeur de la surpression $H_s = 21,96$ bars, par conséquent il n'y a pas de risque de destruction de la conduite par le coup de bélier.

V.3.2. Tronçons gravitaires

La valeur de coup de bélier est donnée par la formule de MICHAUD (V.6), si la fermeture est supposée linéaire pendant une durée supérieure à un aller et retour d'onde $\frac{2*L}{a}$.

Mais dans la pratique, la fermeture de la vanne ne peut pas faire varier la section de passage du fluide linéairement, puisque dans la fin de fermeture, les pertes de charges sont plus importantes.

Dans ce cas, on utilisera des vannes pour limiter et minimiser la dépression et les surpressions. Nous avons étudié pour chaque tronçon le cas le plus défavorable dont la surpression est maximale.

V.3.2.1. Tronçon IGHIL OUKERROU-point de piquage (R1-PP)

Les valeurs des surpressions et dépressions sont mentionnées dans le tableau (V.2) :

Tableau (V.2) : Valeurs du coup de bélier du tronçon (R1- PP)

Tronçon	L (m)	D (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	a (m/s)	B (m)	H ₀ (m)	H _{sp} (m)	H _d (m)
R1-PP	1836	315	35,2	1,06	381,44	41,22	63,38	104,6	22,16

En variant le temps, la pression maximale diminue, le calcul des temps nécessaires pour rendre moins fort le front d'onde est représenté dans le tableau (V.3) suivant :

Tableau (V-3) : Valeurs du coup de bélier après le temps de fermeture

Tronçon	L (m)	D (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	a (m/s)	B (m)	H ₀ (m)	H _{sp} (m)	H _d (m)	T (s)
R1-PP	1836	315	35,2	1,06	381,44	19,84	63,38	83,22	43,54	20

La valeur du coup de bélier sera vérifiée en surpression et en dépression, si le temps de fermeture de la vanne se fait dans **20 secondes**.

V.3.2.2. Tronçon PP-SR1

Les valeurs des surpressions et dépressions sont mentionnées dans le tableau (V.5) :

Tableau (V.4) : Valeurs du coup de bélier du tronçon (PP-SR1)

Tronçon	L (m)	D (mm)	e (mm)	V0 (m/s)	a (m/s)	B (m)	H ₀ (m)	H _{sp} (m)	H _d (m)
PP-SR1	3892	250	27,9	1,45	395,67	58,48	84,1	142,58	25,62

En variant le temps, la pression maximale diminue, le calcul des temps nécessaires pour rendre moins fort le front d'onde est représenté dans le tableau (V.5):

Tableau (V.5) : Valeurs du coup de bélier après le temps de fermeture

Tronçon	L (m)	D (mm)	e (mm)	V0 (m/s)	a (m/s)	B (m)	H ₀ (m)	H _{sp} (m)	H _d (m)	T (s)
PP-SR1	3892	250	27,9	1,45	395,67	38,35	84,1	122,45	45,75	30

La valeur de coup de bélier sera vérifiée en surpression et en dépression, si le temps de fermeture de la vanne se fait dans **30 secondes**.

V.3.2.3. Tronçon PP-R2

Les valeurs des surpressions et dépressions sont mentionnées dans le tableau (V.6) :

Tableau (V.6) : Valeurs du coup de bélier du tronçon (PP-R2)

Tronçon	L (m)	D (mm)	e (mm)	V0 (m/s)	a (m/s)	B (m)	H ₀ (m)	H _{sp} (m)	H _d (m)
PP-R2	2800	75	8,4	1,06	396,52	42,85	220,62	263,47	177,77

En variant le temps, la pression maximale diminue, le calcul des temps nécessaires pour rendre moins fort le front d'onde est représenté dans le tableau (V.7):

Tableau (V.7) : Valeurs du coup de bélier après le temps de fermeture

Tronçon	L (m)	D (mm)	e (mm)	V0 (m/s)	a (m/s)	B (m)	H ₀ (m)	H _{sp} (m)	H _d (m)	T (s)
PP-R2	2800	75	8,4	1,06	396,52	6,72	220,62	227,34	213,9	90

La valeur de coup de bélier sera vérifiée en surpression et en dépression, si le temps de fermeture de la vanne se fait dans **90 secondes**.

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

La protection d'une conduite en écoulement gravitaire peut être obtenue généralement d'une manière satisfaisante en imposant une vitesse d'ouverture et de fermeture des vannes suffisamment lente afin de limiter les surpressions et dépressions éventuelles à des valeurs raisonnables [18].

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

Afin de limiter les variations de la pression dans les conduites, les appareils anti-bélier devront avoir pour effet de limiter la dépression ainsi que la surpression.

Les dispositifs les plus utilisés sont [18] :

- Les volants d'inertie;
- Les soupapes de décharge ;
- Les réservoirs d'admission et de purge d'air ;
- Les ventouses ;
- Clapet by-pass ;
- Les réservoirs d'air ;
- Les cheminés d'équilibre ;
- Vanne de fermeture lente.

V.4.1. Les volants d'inertie

Le volant d'inertie est une roue de masse assez importante, fixée à l'arbre du groupe moteur pompe. Grâce à l'énergie cinétique qu'il accumule pendant la marche normale, le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi de prolonger le temps d'arrêt de l'ensemble du groupe, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier (Figure (V-1)).

Ce système est généralement peu ou non utilisé, car :

- Il n'intervient que pour limiter les dépressions ;
- Si la conduite de refoulement est assez grande, on doit envisager des volants avec des poids vraiment considérables, par conséquent le système ne sera pas économique ;
- Plus le volant est lourd plus le moteur doit être très puissant pour pouvoir vaincre au démarrage l'inertie de ce dernier, ce qui peut conduire à des appels d'intensités de courant inadmissibles;
- Ce dispositif est limité à la protection des conduites à longueurs de refoulement faible ou moyenne, qui n'accède pas quelques centaines de mètres.

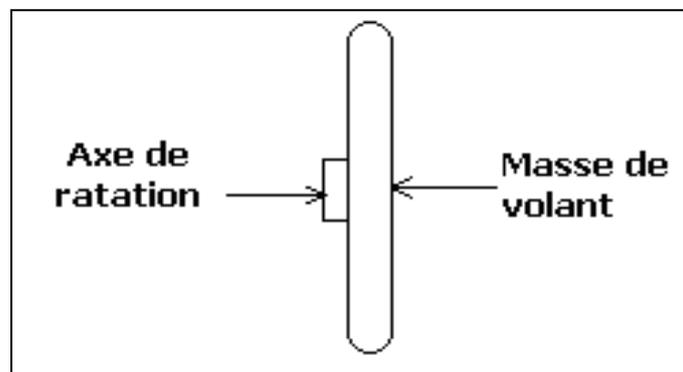


Figure (V-1): Volant d'inertie

V.4.2. Les soupapes de décharge

Les soupapes de décharge sont des équipements mécaniques qui s'ouvrent pour réduire la surpression. Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin, ordinairement, qui par sa compression, obture en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite, au point à la protéger, c'est-à-dire, là où la surpression à craindre est maximale et libérée, le cas échéant, le débit de retour de la conduite correspond à la valeur de la surpression admissible.

Cette soupape (Figure (V-2)) ne doit s'ouvrir que sous une pression déterminée, légèrement supérieure (5% environ) à la pression normale. L'ouverture doit se faire très rapidement pour que l'opération soit efficace.

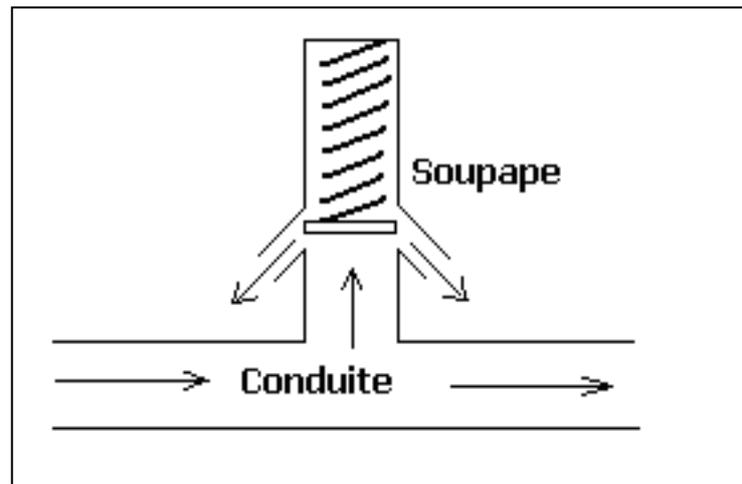


Figure (V-2): Soupape de décharge

V.4.3. Soupapes d'admission et de purge d'air

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

V.4.4. Les ventouses

Ils ont pour rôle principal l'évacuation de l'air contenue dans la conduite et permettre aussi l'admission de l'air dans ces conduites lorsque l'on procède à leur vidange ou généralement lorsqu'il y'a apparition de la cavitation en un point haut.

V.4.5. Réservoir d'air

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

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

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

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

Comme il présente certains inconvénients qui sont comme suit :

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

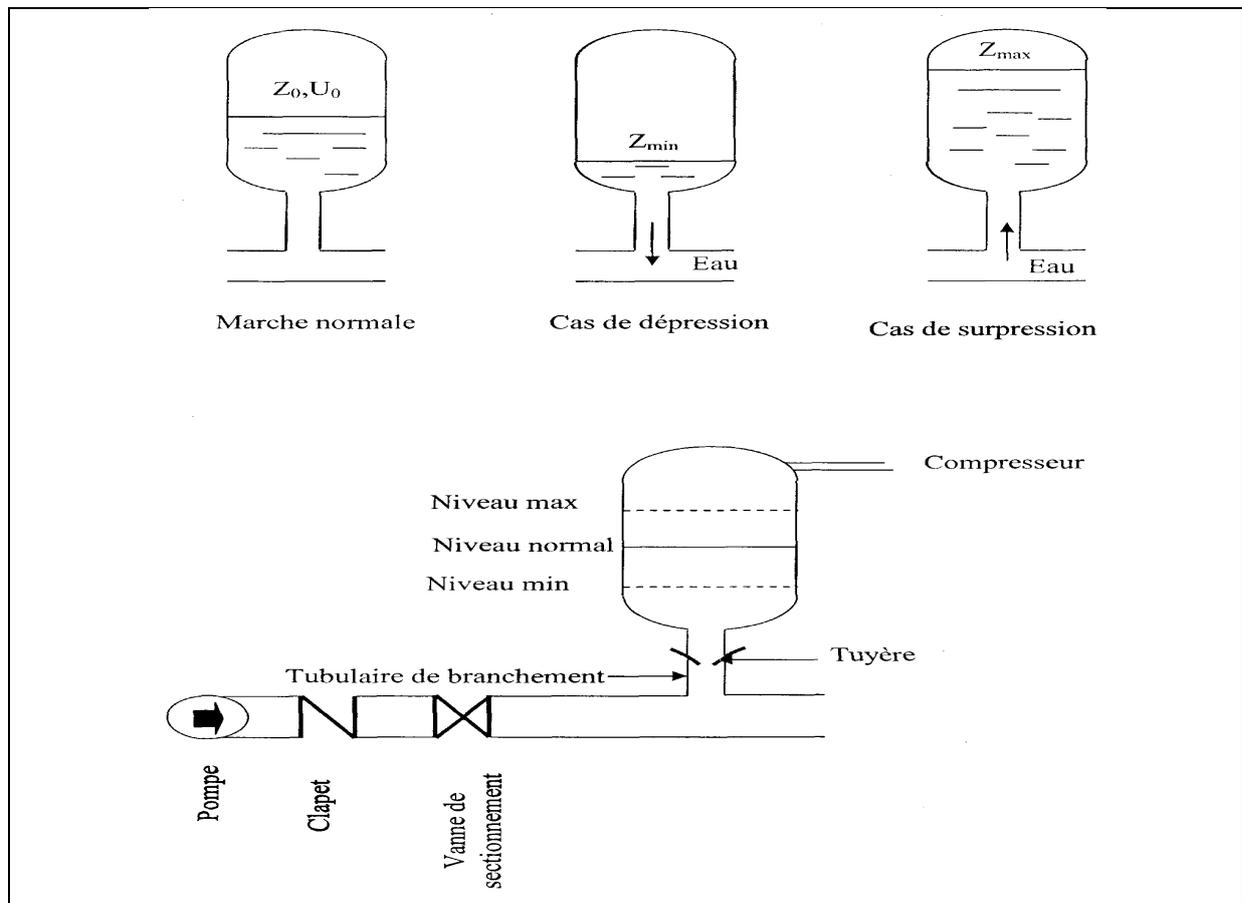


Figure (V-3): Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air

V.4.6. Cheminée d'équilibre

C'est un réservoir débouchant à l'air libre permettant de protéger la conduite contre les surpressions et les dépressions. Ces conditions sont remplies si l'on a la possibilité d'absorber ou au contraire de fournir une certaine quantité d'eau, en fonction de la variation instantanée de pression dans la conduite à protéger, il faut pour cela disposer d'un réservoir susceptible de se remplir ou de se vider d'eau suivant que la pression dans la conduite augmente ou diminue. Les cheminées d'équilibre sont souvent utilisées au niveau des points hauts, elles sont très rarement utilisées à la station (Figure (V-4)). Elles présentent certains avantages, à savoir :

- Un fonctionnement qui ne nécessite aucun entretien.
- La protection idéale pour les points du parcours difficilement accessible.

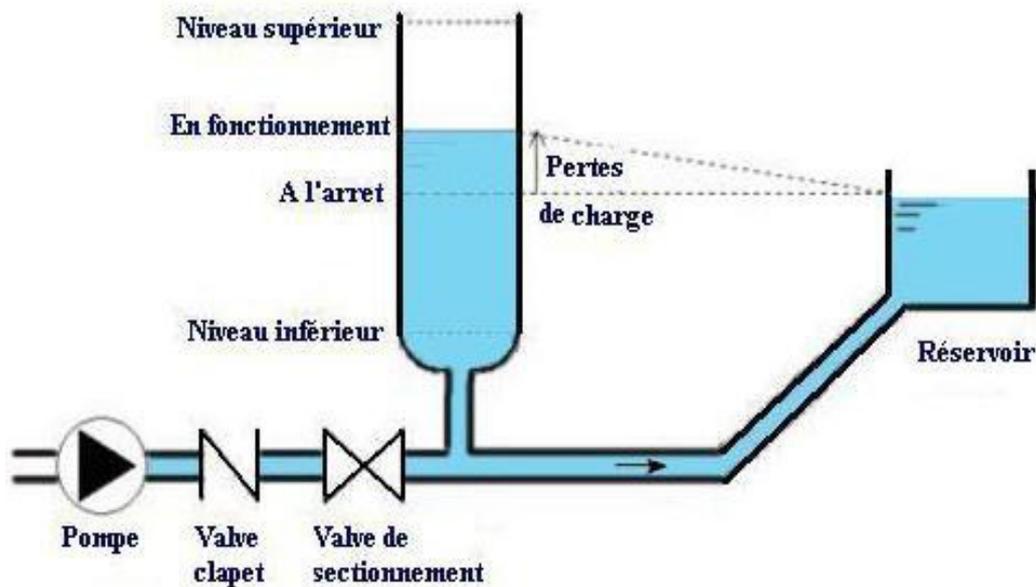


Figure (V-4): Cheminée d'équilibre

V.5. Mise en place des conduites

La conduite a pour finalité de transporter un débit souhaité en résistant aux pressions, aux flexions longitudinales, aux efforts d'ovalisation (dû à son propre poids, au poids de l'eau, à celui des terres et aux surcharges roulantes) et à l'agressivité du sol.

La pose des conduites est d'une importance majeure, vu les conséquences que peut engendrer une mauvaise pose. Une pose convenable permet une stabilité très importante d'où une durée d'exploitation acceptable [18].

V.5.1. Tracé

Il doit rester en accord avec le projet ; cependant, la souplesse naturelle des tubes en PEHD leur permet d'éviter l'utilisation de coudes lorsque les rayons de courbures du tracé sont compatibles avec les rayons de courbures des tubes PE.

V.5.2. Pose des conduites

La pose des conduites se fera avec un très grand soin afin d'éviter la détérioration de la protection, par l'intermédiaire d'un engin de pose, en débutant les travaux par le point le plus haut afin de faciliter l'écoulement des eaux d'infiltration s'il y a lieu.

Protéger les canalisations avec une enveloppe isolante étanche, on les descendra lentement et attentivement pour ne pas endommager le revêtement, et elles doivent être posées en file bien alignées. Pour cela, il faut procéder à des cales provisoires, qui seront également disposées le long de la conduite et aux changements de direction, qui sont constitués de terre, en évitant les calages au moyen de matériaux risquant de détériorer la couche protectrice.

La pose se fait seulement après que les joints soient soudés et parfaitement revêtus. La conduite doit épouser le lit de pose dans toute sa longueur, en vérifiant qu'il n'y a pas de vide au dessous et qu'elle n'est pas en contact avec des grosses pierres pour éviter le phénomène de poinçonnement (ouverture).

A chaque arrêt de la pose, on bouche les extrémités du tronçon en attente à l'aide de tampons solidement fixés, pour éviter l'introduction des corps étrangers.

Il existe divers modes de pose de conduites, dont les principaux sont :

- Pose en galerie ;
- Pose en élévation ;
- Pose sur des ouvrages d'arts ou en terre ;
- Pose en dessous du sol.

Nous adoptons ce dernier mode tout au long de notre adduction vu les avantages qu'il présente :

- La facilité d'exécution des travaux.
- Coût minimisé.
- Maintient d'eau à une température constante et la protection contre le gel.

V.5.3. Pose en tranchée

Lors de l'exécution d'une tranchée, on doit tenir compte des normes suivantes (Figure (V-5)):

- La pose s'effectuera dans une tranchée de largeur suffisante, avec établissement de niche (élargissement) 0,6 m au maximum au niveau des joints pour faciliter leur exécution, la profondeur de la tranchée est déterminée de telle sorte à avoir une distance de 0,60 à 1,20 m au dessus de la génératrice supérieure de la conduite de façon à assurer la protection de conduite et aussi contre la variation de la température pour éviter les risques du gel en temps froid.
- Le fond des fouilles est recouvert d'un lit de pose dont l'épaisseur varie entre 0,15 à 0,20 m, bien aplati et bien nivelé, suivant les côtes du profil en long, la largeur est évidemment fonction du diamètre de la conduite ; elle varie aussi selon la nature du sol.
- Pour permettre aux ouvriers de travailler aisément; on doit prévoir un espacement de 50 cm de part et d'autre de la conduite.
- Le remblayage de la conduite est exécuté de façon à ne causer aucun dommage aux tubes. Pour obtenir un bon remblai, on utilise une terre dépourvue de pierre très fortement damée par petites couches jusqu'à 30 cm au dessus de la génératrice supérieure de la conduite. Cette façon d'opérer évite tout tassement ultérieur du terrain autour de la conduite. A partir de la hauteur fixée précédemment, le remblaiement se poursuit manuellement.
- En terrain agressif, on cherche une homogénéisation du sol par utilisation d'un remblai inerte, bien drainé au contact du métal pour atténuer le phénomène de corrosion.

Tableau (V-8) : Les différents matériaux

Couche	Matériau	Hauteur de remblai
Lit de pose	Sable 0.1 à 5 mm	Couche d'au moins 10 cm
Assise	Sable 0.1 à 5 mm	Jusqu'à hauteur axe du tube
Remblai de protection	Sable 0.1 à 5 mm	10 cm au dessus du tube
Remblai supérieur	Réutilisation déblai	Jusqu'à la surface

Une fois les assemblages essayés, la tranchée sera remblayée en la bourrant soigneusement par couches successives arrosées et bien tassées. Le remblaiement est achevé avec du tout venant à l'aide d'engins mécaniques éventuellement.

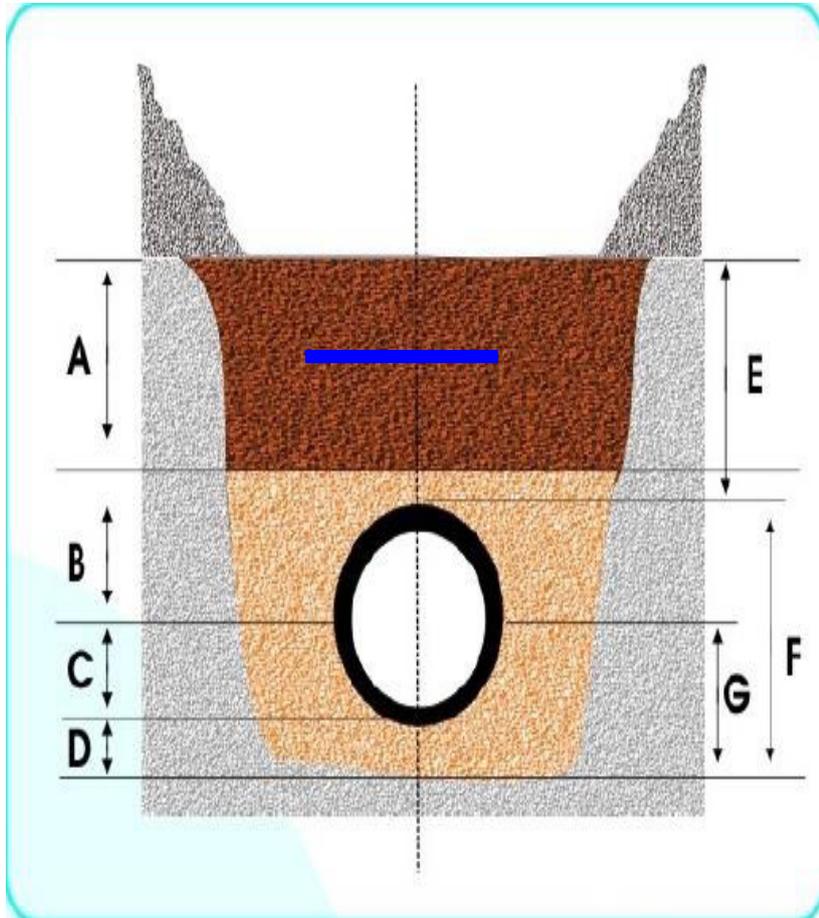


Figure (V-5): Pose de la conduite en tranchée

Avec :

- A : Remblai supérieur
- B : Remblai de protection
- C : Assise
- D : Lit de pose
- E : Hauteur de couverture
- F : Enrobage
- G : Appui
- : Grillage avertisseur

V.5.4. Franchement des points spéciaux

On prévoit aussi des travaux confortatifs lorsque la conduite traverse des terrains marécageux, pour éviter tout mouvement ultérieur des tuyaux.

V.5.4.1 Traversée de route et des chemins de fer

En raison des charges à supporter, qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations, la conduite sera introduite à l'intérieur d'une gaine (buse en acier de diamètre supérieur dans laquelle la conduite est introduite), ce qui la préservera des vibrations et des surcharges qui pourraient être les causes des ruptures (Figure (V-7) et (V-8)).

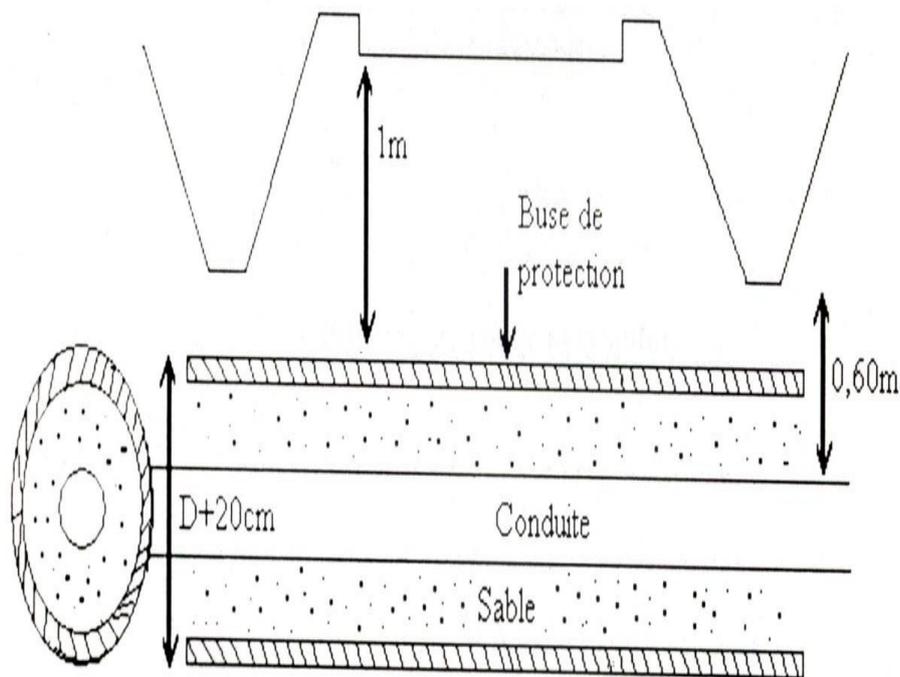


Figure (V-6): Protection pour la traversés des routes

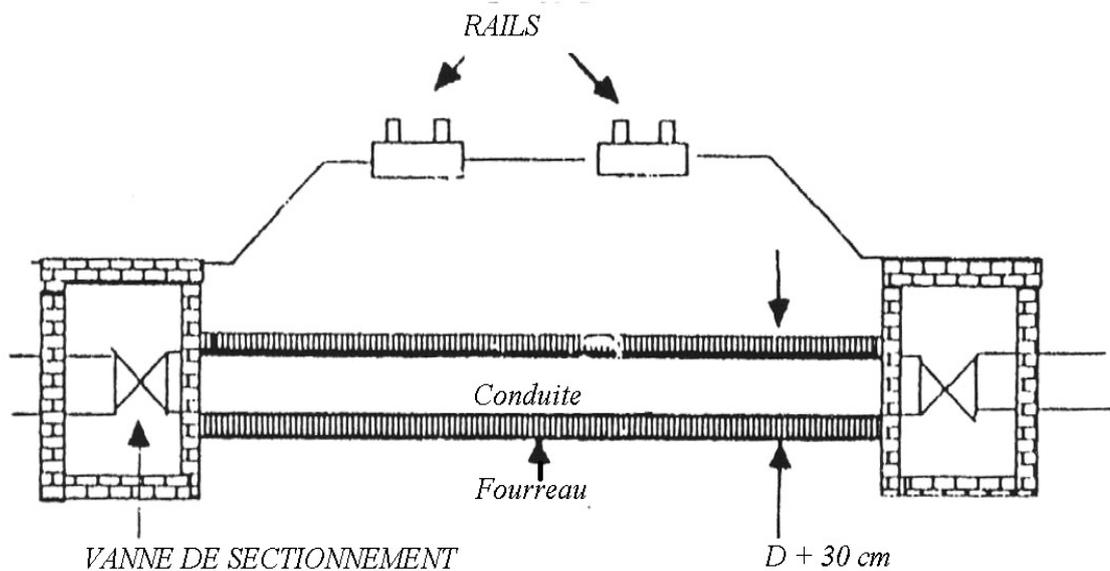


Figure (V-7): Traversée de chemin de fer

V.5.4.2- Traversés souterraine de ravin ou d'oued

Le risque auquel est exposée une conduite en traversée sous le lit d'un oued est son découverture, à la suite duquel se trouve soumise aux contraintes dues à l'écoulement (efforts hydrauliques et chocs causés par transports solides). Et cela est essentiellement à cause de l'approfondissement du lit par érosion et son déplacement latéral.

En conséquence, la conduite traversant en tranchée un talweg doit être protégée à sa partie aval chaque fois qu'il s'avère nécessaire, par un gabion longitudinal enterré jusqu'au ras du sol. Les canalisations seront noyées dans une longrine protectrice en béton ou mise sous gaines de protection en acier (Figure (V-9)).

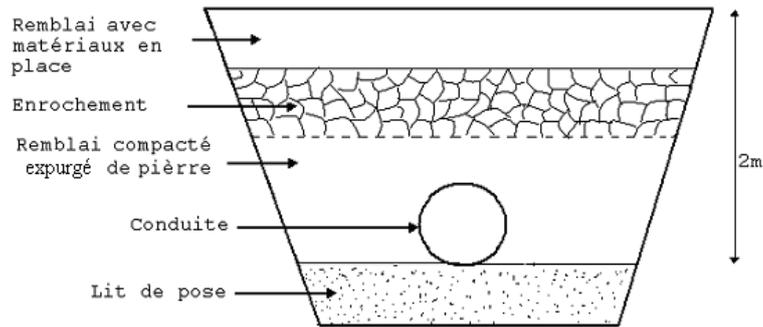


Figure (V.8): Traversée d'un oued

V.5.5. Stabilisation des conduites

Pour résister aux poussées dues à la pression de l'eau dans les coudes, les cônes, les tés et les extrémités, il y a lieu d'aménager des butées en massif de béton. On distingue :

- Butée sur coude horizontal (Figure (V-10)).
- Butée sur coude vertical (Figure (V-11)).
- Butée sur branchement (Figure (V-12)).
- Butée sur un cône (Figure (V-13))

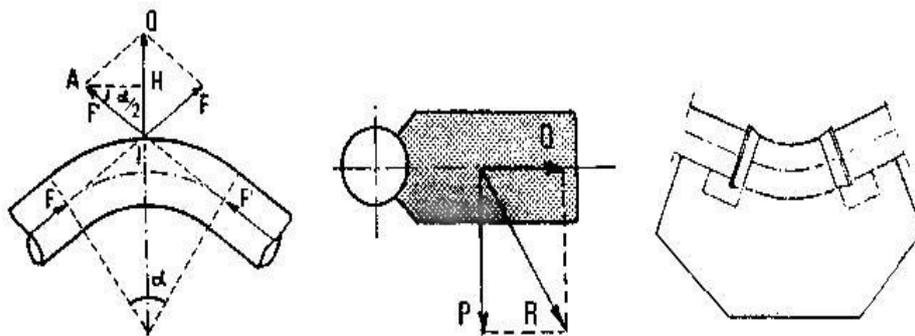


Figure (V-9) : Butée sur coude horizontal

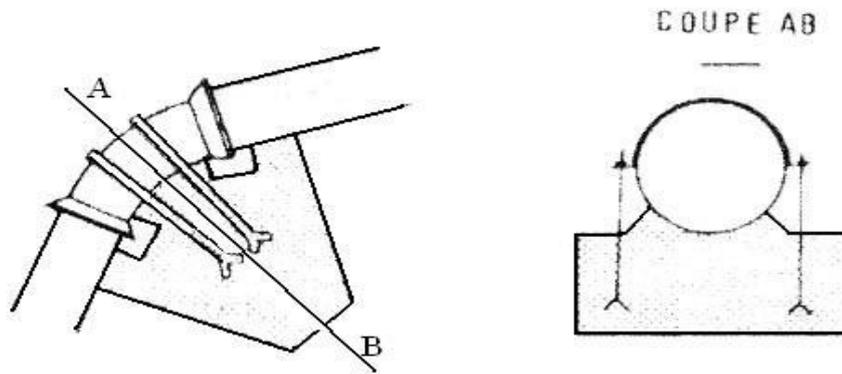


Figure (V-10) : Butée sur coude vertical

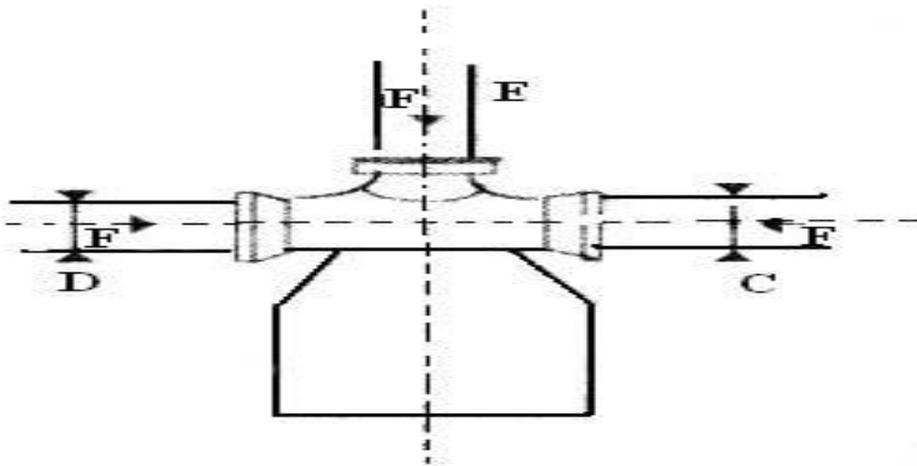


Figure (V-11) : Butée sur branchement

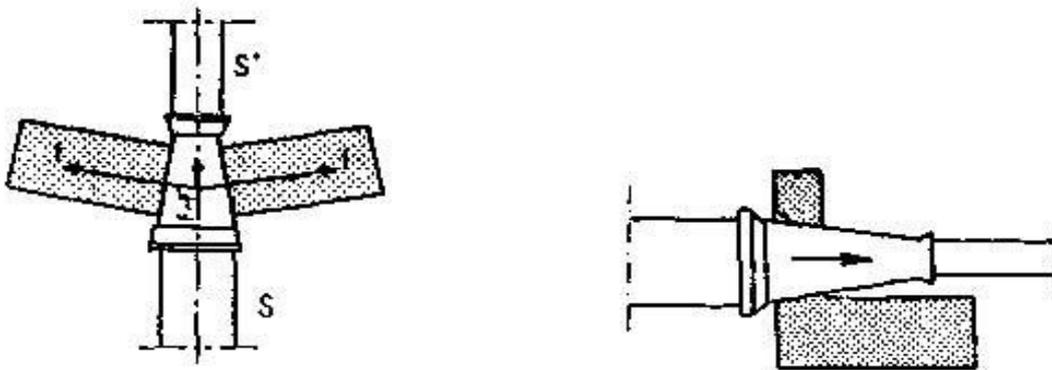


Figure (V-12) : Butée sur un cône

V.5.6. Pose en élévation

Lors de la traversée des terrains très accidentés ou de dépression, la conduite reposera sur des tasseaux en béton dans lesquels des têtes de pieux seront noyées jusqu'au bon sol. Les tasseaux peuvent être au nombre de deux par tuyau ou de un.

V.6. Essais hydrostatiques du réseau (en tranchée)

Dès la fin des travaux sur l'ensemble du réseau ou une partie homogène dotée de tous ses équipements hydrodynamiques et avant le remblaiement de la tranchée, il sera procédé à un assai progressif du réseau jusqu'à ce que la pression atteigne la pression de service demandée pour vérifier l'étanchéité des joints (Figure (V-14)). Tous les ouvrages et organes de la conduite feront l'objet d'une vérification et éventuellement d'une manœuvre test sur des tronçons de 200 m au maximum, avec une pression égale à la pression majorée de 50 % pendant un temps d'épreuve de 30 minutes. Cette opération s'effectue à l'aide d'une pompe d'épreuve, et la variation de pression doit être inférieure à 0.2 bar [18].

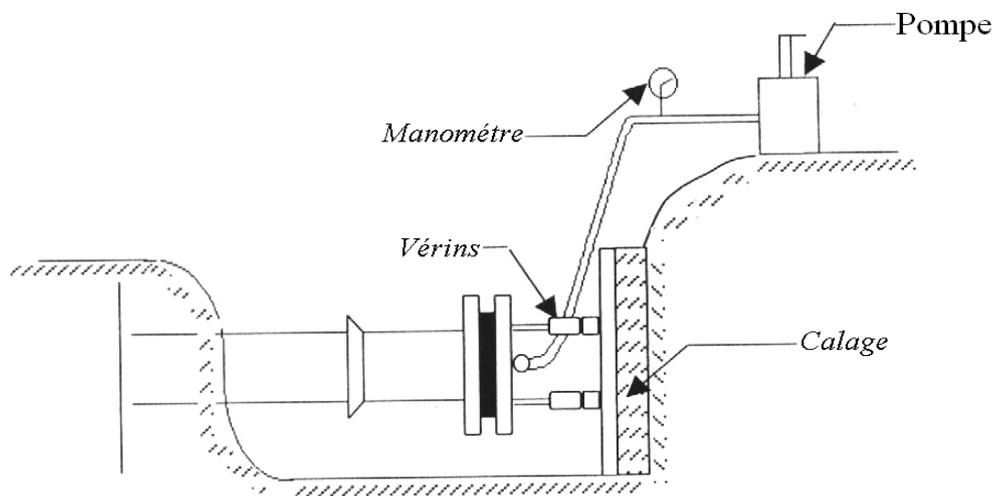


Figure (V-13) : Butée d'extrémité en vue d'un essai

V.7. Réalisation des tranches

La section transversale de la tranchée est fonction de :

- Sa profondeur (H) ;
- Sa largeur (L) ;

- Son coefficient du talus (m).

a) La profondeur :

$$H = H_1 + D + H_2 \quad (\text{V-1})$$

Avec :

- H : Profondeur de la tranchée ;
- H₁ : Epaisseur du lit de pose qui varie de 0,15 à 0,2 m ;
- H₂ : Distance au dessus de la génératrice supérieure de la conduite qui est de 0,6 à 1,2 m ;
- D : Diamètre de la conduite en (m).

b) La largeur :

Elle est en fonction du diamètre de la conduite, en prévoyant 0,3 m d'espace de part et d'autre de la conduite. Elle se calcul par :

$$L = D + 2 \times 0,3 \quad (\text{VI-2})$$

Avec :

- ❖ L : Largeur de la tranchée en (m),
- ❖ D : diamètre de la conduite en (m).

c) Coefficient du talus :

Il est fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol.

Nous en donnons quelques valeurs pour les sols qu'on retrouve fréquemment dans la région :

Tableau (V-9): Coefficient du talus pour les tranchées

Type de sol	Profondeur de la tranchée	
	H > 1,5 m	H < 1,5 m
Sable	m = 1	m = 0,5
Limon sableux	m = 0,65	m = 0,25
Limon argileux	m = 0,5	m = 0,5

VI.8. Précaution intéressant les conduites

L'entrepreneur prendra toutes dispositions utiles pour que lors des travaux aucun corps étranger ne vienne pénétrer dans les tuyaux. Il devra en particulier vérifier chaque élément de tronçons avant sa pose et procéder à un bouchage efficace des tronçons posés ou en cours d'essai [18].

V.9. La stérilisation des conduites neuves avant la mise en service

Après l'achèvement des travaux de pose de conduites ,la livraison de l'eau au consommateur ne peut se faire qu'après désinfection totale du réseau, elle doit être précédée d'un nettoyage soit au chlore ou au permanganate de potasse, après un rinçage avec de l'eau claire pour éliminer la terre ou les poussières introduites pendant la pose plutôt qu'un simple remplissage suivi d'une vidange souvent insuffisant ou un rinçage au fil de l'eau, il est préférable de procéder à un nettoyage mécanique [18].

V.10. Protection des conduites

Supposons qu'une conduite fonctionne en régime permanent, le changement de ce régime engendre une série d'ondes de pressions qui se propagent le long de la conduite, en s'amortissant progressivement en raison des pertes d'énergies dues aux frottements, pour reprendre enfin le régime initial, c'est le phénomène **du coup de bélier (transitoire)**.

Ces variations de pressions causées par des changements de régime plus ou moins rapide, voire brusque, entraînent des contraintes sur le matériel, où l'adduction se trouve affectée par ces valeurs extrêmes. Compte tenu de la complexité du phénomène, des méthodes approximatives, graphiques ou numériques ont pris le relais pour permettre aux Ingénieurs de quantifier ce type de phénomène [18].

V.11. Conclusion

A travers ce chapitre, nous nous sommes intéressés à deux parties, qui sont la pose et la protection des conduites.

L'étude du coup de bélier a permis de déterminer les valeurs maximales de surpression et de dépression dans les tronçons d'adduction afin de déterminer les moyens de protection anti-bélier nécessaires dans les tronçons concernés.

Pour l'adduction gravitaire; des ventouses et des vidanges seront installées respectivement sur les points hauts et bas pour permettre l'évacuation de l'air accumulé au point haut et éviter le problème de dépôts dans les conduites.

Et pour l'adduction par refoulement ; d'après les résultats le coup de bélier ne crée pas de risques donc : il suffit d'installer une soupape de décharge à la sortie de la station de pompage.

La pose des conduites est une opération qui doit se faire d'une manière à assurer l'étanchéité des joints ainsi que l'équilibre des tuyaux. Une mauvaise pose des conduites va se répercuter sur le rendement du réseau et sur les frais d'entretien qui vont augmenter.

Chapitre VI

Réseau de distribution

VI.1. Introduction

Le réseau de distribution est un système de conduites connectées entre elles. L'eau est distribuée à partir de ce réseau qui doit être dimensionné de telle façon à assurer le débit et la pression nécessaires à chaque consommateur. Notre étude se basera sur la distribution en eau potable pour le village de TAKA.

VI.2. Classification des réseaux

Suivant la structures et l'importance de l'agglomération, on distingue différents types de réseaux de distribution dont :

VI.2.1. Réseau ramifié

Le réseau ramifié, dans lequel les conduites ne comportent aucune alimentation en retour, présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture : un accident sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés d'aval [7].

VI.2.2. Réseau maillé

Le réseau maillé permet, une alimentation en retour, au contraire du réseau ramifié, une simple manœuvre de robinets permet d'isoler le tronçon accidenté et de poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés d'aval. Il est bien entendu, plus couteux d'établissement, mais en raison de la sécurité qu'il procure, il doit être toujours préféré au réseau ramifié.

VI.2.3. Réseau mixte

Un réseau est dit mixte (maillé-ramifié), lorsque ce dernier constitue une partie ramifiée et une autre maillée. Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par les ramifications issues des mailles utilisées dans le centre-ville.

VI.3. Choix du type de réseau

Il y a plusieurs facteurs qui influent sur la conception du réseau, on peut noter que les plus importants sont l'emplacement des principaux consommateurs, le relief et l'urbanisation de la région. Dans notre cas on opte pour un réseau ramifié.

VI.4. choix du type des conduites

Notre choix est porté sur des conduites en **PEHD PN10**, pour les multiples avantages qu'il présente, à savoir :

- Leur disponibilité sur le marché ;
 - Utilisable dans les terrains accidentés et montagneux ;
 - Facilité de la pose ;
 - Résistance à la corrosion interne et externe ;
 - Bonnes caractéristiques hydraulique et longue durée de vie.
- **VI.5. Choix du tracé**

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

- Minimiser le nombre de passage difficiles (traversée de route, zone rocheuse ...)
- Eviter les pentes trop fortes ;
- Préférer les zones accessibles, le long des chemins existants (routes ...)
- Penser aux problèmes de propriété de terrain et d'autorisation.

VI.6. Calcul hydraulique

VI.6.1. détermination des débits

VI.6.1.1. Débit de pointe

Le débit de pointe (Q_p) représente la consommation maximale horaire qui est donnée par les résultats obtenus lors de l'établissement de la consommation horaire :

$$Q_P = \frac{P * Q_{maxj}}{100} \quad (VI.1)$$

Avec :

- $Q_{max.j}$: Débit maximum journalier (m^3/h) qui est de 387,072 ;
- Q_p : débit de pointe ;
- P : pourcentage horaire (%)

Pour notre zone on a :

Nombre d'habitants : 2676 hab et $K_{\max}=2,5$

D'après le tableau des régimes de consommation on a notre heure de pointe avec un pourcentage de 8,5 % de la consommation journalière.

$$Q_p = \frac{8,5 \cdot 387,072}{100} = 32,9 \text{ m}^3/\text{h}$$

Débit de pointe:

$$Q_p = 9,14 \text{ l/s}$$

VI.6.1.2. Débit spécifique

Pour le calcul, on admet l'hypothèse que la consommation domestique est répartie régulièrement sur la longueur du réseau de distribution, on utilise donc la notion du débit spécifique en l/s/ml. Ce débit qui est fonction du linéaire de la conduite, se calcule comme suit :

$$Q_{sp} = \frac{Q_p}{\sum L} \quad (\text{VI.2})$$

Avec :

- Q_p : débit de pointe (l/s)
- $\sum L$: Somme des longueurs du réseau en (m).

Pour notre zone

$$\sum L : 2609 \text{ m}$$

$$Q_{sp} = \frac{9,14}{2609}$$

$$Q_{sp} = 0,0035 \text{ l/s.m}$$

VI.6.1.3. Débit en route

Le débit en route de chaque tronçon est le produit de sa longueur par le débit spécifique, il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_{sp} \times l_i \quad (\text{VI.3})$$

Avec :

- Q_r : Débit en route (l/s) ;
- Q_{sp} : Débit spécifique (l/s/ml), qui est de **0,0035 l/s.m**
- l_i : Longueur du tronçon concerné (m).

VI.6.1.4. Débit aux nœuds

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud alimentant la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, ils sont déterminés par la formule suivante :

$$Q_{ni} = Q_{ci} + 0,5 \times \sum Q_{ri} \quad (\text{VI.4})$$

Avec

- Q_{ni} : Débit nodal du nœud concerné ;
- $\sum Q_{ri}$: Somme des débits en route des tronçons qui entourent le nœud i ;
- Q_{ci} : Débit concentré au nœud i en (l/s).

VI.6.2. Détermination des pressions

Connaissant les cotes des différentes extrémités des différents tronçons de notre réseau, ainsi que leurs pertes de charge, nous pouvons déterminer les pressions exercées au sol, telle que :

$$P_j = C_{pj} - C_{tj} \quad (\text{V.5})$$

Avec :

- P_j : la pression au sol du point considéré (m)
- C_{pj} : la cote piézométrique du même point considéré (m)
- C_{tj} : la cote de terrain du point considéré (m)

La cote piézométrique est donnée par la formule suivante :

$$C_{pj} = C_{pi} - H_1(ij) \quad (\text{V.6})$$

Avec :

- C_{pi} : la cote piézométrique du point (i)
- $H_1(ij)$: la perte de charge dans le tronçon (ij), l'écoulement s'effectue de (i) vers (j)

Les résultats des différents calculs sont donnés dans ce qui suit:

VI.6.3. Détermination des débits du réseau

VI.6.3.1. Les débits du Réseau

Tableau (VI-1) : les débits de route et les débits des tronçons

Nœuds	Tronçons	L (m)	Q_{sp} (l/s.m)	Q_r (l/s/m)	$0,5*Q_r$ (l/s)	Q_n (l/s)
2	2-R	375	0,0035	1,313	0,66	1,87
	2-3	300	0,0035	1,05	0,53	
	2-4	445	0,0035	1,56	0,78	
3	2-3	300	0,0035	1,05	0,53	0,27
4	2-4	445	0,0035	1,56	0,78	0,39
5	2-5	534	0,0035	1,87	0,94	2,63
	5-6	500	0,0035	1,75	0,89	
	5-7	455	0,0035	1,59	0,8	
6	5-6	500	0,0035	1,75	0,89	0,45
7	5-7	455	0,0035	1,59	0,8	0,4

VI.7. Modélisation et simulation du réseau :

Les étapes classiques de l'utilisation du logiciel EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes :

- ✚ Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistrée dans un fichier au format texte.

- ✚ Saisir les propriétés des éléments du réseau.
- ✚ Décrire le fonctionnement du système.
- ✚ Sélectionner un ensemble d'options de simulation.
- ✚ Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité.
- ✚ Visualiser les résultats d'une simulation.
- ✚ Choisir les diamètres qui donnent des vitesses entre **0,5** et **1,5 m/s**.

VI.8.les résultats de la simulation:

Les résultats obtenus sont représentés dans les tableaux ci-après:

Tableau (VI-2) : Répartition des résultats pour chaque tronçon du Réseau

Tronçon	Longueur(m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
2-R	375	110,2	6,01	0,63
2-3	300	27	0,27	0,47
2-4	445	20	0,39	1,24
2-3	534	63,8	3,48	1,09
2-4	500	27	0,45	0,79
2-5	455	20	0,4	1,27

Tableau (VI.3) : Répartition des résultats au niveau de chaque nœud du Réseau

	Altitude	Demande	Charge	Pression
ID Noeud	m	LPS	M	m
Noeud 2	651	1,87	663,63	12,63
Noeud 3	649	0,27	659,87	10,87

Noeud 4	585	0,39	618,36	33,36
Noeud 5	635	2,63	653,46	18,46
Noeud 6	630	0,45	638,03	8,03
Noeud 7	570	0,4	605,02	35,02
Réservoir 1	663	6,01	665	2

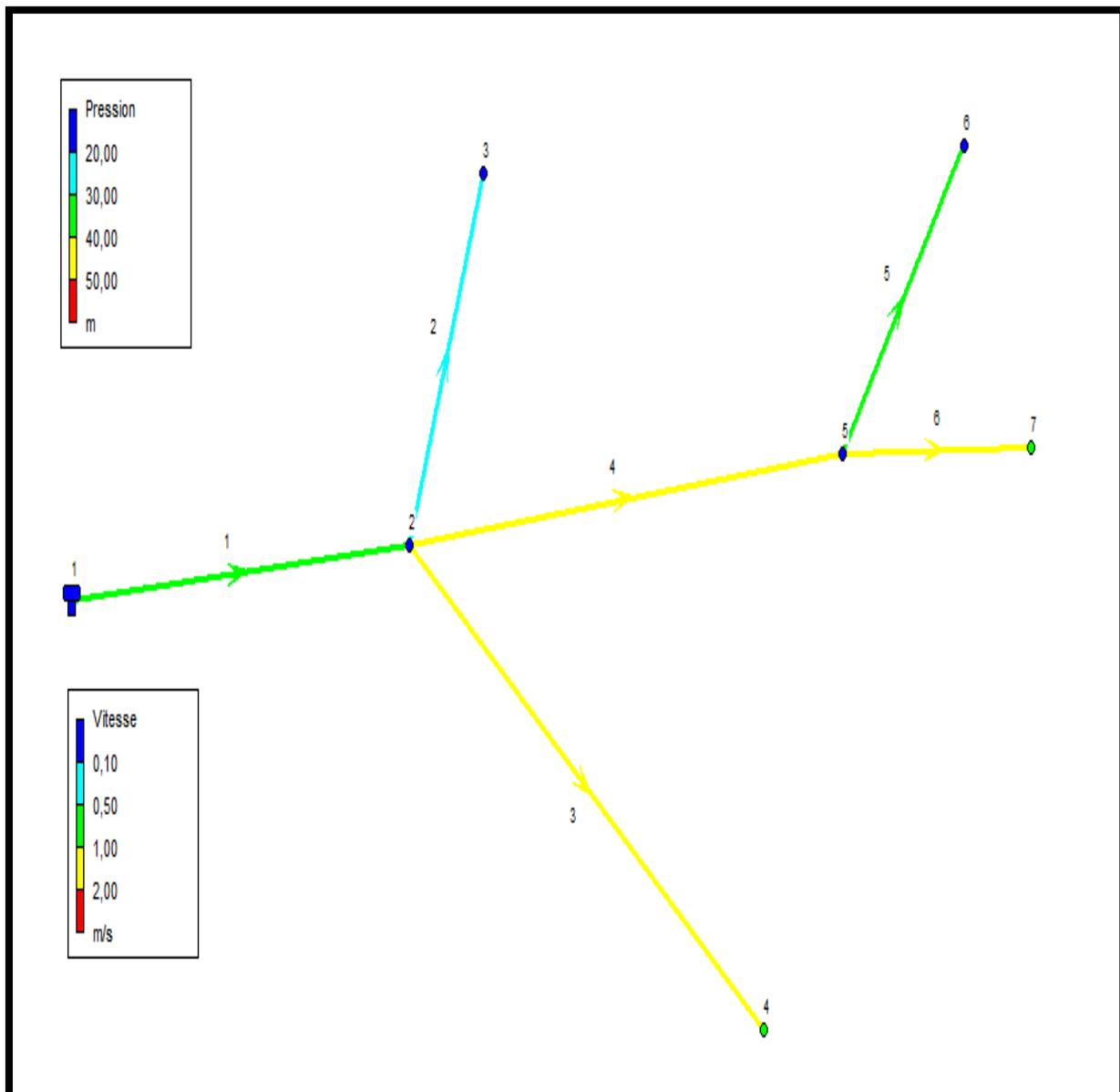


Figure (VI-1) : Etat des nœuds après simulation

V.8. Equipement du réseau de distribution

Le réseau de distribution comporte des équipements permettant son fonctionnement et son exploitation, dont les principaux sont résumés ci-dessous [17] :

- ✚ **Robinets** : en principe ces appareils seront posés en vue de permettre l'isolement de divers tronçons de canalisation. Nous les trouvons donc à chaque nœud.
- ✚ **Ventouses** : c'est un organe de dégazage, elles permettent l'évacuation d'air contenu dans les conduites. Elles sont placées aux points hauts de réseau.
- ✚ **Robinets de décharges** : Ils sont placés aux points bas du réseau pour permettre la vidange.
- ✚ **Clapets** : Leurs rôle est d'empêcher le retour de l'eau en sens inverse de l'écoulement prévu. On les dispose principalement aux points de puisage et dans les stations de pompage alimentant une adduction.
- ✚ **Poteaux d'incendie** : de tels poteaux doivent être raccordés sur des canalisations capables de fournir au point correspondant un débit minimal de 17 l/s sous 0.6 bar. Ils sont placés aux bordures des trottoirs, espacés de 200 à 300 m.
- ✚ **Régulateurs de pression** : ce sont des dispositifs permettant le réglage de la pression d'une façon à ne fournir au réseau de distribution que les pressions désirées.
- ✚ **Les raccords** : ce sont des composants permettant d'adapter la conduite au tracé prévu au projet. Le tableau (VI.4) indique la fonction de chaque raccord :

Tableau (VI.4) : Fonctions des raccords

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

V.9. Conclusion

A travers ce chapitre, on a pu déterminer les diamètres des différents tronçons du réseau de distribution pour qu'il fonctionne dans des conditions de pressions et de vitesses adéquates.

Des mesures d'entretien, de contrôle et de gestion doivent être prises afin d'assurer une longue durée de vie du réseau.

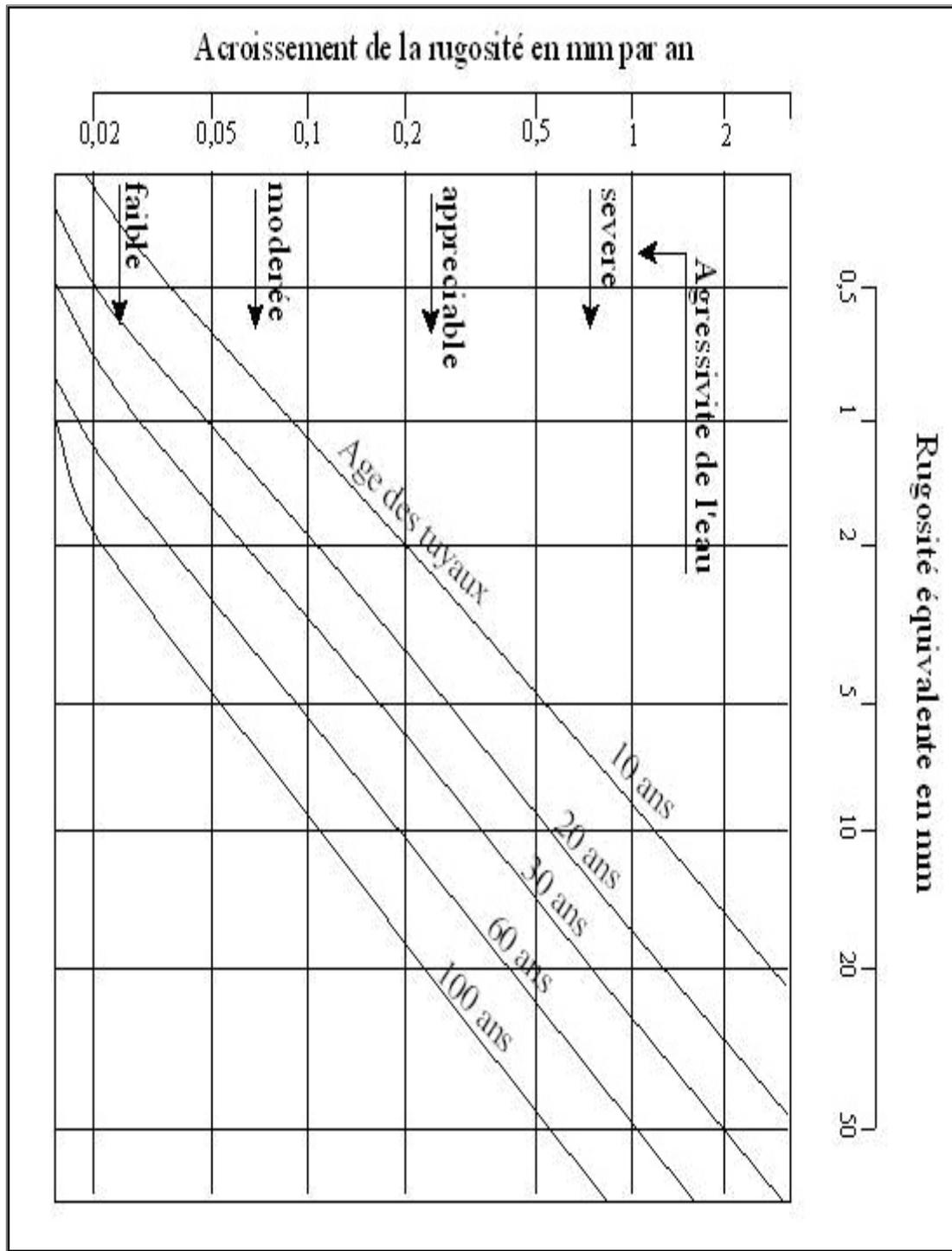
Conclusion générale

Conclusion générale

Références bibliographiques

- [1] Bureau d'étude youcef khoudja MECHTRAS
- [2] «Service de l'APC et subdivision de Tizi-Gheniff et l'APC de M'kira».
- [3] «Service météorologique de la wilaya de Tizi-Ouzou».
- [4] «ouvrage à savoir».
- [5] **F. VALIRON**, «Gestion des eaux, alimentation en eau et assainissement,» Ecole nationale des ponts et des chaussés, 1989.
- [6] **F. VALIRON**, «Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement Tome 1,» *Edition technique et documentation Lavoisier*, 1994.
- [7] **A. DUPONT**, «hydraulique urbaine Tome 2,» *Edition Eyrolles*, 1979.
- [8] **A. SADOUNE** et **D. HAMID**, «Etude du raccordement de la station de désalement d'eau de mer de l'oued Sebt Daira de Cherrhell (w) Tipaza,», *Projet de fin d'études, DEUA*, Université de Béjaia, Béjaia, 2008.
- [9] **J. BONNIN**, *Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance*, *Edition Eyrolles*, 1977.
- [10] **M. CARLIER**, *Hydraulique générale et appliquée*, *Edition Eyrolles*, Paris, 1989.
- [11] **B. BENDAHMANE** et **N. OUBELGHA**, «Renforcement de l'AEP de OUADIAS et Tagmount El Djid à partir de Takhoukht (W) Tizi-Ouzou,», *Projet de fin d'études, Ingéniorat*, Université de Béjaia, Béjaia, 2007.
- [12] **P. PERNES**, *Hydraulique unidimensionnelle partie 2*, *Edition Cemagref*, Massy 2004.
- [13] **R. BOURRIER** et **B. SELMI**, *Technique de la gestion et de la distribution de l'eau*, *Edition Le Moniteur*, Paris, 2011.
- [14] **A. ZERRAGA**, «Eude de la chaine d'adduction de la commune Draa El Gaid (W) Béjaia,», *Mémoire de fin d'études, Master*, Université de Béjaia, Béjaia, 2009.
- [15] **S. BENNIS**, «Hydrulique et hydrologie,», *Edition Presse*, Québec, 2009.
- [16] **A. LENCASTRE**, «Hydraulique générale,» *Edition Eyrolles*, Paris, 2005.
- [17] **S. HAMMI** et **S. YAHIAOUI**, «Alimentation en eau potable du centre de l'Ouracia wilaya de Sétif,», *Mémoire de fin d'études, Ingéniorat*, Université de Béjaia, Béjaia, 2011.

Annexe (2): Abaque de PETER LAMON

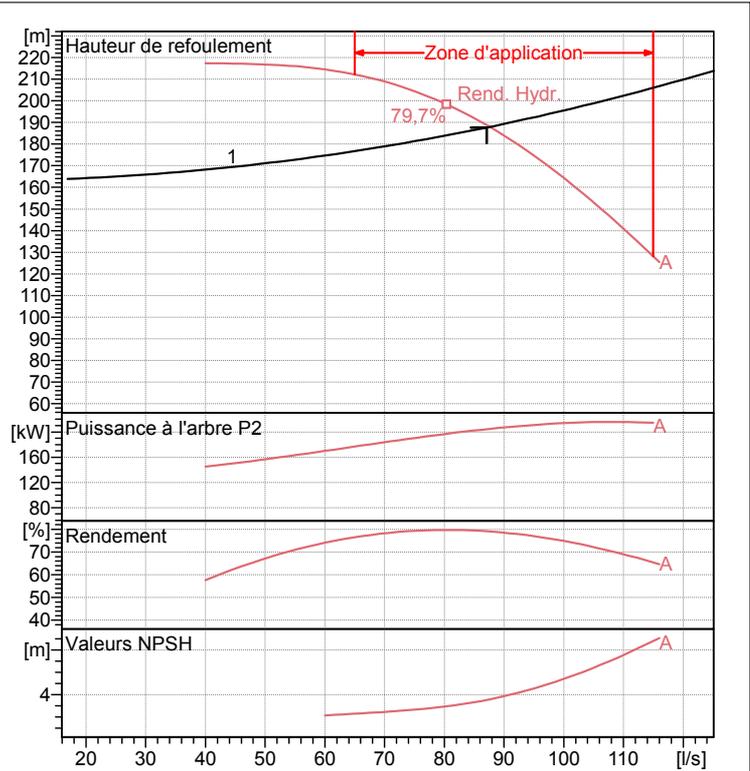


Annexe (4) : Les diamètres des conduites en PEHD à différentes pressions nominales

	PN 06		PN 10		PN 16		PN 20	
diamètre extérieur	épaisseur	diamètre intérieur						
20					2,3	15,4	2,3	15,4
25			2,5	20	2,8	19,4	3	19
32			2,5	27	3,6	24,8	3,6	24,8
40	2	36	3	34	4,5	31	4,5	31
50	2,4	45,2	3,7	42,6	5,6	38,8	5,6	38,8
63	3	57	4,7	53,6	7,1	48,8	7,1	48,8
75	3,6	67,8	5,6	63,8	8,4	58,2	8,4	58,2
90	4,3	81,4	5,4	79,2	8,2	73,6	10,1	69,8
110	4	102	6,6	96,8	10	90	12,3	85,4
125	4,5	116	7,4	110,2	11,4	102,2	14	97
160	5,8	148,4	9,5	141	14,6	130,8	17,9	124,2
200	7,2	185,6	11,9	176,2	18,2	163,6	22,4	155,2
250	9,1	231,8	14,8	220,4	22,7	204,6	27,9	194,2
315	11,4	292,2	18,7	277,6	28,6	257,8	35,2	264,6
400	14,5	371	23,7	352,6	36,3	327,4	44,7	310,6

PM 150/ 7 A	
Caractéristiques requises	
Débit	87,1 l/s
Hauteur de refoulement	188 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	87,6 l/s
Hauteur de refoulement	188 m
Puissance absorbée	205 kW
Rendement	79,1%
Hauteur manométrique H(Q=0)	256 m
Orif. de refoulement	150 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	250 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	2760 kg

Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

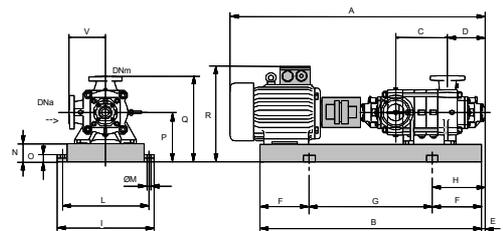


Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C

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

Dimensions mm

- A = 3334
- B = 2742
- C = 985
- D = 351
- DNa = 200
- DNm = 150
- E = 236
- F = 400
- G = 1942
- H = 636
- I = 870
- L = 820
- M = 20
- N = 180
- O = 42
- P = 535
- Q = 905
- R = 1080
- V = 370



Notes:

Date 20.09.2017	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

Résumé

Ce présent travail consiste à l'étude de l'alimentation en eau potable la commune de M'kira , afin de subvenir en qualité et en quantité aux besoins croissants des consommateurs jusqu'à l'horizon 2046. Comme toute étude classique, elle est divisée en plusieurs parties dont : l'estimation des besoins à l'horizon d'étude, les réservoirs, l'adduction, les pompes, la protection des conduites et le dimensionnement du réseau de distribution.

Abstract

This report represents M'KIRA's water supply system study, which is done in order to provide water of quality and quantity for the growing consumers until 2046. As every classical study, it is divided to several parts, which principally are: water needed quantities estimation, reservoirs, canalization, pumps, and pipelines protection and distribution network calculation.

ملخص

وينطوي هذا العمل على دراسة إمدادات مياه الشرب إلى بلدية مكيرة من أجل توفير الجودة والكمية للاحتياجات المتزايدة للمستهلكين حتى عام 2046. وعلى غرار أي دراسة تقليدية، مقسمة إلى عدة أجزاء، منها: تقدير الاحتياجات في أفق الدراسة، والخزانات، والتقريب، والمضخات، وحماية الأنابيب، وأبعاد شبكة التوزيع.