

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil



Mémoire fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme Master 2 en Génie Civil
Option : Constructions Hydrauliques et Aménagements.



Présenté par :

M^{elle} AIT SAI Saida
M^{elle} AMMICHE Katia

Proposé par : DHW de TIZI-OUZOU

Devant le jury:

Mr. KHATTAOULM ... Pr. à l'UMMTOPrésident
Mr. DJEMAI.M Pr. à l'UMMTO.....Promoteur
Mme.BOUZELHA.K..... Pr. à l'UMMTO.....Examinatrice
Mr.DAHMOUS.H..... M.C.A à l'UMMTO.....Examineur

Promotion: 2018/2019

Remerciement

Avant tout, Nous remercions Dieu qui nous a donné la patience et la sagesse pour mener à terme ce travail.

Nous voudrions remercier notre promoteur « Mr. DJEMAI », d'avoir accepté de nous encadrer durant ce projet, et de nous avoir soutenus durant tout notre travail et pour les conseils précieux qu'il nous a procuré.

Nous tenons à remercier « Mr KHATTAOUI », pour ces conseils, son aide et sa disponibilité.

Nos remerciements également « Mr. HADJ HAMMOU » d'avoir proposé ce thème, pour leurs aide au sein de la direction de la wilaya de Tizi-Ouzou, et tout le personnel de l'APC de M'KIRA pour leurs aide.

Mes remerciements sont destinés aussi aux membres du jury d'avoir fait l'honneur d'examiner ce modeste travail. De plus je remercie tous les enseignants du département d'hydraulique.

Merci

Dédicaces

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

A ma mère et mon père pour leurs sacrifices et soutiens afin

D'atteindre mon objectif

A mes frères (Mohand et Nacre) et mes sœurs (Cilya, Rabiha, Soria, khalodja, Zahra et Karima et zahia).

A tous les sentons de ma famille (Boussad, Jugurtha, Zahia et Aissi, Meriem, Samar et Aya Imane, Axile et Lana, salasse et Mayas, Malak).

A mon binôme (t) Saida

A toute ma famille (ammiche) ; Mon mari et ma belle-famille.

A la mémoire de tous nos enchères que dieu les accueille dans son vaste Paradis, amen

A tous mes amis mes collègues sans exception.

A la promotion de CHA 2018/2019

Et surtout une Spéciale Dédicace et un profond respect pour

Katia.

*Je dédie ce modeste travail pour mes très chers parents,
que Dieu les protège.*

A mes chers frères « Fateh, Takfarinas, Kamel »

A mes chères sœurs « Nacira, Kahina, Souhila »

A mon mari «Jugurtha » et ma belle famille

*A mes neveux et nièces« Cherif, Syphax, Tahar, Said,
, Aya, Sarah, tinhinane, thanina »*

A tous mes amis (es) sans exception.

A mes amies de la cité universitaire« Cylia, Katia, R'biha»

»

A la promotion de CHA 2018/2019.

SAIDA

Liste Des Abréviations

- AEP** : l'alimentation en eau potable.
- ANRH** : Agence Nationale des Ressources Hydriques.
- A.P.C** : Assemblée Populaire Communale.
- DHW** : Direction d'Hydraulique de Wilaya.
- Hg** : Hauteur géométrique(m).
- Hmt** : Hauteur manométrique(m).
- V₀** : Vitesse moyenne d'écoulement.
- S** : Section de la conduite.
- Q** : débit refoulé dans la conduite en (m³/s).
- Q max j** : débit maximum journalier en m³/j
- Q min j** : débit minimum journalier en m³ /j
- Q moy** : Consommation moyenne journalière en eau potable (l/s)
- Q moy j** : débit moyen journalier en m³ /j
- Q moy, h** : débit moyen horaire en m³/h
- e** : Epaisseur de la paroi(mm).
- CR** : Côte Radier(m).
- CTP** : Côte Trop Plein
- ACL**: Agglomération Chef-Lieu.
- T °C** : Température.
- D**: Diamètre.
- Dext**: Diamètre extérieur.
- Dint** : Diamètre intérieur.
- DN** : Diamètre Nominal.
- DA** : Dinar Algérien.
- Max** : Maximum.
- Moy** : Moyenne.
- Min** : Minimum.
- Fam** : frais d'amortissement.
- A** : coefficient d'annuité.
- i**: Taux d'annuité annuel.
- n**: nombre d'années d'amortissement.
- Pue** : Prix d'un kilo-watt-heur.
- λ** : Coefficient de pertes de charge.

Liste Des Abréviations

j : Pertes de charge linéaire.

Re : nombre de Reynolds.

ϵ : La rugosité.

Js : pertes de charge singulières.

Jt : pertes de charge totale.

Pabs : la puissance absorbée par la pompe.

η : rendement de la pompe en.

E : l'énergie consommée par la pompe.

Ft : Le bilan des frais.

B : la valeur de coup de bélier.

a : La célérité des ondes du bélier.

K : coefficient dépendant de la nature du matériau de la conduite.

ρ : Masse volumique de l'eau.

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

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

Pmax : la pression maximale.

Pmin : la pression minimale.

PP : Point de Piquage.

Nd : Niveau dynamique.

SR : Station de Reprise.

PE : Polyéthylène.

PVC : Chlorure de polyvinyle.

PEBD : Polyéthylène à Basse Densité.

PEMD : Polyéthylène à Moyenne Densité

PEHD : Polyéthylène à Haute Densité.

PVC : Chlorure de polyvinyle.

NGA : Nivellement générale Algérien.

NPSH : Charge nette d'aspiration.

NPSHd : Charge nette d'aspiration Disponible.

NPSHr : Charge nette d'aspiration Requisite.

Ns : Niveau Statique.

NTU : Néphélométrie Turbidity Unit.

OMS : Organisation Mondiale de la Santé.

Liste des figures

Figure (I.1) : situation géographique de la commune de M'Kira	2
Figure(I.2) : Carte des altitudes.....	3
Figure (I.3) : situation hydrographique de la commune de M'KIRA.....	5
Figure (I.4) : Représentation des températures moyennes mensuelles	6
Figure(I.5): Représentation des précipitations moyennes mensuelles.....	7
Figure(I.6): Diagramme Ombrothermique de Bagnouls et Gaussens.....	8
Figure(II.1): Diagramme de l'évolution de la population pour différents horizons.....	13
Figure (II.5) : Histogramme de l'évolution de la consommation journalière.....	29
Figure(III.1): Les tuyaux en PEHD.....	36
Figure (III.2): bout à bout « boteuse »	36
Figure (III.3): Raccordement par accessoires électro-soudable.....	37
Figure (III.4): Robinet vanne à opercule.....	38
Figure (III.5): vanne papillon.....	39
Figure (III.6): ventouses.....	39
Figure(III.7): clapet à double battant.....	40
Figure (III.8) : clapet à simple battant.....	40
Figure (III.9) : clapet à simple battant (à brides).....	40
Figure (III.10): crépine	41
Figure(III.11) : Présentation de la surpression maximale et la dépression maximale dans la conduite d'adduction.....	48
Figure (III.12) : Schéma d'adduction.....	51
Figure(IV.1) : pose des conduites en terre.....	59
Figure (IV.2): pose d'une canalisation dans un terrain ordinaire.....	59
Figure (IV.3): pose en mauvais terrains.....	60
Figure (IV.4): traversée d'une route au moyen d'une gaine.....	60

Liste des figures

Figure(IV.5): traversée d'une route au moyen d'enrobage dans le béton.....	61
Figure (IV. 6) : Pose des conduites en galerie.....	61
Figure (IV.7): traversée d'un cours d'eau.....	62
Figure (IV.8): pose à proximité des eaux usées.....	62
Figure (IV.9): butée et amarrage.....	63
Figure (IV.10) : Pose en tranchée.....	63
Figure (IV. 11) : La profondeur de la fouille.....	64
Figure (IV.12): lit de pose de la conduite.....	64
Figure(IV.13): Remblayage de la fouille.....	65
Figure(IV.14) : l'entartrage.....	66
Figure(IV.15): la corrosion dans les conduites.....	67
Figure (IV.16) : Protection cathodique.....	68
Figure (V.1) : Emplacement du réservoir au milieu d'une agglomération.....	71
Figure(V.2) : Emplacement de réservoir en altitude	71
Figure (V.3): Conduite de distribution.	74
Figure(V.4): by-pass.....	74
Figure (V.5): trop plein + vidange.....	74
Figure (V.6): trop plein + vidange.....	75
Figure(V.7) : matérialisation de la réserve d'incendie.....	75
Figure (V.8): Schéma générale d'un réservoir.....	78
Figure (V.9): la courbe d'apport et consommation journalière.....	79
Figure (V.10) : Capacité graphique de réservoir Ighil-oukerrou R1.	82
Figure (V.11) : Capacité graphique de réservoir Tamdikt R2	84
Figure(V.12): Capacité graphique de la station de reprise Tizi-Badhou SR1.....	87
Figure(V.13): Capacité graphique de réservoir Tighilt-Bougueni R3.....	89
Figure(VI.1): couplage en série.....	94
Figure (VI.2) : couplage en parallèle.....	94

Liste des figures

Figure(VI.3) : Schéma d'une installation aspiration- refoulement.....	95
Figure (VI.4) : Courbes caractéristiques des pompes et des conduites.....	96
Figure(VI.5) : Recherche du point de fonctionnement désiré par vannage.....	98
Figure (VI.6) : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe par rognage.....	99
Figure (VI.7): Recherche du point de fonctionnement désiré par variation de la vitesse de rotation.....	100
Figure(VI.8): Photos illustrant le phénomène de cavitation sur des aubes de pompe centrifuge.....	100
Figure (VI.9) : Graphe des courbes NPSH.....	102
Figure (VI.10) : courbe caractéristique de la pompe PM100 /3C.....	104
Figure(VII.1): le Coup de Bélier.....	107
Figure (VII.2): conséquences du coup de bélier.....	108
Figure (VII.3) : l'état de la conduite pendant la phase 1.....	108
Figure (VII.4): représentation de la phase 2 du coup de bélier.....	109
Figure (VII.5) : phase trois du coup de bélier.....	109
Figure (VII.6) : représentation de la phase quatre.....	110
Figure (VII.7): Les différentes cheminées d'équilibre.....	112
Figure (VII.8): Les différentes formes de réservoirs anti-bélier.....	113
Figure (VII. 9) : Réservoir d'aire anti bélier.....	113
Figure (VII.10) : Principe de disposition du réservoir d'air l'anti bélier.....	114
Figure (VII.11): Remplissage du réservoir anti-bélier.....	114
Figure (VII.12) : graphe Puech Meunier pour la conduite reliant le réservoir de Tighilt - Baugueni.....	117
Figure (VII.13) : graphe Puech Meunier pour la conduite reliant le réservoir de Tighilt – Baugueni.....	118

Liste des tableaux

Tableau(I.1): Températures de l'air mensuelle de la commune M'kira.....	6
Tableau (I.2) : Pluviométrie moyenne mensuelle et annuelle de la commune de M'kira.....	6
Tableau (I.3): Les moyennes de températures et précipitation.....	7
Tableau(II.1): Réservoirs existants	10
Tableau(II.2): Nombre d'habitants des différents villages(RGPH2008).....	12
Tableau(II.3): Estimation de la population des villages de M'kira.....	13
Tableau(II.4.1): besoins domestique à l'horizon 2019.....	16
Tableau(II.4.2): besoins domestique à l'horizon 2029.....	17
Tableau(II.4.3): besoins domestique à l'horizon 2039.....	18
Tableau(II.4.4): besoins domestique à l'horizon 2049.....	19
Tableau(II.5): Les besoins scolaires.....	20
Tableau(II.6): Besoins socioculturels... ..	21
Tableau(II.7): Tableau récapitulatif des différents besoins en eau à différents horizons.....	22
Tableau(II.8): Récapitulatif de la consommation moyenne journalière majorée à 20%.....	24
Tableau(II.9): Variation de la consommation journalière.....	27
Tableau(II.10): Variation du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitants.....	30
Tableau(II.11): Bilan ressources – besoins.....	31
Tableau(III.1) : Valeur de la rugosité pour différents matériaux.....	45
Tableau(III.2) : Etude d'adduction par gravitaire du réservoir Ighil –Okerrou point de piquage n°1.....	52
Tableau (III.3) : Etude d'adduction par gravitaire du point de piquage n°1 Réservoir Tamdikt	53
Tableau(III.4) : Etude d'adduction par gravitaire du point de piquage n°1-Réservoir de la station de Tizi-Badhou	54
Tableau (III.5) : Application Adduction par refoulement de SR1 vers Réservoir (R3) de THIGHILT BOUGUENI	54
Tableau(III.6): récapitulatif des résultats obtenus.....	57
Tableau(V.1): Les hauteurs d'eau optimum en fonction de la capacité utile.....	73
Tableau(V.2) : dimensionnement du réservoir IGHIL OUKERROU R1.....	80
Tableau(V.3) : récapitule la capacité de réservoir projeté R1 à l'horizon 2049	81
Tableau(V.4) : Caractéristiques des réservoirs projetés	82
Tableau(V.5) : dimensionnement du réservoir TAMDIKT R2	82

Liste des tableaux

Tableau(V.6) : récapitule la capacité de réservoir projeté R2 à l’horizon 2049.....	83
Tableau(V.7): Caractéristiques des réservoirs projetés R2.....	84
Tableau(V.8) : dimensionnement de la station de reprise TIZI BADHOU SR1.....	85
Tableau(V.9) : récapitule la capacité de la station de reprise TIZI BADHOU SR1 L’horizon 2049.....	86
Tableau(V.10): Caractéristiques des réservoirs projetés de la SR1.....	86
Tableau(V.11) : dimensionnement du réservoir TIGHILT BOUGUENI R3.....	87
Tableau(V.12) : récapitule la capacité de réservoir projeté R3 à l’horizon 2049.....	88
Tableau(V.13): Caractéristiques des réservoirs projetés R3.....	88
Tableau(VI.1): Hauteurs d’élévation admissibles selon le type de roue des pompes.....	91
Tableau(VI-2) : Tension de vapeur d’eau pompée en fonction de la température.....	102
Tableau (VI.3): Caractéristique de la pompe en fonction de leurs nombres.....	104
Tableau(VII.1): Profil en long de la conduite.....	116
Tableau(VII.2) : Profile en long du tronçon de la station SR1 de Tizi-Badhou ver le réservoirR3TighiltBougueni.....	117

SOMMAIRE

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1.Introduction.....	1
I.2. Présentation de la zone d'étude.....	1
I.2.1. Situation géographique.....	1
I.2.2. Situation topographique.....	2
I.2.3. Situation hydrogéologique et hydrographique	4
I.2.4.Situation climatologique.....	5
I.2.4.1.Climat.....	5
I.2.4.2.Température.....	5
I.2.4.3.Pluviométrie.....	6
I.2.4.4.Diagramme ombrothermique : $p = f(2T)$	7
I.2.5.Situation hydraulique.....	8
I.2.6.Assainissement.....	9
I.3.Conclusion.....	9

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

II.1.Introduction.....	10
II.2. Les ouvrages existants.....	10
II.2.1. Ressources.....	10
II.2.2.Les réservoirs.....	10
II.3. Description du réseau existant	11
II.4.Estimation des besoins en eau	12
II.4.1.Situation démographique	12
II.4.2.Estimation de la population future a différents horizons.....	13
II.5.Dotation.....	15
II.6.Consomation moyennesjournalière.....	15
II.7.Défférents types de besoins.....	15
II.7.1.Besoins domestiques.....	16
II.7.2. Besoins scolaires.	20
II.7.3. Besoins socioculturels.....	21
II.7.4.Autres besoins.....	21
II.7.5.Présentation des différents besoins en eau a différents horizons.....	21
II.8.Majoration de la consommation moyenne journalière.....	24

SOMMAIRE

II.8.1.Détermination de la consommation maximale et minimale journalière.....	25
II.8.2.Variation du débit horaire.....	29
II.9.Bilan ressources –besoins.....	31
II.10. Conclusion.....	32

Chapitre III : étude d'adduction

III.1.Introduction.	33
III.2.Type d'adduction.....	33
➤ Adduction gravitaire	33
➤ Adduction par refoulement.....	33
➤ Adduction mixte.....	33
III.3. Choix du tracé des conduites d'adduction.....	33
III.4. Choix du type des conduites des conduites d'adduction.....	34
III.4.1. Existe plusieurs types des conduites.....	34
III.4.2.Tuyaux en fonte ductile.....	34
➤ Avantage des tuyaux en fonte.....	34
III.4.3.Conduites en polyéthylène (PE).....	35
➤ Avantage des tuyaux.....	35
➤ Inconvénient.....	35
III.5. Systèmes de raccordement.....	36
III.5.1 Bout à bout.....	36
III.5.2. Raccordement par accessoires électro-soudables.....	37
III.5.3.Raccordement par accessoires à compression (mécanique).....	37
III.6. Equipements hydrauliques des conduites d'adduction.....	38
III.6.1.Vanne de sectionnement.....	38
III.6.2. Robinet vanne à coin (à opercule)	38
III.6.3.Vannes papillons.....	38
III.6.4. Points hauts (Ventouse).....	39
III.6.5. Clapets de retenue.....	40
III.6.6. vanne de décharge	41
III.6.7. Crépines.....	41
III.6.8. Soupape de décharge.....	41
III.6.9. Soupape de réduction de pression.....	41

SOMMAIRE

III.7. Etude technico-économique	42
III.8. Choix de la gamme de diamètre	42
III.9. Evaluation des frais d'amortissement.....	42
III.10. Evaluation des frais exploitation.....	43
III.11. Calcul de la vitesse de l'écoulement.....	43
III. 12. Calcul des pertes de charge.....	43
III.13. Calcul des pertes de charge singulières.....	45
III.14. Les pertes de charge totales (Jt)	45
III.15. Détermination de la hauteur manométrique totale (Hmt).....	45
III.16. Détermination de la puissance absorbée par la pompe.....	46
III.17. Calcul de l'énergie consommée par la pompe.....	46
III.18. Le bilan des frais F_t	46
III.19. Calcul de la valeur de coup de bélier.....	46
III.20. Choix de la pression nominale.....	47
III.20.1. Calcul de la pression maximale et minimale.....	47
➤ Organigramme de calcul des conduites d'adduction par refoulement.....	48
➤ Organigramme de calcul des conduites d'adduction gravitaires.....	50
III.21. description du schéma d'adduction.....	51
III.22. Conclusion.....	57

Chapitre IV : Pose et Protection des conduites

IV.1. Introduction	58
IV.2. Choix du matériau des conduites	58
IV.3. Différents types de pose des conduite.....	58
IV.3.1. Pose en terre.....	58
IV.3.2. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire.....	59
IV.3. 3. Pose en mauvais terrains (cas spécial)	60
IV.3.4. Traversée des routes.....	60
IV.3.5. Pose en galerie.....	61
IV.3.6. Traversées des cours d'eau.....	62
IV.3.7. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement (la même tranchée).....	62
IV.3.8. Butée et amarrage.....	62
IV.4. Différentes étapes de mise en place des canalisations.....	63

SOMMAIRE

IV.4.1. Réalisation des fouilles.....	63
IV.4.2. Largeur de la tranchée.....	63
IV.4.3. La profondeur de la tranchée.....	63
IV.4.4. Lit de pose.....	64
IV.5. Préparation de la canalisation.....	65
IV.5.1. Epreuve des joints et des canalisations principales.....	65
IV.5.2. Remblaiement de la tranchée.....	65
IV.5.4. Désinfection du réseau.....	66
IV.5.5. Action de l'eau sur les matériaux.....	66
IV.5.6. L'entartrage.....	66
IV.5.7. La Corrosion.....	66
IV.6. Moyens de lutte contre la corrosion.....	67
IV.6.1. Protection externe.....	67
IV.6.2. Traitement du milieu.....	67
IV.6.3. Revêtement.....	67
IV.6.4. Protection cathodique.....	68
IV.6.5. Protection interne.....	68
IV.7. Conclusion.....	69

Chapitre V : Les réservoirs

V.1. Introduction.....	70
V.2. Fonction des réservoirs.....	70
V.3. Implantation des réservoirs.....	70
V.4. Classification des réservoirs.....	71
V.4.1. Classification selon les matériaux de constructions.....	71
V.4.2. Classification selon la situation des lieux.....	71
V.4.3. Classification selon l'usage.....	72
V.4.4. Classification selon la forme géométrique.....	72
V.5. Construction des réservoirs.....	72
V.6. Détermination de la forme et proportion des réservoirs.....	72
V.6.1. Forme.....	72
V.6.2. Hauteur d'eau.....	72
V.7. Equipement des réservoirs.....	73

SOMMAIRE

V.7.1. Conduite d'arrivée.....	73
V.7.2. Conduite de distribution ou de départ.....	73
V.7.3. Conduite du trop-plein.....	73
V.7.4. Conduite de vidange.....	73
V.7.5. Disposition spéciales.....	74
V.7.6. Matérialisation de la réserve d'incendie.....	74
V.8. Exigences techniques à satisfaire.....	75
V.8.1. Résistance.....	75
V.8.2. Etanchéité.....	75
V.8.3. Durabilité.....	76
V.9. Entretien du réservoir.....	76
V.10. Hygiène et sécurité.....	76
V.11. Le type du notre réservoir.....	76
V.12. Calcul de la capacité des réservoirs.....	77
V.12.1. Volume de modulation journalière.....	78
V.12.2. Volume de sécurité.....	78
☞ Méthode graphique.....	79
☞ Méthode analytique.....	79
V.13. Détermination de la capacité des réservoirs.....	80
V.13.1. Dimensionnement du réservoir IGHIL OUKERROU R1.....	80
V.13.2. Dimensionnement du réservoir TAMDIKT R2.....	82
V.13.3. Dimensionnement du station de reprise TIZI BADHOU SR1.....	84
V.13.4. Dimensionnement du réservoir TIGHILT BOUGUENI R3.....	87
V.14. Conclusion.....	89

Chapitre VI : Etude et choix des pompes

VI.1. Introduction.....	90
VI.2. Définition de la pompe.....	90
VI.3. Les différents types de pompe.....	90
VI.3.1. Turbopompes.....	90
VI.3.2. Les pompes volumétriques.....	91
VI.3.3. Autres pompes.....	91
VI.4. Critères généraux des pompes.....	91

SOMMAIRE

VI.4.1. La vitesse de rotation.....	91
VI.4.2. Le débit « Q » d'une pompe.....	92
VI.4.3. Hauteur manométrique totale d'élévation Hmt.....	92
VI.4.4. Les puissances (utiles et absorbées).....	92
VI.5. Choix des pompes.....	93
VI.6. Couplage des pompes.....	93
VI.6.1. Couplage en série.....	93
VI.6.2. Couplage en parallèle.....	94
VI.7. Les types d'installation d'une pompe.....	95
VI.8. Courbes caractéristiques des pompes.....	95
VI.8.1. La courbe hauteur-débit $H_p=f(Q)$	95
VI.8.2. La courbe de rendement : $\eta = f(Q)$	96
VI.8.3. La courbe de puissance absorbée : $P = f(Q)$	96
VI.9. Courbe caractéristique de la conduite.....	96
VI.10. Le point de fonctionnement.....	97
VI.10.1. Réduction ou augmentation du temps de pompage.....	98
VI.10.2. Le vannage sur la canalisation de refoulement.....	98
VI.10.3. Rognage de la roue.....	98
VI.10.4. La variation de la vitesse de rotation.....	99
VI.11. phénomène de cavitation.....	100
VI.11.1. Notion du NPSH.....	101
VI.12 Montage des pompes- pompe à axe vertical.....	102
VI.12.1 Pompes à axe vertical-pompes immergées.....	102
VI.13. Amorçage des pompes centrifuges.....	103
VI.14. Etude et choix des pompes.....	103
VI.14.1. Choix des pompes pour la station de reprise SR1.....	103
VI.14.2. Choix des pompes.....	104
➤ Organigramme pour la détermination du point de fonctionnement.....	105
VI.15. Conclusion.....	106

SOMMAIRE

Chapitre VII : Coup de bélier

VII.1. Introduction.....	107
VII.2. Définition du coup de bélier.....	107
VII.3. Causes du coup de bélier.....	107
VII.4. Les conséquences de ce phénomène.....	108
VII.5. Analyse physique du coup de bélier dans les pompes.....	108
VII.6. La célérité de l'onde.....	110
VII.7. Calcul de la valeur du coup bélier.....	110
VII.7.1. Cas de d'arrêt brusque.....	110
VII.7.2. Cas de fermeture lente.....	111
VII.7.3. Cas de la fermeture brusque.....	111
VII.8. Moyens de protection contre le coup de bélier.....	111
VII.8.1. Volants d'inertie.....	112
VII.8.2. Soupape de décharge.....	112
VII.8.3. Cheminées d'équilibre.....	112
VII.8.4. Le réservoir d'air.....	112
VII.8.5. Vannes à fermeture lente.....	113
VII.8.6. Clapet anti retours.....	113
VII.9. Principe de fonctionnement.....	114
VII.10. Calcul des réservoirs d'air.....	114
A : Méthode de Vuibert.....	114
B : Méthode de Bergeron.....	115
VII.11. Protections de la conduite reliant réservoir à la station SR1.....	115
VII.12. Dimensionnement du réservoir d'aire.....	116
VII.13. Conclusion.....	119

Introduction générale

L'eau, source de la vie et de développement, compte parmi les richesses naturelles les plus précieuses, ayant une importance considérable pour le développement social et économique du pays.

Pour qu'on puisse atteindre l'évolution dans notre vie journalière, ainsi que dans l'industrie et l'agriculture, il faut qu'il y'ait de l'eau en quantité suffisante. L'homme est responsable de maîtriser la science relative à cette denrée.

A l'occurrence des changements annoncés dans le cadre des programmes destinés à Transformer les réseaux d'adduction et de distribution à travers la wilaya de Tizi-Ouzou, les responsables concernés sont appelés à renforcer les parties Nord, Est, Ouest et la proche périphérie de la partie sud à partir du barrage de TAKSEBT et un autre transfert provenant du barrage KOUDIET ACERDOUNE interviendra au profit de la partie Sud-Ouest de la wilaya. Dans ce cadre s'inscrit le thème de notre mémoire intitulé « **Contribution au renforcement de l'alimentation en eau potable de la commune de M'KIRA à partir du réservoir 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 2049.

La région d'étude est alimentée en eau potable à partir du barrage KOUDIAT ACERDOUNE de BOUIRA par les réservoirs de tête IGHIL OUKERROU (2*500 m³) avec un débit de 34,72 l/s.

L'évaluation des besoins en eau de consommation de la commune indique qu'un débit global d'eau estimé à 96 l/s sera nécessaire afin de répondre aux besoins de la population estimée à 39841 habitants à l'horizon 2049.

Notre travail sera scinde en plusieurs chapitres.

Nous débuterons par une présentation brève du site en se concentrant sur la situation géographique, topographique, hydrogéologique, hydrographique et situation hydraulique et climatique.

En second lieu, , sera consacré à l'étude des ressources en eau existantes ;et nous estimerons les besoins actuels et futurs en se basant sur le nombre d'habitants et les équipements existants actuellement, cela dans le but d'établir un bilan des ressources disponibles et des besoins à satisfaire à long terme.

Le troisième volet consiste essentiellement en le dimensionnement des conduites d'adduction par la combinaison de l'étude technique et économique.

Introduction Général

Pour assurer un bon fonctionnement du réseau d'adduction, quelques recommandations seront présentées en quatrième chapitre ; poses et protection des conduites contre la corrosion.

Le dimensionnement des ouvrages de stockage existants et projetés ainsi que la vérification de la capacité de ceux existants, seront présentées en cinquième chapitre.

Par la suite, le sixième chapitre portera sur le choix des pompes adéquates au refoulement vers les réservoirs de stockage.

En septième chapitre, un exemple de calcul de coup de bélier est établi pour un tronçon de notre chaîne d'adduction. Afin d'éviter les conséquences extrême, une protection adéquate est proposée avec tout le dimensionnement nécessaire.

Finalement, on terminera par une conclusion générale se proposant comme une synthèse de nos résultats et recommandations sont rappelés.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

☞ *I.1.Introduction*

☞ *I.2. Présentation de la zone d'étude*

☞ *I.2.1. Situation géographique*

☞ *I.2.2. Situation topographique*

☞ *I.2.3. Situation hydrogéologique et hydrographique*

☞ *I.2.4.Situation climatologique*

☞ *I.2.4.1.Climat*

☞ *I.2.4.2.Température*

☞ *I.2.4.3.Pluviométrie*

☞ *I.2.4.4.Diagramme ombrothermique : $p = f(2T)$*

☞ *I.2.5.Situation hydraulique* *I.2.6.Assainissement*

☞ *I.3.Conclusion*

I.1.Introduction

L'objectif de cette étude est la contribution à l'alimentation en eau potable de la commune M'KIRA, daïra de TIZI GHENIFF, dans la wilaya TIZI OUZOU. Ce premier chapitre sera consacré à la présentation de la région d'étude, et la situation actuelle de la région en ce qui concerne l'alimentation en eau potable (AEP).

I.2.Présentation de la zone d'étude**I.2.1.Situation géographique**

La commune de M'KIRA est une collectivité à 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 :

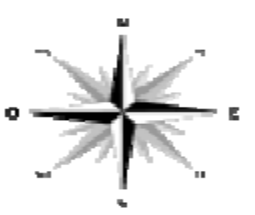
Nord : par la commune de TIMEZRIT wilaya de BOUMERDES.

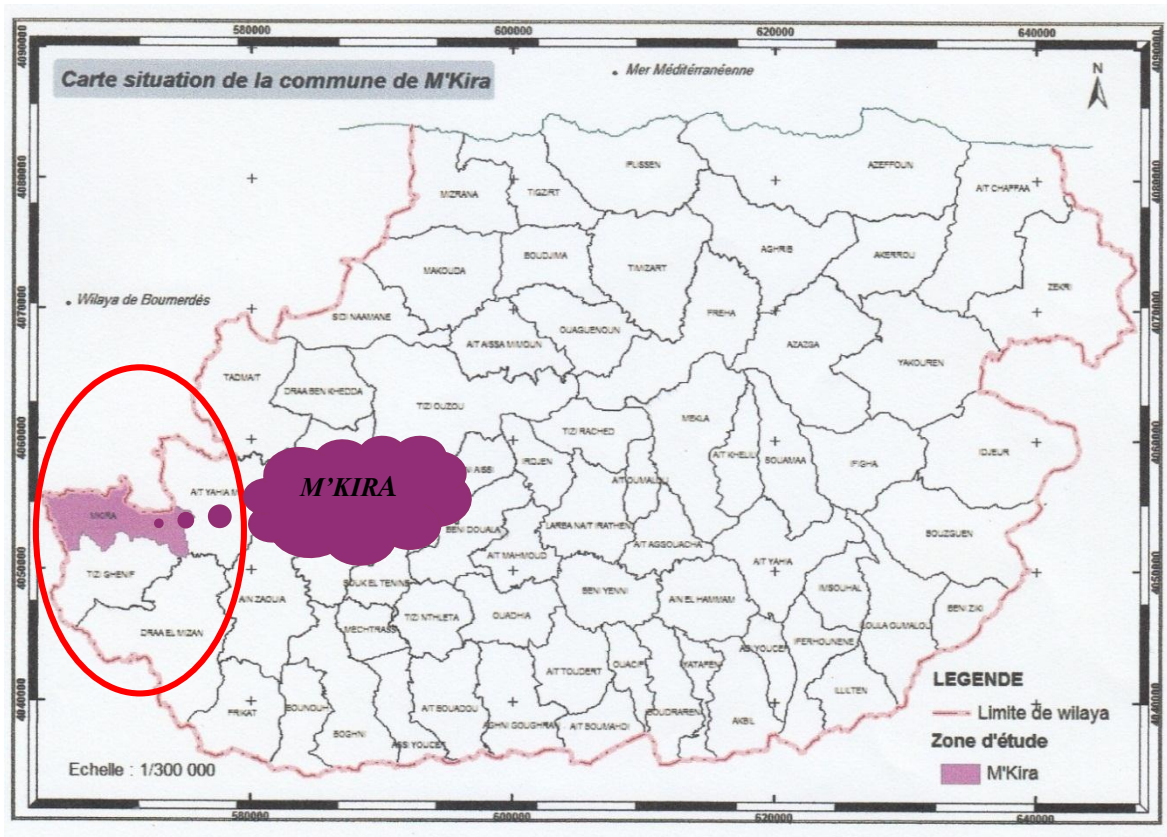
Est : par la commune de AIT YAHIA MOUSSA.

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 35,84km², sa population selon le dernier RGPH 2008 est de 17690 habitants, soit une densité de 563 habitants/Km². Elle situe a 40 km du chef-lieu de wilaya de Tizi-Ouzou. La situation de la commune de M'KIRA dans la wilaya de Tizi-Ouzou est représentée dans la carte suivante :

	<i>TIMEZRIT BOUMERDES</i>	
<i>CHAABET EL AMEUR BOUMERDES</i>		<i>AIT YAHIA MOUSSA</i>
	<i>TIZI GHENIFF</i>	



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 200 m et 800 m,(source APC de M'KIRA),dans la classe des pentes supérieures à 25 %.

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

- Les pentes de 8% à 12% occupent 26% de la superficie de la commune, représentée par les quelques plaines situées à l'ouest de la commune ainsi que les terrains situés le long 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.

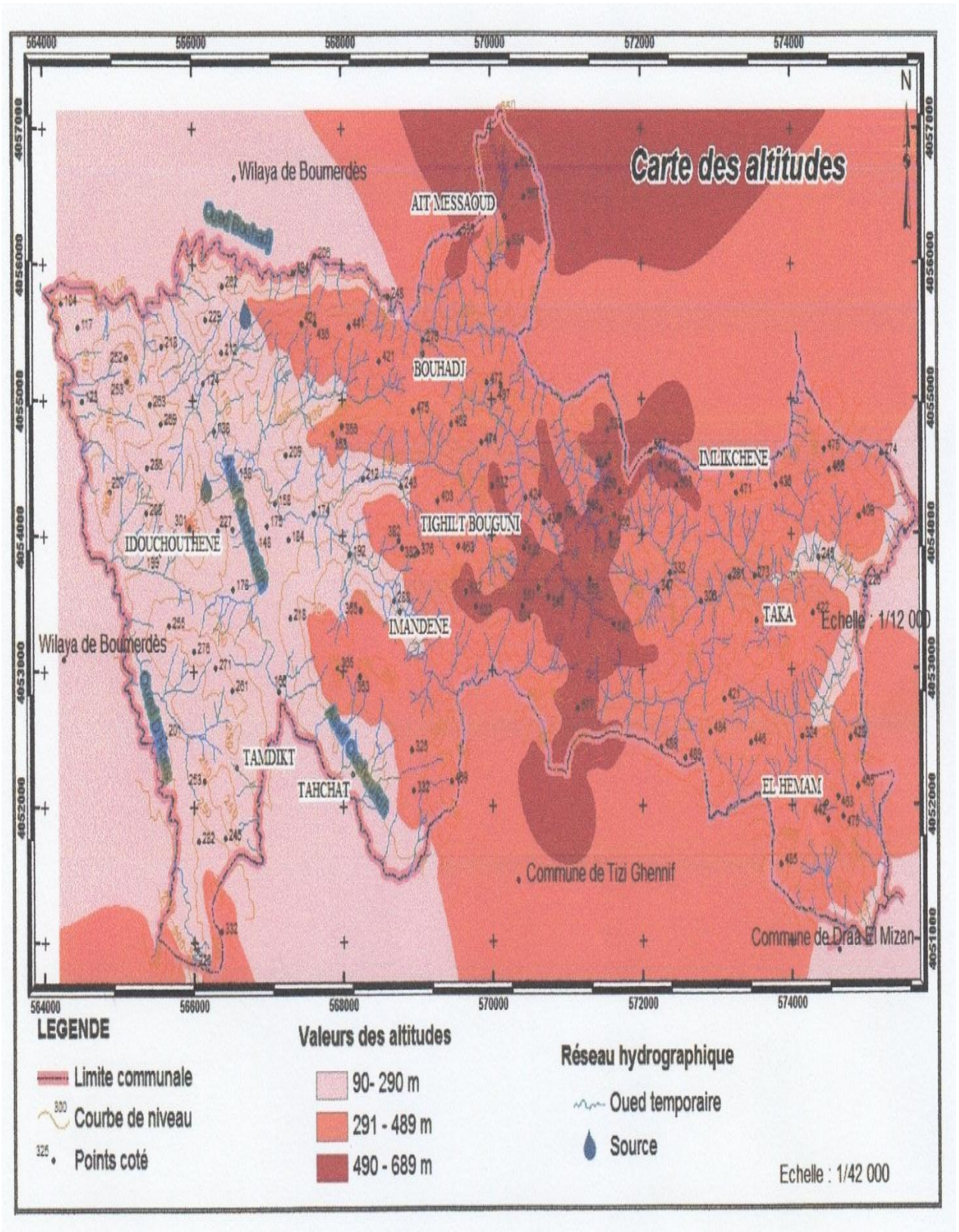


Figure (I.2) : Carte des altitudes

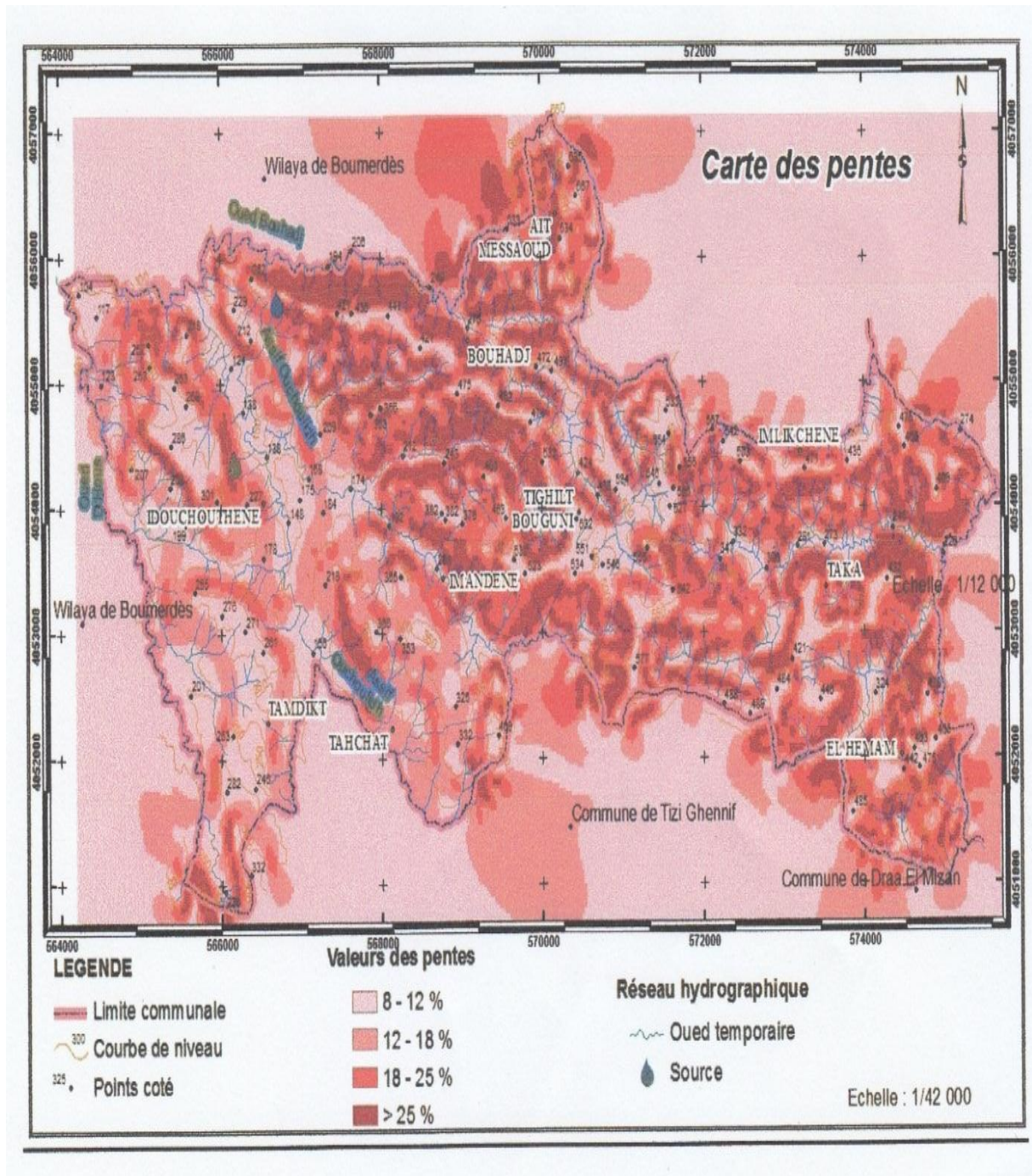


Figure (I.3) : Carte des pentes

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 quatre oueds plus importants qui sont **Assif bouhadj** et **Assif D'Hous** qui délimitent la commune des cotés ouest et nord- ouest ainsi que **Assif Ouchoulid** et **Assif Bouanser**.

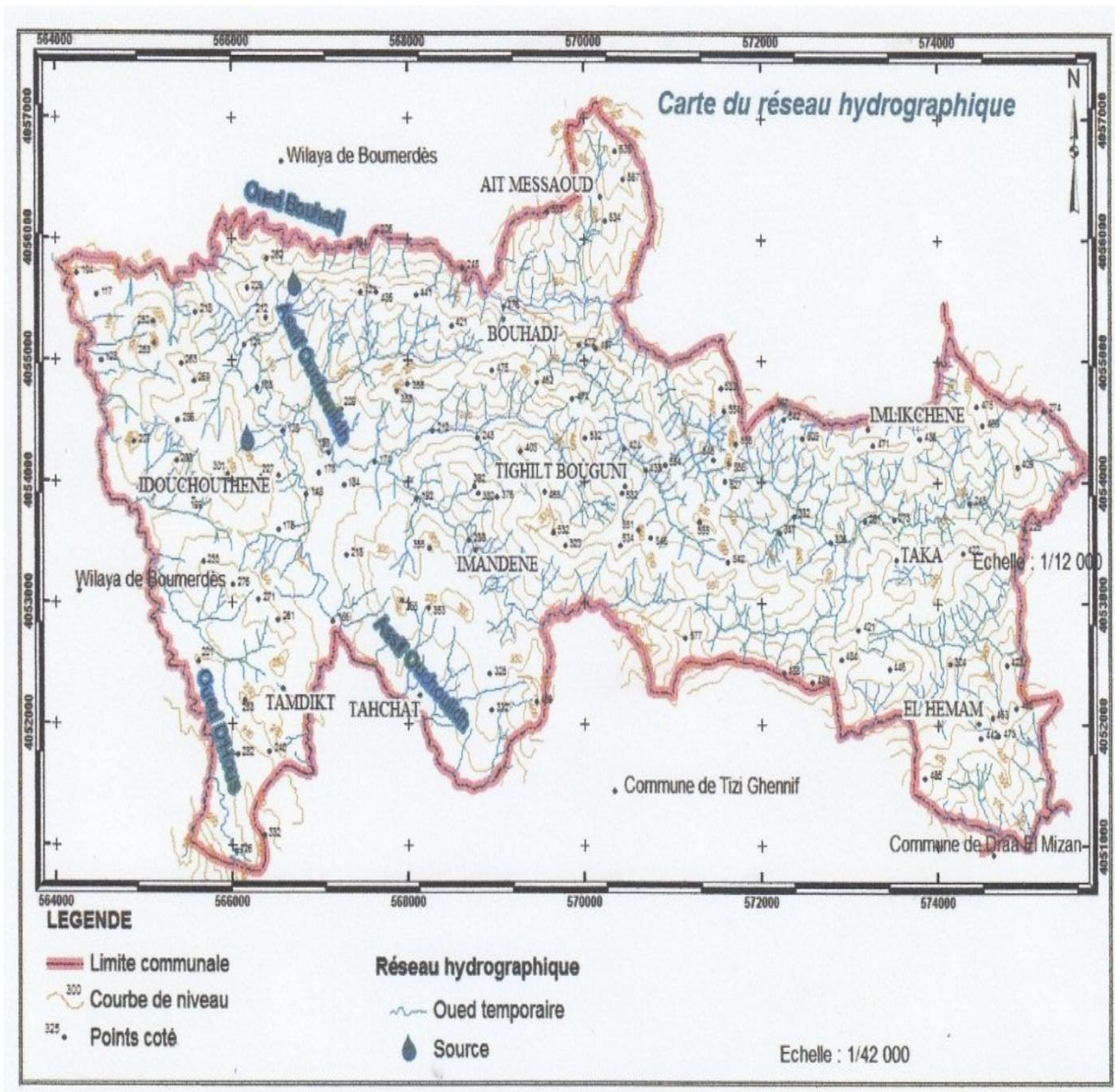


Figure (I.4) : situation hydrographique de la commune de M'KIRA

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 une saison sèche (de mai à septembre) et une période humides et frais (de septembre à mai), appartenant au domaine bioclimatique humide. (Source : ANRH de Tizi-Ouzou, Station de Boukhalfa.).

I.2.4.2. Température

Les mois les plus froids s'étalent de décembres au mois d'avril avec un minimum de 5.1 C° au mois de janvier. Les mois les plus chauds s'étalent de mai jusqu'au mois de novembre avec un maximum de 32 C° en mois de juillet.

Tableau (I.1) : Températures de l'air mensuelles de la commune M'KIRA
(ANRH Tizi-Ouzou2016)

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc	Total
températures C°	5,1	7,05	9	11,60	15	22,10	25,15	25,9	21,4	16	11	7	176,3

(Source : Station de Boukhalfa)

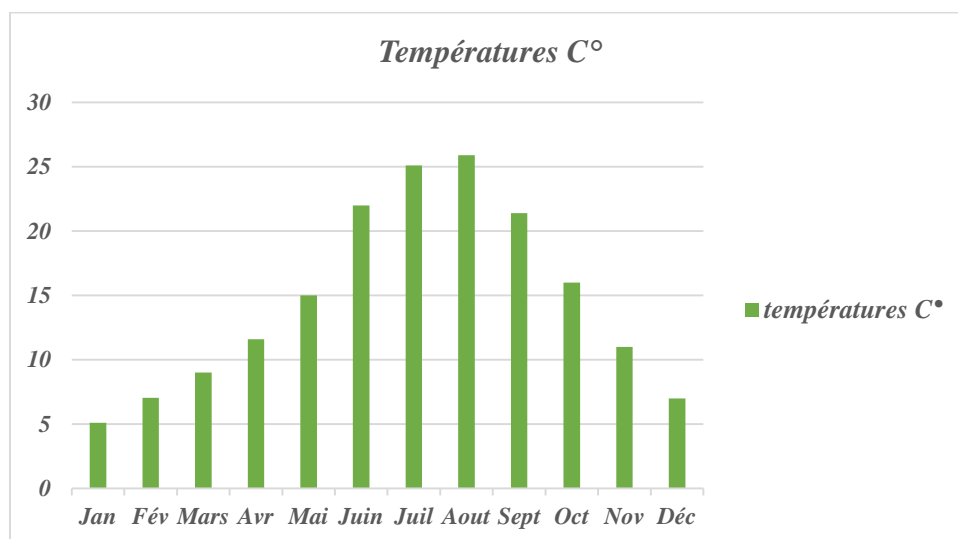


Figure (I.5) : Représentation des températures moyennes mensuelles
(Source : ANRH de Tizi-Ouzou 2016 ; Station Boukhalfa).

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 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 au mois de décembre, par contre, le minimum est enregistré au mois de juillet avec seulement 1mm.

Tableau (I.2) : Pluviométrie moyenne mensuelle et annuelle de la commune de M'kira
(Source : ANRH Tizi-Ouzou2016)

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc	Année
Précipitation (mm)	115	99	91	48	42	10	5	11	28	78	123	151	801

(Source : Station de Boukhalfa).

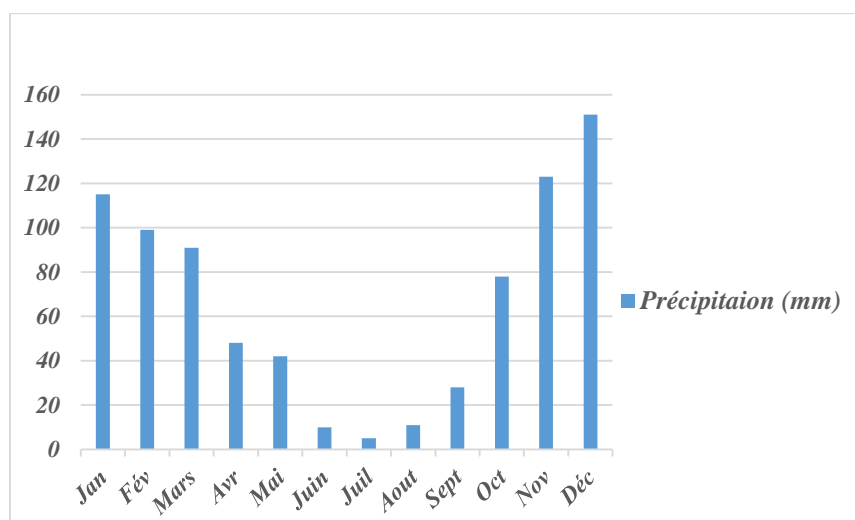


Figure (I.6) : Représentation des précipitations moyennes mensuelles.

(Source:ANRH Tizi-Ouzou2016 ; Station de Boukhalfa)

Le tableau (I.3) représente une récapitulation des précipitations et des températures mensuelles.

Tableau (I.3): Les moyennes de températures et précipitation

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc	Année
températures C°	5,1	7,05	9	11,6	15	22,1	25,15	25,9	21,4	16	11	7	176,3
Précipitation (mm)	115	99	91	48	42	10	5	11	28	78	123	151	801

(Source:ANRH Tizi-Ouzou2016 ; Station de Boukhalfa)

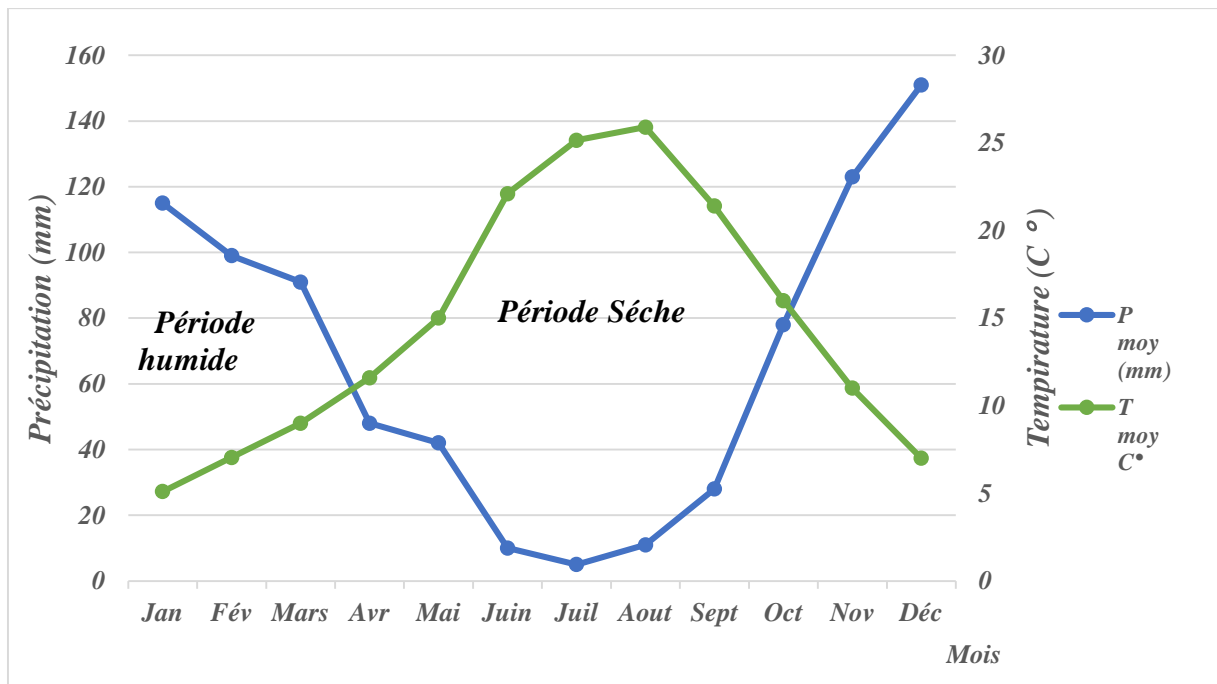
I.2.4.4.Diagramme Ombrothermique $p = f(2T)$

Le diagramme Ombrothermique de BAGNOULS et GAUSSEN (1957) permet la détermination de la période sèche.

Sur le diagramme sont reportés :

- en abscisses les mois de l'année.
- en ordonnées les précipitations mensuelles d'un côté, et les températures moyennes mensuelles à une échelle double de celle des précipitations de l'autre.

Lorsque la courbe de précipitation passe au-dessous de la courbe des températures, la période qui s'étale entre les abscisses des points d'interactions des deux courbes correspond à la durée de la période sèche.



Figure(I.7) : Diagramme ombrothermique de Bagnouls et Gaussens.

(Source:ANRH Tizi-Ouzou2016 ; Station de Boukhalfa)

Le diagramme de BAGNOULS et GAUSSEN montre que la période sèche au niveau de la région d'étude se présente du mois de **Juin** jusqu' au mois d'**Aout**.

1.2.5.Situation hydraulique

Actuellement la commune de M'KIRA est alimentée en eau potable à partir du barrage KOUDIAT ACERDOUNE de BOUIRA vers le réservoir de tête R1 situé à IGHIL OUKERROU (2*500m³) à la cote radier (564,58 m).

Le réservoir (2*500 m³) est alimenté gravitairement avec une conduite PEHD, (sur le point de piquage N°1) situé à une cote (461m) vers le réservoir de la SR1 TIZI BADHOU (1000 m³) à la cote radier (426.62m) ,passant par le réservoir R2 TAMDIKT (200m³)situé à la cote radier (360 m)à partir d'un point piquage N°1 sur la conduite allant de R1 IGHIL OUKARROU vers le réservoir de la S.R.1 de TIZI BADHOU.

La S.R1 refoule l'eau vers le réservoir R3 TIGHILT BOUGUENI (1000 m³) situé à la cote radié (572,9m) et aussi alimenté graviterment les villages : TAHCHAT, TALA ACHRINE, IDOUCOUTHENE ect.....

I.2.6.Assainissement

En termes d'assainissement la zone d'étude est caractérisée par l'existence de réseaux partiels, individuels ,semi collectif ou collectif débouchant pour la plupart dans des talwegs à l'air libre, ces réseaux sont soit en PVC, ou en buses en béton .Il n'existe pour ainsi dire, pas de réseau global prenant en charge les effluents d'eaux usées.

Certains tronçons sont soit dépourvus de regards ou bien ceux-ci ne sont pas apparents.

Il n'existe aucun ouvrage de rejet.

Il est à signaler qu'une étude du réseau d'assainissement de la commune de M'KIRA a été faite en 2008, dont certains travaux sont réalisés.

I.3.Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons défini les données nécessaires concernant notre région d'étude du point de vue géographique, topographique, climatologique et démographique.

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

- ☞ *II.1. Introduction*
- ☞ *II.2. Les ouvrages existants*
- ☞ *II.3. Description du réseau existant*
- ☞ *II.4. Estimation des besoins en eau*
- ☞ *II.5. Dotation*
- ☞ *II.6. Consommation moyennes journalière*
- ☞ *II.7. Défférents types de besoins*
- ☞ *II.8. Majoration de la consommation moyenne journalière*
- ☞ *II.9. Bilan ressources –besoins*
- ☞ *II.10. Conclusion*

II.1. Introduction

La réalisation de tout projet d'alimentation en eau potable pour une agglomération, nécessite la prévision du volume d'eau nécessaire à la consommation. Ceci passe par l'estimation de la population de la région en question pour l'horizon d'étude. Il est à noter que ces besoins varient suivant l'évolution démographique, le niveau de vie, la taille de l'agglomération, le climat, et les normes d'hygiène.

Pour ce faire, un complément d'information relative aux caractéristiques du réseau d'adduction est nécessaire pour définir les ressources à mobiliser en vue combler le déficit en besoin en eau de la région d'étude.

II.2. Les ouvrages existants

II.2.1. Ressources

La commune de M'KIRA, dispose dans sa chaîne d'alimentation en eau potable : la source Maafa, et le barrage Koudiet Acerdoune.

II.2.2. Les réservoirs

Les différents réservoirs sont illustrés dans le tableau (III1) qui suit :

Tableau (II.1): réservoirs existants

<i>Réservoir</i>	<i>Capacité (m)</i>	<i>Observations</i>
<i>Chef lieu (Ighile oukerrou)</i>	2*500	<i>Alimente toutes les AS à part Tamdik et Ait Messaoud</i>
<i>Akarouche ouffela</i>	200	<i>Alimente l'AS Imaandéne</i>
<i>Bouhadj</i>	300	<i>Opérationnel</i>
<i>Idouchouthéne</i>	50	<i>Opérationnel</i>
<i>Idouchouthéne</i>	300	<i>Opérationnel</i>
<i>Ait khalif</i>	300	<i>Opérationnel</i>
<i>D'hous</i>	200	<i>Alimente l'AS Tamdikt , le R300 du Village Ait Khalif et le village D'hous</i>
<i>Total</i>	2350	<i>Nombre de réservoirs</i>

II.3. Description du réseau existant

A l'échelle communal il existe une source et huit (8) réservoirs (deux de 500 m³, trois de 300 m³, deux de 200 m³ et un de 50 m³) qui sont liés entre eux gravitairement à l'aide des conduites en PEHD, qui alimentée comme suit :

☞ Alimentation de chef-lieu :

Le chef-lieu de M'kira est alimenté à partir du barrage Koudiat Acerdoune, l'eau est acheminée avec une conduite jusqu'au deux réservoir (2*500 m³) de IGIL OUKERROU, à partir de ces derniers l'eau est acheminée gravitairement avec une conduite en PEHD jusqu'au réservoir existant de 200 m³ d'Akarouche ouffela.

☞ Alimentation des agglomérations secondaires :**a) Village EL HAMAM**

L'agglomération secondaire EL HAMAM est alimentée par deux conduites de distribution, un venant des réservoirs (2* 500 m³) d'IGHIL OUKERROU .une deuxième conduite venant de la commune d'Ait Yahia Moussa.

b) Village TAKA

L'agglomération secondaire du village TAKA est alimentée à partir de deux réservoirs (2*500 m³).

c) Village IMLIKCHENE

L'alimentation en eau potable de l'agglomération secondaire du village IMLIKCHENE est assurée par les deux réservoirs (2*500 m³) par une conduite en PEHD.

d) Village TAHCHAT

L'alimentation en eau potable de l'agglomération secondaire du village TAHCHAT est assurée à partir des deux réservoirs (2*500 m³) avec une conduite en PEHD.

e) Village IMMAANDENE

L'agglomération secondaire du village IMMAANDENE est alimentée à partir du réservoir R200 m³ d'Akarouche ouffela, ce dernier est alimenté à partir de deux réservoirs (2* 500 m³) avec une conduite de Φ 150 en PEHD.

f) Village BOUHADJ

L'alimentation en eau potable de l'agglomération secondaire du village BOUHADJ est assurée d'une part par une conduite de distribution venant de réservoirs (2*500 m³), d'autre part par le réservoir R300 m³, ce dernier est alimenté par les deux réservoirs (2*500 m³) avec une conduite de diamètre Φ 90 en PEHD.

g) Village IDOUCOUTHENE

Cette agglomération secondaire est alimentée à partir des deux réservoirs R50 m³ et R300 m³, ces derniers sont alimentés par le réservoir (2*500 m³) par une conduite en PEHD. Le réservoir R300 m³ est alimenté aussi par la source Maafa.

h) Village AIT MESSAOUD

L'agglomération secondaire du village AIT MESSAOUD est alimentée à partir de deux réservoirs (2*500 m³).

i) Village TAMDIKT

L'agglomération secondaire du village TAMDIKT est alimentée à partir du réservoir R200 m³ de D'HOUS. Ce dernier est alimenté avec une conduite de diamètre $\Phi 250$ en PEHD.

II.4. Estimation des besoins en eau**II.4.1. Situation démographique**

Selon le RGPH 2008 (recensement générale de la population et de l'habitat) de la commune de M'KIRA, le nombre d'habitants concernés par l'étude est de 17690 habitants. La population des villages concernés par l'étude est récapitulée comme suit : (Tableau II.2)

Tableau (II.2) : 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

II.4.2. 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 2049

L'évolution de la population pour les différents horizons est donnée par la formule (II.1)

$$P_n = p_0 (1 + \alpha)^n$$

Avec :

P_n : population à l'horizon d'étude n .

p_0 : Population à l'année de référence (2008).

α : Le taux d'accroissement de la population en (%).

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

Les horizons de calcul sont :

- Actuel : 2019
- Court terme : 2029 (10 ans).
- Moyen terme: 2039 (20 ans).
- Long terme : 2049 (30 ans).

L'évolution de la population de La commune M'kira, pour les trois horizons est représentée dans le tableau ci-dessous :

Tableau (II.3) : Estimation de la population des villages de M'KIRA

Horizon d'étude	RGPH	actuel	court terme	moyen terme	long terme
Villages	2008	2019	2029	2039	2049
<i>Tamdikt</i>	1147	1426	1738	2119	2583
<i>Idouchouthene</i>	1424	1771	2158	2631	3207
<i>Tahechat</i>	1941	2413	2942	3586	4372
<i>Imaandene</i>	1085	1349	1644	2005	2444
<i>Ait messaoud</i>	1256	1562	1904	2321	2829
<i>Imlikchene</i>	1120	1393	1698	2069	2522
<i>Taka</i>	1261	1568	1911	2330	2840
<i>Hamam</i>	1099	1366	1666	2031	2475
<i>Bouhadj</i>	2004	2492	3037	3703	4513
<i>Tighilt bougueni</i>	2027	2520	3072	3745	4565
<i>Talazizt</i>	682	848	1034	1260	1536

<i>Hitous</i>	450	560	682	831	1013
<i>Thala Achrine</i>	434	540	658	802	977
<i>IghilN'Ali</i>					
<i>Oussalem</i>	280	348	424	517	631
<i>Boughzel</i>	458	569	694	846	1032
<i>Iamourene</i>	313	389	474	578	705
<i>Ijahmame</i>	167	208	253	309	376
<i>Mahnouche</i>	269	334	408	497	606
<i>Iloulithene</i>	273	339	414	504	615
Total	17690	21995	26812	32684	39841

Source : APC de M'kira

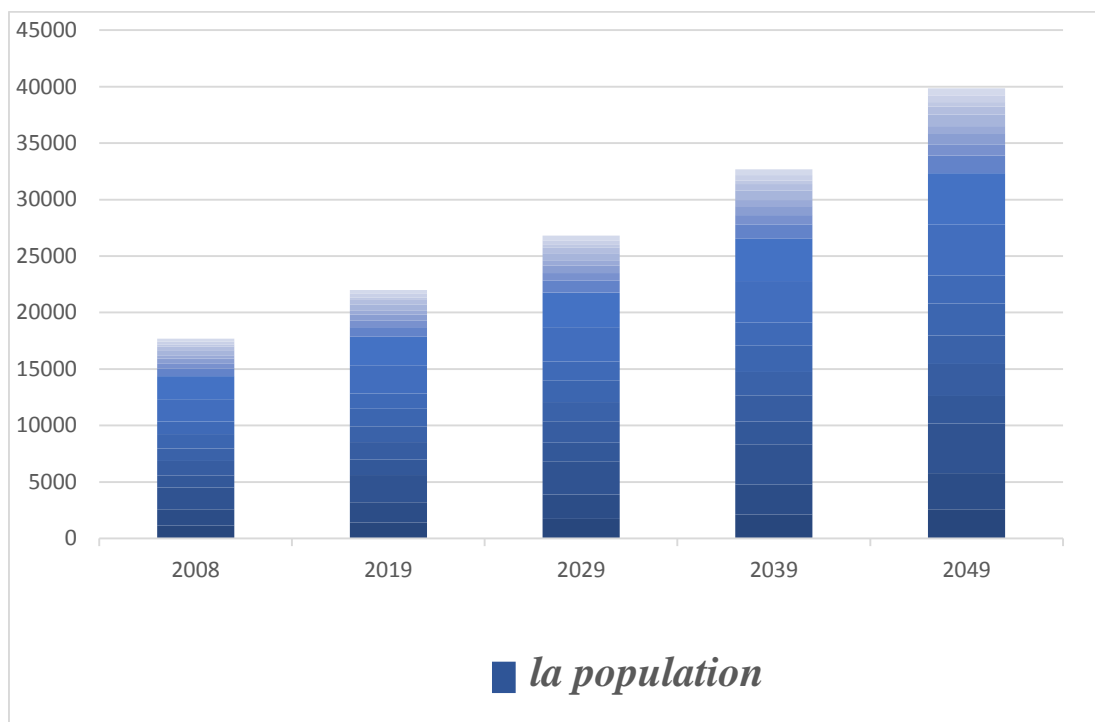


Figure (II.1) : Diagramme de l'évolution de la population pour différents horizons

II.5. Dotation

La dotation notée (dot) est la norme de consommation définie comme étant la quantité Quotidienne d'eau que doit utiliser l'être humain dans ses différents besoins à savoir la boisson, la douche et le ménage ...etc.

L'évaluation de cette quantité d'eau dépend de nombreux paramètres, tels que : le type de l'agglomération, type et le degré d'équipements, la catégorie du consommateur...etc.

Nous pouvons donner à titre indicatif quelques dotations généralement adoptées ;(cours hydraulique).

- zone rurales et ville de 5000 à 20000 habitants : dot = 150 à 225 litres/habitants/jour ;
- ville de 20000 à 100000 habitants : dot = 200 à 250 litres /habitant/jour ;
- villes plus de 100000 habitants : dot = 250 à 300 litres/habitant/jour.

La commune de M'KIRA est située dans une zone rurale, selon le niveau de vie des gens, et l'évolution future, il est admis une dotation de 150 litres/habitant/ ;(PDAU).

Sera suffisante pour satisfaire les besoins de toute la population de la commune M'KIRA.

II.6. Consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière est la quantité d'eau moyenne consommée par l'ensemble de la population et par d'autres équipements pendant une journée. Elle est

$$Q_{moy j} = \frac{N.D}{1000} \quad [m^3/j]$$

exprimée par la relation suivante :

Avec :

Q moy.j : Débit moyen journalier en [m³/j].

D : Dotation (l/j/habitant).

N : Nombre d'habitants.

II.7. Différents types de besoins

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Mais avant tout Projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrées au niveau d'une agglomération.

Pour notre étude il est donc nécessaire de se pencher sur les différentes catégories de besoins telles que :(Les besoins domestiques, Les besoins scolaires, Les besoins socioculturels, Les besoins sanitaires, Autres besoins)

II.7.1. Besoins domestique

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

➤ Actuel 2019

Tableau (II.4) : besoins domestiques pour l'année d'étude

Villages	Actuel 2019		
	Pop	Qmoy.j(m ³ /j)	Qmoy.j (l/s)
<i>Tamdikt</i>	2413	362,01	4,19
<i>Idouchouthene</i>	1349	202,36	2,34
<i>Tahchat</i>	1562	234,25	2,71
<i>Imaandene</i>	1393	208,89	2,42
<i>Ait messaoud</i>	1568	235,18	2,72
<i>Imlikchene</i>	1366	204,97	2,37
<i>Taka</i>	2492	373,76	4,33
<i>Hamam</i>	2520	378,05	4,38
<i>Bouhadj</i>	848	127,20	1,47
<i>Tighilt Bougueni</i>	560	83,93	0,97
<i>Talazizt</i>	848	127,20	1,47
<i>Hitous</i>	560	84,00	0,97
<i>Tala Achrine</i>	540	81,00	0,94
<i>Ighil N'Ali Oussalem</i>	348	52,20	0,60
<i>Boughzel</i>	569	85,35	0,99
<i>Iamourene</i>	389	58,35	0,68
<i>Ijahmame</i>	208	31,20	0,36
<i>Mahnouche</i>	334	50,10	0,58
<i>Iloulithene</i>	339	50,85	0,59
Total	21995	3299,25	38,19

➤ Court terme 2029

<i>Villages</i>	<i>Actuel 2029</i>		
	Pop	Qmoy.j(m³/j)	Qmoy.j (l/s)
<i>Tamdikt</i>	1738	260,7	3,02
<i>Idouchouthene</i>	2158	323,7	3,75
<i>Tahchat</i>	2942	441,3	5,11
<i>Imaandene</i>	1644	246,6	2,85
<i>Ait messaoud</i>	1904	285,6	3,31
<i>Imlikchene</i>	1698	254,7	2,95
<i>Taka</i>	1911	286,65	3,32
<i>Hamam</i>	1666	249,9	2,89
<i>Bouhadj</i>	3037	455,55	5,27
<i>Tighilt Bougueni</i>	3072	460,8	5,33
<i>Talazizt</i>	1034	155,1	1,80
<i>Hitous</i>	682	102,3	1,18
<i>Tala Achrine</i>	658	98,7	1,14
<i>Ighil N'Ali Oussalem</i>	424	63,6	0,74
<i>Boughzel</i>	694	104,1	1,20
<i>Iamourene</i>	474	71,1	0,82
<i>Ijahmame</i>	253	37,95	0,44
<i>Mahnouche</i>	408	61,2	0,71
<i>Iloulithene</i>	414	62,1	0,72
Total	26812	4021,65	46,55

➤ Moyen terme 2039

Villages	Moyenne terme 2039		
	Pop	Qmoy.j(m ³ /j)	Qmoy.j(l/s)
<i>Tamdikt</i>	2119	317,85	3,68
<i>Idouchouthene</i>	2631	394,65	4,57
<i>Tahechat</i>	3586	537,9	6,23
<i>Imaandene</i>	2005	300,75	3,48
<i>Ait messaoud</i>	2321	348,15	4,03
<i>Imlikchene</i>	2069	310,35	3,59
<i>Taka</i>	2330	349,5	4,05
<i>Hamam</i>	2031	304,65	3,53
<i>Bouhadj</i>	3703	555,45	6,43
<i>Tighilt bougueni</i>	3745	561,75	6,50
<i>Talazizt</i>	1260	189	2,19
<i>Hitous</i>	831	124,65	1,44
<i>Thala achrine</i>	802	120,3	1,39
<i>Ighil N'Ali Oussalem</i>	517	77,55	0,90
<i>Boughzel</i>	846	126,9	1,47
<i>Iamourene</i>	578	86,7	1,00
<i>Ijahmame</i>	309	46,35	0,54
<i>Mahnouche</i>	497	74,55	0,86
<i>Iloulithene</i>	504	75,6	0,88
Total	32684	4902,6	56,74

➤ Long terme 2049

Villages	Long terme 2049		
	Pop	Qmoy.j(m ³ /j)	Qmoy.j(l/s)
<i>Tamdikt</i>	2434	365,1	4,23
<i>Idouchouthene</i>	3022	453,3	5,25
<i>Tahechat</i>	4119	617,85	7,15
<i>Imaandene</i>	2303	345,45	4,00
<i>Ait messaoud</i>	2666	399,9	4,63
<i>Imlikchene</i>	2377	356,55	4,13
<i>Taka</i>	2676	401,4	4,65
<i>Hamam</i>	2332	349,8	4,05
<i>Bouhadj</i>	4253	637,95	7,38
<i>Tighilt bougueni</i>	4302	645,3	7,47
<i>Talazizt</i>	1447	217,05	2,51
<i>Hitous</i>	955	143,25	1,66
<i>Thala achrine</i>	921	138,15	1,60
<i>Ighil N'Ali Oussalem</i>	594	89,1	1,03
<i>Boughzel</i>	972	145,8	1,69
<i>Iamourene</i>	664	99,6	1,15
<i>Ijahmame</i>	354	53,1	0,61
<i>Mahnouche</i>	571	85,65	0,99
<i>Iloulithene</i>	579	86,85	1,01
Total	37543	5631,45	65,18

D'après le tableau ci-dessus, la consommation domestique moyenne des villages de M'KIRA est de 65,18 l/s à l'horizon (2049).

II.7.2. Besoins scolaires

Les besoins scolaires sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (II.5) : Les besoins scolaires

Villages	Types d'équipement	Unité de base	Nombre d'élèves	Dotation (l/j/ha)	Consom moy.j (m3/j)	Consom moy.j (l/s)
Tamdikt	<i>Ecole primaire</i>	<i>Élève</i>	<i>150</i>	<i>10</i>	<i>1,5</i>	<i>0,017</i>
Idouchouthene	<i>Ecole primaire</i>	<i>Élève</i>	<i>200</i>	<i>10</i>	<i>2</i>	<i>0,023</i>
	<i>Ecole primaire</i>	<i>Élève</i>	<i>250</i>	<i>10</i>	<i>2,5</i>	<i>0,029</i>
Tahchat	CEM	<i>Élève</i>	<i>550</i>	<i>20</i>	<i>11</i>	<i>0,127</i>
Imaadene	<i>Ecole primaire</i>	<i>Élève</i>	<i>150</i>	<i>10</i>	<i>1,5</i>	<i>0,017</i>
Ait Messaoud	<i>Ecole primaire</i>	<i>Élève</i>	<i>150</i>	<i>10</i>	<i>1,5</i>	<i>0,017</i>
Imlikchene	<i>Ecole primaire</i>	<i>Élève</i>	<i>150</i>	<i>10</i>	<i>1,5</i>	<i>0,017</i>
Taka	<i>Ecole primaire</i>	<i>Élève</i>	<i>120</i>	<i>10</i>	<i>1,2</i>	<i>0,014</i>
Hamam	<i>Ecole primaire</i>	<i>Élève</i>	<i>150</i>	<i>10</i>	<i>1,5</i>	<i>0,017</i>
			<i>150</i>	<i>10</i>	<i>1,5</i>	

Bouhadj	Ecole primaire	Élève				0,017
Tighilt	Ecole primaire	Élève	250	10	2,5	0,029
Bougueni	CEM	Élève	800	20	16	0,185
Talazizt	Ecole primaire	Élève	150	10	1,5	0,002
Boughzel	Ecole primaire	Élève	150	10	1,5	0,017
Total					47,2	0,531

Source: APC M'KIRA

II.7.3. Besoins socioculturels

Les besoins socioculturels sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau (II.6): Besoins socioculturels

Villages	Type d'équipement	Nombre	Dotation (l/j/ha)	consommation (moy.j) (m3/j)	consommation (moy.j) (l/s)
Idouchouthene	Mosquée	500	25	12,5	0,145
Tahchat	Mosquée	500	25	12,5	0,145
Imaandene	Mosquée	500	25	12,5	0,145
Imlikchene	Mosquée	500	25	12,5	0,145
Thighilt Bougueni	Mosquée	1000	25	25	0,289
Boughzel	Mosquée	500	25	12,5	0,145
Iloulithene	Mosquée	500	25	12,5	0,145
Total				100	1,157

II.7.4. 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.

II.7.5. Présentation des différents besoins en eau à différents horizons

Tableau (II.7) : Tableau récapitulatif des différents besoins en eau à différents horizons.

Villages	Secteur	Besoin en eau en 2019 (m3/j)	Besoin en eau en 2029(m3/j)	Besoin en eau En2039 (m3/j)	Besoin en eau en 2049(m3/j)
Tamdikt	Domestique	213,92	260,7	317,85	365,1
	Scolaire	1,5	1,5	1,5	1,5
	Socioculturel	/	/	/	/
Total		215,42	262,2	319,35	366,6
Idouchouthene	Domestique	265,58	323,7	394,65	453,3
	Scolaire	2	2	2	2
	Socioculturel	12,5	12,5	12,5	12,5
Total		280,08	338,2	409,15	467,8
tahechat	Domestique	362,01	441,3	537,9	617,85
	Scolaire	11	11	11	11
	Socioculturel	12,5	12,5	12,5	12,5
Total		385,51	464,8	561,4	641,35
Imaandene	Domestique	202,36	246,6	300,75	345,45
	Scolaire	1,5	1,5	1,5	1,5
	Socioculturel	12,5	12,5	12,5	12,5
Total		216,36	260,6	314,75	359,45
Ait Messaoud	Domestique	234,25	285,6	348,15	399,9
	Scolaire	1,5	1,5	1,5	1,5
	Socioculturel	/	/	/	/
Total		235,75	287,1	349,65	401,4
Imlikchene	Domestique	208,89	254,7	310,35	356,55
	Scolaire	1,5	1,5	1,5	1,5
	Socioculturel	12,5	12,5	12,5	12,5
Total		222,89	268,7	324,35	370,55
Taka	Domestique	235,18	286,65	349,5	401,4
	Scolaire	1,2	1,2	1,2	1,2
	Socioculturel	/	/	/	/
Total		236,38	287,85	350,7	402,6

Hamam	Domestique	204,97	249,9	304,65	349,8
	Scolaire	1,5	1,5	1,5	1,5
	Socioculturel	/	/	/	/
Total		206,47	251,4	306,15	351,3
Bouhadj	Domestique	373,76	455,55	555,45	637,95
	Scolaire	1,5	1,5	1,5	1,5
	Socioculturel	/	/	/	/
Total		375,26	457,05	556,95	639,45
Tighilt Bougueni	Domestique	378,05	460,8	561,75	645,3
	Scolaire	2,5	2,5	2,5	2,5
	Socioculturel	25	25	25	25
Total		405,55	488,3	589,25	672,8
Talazizt	Domestique	127,20	155,1	189	217,05
	Scolaire	1,5	1,5	1,5	1,5
	Socioculturel	/	/	/	/
Total		128,70	156,6	190,5	218,55
Hitous	Domestique	83,93	102,3	124,65	143,25
	Scolaire	/	/	/	/
	Socioculturel	/	/	/	/
Total		83,93	102,3	124,65	143,25
Thala Achrine	Domestique	80,94	98,7	120,3	138,15
	Scolaire	/	/	/	/
	Socioculturel	/	/	/	/
Total		80,94	98,7	120,3	138,15
Ighil N°Ali Oussalem	Domestique	52,22	63,6	77,55	89,1
	Scolaire	/	/	/	/
	Socioculturel	/	/	/	/
Total		52,22	63,6	77,55	89,1
Boughzel	Domestique	85,42	104,1	126,9	145,8
	Scolaire	1,5	1,5	1,5	1,5
	Socioculturel	12,5	12,5	12,5	12,5
Total		99,42	118,1	140,9	159,8
Iamourene	Domestique	58,38	71,1	86,7	99,6
	Scolaire	/	/	/	/
	Socioculturel	/	/	/	/

Total		58,38	71,1	86,7	99,6
Ijahmame	Domestique	31,15	37,95	46,35	53,1
	Scolaire	/	/	/	/
	Socioculturel	/	/	/	/
Total		31,15	37,95	46,35	53,1
Mahnouche	Domestique	50,17	61,2	74,55	85,65
	Scolaire	/	/	/	/
	Socioculturel	/	/	/	/
Total		50,17	61,2	74,55	85,65
Iloulithene	Domestique	50,92	62,1	75,6	86,85
	Scolaire	/	/	/	/
	Socioculturel	12,5	12,5	12,5	12,5
Total		63,42	74,6	88,1	99,35
Total		3427,99	4150,35	5031,3	6046,5

II.8.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 (II.8) : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière majorée à 20%

Village	Besoin en eau En 2019 (m3/j)	Besoin en eau en 2029(m3/j)	Besoin en eau en 2039 (m3/j)	Besoin en eau en 2049(m3/j)
Tamdikt	258,51	314,64	383,22	439,92
Idouchouthene	336,10	405,84	490,98	561,36
Tahechat	462,61	557,76	673,68	769,62
Imaandene	259,63	312,72	377,7	431,34
Ait Messaoud	282,90	344,52	419,58	481,68
Imlikchene	267,46	322,44	389,22	444,66

Taka	283,66	345,42	420,84	483,12
Hamam	247,76	301,68	367,38	421,56
Bouhadj	431,99	548,46	668,34	767,34
Tighilt Bougueni	486,66	585,96	707,1	807,36
Talazizt	154,44	187,92	228,6	262,26
Hitous	100,71	122,76	149,58	171,9
Thala Achrine	97,13	118,44	144,36	165,78
Ighil N'Ali Oussalem	62,67	76,32	93,06	106,92
Boughzel	119,30	141,72	169,08	191,76
Iamourene	70,05	85,32	104,04	119,52
Ijahmame	37,38	45,54	55,62	63,72
Mahnouche	60,20	73,44	89,46	102,78
Ilouliethene	76,10	89,52	105,72	119,22
Total	4095,27	4980,42	6037,56	6911,92

A l'horizon 2049 la consommation moyenne journalière des villages de la commune de M'KIRA à partir de deux réservoirs R1 IGHIL OUKERROU (2*500 m³) s'élèvera à **6911,92 m³/j** soit un débit de **80 l/s**.

II.8.1 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}.

- **Coefficient d'irrégularité maximum journalier (k_{maxj}) :**

Ce coefficient consiste à prévenir les fuites et les gaspillages dans le réseau, en majorant la moyenne de 10% à 30%. Donc la valeur de (K) varie entre 1,1 et 1,3

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

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

- **Coefficient d'irrégularité minimum journalier (kminj) :**

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier, en envisageant une sous consommation dans le réseau, kminj varie entre 0,7 et 0,9.

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

$$K_{min.j} = \frac{Q_{min.j}}{Q_{moy.j}}$$

Avec :

Qmax.j: Consommation maximale journalière qui correspond à la journée la plus chargée de l'année.

Qmoy.j: Consommation moyenne journalière

Qmin.j: Consommation minimale journalière qui correspond à la journée la moins chargée de l'année.

Kmax.j, Kmin.j: Coefficient d'irrégularité maximal et minimal qui dépend de l'importance de l'agglomération.

Pour notre cas, le taux de fuites est pris égal à 20 % ce qui nous donne Kmax.j = 1,2 (source DHW).

Donc :

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

Pour notre projet on prend kminj égale à **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 (II.9) : Variation de la consommation journalière.

Villages	Consommation m ³ /j	Année			
		2019	2029	2039	2049
Tamdikt (m ³ /j)	Qmin.j	206,81	251,71	306,576	245,26
	Qmoy.j	258,51	314,64	383,22	439,92
	Qmax.j	310,21	377,57	459,864	527,90
Idouchouthene (m ³ /j)	Qmin.j	268,88	324,67	392,784	449,09
	Qmoy.j	336,10	405,84	490,98	561,36
	Qmax.j	403,32	487,01	589,176	673,63
Tahechat (m ³ /j)	Qmin.j	370,09	446,21	538,944	615,70
	Qmoy.j	462,61	557,76	673,68	769,62
	Qmax .j	555,13	669,31	808,42	923,54
Immandene	Qmin.j	207,70	250,18	302,16	345,07
	Qmoy.j	259,63	312,72	377,7	431,34
	Qmax.j	311,56	375,26	453,24	517,61
Ait messaoud	Qmin.j	226,32	275,62	335,664	385,34
	Qmoy.j	282,90	344,52	419,58	481,68
	Qmax.j	339,48	413,42	503,496	578,02
Imlikchene	Qmin.j	213,97	257,95	311,38	355,73
	Qmoy.j	267,46	322,44	389,22	444,66
	Qmax.j	320,96	386,93	467,06	533,59
Taka	Qmin.j	226,93	276,34	336,67	386,50
	Qmoy.j	283,66	345,42	420,84	483,12
	Qmax.j	340,39	414,50	505,01	579,74
Hamam	Qmin.j	198,21	241,34	293,904	337,25
	Qmoy.j	247,76	301,68	367,38	421,56
	Qmax.j	297,32	362,02	440,86	505,87
Bouhadj	Qmin.j	345,59	438,77	534,67	613,87
	Qmoy.j	431,99	548,46	668,34	767,34
	Qmax.j	518,39	658,15	802,01	920,81

Tighilt bougueni	Qmin.j	389,33	468,77	565,68	645,89
	Qmoy.j	486,66	585,96	707,1	807,36
	Qmax.j	583,99	703,15	848,52	968,83
Talazit	Qmin.j	123,55	150,34	182,88	209,81
	Qmoy.j	154,44	187,92	228,60	262,26
	Qmax.j	185,32	225,50	274,32	314,71
Hitous	Qmin.j	80,57	98,21	119,66	137,52
	Qmoy.j	100,71	122,76	149,58	171,90
	Qmax.j	120,86	147,31	179,50	206,28
Thala Achrine	Qmin.j	77,71	94,75	115,49	132,62
	Qmoy.j	97,13	118,44	144,36	165,78
	Qmax.j	116,56	142,13	173,23	198,94
IghilN'Ali Oussalem	Qmin.j	50,13	61,06	74,45	85,54
	Qmoy.j	62,67	76,32	93,06	106,92
	Qmax.j	60,16	91,58	111,67	128,30
Boughzel	Qmin.j	95,44	113,38	135,26	153,41
	Qmoy.j	119,30	141,72	169,08	191,76
	Qmax.j	143,16	170,06	202,90	230,11
Iamourene	Qmin.j	56,04	68,26	83,23	95,62
	Qmoy.j	70,05	85,32	104,04	119,52
	Qmax.j	84,06	102,38	124,85	143,42
Ijahmame	Qmin.j	29,90	36,43	44,50	50,98
	Qmoy.j	37,38	45,54	55,62	63,72
	Qmax.j	44,85	54,65	66,74	76,46
	Qmin.j	48,16	58,75	71,57	82,22
Mahnouche	Qmoy.j	60,20	73,44	89,46	102,78
	Qmax.j	72,25	88,13	107,35	123,34
Iloulithene	Qmin.j	60,88	71,62	84,58	95,38
	Qmoy.j	76,10	89,52	105,72	119,22
	Qmax.j	91,32	107,42	126,86	143,06
Total	Qmin.j	3276,22	3984,34	4830,05	5422,78
	Qmoy.j	4095,27	4980,42	6037,56	6911,82
	Qmax.j	4899,29	5976,50	7245,07	8294,18

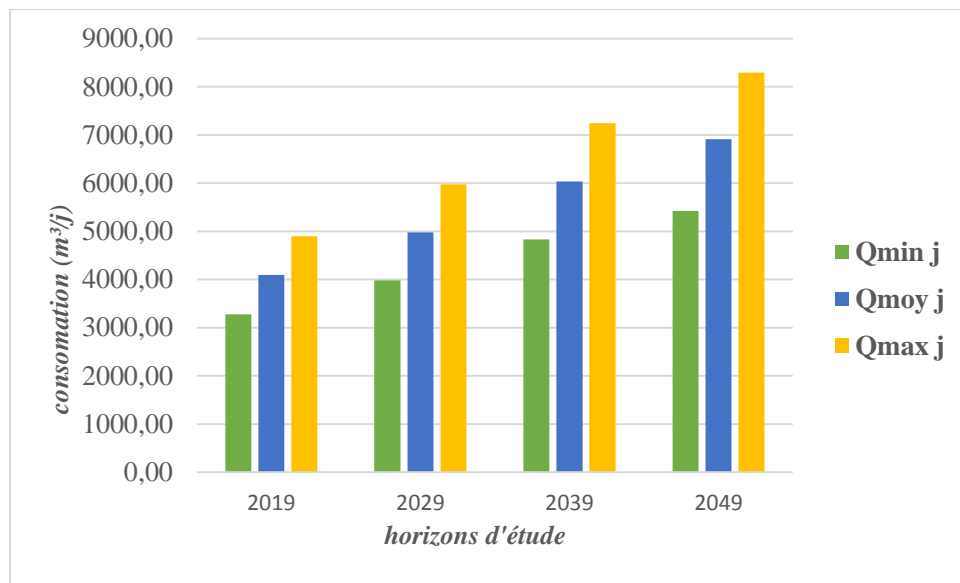


Figure (II.5): Histogramme de l'évolution de la consommation journalière

II.8.2. 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 :

$$K_{min.h} = \frac{Q_{min.h}}{Q_{moy.h.min}}$$

$$K_{max.h} = \frac{Q_{max.h}}{Q_{moy.h.max}}$$

Avec :

Qmax.h : Débit maximal horaire en m³/h ;

Qmin.h : Débit minimal horaire en m³/h ;

Qmoy.h.max : Débit moyenne de la journée la plus chargée de l'année en m³/h ;

Il est donnée par la formule suivante :

$$Q_{moy.h.max} = \frac{Q_{max.j}}{24}$$

Q_{moy.h.min} : Débit moyen horaire de la journée la moins chargée de l'année en m³/h ; Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{moy.h.min} = \frac{Q_{min.j}}{24}$$

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

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

- **α max** : coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie entre 1.2-1.4 ; Dans notre cas on prend α 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 (II.10) : Variation du coefficient β max en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitants	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β max	2.00	1.80	1.60	1.50	1.40	1.30	1.20	1.15

Le nombre d'habitants alimentés par le réseau est de 39841 à l'horizon de 2049, donc dans notre cas le nombre d'habitant est comprise entre 20000 et 50000, ce qui donne :

On a :

Pour 50 000 habitants ; β max =1.15

Pour 20 000 habitants ; β max =1.20

Pour 39841 habitants ; β max = ?

$$\beta_{max} = 1,15 + ((1,20 - 1,15) \times (50000 - 39841)) / (50000 - 20000) = 1,16.$$

donc β max =1.16

$$K_{max.h} = 1.3 * 1.16$$

$$K_{max.h} = 1.50$$

Le débit maximal horaire sera donc :

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

$$Q_{max.h} = 1.50 * (8294,18 / 24)$$

$$Q_{max.h} = 518,38 \text{ m}^3/\text{h}$$

II.9.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 (source : DHW de Tizi-Ouzou).

Les besoins en eau de notre région à l’horizon 2049 sont de : **8294,18 m³/j** soit **96 l/s**.

Les débits disponibles en eau des ressources actuelles sont de : **3000 m³/j** soit **34,72 l/s**.

Donc on calcule le déficit par la formule suivante :

Déficit = (besoins – production) = (8294,18 – 3000) = 5294,18 m³/j = 61,27 l/s

Tableau (II.11) : Bilan ressources-besoins

2019						2029					
Ressources		Besoins		Déficit		Ressources		Besoins		Déficit	
(m ³ /j)	(l/s)	(m ³ /j)	(l/s)	(m ³ /j)	(l/s)	(m ³ /j)	(l/s)	(m ³ /j)	(l/s)	(m ³ /j)	(l/s)
3000,0	34,72	4899,29	56,70	-1899,29	21,98	3000	34,72	5976,5	69,17	-2976,5	34,45

2039						2049					
Ressources		Besoins		Déficit		Ressources		Besoins		Déficit	
(m ³ /j)	(l/s)	(m ³ /j)	(l/s)	(m ³ /j)	(l/s)	(m ³ /j)	(l/s)	(m ³ /j)	(l/s)	(m ³ /j)	(l/s)
3000,0	34,72	7245,07	83,85	-4245,07	49,13	3000	34,72	8294,18	96	-5294,18	61,27

D’après le tableau ci-dessus, les besoins en eau actuels, à court terme et a moyenne terme de la commune de M’KIRA ne sont pas satisfaits, et au-delà de 2039, un déficit de 4245,07m³/j (49,13l/s) sera enregistré et qui pourra atteindre 5294,18m³/j 61,27(l/s) à l’horizon 2049. La mobilisation de nouvelles ressources est donc nécessaire.

II.10. Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons 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 du tableau (II.11), que les ressources existantes ne seront pas suffisantes. Ce déficit sera complété à partir des ressources existantes (sources Maafa), ou en cours de réalisation notamment le barrage de Tlata.

Pour cela, nous proposons de renforcer les ressources existantes avec des nouveaux ouvrages, Cette nouvelle ressource offrira ce débit manquant.

Chapitre III : étude de l'adduction

- ☞ *III.1. Introduction*
- ☞ *III.2. Type d'adduction*
- ☞ *III.3. Choix du tracé des conduites d'adduction*
- ☞ *III.4. Choix du type des conduites des conduites d'adduction*
- ☞ *III.5. Systèmes de raccordement*
- ☞ *III.6. Equipements hydrauliques des conduites d'adduction*
- ☞ *III.7. Etude technico-économique*
- ☞ *III.8. Choix de la gamme de diamètre*
- ☞ *III.9. Evaluation des frais d'amortissement*
- ☞ *III.10. Evaluation des frais exploitation*
- ☞ *III.11. Calcul de la vitesse de l'écoulement*
- ☞ *III. 12. Calcul des pertes de charge*
- ☞ *III.13. Calcul des pertes de charge singulières*
- ☞ *III.14. Les pertes de charge totales (J_t)*
- ☞ *III.15. Détermination de la hauteur manométrique totale (H_{mt})*
- ☞ *III.16. Détermination de la puissance absorbée par la pompe*
- ☞ *III.17. Calcul de l'énergie consommée par la pompe*
- ☞ *III.18. Le bilan des frais (F_t)*
- ☞ *III.19. Calcul de la valeur de coup de bélier*
- ☞ *III.20. Choix de la pression nominale*
- ☞ *Organigramme de calcul des conduites d'adduction par refoulement*
- ☞ *Organigramme de calcul des conduites d'adduction gravitaires*
- ☞ *III.21. description du schéma d'adduction*
- ☞ *III.22. Conclusion*

III.1. Introduction

La commune de M'kira, compte pour l'année d'étude 21995 habitants, ces besoins en eau s'élève à $8284.18 \text{ m}^3/\text{j}$, à l'horizon 2049 pour un nombre de 39841 habitants. La ressource disponible est de $3000 \text{ m}^3/\text{j}$, ce qui nous fait un déficit de $8294.18 \text{ m}^3/\text{j}$ soit 96 l/s.

L'objectif de ce chapitre est de proposer un schéma d'adduction adéquat pour notre projet d'alimentation et d'étudier les différents types adduction existantes.

III.2. Types d'adduction

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

- ✚ Adduction gravitaire ;
- ✚ Adduction par refoulement ;
- ✚ Adduction mixte ;
- ✚ **Adduction gravitaire**

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte piézométrique supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

✚ **Adduction par refoulement**

Le point de captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation. L'adduction est réalisée en charge c'est-à-dire dans les conduites sous pression, du moment que les eaux de captage sont relevées par une station de pompage dans la conduite de refoulement.

✚ **Adduction mixte**

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

Dans notre cas d'étude, l'adduction à projeter est une adduction par refoulement et gravitaire.

III.3. Choix du tracé des conduites d'adduction

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

- choisir le tracé le plus court possible pour des raisons économique;
- rechercher un profil en long aussi régulier que possible pour éviter les contres pentes susceptibles de donner lieu à des cantonnements d'air aux point hauts qui sont plus ou phénomène de cavitation par suite d'arrêt inopiné pouvant occasionner l'éclatement des canalisations ;

- suivre les accotements des routes pour faciliter l'exécution des travaux ainsi que l'acheminement du matériel lors de la réalisation ;
- diminuer les pertes de charge.

III.4. Choix du type des conduites des conduites d'adduction

La conduite constitue l'un des éléments de base de la chaîne d'adduction, pour ce fait son choix doit répondre à plusieurs critères hydrotechniques et économiques, parmi eux on cite :

- Le diamètre et la pression de service ;
- Facilité de la mise en œuvre, de l'exploitation et de son entretien ;
- Disponibilité sur le marché ;
- Durée de vie.

III.4.1. Existe plusieurs types de conduites

- Conduites en polyéthylène (PEHD, PEBD) ;
- Conduites en PVC ;
- Conduites en acier ;
- Conduites en fonte...etc.

III.4.2. Tuyaux en fonte ductile

La fonte est un alliage de fer et de carbone dont la proportion varie entre 2.2% à 4%. L'utilisation des tuyaux en fonte polyvalente, se fait en distribution, en assainissement et en irrigation. La fonte ductile est obtenue en additionnant, au moment de la coulée une très faible quantité de magnésium dont la présence, au sein de la fonte, provoque la cristallisation du graphite sous forme sphéroïdale au lieu de cristaux aplatis comme dans la fonte ordinaire. Les canalisations en fonte ductile sont destinées à transporter certains agents chimiques particulièrement agressifs (hydrocarbures, fluides haute température, acides). Ces tuyaux sont réalisés dans des diamètres normalisés.

Les longueurs courantes de ces tuyaux sont de 6 m pour les petits et moyens diamètres Jusqu'à 800 mm) et de 7 m à partir de 800 mm (**Thèse Mr. SADI et Melle. HABICHI 2015-2016**).

➤ Avantage des tuyaux en fonte ductile

Supportent des pressions de service atteignant **50 bars** pour des diamètres ne dépassant pas **600 mm**, et **40 bars** pour des diamètres supérieurs ;

- Très rigides et solides ;
- Longue durée de vie.

➤ **Inconvenient**

- Très robustes ;
- Lourds ;
- Très chers ;
- Fragiles ;
- Nécessite des pièces spéciales.

III.4.3. Conduites en polyéthylène (PE).

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

➤ **Avantage des tuyaux**

- ❖ petit poids ;
- ❖ grandes longueurs ;
- ❖ résistants à la corrosion ;
- ❖ flexibilité ;
- ❖ économiques ;
- ❖ pose facile ;
- ❖ non conducteurs d'électricité;

➤ **Inconvenient**

- ❖ sensibles aux coups ;
- ❖ inflammables ;
- ❖ la résistance diminue avec l'âge ;
- ❖ sensibles à la température ;
- ❖ fissures de résistance aux sollicitations mécaniques



Figure (III.1): Les tuyaux en PEHD

III.5. Systèmes de raccordement

Il existe trois systèmes de raccordement pour le tube PEHD

III.5.1 Bout à bout

Le soudage bout à bout par élément chauffant est utilisé pour assembler les tubes en polyéthylène d'épaisseurs identiques. Ce procédé consiste à porter à la température de soudage par un outil chauffant à une température $T = 230^{\circ}\text{C}$ pendant six minutes les extrémités des tubes (accords).

Après retraitage d'outil chauffant, les extrémités plastifiées sont mises en contact et sont maintenues en pression de 50 bars une contre l'autre pendant un cycle complet de refroidissement qui est de 43 minutes. Une bonne soudure bout à bout, reconstitue parfaitement la continuité de la canalisation avec une résistance mécanique identique. Le soudage bout à bout ne peut être effectué qu'à partir du diamètre 90mm tube.



Figure (III.2): bout à bout « bouteuse »

III.5.2. Raccordement par accessoires électro-soudables

Selon les statistiques mondiales, ce nouveau système assure «zéro fuites», néanmoins il demande, certaine précaution à prendre lors du montage. Les raccords électro-soudables sont équipés d'un fil résistant raccorde à une source d'énergie, par des bornes situées à l'extérieur de la zone de soudage, une tension est appliquée aux bornes du raccord après grattage, nettoyage et positionnement des pièces à raccorder. La surface de ces derniers est fusionnée grâce à la disposition de la puissance électrique, un mélange intime entre les polyéthylènes du tube et du raccord, assure la cohésion et l'étanchéité parfaite entre le raccord et le tube. Ce type de raccordement est très recommandé.

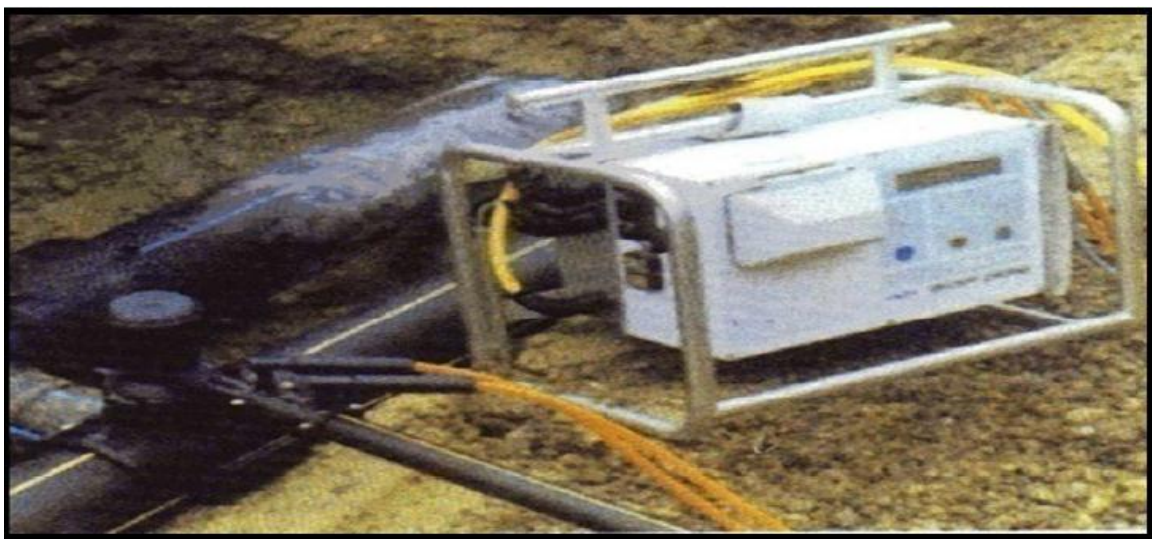


Figure (III.3): Raccordement par accessoires électro-soudable

III.5.3. Raccordement par accessoires à compression (mécanique)

Le raccordement par compression est réalisé avec Raccorde des raccords à visser en matière plastique ou en laiton.



Coude mal fileté



Raccorde d'adaptation

III.6. Equipements hydrauliques des conduites d'adduction

Les principaux accessoires qu'on utilise pour un bon fonctionnement d'un réseau d'adduction et pour assurer l'exploitation et la protection du réseau sont :

III.6.1. Vanne de sectionnement

Afin de permettre la possibilité d'isolement de certain tronçon du réseau, des vannes intermédiaires sont également prévues afin de pouvoir isoler et vider. Prévues à chaque départ à partir d'ouvrages et à chaque bifurcation sur la conduite. Des vannes des tronçons en cas d'intervention pour une réparation, sans avoir à vider l'ensemble de la branche d'adduction correspondante. Le nombre et l'implantation des vannes de sectionnement sont choisis selon le profil en long, la longueur maximale du tronçon de conduite à vidanger soit de l'ordre de 1 à 2 km.

III.6.2. Robinet vanne à coin (à opercule)

Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin.



Figure (III.4) : Robinet vanne à opercule

III.6.3. Vannes papillons

Les vannes papillons peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, léger, le couple de manœuvre est faible. Elle occasionne une faible perte de charge.

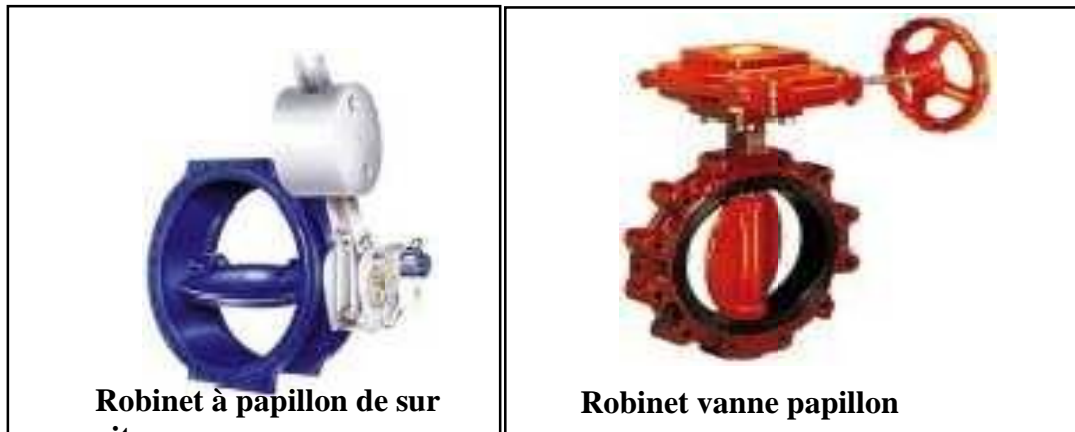


Figure (III.5): vanne papillon

III.6.4. Points hauts (Ventouse)

Il s'agit d'un ouvrage abritant une ventouse pour le dégazage de la conduite et l'entrée/sortie de l'air. Ces ouvrages sont installés aux points hauts des tronçons de conduite.



Figure (III.6): ventouses

III.6.5. Clapets de retenue

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

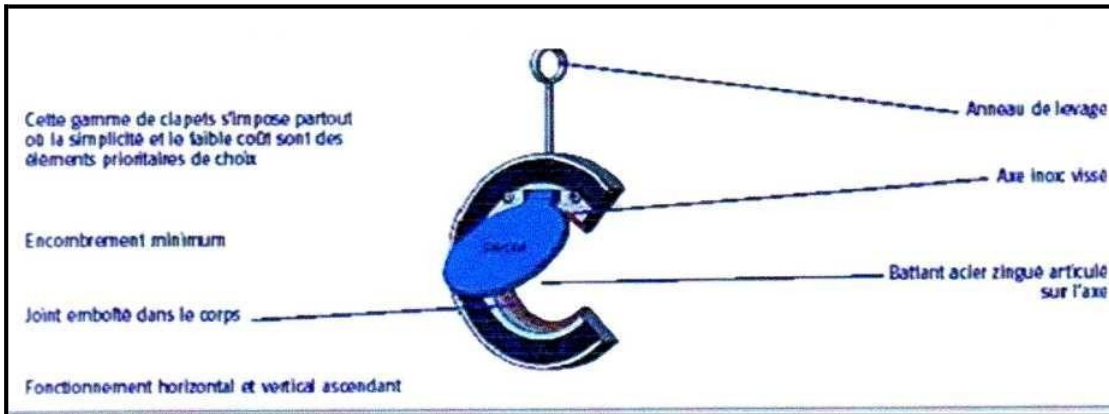


Figure (III.7): Clapet à double battant.

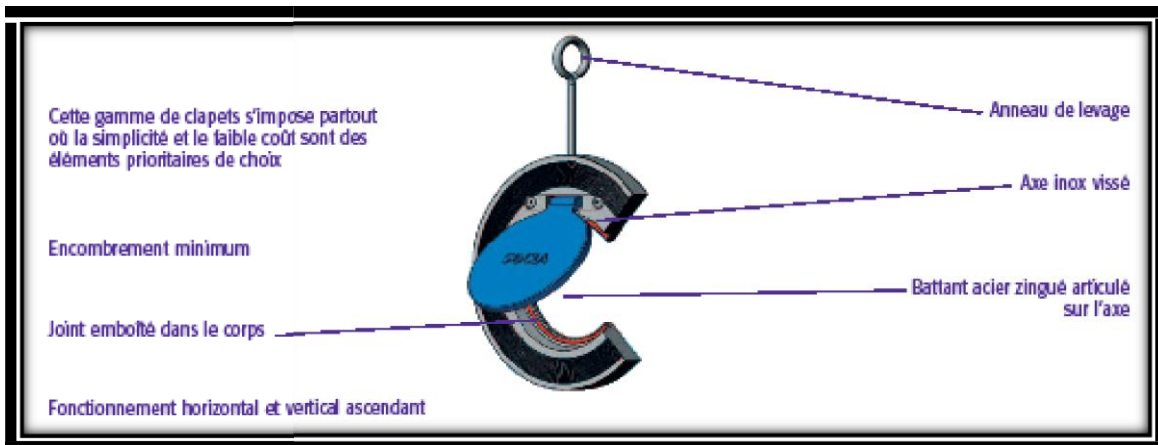


Figure (III.8) : clapet à simple battant

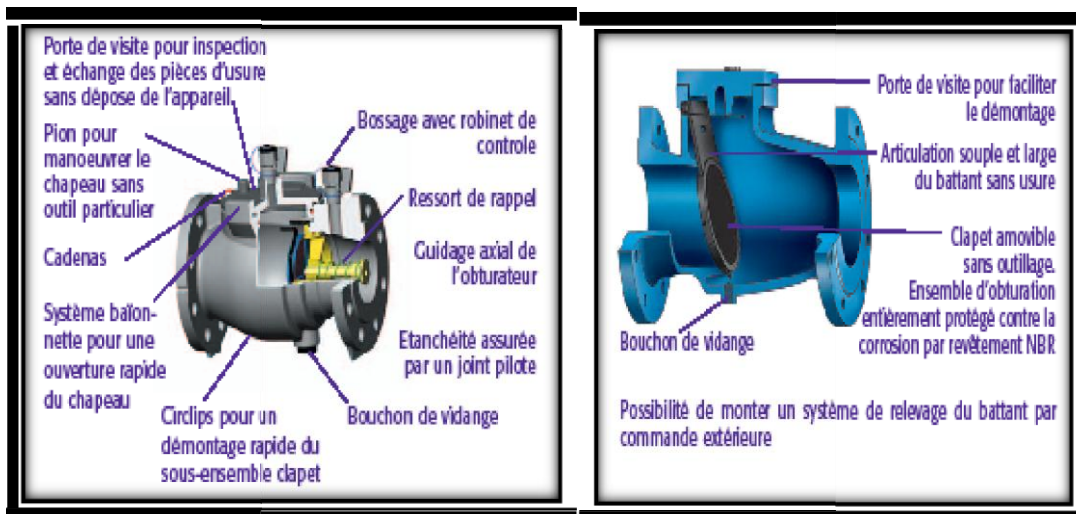


Figure (III.9) : Clapet à simple battant (à brides)

III.6.6. vanne de décharge

C'est un robinet disposé au point bas du tracé en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans un fossé ou en plein air (cas d'une conduite de campagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

III.6.7. Crépines

La crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets. Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0.5 m du fond du puisard.



Figure (III.11): crépine

III.6.8. Soupape de décharge

Sont des appareils de sécurité capable d'évacuer instantanément un débit important. Ils protègent les conduites contre les surpressions dues aux changements brutaux de régimes dans les réseaux (coups de bélier) par exemple fermeture trop rapide de vanne ou déplacement brutal de poche d'air dans la conduite.

III.6.9. Soupape de réduction de pression

Le poteau d'incendie est un appareil de robinetterie raccordé à un réseau d'eau sous pression. C'est une prise d'eau disposée sur un réseau souterrain permettant d'alimenter les fourgons des sapeurs-pompiers. Ces réseaux sont dédiés à la lutte contre l'incendie et à l'alimentation en eau potable du public. Le poteau d'incendie, comme la bouche d'incendie, peut être également installé sur des réseaux d'eau brute destinés à l'irrigation ou l'industrie. Les installations sont situées à proximité de la chaussée, de manière à toujours rester accessibles.

III.7. Etude 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.8. Choix de la gamme de diamètre

Parmi les formules de détermination de diamètre économique, nous citons la formule de **Bonin** et celle de **Bresse**, qui permettent d'avoir une première approche du diamètre économique (**Moussa 2002**).

$$\text{a. Expression générale } D = K\sqrt{Q} \quad (III.1)$$

$$\text{b. Formule de Bonin : } D = \sqrt{Q} \quad K=1 \quad (III.2)$$

$$\text{c. Formule de Bresse : } D = 1,50\sqrt{Q} \quad K=1,50 \quad (III.3)$$

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.9. Evaluation des frais d'amortissement

Les frais d'amortissement (**F_a**) sont égaux au prix de revient total de la conduite (**P**) multiplié par le coefficient d'annuité d'amortissement (**A**).

$$\mathbf{Fam = Pue * L * A (DA)} \quad (III.4)$$

A : coefficient d'annuité est calculé d'après la formule suivante :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (III.5)$$

Avec :

i: Taux d'annuité annuel, i = 8 %

n: nombre d'années d'amortissement, n = 30 ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{30} - 1} + 0,08 = 0.088 = 8.88 \%$$

III.10. Evaluation des frais exploitation

Les frais d'exploitation sont les couts de revient de l'énergie électrique nécessaire aux pompes pour le refoulement de l'eau de la station de pompage jusqu'au réservoir. Ces frais d'exploitation croissent quand le diamètre diminue et par suite de l'augmentation des pertes de charges. Pour estimer ces frais, nous devons évaluer par conséquent les pertes de charges, la hauteur géométriques, la hauteur manométrique totale, la puissance absorbée par la pompe et enfin l'énergie consommée par cette dernière .Les frais d'exploitation sont calculés par la relation :

$$F \text{ exp} = E *Pue \text{ (DA)} \quad (III.6)$$

Pue : Prix d'un kilo-watt-heur.

III.11.Calcul de la vitesse de l'écoulement

Dans les différents problèmes relatifs de l'écoulement dans les canalisations, il faut toujours calculer la vitesse moyenne de l'écoulement et satisfaire la condition de continuité dans la conduite, donnée par la relation (III.7) :

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (III.7)$$

Avec :

V : vitesse d'écoulement en m/s ;

D : diamètre de la conduite en m ;

Q : débit en m³/s ;

III. 12. 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).

a. Pertes de charge linéaire j (régulières).

On appelle pertes de charge linéaire celles qui se produisent dans les tuyaux dépourvus de singularités. Elles sont dues aux frottements de l'eau contre les parois des canalisations, et des molécules entre elles. Les pertes de charge linéaires sont déterminées à partir de la formule de **Darcy-Weisbach**.

$$J = \lambda \frac{L}{Dh} \frac{V^2 \text{ moy}}{2g} \quad (III.8)$$

❖ Détermination de (λ)

Pour le calcul de λ , trois cas peuvent se présenter :

- **turbulent rugueux** : λ est donné par la formule de Nikuradze :

$$\lambda^{1/2} = \left[1.14 - 0.86 \log \left(\frac{\varepsilon}{D} \right) \right] \quad (III.9)$$

- **Régime de transition**: λ est donné par la formule de Colebrook White -.

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{\varepsilon}{3.7 D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} \right] \quad (III.10)$$

Dans ce régime « λ » est déterminé par approximations successives. En première approximation, « λ » est déterminé par la formule de Nikuradze. La valeur trouvée sera remplacée dans le second nombre de la relation de Colebrook White, d'où on aura une nouvelle valeur successive jusqu'à ce que les deux nombres de l'expression mathématique soient égaux

- **Régime laminaire** : λ est indépendant de la rugosité relative, il n'est fonction que de nombre de Reynolds, Il est donné par l'expression de Poiseuille.

$$\lambda = \frac{64}{Re} \quad \lambda = f(Re) \quad (III.11)$$

NB : λ peut être déterminé par le diagramme de Moody en fonction de nombre de Reynolds (**Re**) et la rugosité relative $\frac{\varepsilon}{D}$. (**Annexe 4 : diagramme de Moody**)

- **Détermination du nombre de Reynolds**

C'est une valeur adimensionnelle, qui nous renseigne sur la nature du régime d'écoulement. Elle est donnée par le rapport des forces d'inertie sur les forces de viscosité (III.12).

$$Re = \frac{V_m \cdot Dh}{\nu} \quad (III.12)$$

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

- **Re < 2100** le régime est laminaire stable ;
- **2100 < Re < 4000** le régime est transitoire ;
- **Re > 4000** le régime est turbulent ;

- **La rugosité**

La rugosité absolue est donnée par la mesure de l'épaisseur des aspérités des parois du tuyau. La rugosité relative (ε / D) est le rapport de la rugosité absolue (ε) au diamètre de la conduite (D).

Dans la pratique, la rugosité absolue des tuyaux en acier est donnée par la formule suivante :

$$\epsilon = \epsilon_0 + \alpha * t \tag{III.13}$$

Dans le tableau (III.1) nous donnons les différents matériaux avec leur coefficient de rugosité.

Tableau (III.1): Valeur de la rugosité pour différents matériaux.

<i>Matériau</i>	<i>Coefficient de Hazen-Williams</i>
<i>Fonte</i>	<i>130-140</i>
<i>Béton ou Revêt de Béton</i>	<i>120-140</i>
<i>Plastic</i>	<i>130-150</i>
<i>Acier</i>	<i>140-150</i>

Dans le cas de notre étude les pertes de charge unitaires sont obtenues à partir de l'équation de **Hazen williams (III.14) :**

$$j = 1,218 * 10^{10} \frac{Q^{1,852}}{chw^{1,852} * D^{4,871}} \tag{III.14}$$

III.13. 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.

$$J_s = 0.15 * J \tag{III.15}$$

III.14. Les pertes de charge totales (Jt) :

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

$$J_t = 1,15 * J \tag{III.16}$$

$$J_t = 1.15 * \lambda * \frac{L}{D_h} * \frac{V^2}{2g}$$

IV.15. 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.

$$H_{mt} = H_g + J_t \tag{III.17}$$

$$H_g = C_a - C_d \tag{III.18}$$

III.16. 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 :

$$P_{abs} = \frac{\rho \cdot g \cdot H_{mt}}{\eta} \quad (III.19)$$

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

III.17. Calcul de l'énergie consommée par la pompe

C'est l'énergie électrique consommée par la pompe durant une année pour relever un débit Q à une hauteur H_{mt}. Elle est notée E et se calcul comme suit

$$E = 365 \cdot P_t \quad [\text{kw / an}] \quad (III.20)$$

t : temps de pompage journalier (18 à 20 heures /24heures).

Dans notre cas, t est pris égal à 20 heures .On détermine finalement les Frais d'exploitation qui représentent les frais d'énergie. Ils sont déduits par la formule suivante :

$$F_{ex} = E \cdot P_{eu} \quad (III.21)$$

P_{eu} : tarif de l'énergie égale à 4,82 DA/ KWh (d'après les services de la SONELGAZ)

III.18. Le bilan des frais F_t

Le bilan des frais est calculé pour chaque diamètre les frais d'amortissement et les frais d'exploitation. Le choix du diamètre est alors porté sur le diamètre ayant le bilan des frais est Minimale.

$$F_t = F_{am} + F_{ex} \quad (III.22)$$

IV.19. Calcul de la valeur de coup de bélier

La valeur maximale du coup de bélier est égal à :

$$B = \frac{a \cdot v}{g} \quad (III.23)$$

La célérité des ondes du béliet est donnée par la relation suivant (III.25) ;

$$a = \sqrt{\frac{1}{\rho \left(\frac{1}{k} + \frac{D}{Ee} \right)}} \quad (III.24)$$

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

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \frac{D}{e}}} \quad (\text{m/s}) \quad (III.25)$$

K : coefficient dépendant de la nature du matériau de la conduite est donnée par :

- = 0,66 pour le PEHD,
- = 0,50 pour une conduite en acier,
- = 1,00 pour une conduite en fonte,
- = 4,40 pour une conduite en amiante ciment,
- = 33,00 pour une conduite en PVC.

Dans le cas d'une conduite en PEHD, la vitesse de propagation de l'onde est donnée par la relation (III.26), (MOUSSA, 2002).

$$a = \frac{1240}{\sqrt{1 + K \frac{D}{e}}} \quad (\text{m/s}) \quad (III.26)$$

III.20.Choix de la pression nominale

Le choix de la pression nominale se fait sur catalogue après avoir déterminé la pression maximale et minimale.

III.20.1. Calcul de la pression maximale et minimale

▪ Cas de surpression

La valeur maximale de la pression dans une conduite est calculée par la relation suivante :

$$P_{\max} = H_g + B \quad (III.27)$$

B : valeur maximale du coup de béliet.

▪ Cas de dépression

La valeur minimale de la pression est calculée par la relation suivante :

$$P_{\min} = H_g - B \quad (III.28)$$

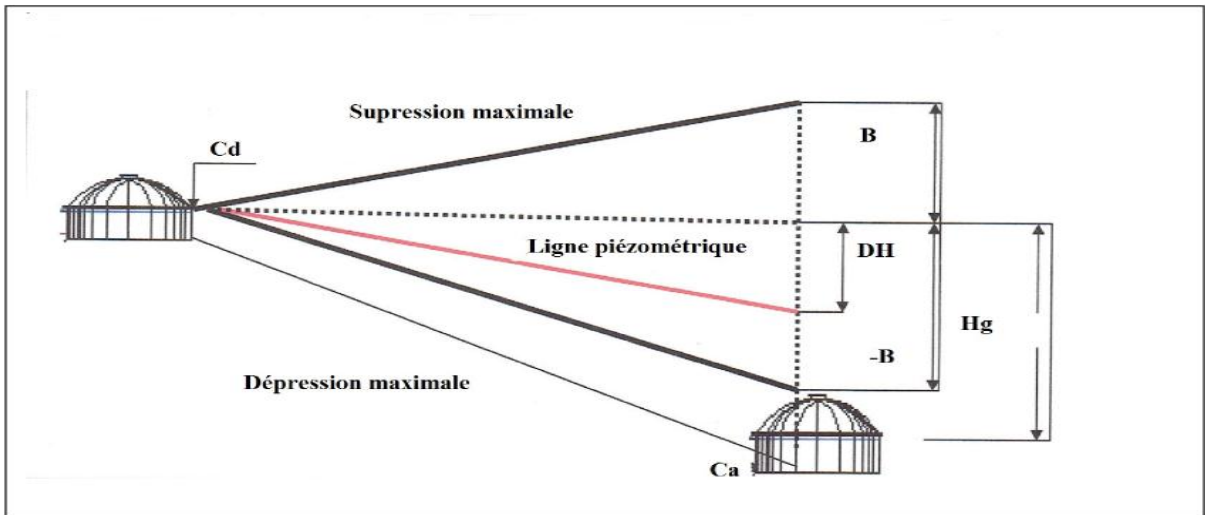
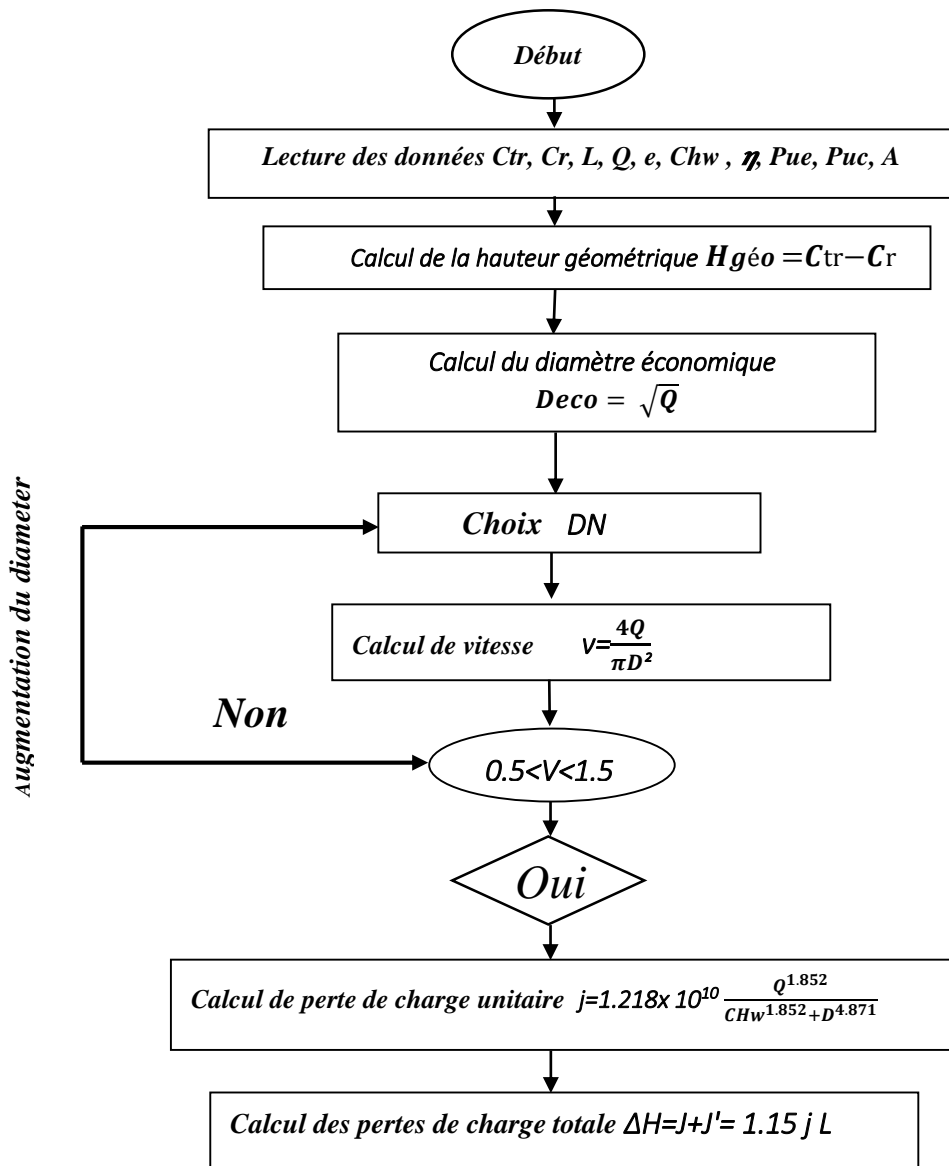
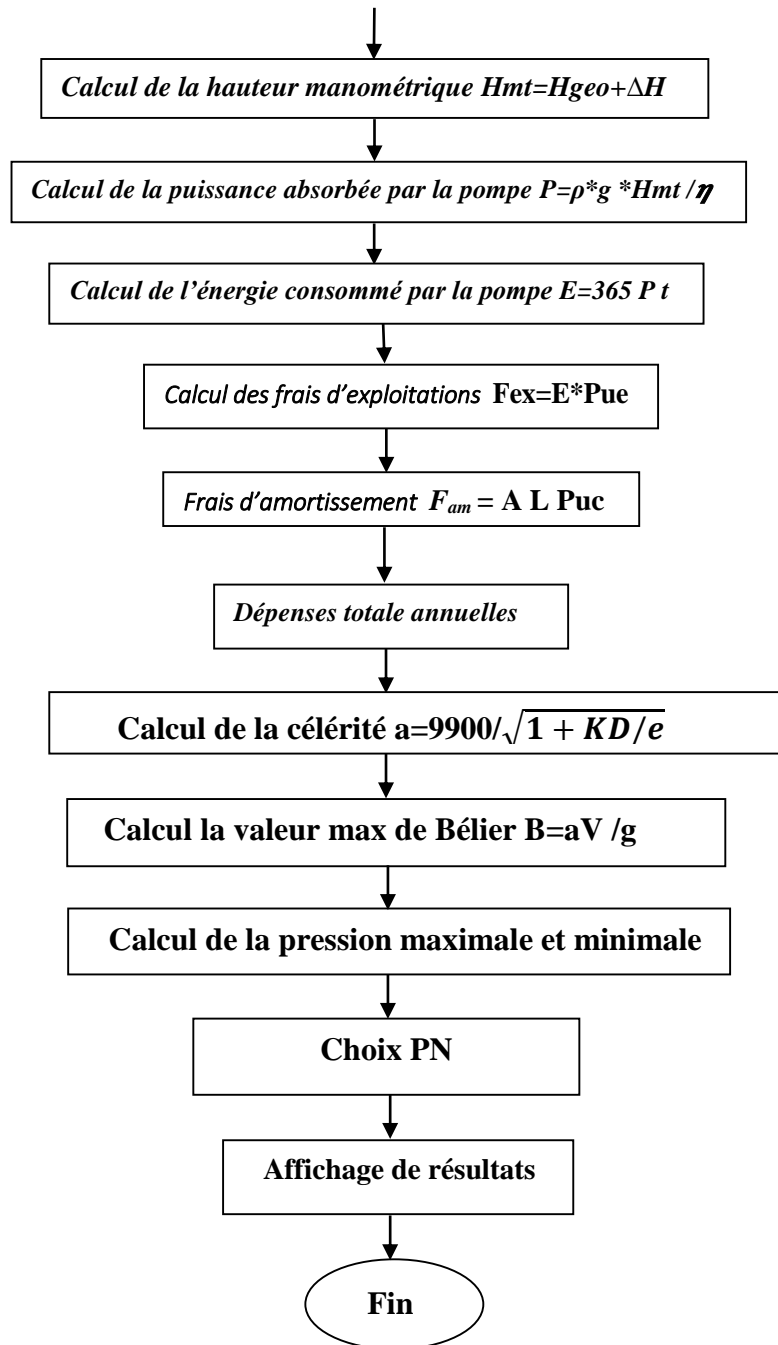


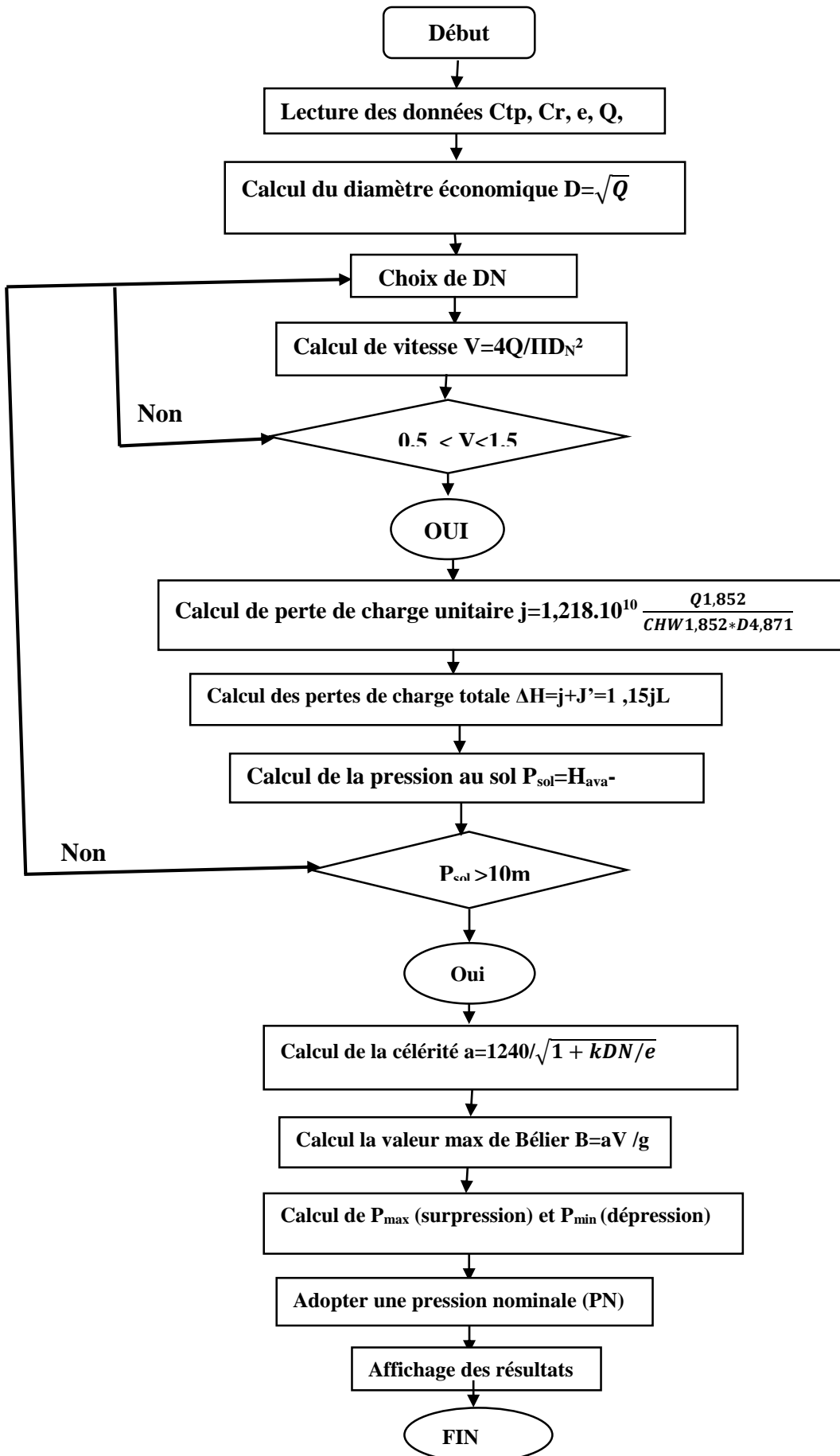
Figure (III.12): Présentation de la surpression maximale et la dépression maximale dans la conduite d'adduction.

Organigramme de calcul des conduites d'adduction par refoulement :





Organigramme de calcul des conduites d'adduction gravitaires.



III.21. description du schéma d'adduction

La chaîne d'adduction prend son départ à partir de réservoir IGHIL OUKERROU R1 (2 *500m³) existant et (500 m³) projeté alimente gravitairement vers le réservoir de la SR1 TIZI BADHOU (1000 m³) existant et (500m³) projeté (sur le point de point de piquage N°1) passant par le réservoir TAMDIKT R2 (200 m³) existant et (150 m³) projeté à partir d'un point de piquage N°1 sur la conduite allant de réservoir R1 IGHIL OUKERROU. La SR1 refoulé l'eau vers le réservoir R3 TIGHILT BOUGNI (1000 m³) existant et (500 m³) projeté. Le réservoir R3 THIGHILT BOUGUENI 1000 m³ et 500 m³ aboutir une alimentation de tous les villages.

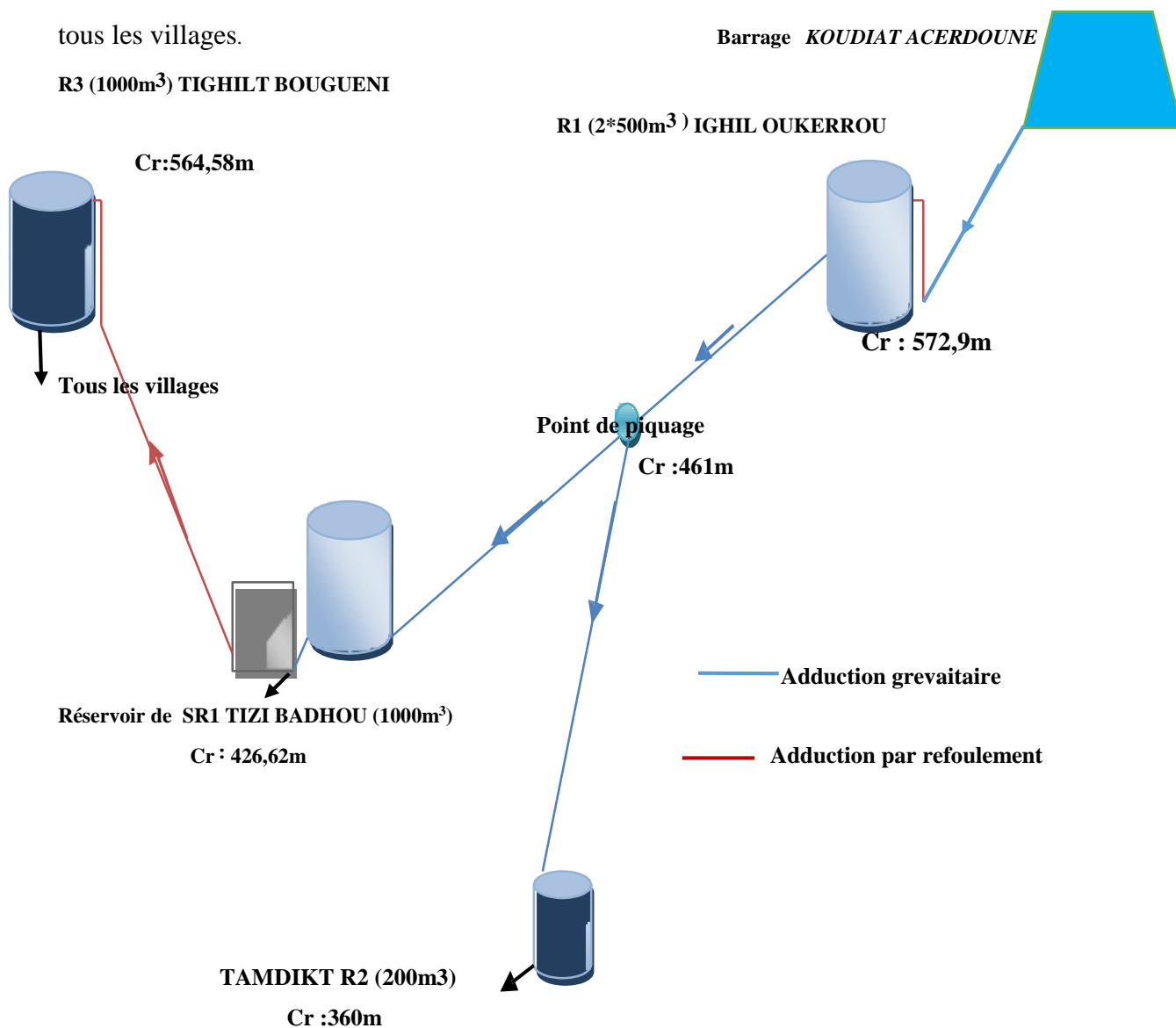


Figure (III.12) : Schéma d'adduction

☞ le schéma d'adduction plus précis dans l'annexe 7

Etude d'adduction par gravitaire du réservoir IGHIL-OUKERROU point de piquage n°1

Tableau (III.2): Etude d'adduction par gravitaire du réservoir Ighil-Oukerou -point de piquage n°1

Pour le tronçon entre le réservoir IGHIL-OUKERROU et de point de piquage n°1 on opte pour une conduite en PEHD de diamètre nominale DN 315mm, de pression nominale de 16 bar avec une vitesse moyenne de 1.23m/s.

❖ **Etude d'adduction par gravitaire du point de piquage n°1–Réservoir TAMDIKT (R2)**

Tableau (III.3): Etude d'adduction par gravitaire du point de piquage n°1–Réservoir Tamdikt.

DONNEES DU PROBLEME					
Désignation de la variable		Valeur		Unité	
Cote de départ Cd		461,00		m	
Cote d'arrivée Ca		360,00		m	
Débit à véhiculer à travers la conduite Q		6,11		l/sec	
gravité g		9,81		m/s ²	
Longueur de la conduite L		2 800,00		ml	
PHASE DE CALCUL					
Hauteur géométrique Hgeo		101,00		m	
Calcul du diamètre économique D _{eco}		78,17		mm	
Choix des diamètres		90	110	125	mm
Epaisseur de la conduite e		8,80	10,00	11,40	mm
Prix du mètre linéaire de la conduite		850	986	1 256	
Introduire le coefficient K		0,66	0,66	0,66	
Vitesse d'écoulement de l'eau V		0,96	0,64	0,50	m/sec
TEST DE LA VITESSE					
nombre d'année d'amortissement n		30			ans
Introduire le coeffi A		0,09	0,09	0,09	
Coefficient de rugosité équivalente Chw		136	136	136	
Perte de charge unitaire j		0,012	0,004	0,003	m/ml
Pertes de charge linéaires J		32,97	12,41	7,30	m
Pertes de charge singulières J'		4,95	1,86	53,22	m

DONNEES DU PROBLEME					
Désignation de la variable		Valeur		Unité	
Cote de départ Cd		564,58		m	
Cote d'arrivée Ca		461,43		m	
Débit à véhiculer à travers la conduite Q		96,00		l/sec	
gravité g		9,81		m/s ²	
Longueur de la conduite L		1 836,00		ml	
PHASE DE CALCUL					
Hauteur géométrique H _{geo}		103,15		m	
Calcul du diamètre économique D _{eco}		309,84		mm	
Choix des diamètres		315	355	400	mm
Epaisseur de la conduite e		28,60	32,20	36,30	mm
Prix du mètre linéaire de la conduite		5 954	7 856	9 560	DA
Introduire le coefficient K		0,66	0,66	0,66	
Vitesse d'écoulement de l'eau V		1,23	0,97	0,76	m/sec
TEST DE LA VITESSE		VRAI	VRAI	VRAI	
nombre d'année d'amortissement n		30	30,00	30,00	ans
l'annuité A		0,09	0,09	0,09	
Coefficient de rugosité équivalente Chw		136	136	136	
Perte de charge unitaire j		0,004	0,002	0,001	m/ml
Pertes de charge linéaires J		7,95	4,44	2,48	m
Pertes de charge singulières J'		1,19	0,67	0,37	m
Pertes de charge totales Δh		9,14	5,10	2,85	m
pression au sol P _{sol}		94,01	98,05	100,30	m
TEST DE LA PRESSION		VRAI	VRAI	VRAI	
Célérité de l'onde de choc a		431,21	431,02	431,12	
Valeur du coup de bélier B		54,148	42,614	33,57	m/sec
Surpression maximale P _{max}		157,30	145,76	136,72	m
depression maximale P _{min}		49,00	60,54	69,58	m
Choix de la pression nominale PN		16,00	16,00	16,00	bar
Perte de charge totale Δh		37,92	14,27	60,51	m
pression au sol P _{sol}		63,08	86,73	40,49	m
TEST DE LA PRESSION		VRAI	VRAI	VRAI	

Célérité de l'onde de choc	a	445,42	431,45	432,06	
Valeur du coup de bélier	B	43,608	28,277	21,93	m/sec
Surpression maximale	Pmax	144,61	129,28	122,93	m
dépression maximale	Pmin	57,39	72,72	79,07	m
Choix de la pression nominale	PN	16,00	16,00	16,00	bar

Pour le tronçon entre le point de piquage n°1 et le réservoir TAMDIKT, on opte pour une conduite en PEHD de diamètre nominale DN 90 mm, de pression nominale de 16 bar avec une vitesse moyenne de 0,96m/s.

❖ **Etude d'adduction par gravitaire du point de piquage n°1- Réservoir de TIZI BADHOU**

Tableau (III.4) : Etude d'adduction par gravitaire du point de piquage n°1-Réservoir de la station de TIZI- BADHOU.

DONNEES DU PROBLEME					
Désignation de la variable		Valeur			Unité
Cote de départ	Cd	461,00			m
Cote d'arrivée	Ca	426,62			m
Débit à véhiculer à travers la conduite Q		89,89			l/sec
gravité	g	9,81			m/s ²
Longueur de la conduite	L	3 892,00			ml
PHASE DE CALCUL					
Hauteur géométrique	H _{geo}	34,38			m
Calcul du diamètre économique	D _{eco}	299,82			mm
Choix des diamètres		315	355	400	mm
Epaisseur de la conduite e		18,70	21,10	23,70	mm
Prix du mètre linéaire de la conduite		4 856	5 554	6 952	DA
Introduire le coefficient	K	0,66	0,66	0,66	
Vitesse d'écoulement de l'eau	V	1,15	0,91	0,72	m/sec
TEST DE LA VITESSE		VRAI	VRAI	VRAI	
nombre d'année d'amortissement	n	30			ans
l'annuité	A	0,09	0,09	0,09	
Coefficient de rugosité équivalente Chw		136	136	136	
Perte de charge unitaire	j	0,004	0,002	0,001	m/ml

Pertes de charge linéaires	J	14,91	8,33	4,66	m
Pertes de charge singulières	J'	2,24	1,25	0,70	m
Pertes de charge totales	Δh	17,15	9,58	5,36	m
pression au sol	P_{sol}	17,23	24,80	29,02	m
TEST DE LA PRESSION		VRAI	VRAI	VRAI	
Célérité de l'onde de choc	a	356,22	356,41	355,90	
Valeur du coup de bélier	B	41,884	32,995	25,95	m/sec
Surpression maximale	P_{max}	76,26	67,38	60,33	m
dépression maximale	P_{min}	- 7,50	1,38	8,43	m
Choix de la pression nominale	PN	10,00	10,00	10,00	bar

Pour le tronçon entre le point de piquage n°1 et le réservoir TIZI-BADHOU, on opte pour une conduite en PEHD de diamètre nominale DN 315mm, de pression nominale de 10 bar avec une vitesse moyenne de 1.15m/s.

❖ **Etude d'adduction par renflement de Station SR1 de Réservoir de TIZI –BADHOU vers le Réservoir de THIGHILT BOUGUENI**

Tableau(III.5) : Application Adduction par refoulement de SRI vers le Réservoir de THIGHILT BOUGUENI (R3)

DONNEES DU PROBLEME				
Désignation de la variable		Valeur		Unité
Cote de départ	Cd	426,62		m
Cote d'arrivée	Ca	572,97		m
Débit à véhiculer à travers la conduite	Q	34,43		l/sec
le rendement	η	0,70		
gravité	g	9,81		m/s ²
Longueur de la conduite L		2 925,00		ml
PHASE DE CALCUL				
Hauteur géométrique Hgeo		146,35		m
Calcul du diamètre économique D _{eco}		185,55		mm
Temps de pompage	t	20		heures
PriS du kilo watt-heure Pue		4,82		DA
Nature du matériau de la conduite		PEHD	PEHD	PEHD

Choix des diamètres DN	200	225	250	mm
Epaisseur de la conduite e	22,40	25,20	27,90	mm
Prix du mètre linéaire de la conduite	2 925	3 860	4 540	DA
Introduire le coefficient K	0,66	0,66	0,66	
Vitesse d'écoulement de l'eau V	1,10	0,87	0,70	m/sec
TEST DE LA VITESSE	VRAI	VRAI	VRAI	
nombre d'année d'amortissement n	30			ans
indice d'inuité i	0,08			
l'annuité A	0,09	0,09	0,09	
Coefficient de rugosité équivalente Chw	136	136	136	
Perte de charge unitaire j	0,006	0,003	0,002	m/ml
Pertes de charge linéaires J	17,32	9,76	5,84	m
Pertes de charge singulières J'	2,60	1,46	0,88	m
Pertes de charge totales Δh	19,92	11,22	6,72	m
Hauteur manométrique totale Hmt	166,27	157,57	153,07	m
Célérité de l'onde de choc a	352,37	352,37	351,78	m/sec
Valeur du coup de bélier B	39,365	31,103	25,151	m
Puissance absorbée par la pompe P	80,23	76,03	73,86	kw
Energie consommée par la pompe E	141 142,15	555 022,80	539 154,75	kwh
frais d'exploitation annuels Fex	680305,18	209,89	2 598 725,91	DA
frais d'amortissement annuels Fam	770 006,25	1 016 145,00	1 062 360,00	DA
Dépenses totales annuelles	1 450 311,43	354,89	3 661 085,91	DA
Surpression maximale Pmax	185,72	177,45	171,50	m
dépression maximale Pmin	106,98	115,25	121,20	m
Choix de la pression nominale PN	20	20	20	bar

Les résultats des frais total annuelles d'après le tableau montre que le diamètre donnent le minimum de frais est DN 200 mm avec une pression de PN 20 qui nous donne un total de frais égal à **1 450 311,43 DA**.

Tableau (III.6) : récapitulatif des résultats obtenus

Tronçon	Type d'adduction	Type de conduite	D (mm)	V (m/)	Hmt (m)	PN (bar)	Déponse totales annuelle DA
Tronçon Ighil Oukerrou R1-Point de piquagen°1	Gravitaire	PEHD	315	1.23	112.29	16	/
Tronçon PPI-Réservoir de la station reprise de Tizi- Badhou	Gravitaire	PEHD	315	1.15	51.53	10	/
Tronçon point de Piquage PPI-Réservoir Tamdikt R2	Gravitaire	PEHD	90	0.96	138.92	16	/
Tronçon SR1 de réservoir de Tizi-Badhou-vers le réservoir de Thighilt-baugueni R3	Refoulement	PEHD	200	1.10	66.27	20	1450311,43
Total	/	/	/	/	/	/	1450311,43

Le prix total de notre chaine d'adduction est de **1 450 311,43DA.**

III.22. Conclusion

Le dimensionnement des conduites d'adduction (refoulement et gravitaire), a été fait sur la base des besoins maximums en eau de la population. Ces besoins nous ont permis de calculer les diamètres économiques nécessaires avec des frais minimaux pour les conduites de refoulement. Pour les conduites gravitaire on choisit des conduites qui nous donnent moins de pression par rapport au sol.

Chapitre IV : Pose et Protection des conduites

☞ *IV.1. Introduction*

☞ *IV.2. Choix du matériau des conduites*

☞ *IV.3. Différents types de pose des conduites*

☞ *IV.4. Différentes étapes de mise en place des canalisations*

☞ *IV.5. Préparation de la canalisation*

☞ *IV.6. Moyens de lutte contre la corrosion*

☞ *IV.7. Conclusion*

IV.1. Introduction

Les canalisations sont généralement posées en tranchée. Pour une longue durée de vie d'un réseau et son bon fonctionnement, il est nécessaire de faire une bonne mise en place des canalisations et des différents équipements accessoires, ainsi qu'une meilleure protection contre d'éventuelles causes de destruction. Après avoir dimensionné les canalisations du projet, nous présenterons, dans ce chapitre, les différents types de pose, les accessoires et les équipements utilisés.

IV.2. Choix du matériau des conduites

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression supportée, de l'agressivité du sol et de l'ordre économique (coût et disponibilité sur le marché) ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes...etc.). Parmi les matériaux utilisés on peut citer : l'acier, la fonte, le PVC et le PE (polyéthylène) à haute densité PEHD ou basse densité PEBD.

Dans ce présent projet, notre étude se contentera sur l'utilisation d'une seule variante de matériaux qui est le PEHD vu les avantages qu'elle présente

- ❖ Disponibilité sur le marché;
- ❖ Une pose de canalisation facile ;
- ❖ grandes longueurs;
- ❖ résistants à la corrosion ;

IV.3. Différents types de pose des conduite

Le choix de type de pose dépend essentiellement de la topographie du terrain, de la disposition des lieux et des différents obstacles qui peuvent être rencontrés (Dupond ; 1979) Une surface lisse arrondie pour une meilleure performance hydraulique.

IV.3.1. Pose en terre

Il est nécessaire d'effectuer l'opération dans un creux de la largeur suffisante pour que les ouvriers puissent y disposer les tuyaux naturellement. Il est conseillé d'élargir le creux dans le but de faciliter le travail et surtout dans les endroits des joints (figure VIII.1) Cette opération s'effectue par tronçon successif, en posant des tuyaux

En files bien alignés et bien nivelés, tout en commençant par les points hauts. L'enfouissement des Canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieur, de conserver la fraîcheur de l'eau et la mettre à l'abri de la gelée.



Figure(IV.1) : pose des conduites en terre

IV.3.2. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celles qui ont subies des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente. Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée. Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints doit toujours avoir lieu avec remblaiement.

L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 min environ, la diminution de la pression ne doit pas excéder 0,2 Bars. Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempts de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins (figure VIII.2).

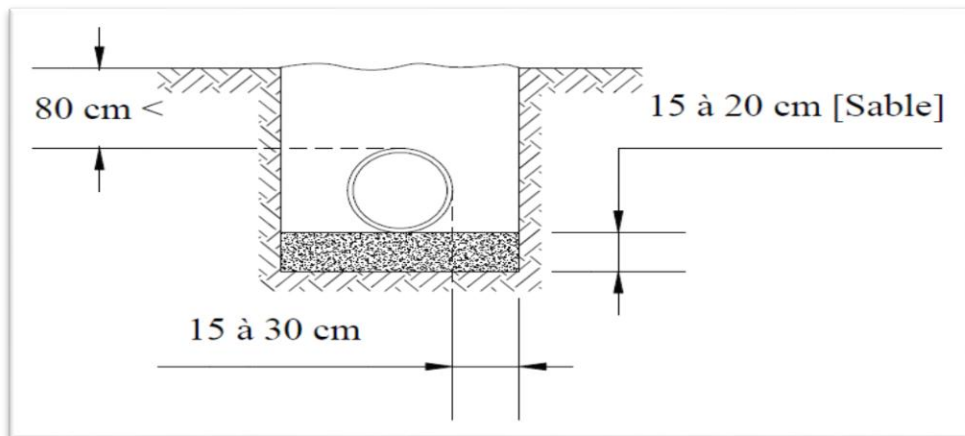


Figure (IV.2): pose d'une canalisation dans un terrain ordinaire

IV.3.3. Pose en mauvais terrains (cas spécial)

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

1) Cas d'un terrain peu consistant :

Pour éviter tout mouvement de la canalisation, celle-ci doit être posée sur une semelle, en béton armé. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol.

2) Cas d'un terrain mouillé :

Il est convenu dans la tranchée un moyen pour le drainage (conduite par exemple) couvert d'un lit de gravier de gros diamètre par la suite un lit en béton sur lequel repose la

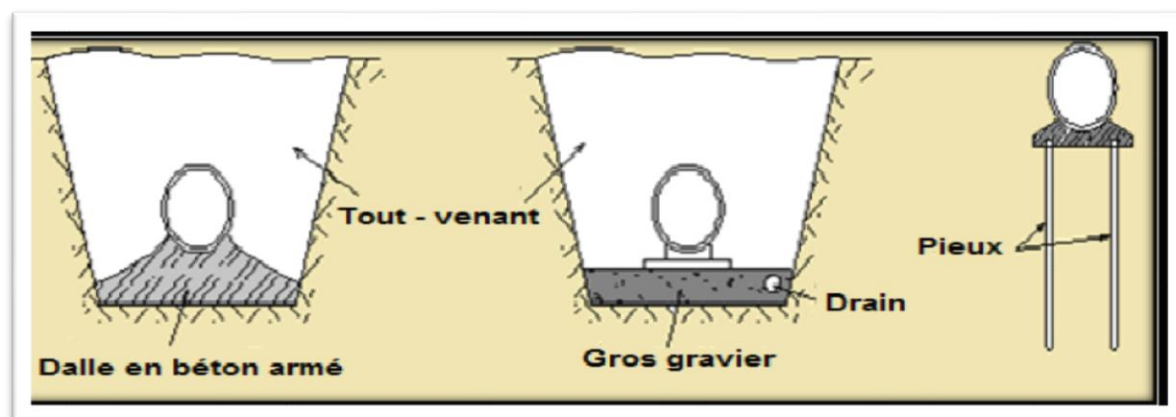


Figure (IV.3): pose en mauvais terrains

IV.3.4. Traversée des routes

Dans le but de protéger la canalisation des chocs de vibration et d'évacuer les fuites éventuelles hors de la chaussée, la pose des conduites se fera dans des buses dont le diamètre est supérieur à celui de la conduite.

- **Les gaines :** ce sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites.

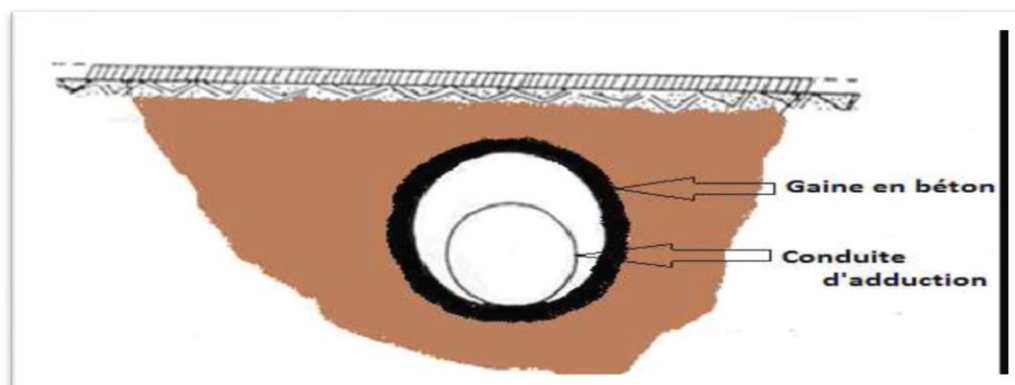
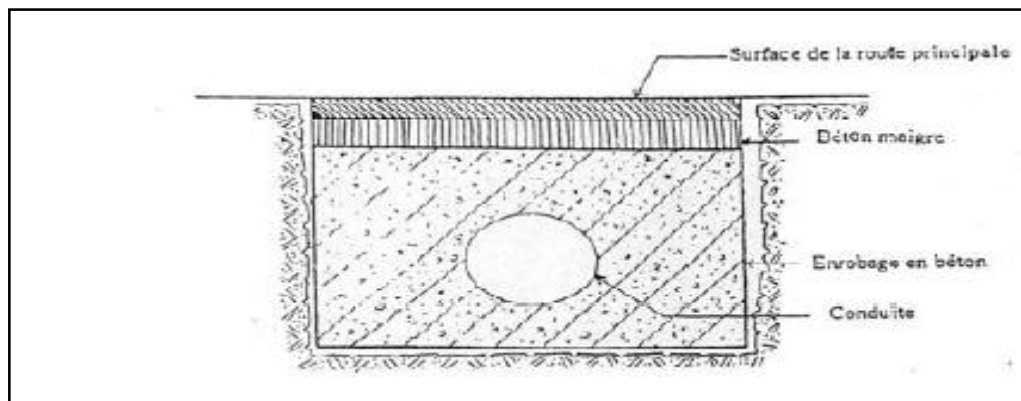


Figure (IV.4): traversée d'une route au moyen d'une gaine

➤ **Par enrobage dans le béton**

Dans ce cas, les tuyaux sont couverts de béton Noyer la plus grande

- ❖ partie du tuyau dans le béton



Figure(IV.5): traversée d'une route au moyen d'enrobage dans le béton

IV.3.5. Pose en galerie

C'est une technique de pose appliquée surtout dans les villes ou les agglomérations disposant déjà des galeries souterraines (égouts, galerie spéciale visibleetc.). Elle est surtout répandue dans les villes, par contre elle est rare dans la campagne.

Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres et sur les tasseaux pour les grands diamètres dans les galeries sèches spéciales.

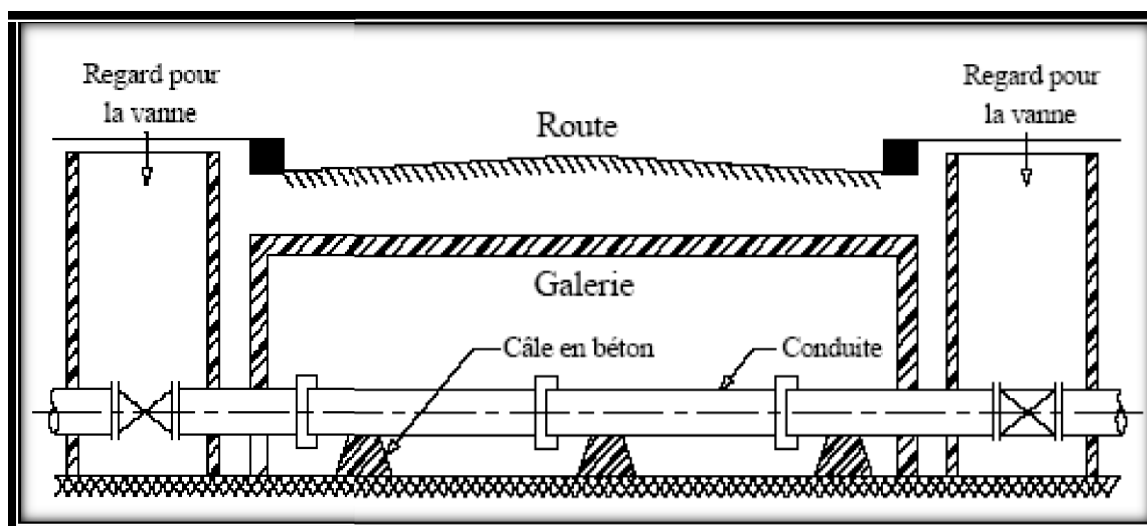


Figure (IV. 6) : Pose des conduites en galerie

IV.3.6. Traversées des cours d'eau

Lors de la pose des conduites sous l'eau, la question délicate est celle des joints avec des petits diamètres. La solution adaptée est l'utilisation des joints souples, ceux-ci sont Confectionnés à bord d'un bateau et la conduite immergée au fur et à mesure.

Dans le cas de gros diamètres, les tuyaux sont installés dans une tranchée, pratiquée dans le lit de la rivière, appelée souillé, puis recouverts de béton.

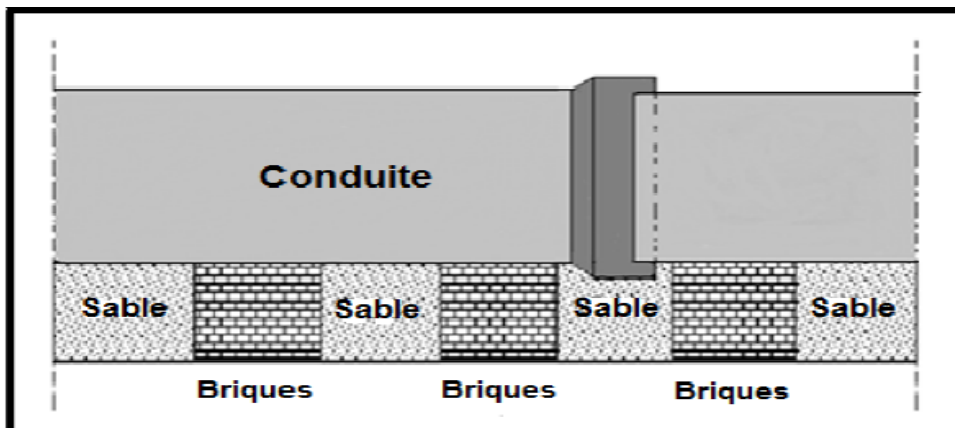


Figure (IV.7): traversée d'un cours d'eau

IV.3.7. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement (la même tranchée)

Lorsque la pose des conduites de distribution et celle d'assainissement sont placées dans même tranchée, il faut placer les tuyaux des eaux potables au-dessus des eaux usés.

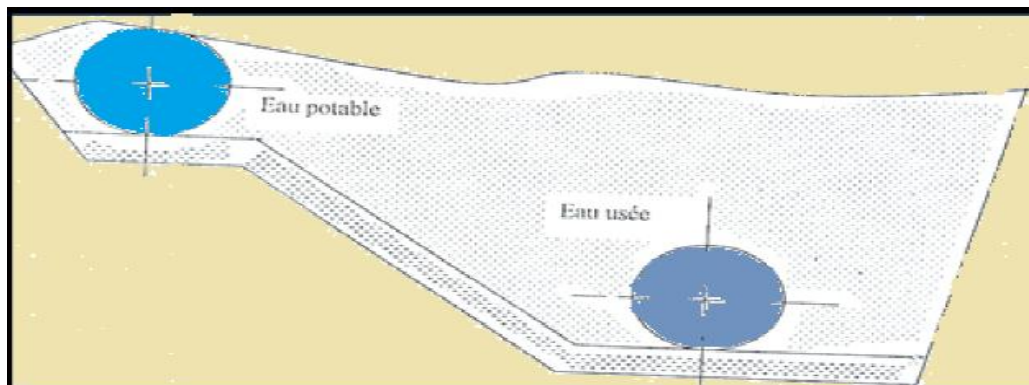


Figure (IV.8): pose à proximité des eaux usées

IV.3.8. Butée et amarrage

C'est une disposition spéciale distinguée dans la pose des conduites utilisées dans des changements de direction ou dans l'assemblage, afin d'assurer la stabilité et la résistance des canalisations à la poussée exercée par l'eau au niveau des canaux, des coudes et extrémités (réseau de distribution) ou la rupture pourra survenir.

On construit alors des massifs en béton par leur poids, s'opposent au déboîtement des joints.

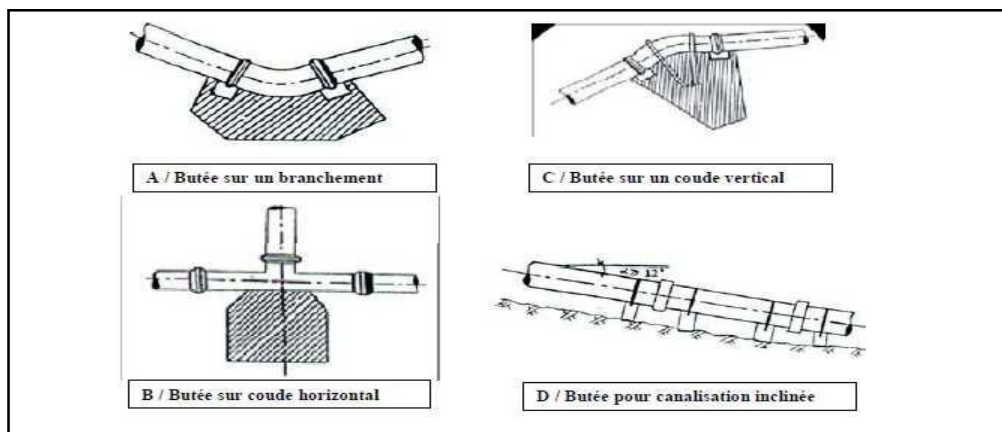


Figure (IV.9): butée et amarrage

IV.4. Différentes étapes de mise en place des canalisations

IV.4.1. Réalisation des fouilles

IV.4.2. Largeur de la tranchée

La largeur doit être suffisante au minimum 0,60 m pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0,30 d'espace de chaque côté de celle-ci. Elle est donnée par la formule suivante :

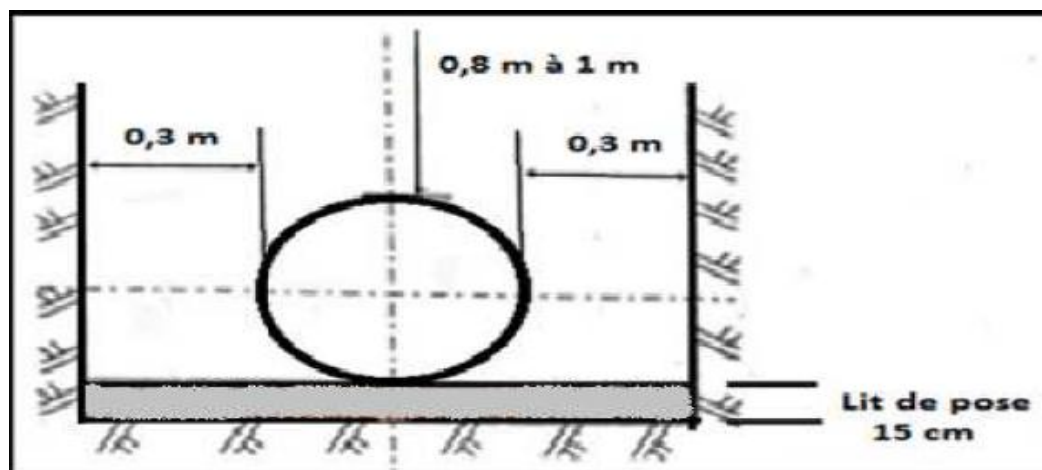


Figure (IV.10) : Pose en tranchée

IV.4.3. La profondeur de la tranchée

Elle est déterminée de façon qu'une distance suffisante soit ménagée au-dessus de la génératrice supérieure du tuyau pour assurer la protection de la conduite contre les dégâts qui pourraient être causés par le gel, et ceux d'écrasement sous l'effet de charge et de surcharge.

Cette distance varie de **0.6 à 1.20 m** selon que les régions ne sont exposées à des gels importants.

La profondeur de la tranchée est donnée par la formule suivante :

$$H = H1 + H2 + D$$

Avec:

H : Profondeur de la tranchée (**m**) ;

D : Diamètre de la conduite (**m**) ;

H1: Profondeur du lit de pose prise égale à **0,2 m** ;

H2 : Distance verticale séparant la génératrice supérieure de la conduite et la surface du sol ;

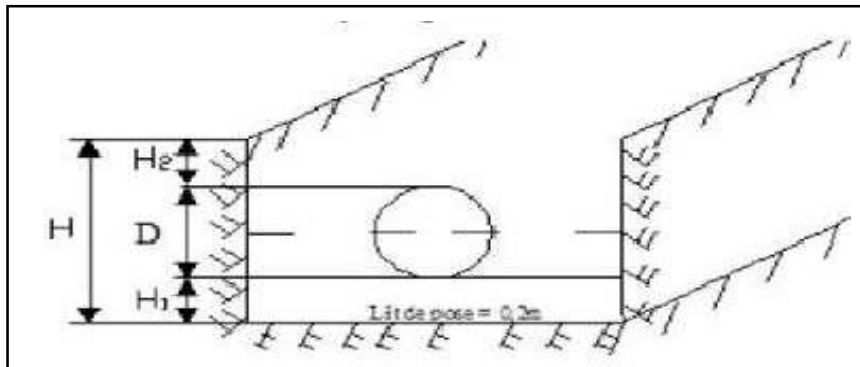


Figure (IV. 11) : La profondeur de la fouille

IV.4.4. Lit de pose

Le fond de la tranchée doit être recouvert d'un lit de pose de 0, 15 m à 0, 2 m d'épaisseur nivelée suivant les côtes du profil en long. Il est constitué selon la nature du sol par:

- ❖ Du gravier, dans un terrain ordinaire ;
- ❖ pierres cassées à l'anneau de 5 cm pour former des drains, dans les terrains imperméables ou rocheux ;
- ❖ Un lit de béton maigre dans les parties rocheuses très en pente ;

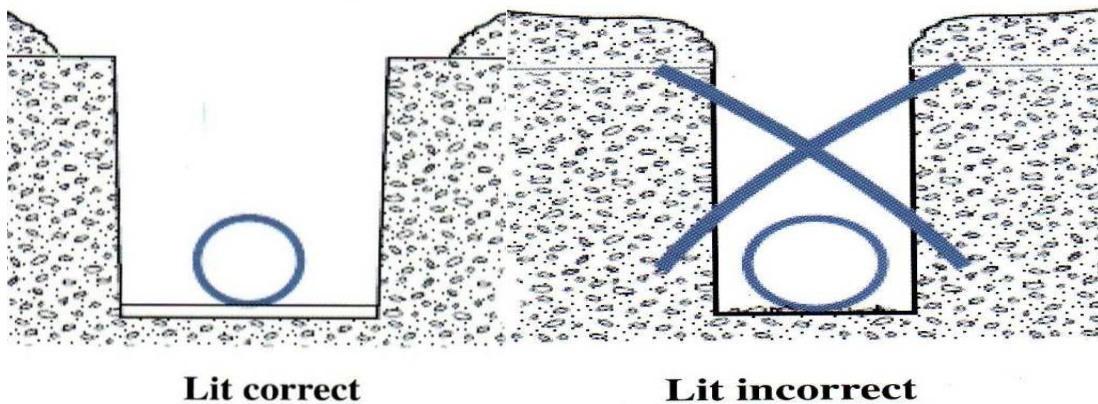


Figure (IV.112): lit de pose de la conduite

IV.5.Préparation de la canalisation

Avant la descente en fouille, les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subi des chocs, et de les débarrasser de tous corps étranger. Pour faciliter le nivellement, ils sont calés sur bois avant l'exécution des joints. Dans le cas des conduites en acier de petits diamètres, la soudure des joints est exécutée au-dessus des fouilles où les tuyaux se trouvent maintenus par les bois disposés au travers de la tranchée.

IV.5.1. Epreuve des joints et des canalisations principales

Ce sont des essais à la pression hydraulique qui ont pour objectif de vérifier l'étanchéité des conduites dont la longueur est de 300 à 400 m. La pression d'essai est en principe égale à la pression à laquelle sera soumise réellement la conduite + 50 % , cette opération s'effectue à l'aide d'une pompe d'épreuve , la durée de l'épreuve est d'au moins 30 mn . La variation de pression doit rester inférieure à 0,2 bars et 0,3 bars pour les conduites de faible pression nominale.

IV.5.2.Remblaiement de la tranchée

La mise en place du remblaiement est effectuée manuellement, en occupant soigneusement, par couches successives arrosées et bien tassées avec la terre des déblais expurgés de tous les éléments susceptibles de porter atteinte aux revêtements extérieurs des canalisations, soit avec tous matériaux pulvérulents convenables. Le remblaiement est ainsi poursuivi de la même façon jusqu'à 0,3 m au-dessus de la conduite et il est achevé avec tout venant à l'aide d'engins mécaniques.

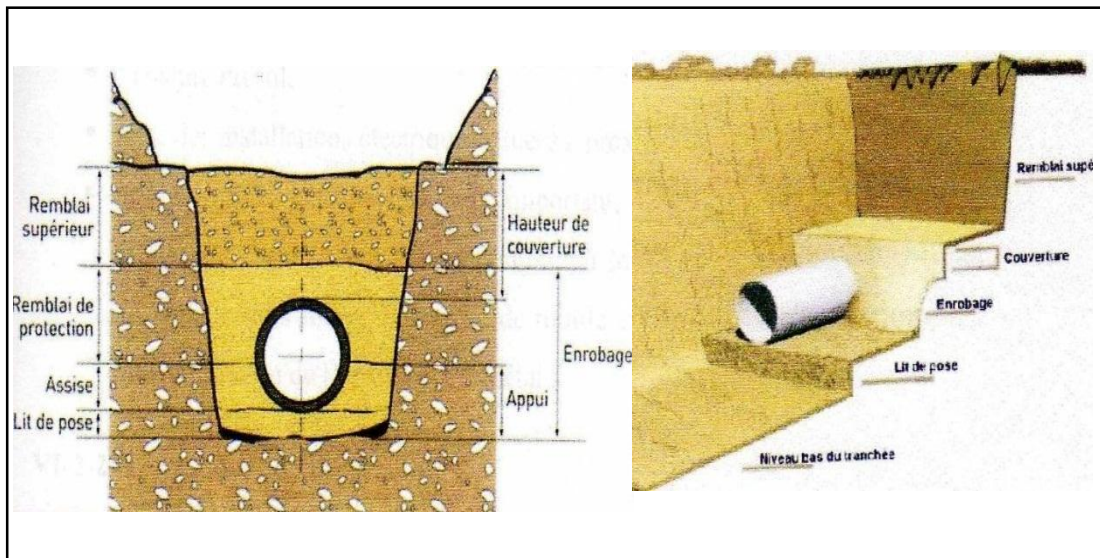


Figure (IV.13) : Remblayage de la fouill

IV.5.4. Désinfection du réseau

Avant de livrer l'eau à la consommation publique, une fois les travaux d'adduction et de distribution achevés, il y a lieu de procéder à la désinfection du réseau selon les instructions du laboratoire. Cette désinfection peut s'effectuer soit au chlore, soit au permanganate de potasse, l'essentiel que la solution stérilisante puisse atteindre les extrémités du réseau. Après un temps de contact suffisant de cette solution, il est procédé à un rinçage à l'eau clair.

IV.5.5. Action de l'eau sur les matériaux

Avant son arrivée au consommateur, l'eau transite par les réservoirs, pompes ainsi que les conduites, son contact avec les matériaux et les équipements peut être la cause d'entartrage et de corrosion, cette action est variable suivant la forme du matériel, la composition de l'eau et son régime d'écoulement ; la variation de la pression, de la température et la nature du matériau de fabrication des conduites.

IV.5.6. L'entartrage

L'entartrage est le dépôt de tartre (est un dépôt calcaire issu de la précipitation des minéraux contenus dans l'eau sous l'effet de la chaleur, fréquemment retrouve dans les canalisations.) sur un objet ou à l'intérieur d'une canalisation.



Figure (IV.14) : l'entartrage

IV.5.7. La Corrosion

La corrosion est définie comme étant la destruction des matériaux sous l'effet des réactions chimiques et électrochimiques dues à des phénomènes extérieurs et intérieurs liés à la nature du sol et à l'eau transportée. Si ces phénomènes persistent il en résulte la destruction rapide des canalisations par perforation ou diminution de l'épaisseur du matériel dus à une attaque sous forme de croûte ou fils de rouilles.



Figure (IV.15) : la corrosion dans les conduites

IV.6. Moyens de lutte contre la corrosion

IV.6.1. Protection externe

Les trois (3) principaux procédés qui empêchent ou réduisent la corrosion, sont les suivants :

- ❖ Traitement du milieu ;
- ❖ Revêtement ;
- ❖ Protection cathodique ;

Le choix du procédé se fait selon les conditions du terrain et le moyen mis en place.

IV.6.2. Traitement du milieu

Ce procédé de lutte peut être destiné à provoquer l'apparition des dépôts dans le milieu corrodant et qui protègent et adhèrent les conduites d'une façon continue, ces dépôts peuvent être composés de carbonate de calcium qui se forment sur les parois métalliques, ces composés sont constitués à partir des éléments majeurs fondamentaux de l'eau transportée.

IV.6.3. Revêtement

Consiste à mettre en terre des conduites revêtis d'une enveloppe qui isole le métal, du milieu corrodant. Ces revêtements peuvent être soit :

- ❖ Des métaux ou alliage mais sensible à la corrosion ;
- ❖ Des matières plastiques ou peintures ;
- ❖ Ou bien des oxydes protecteurs formés à partir du métal lui-même (oxydation anodique) ;

IV.6.4. Protection cathodique

La protection cathodique est une technique pour contrôler la corrosion d'une surface métallique en transformant cette surface en la cathode d'une cellule électrochimique. La protection cathodique est utilisée pour protéger les structures métalliques de la corrosion, notamment l'acier, les canalisations d'eau, les oléoducs, les réservoirs, les piliers métalliques des jetées, les navires, les plateformes pétrolières ou encore les structures en béton armé.



Figure (IV.16) : Protection cathodique

IV.6.5. Protection interne

Il arrive que les eaux fortement minéralisées provoquent, dans les canalisations, des dépôts qui se fixent sur les parois, surtout si la vitesse est faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans milieu bon conducteur et il en résulte des attaques locales du métal et notamment, des perforations.

En vue de remédier aux inconvénients, il est indispensable tout d'abord, d'exiger un revêtement intérieur très soigné des canalisations constitué :

- ❖ D'un enduit bitumineux ;
- ❖ D'un enduit émaillé spécial;
- ❖ Mortier et ciment centrifuge.

Lors de la réalisation, les travaux devront être suivis attentivement, la pose de la canalisation, Particulier : joints correctement exécutés, pose bien nivelée,...etc.

Enfin, l'exploitation joue un rôle important dans le maintien en bon état d'un réseau et il importe qu'elle soit confiée à un personnel hautement compétent et qualifié.

Le problème de corrosion peut être de manière significative, éliminé par le choix d'un nouveau matériau qui est le tube polyéthylène (PE).

IV.7.Conclusion

Pour assurer le fonctionnement des conduites dans les meilleures conditions, il est impératif que la pose soit posée faite suivant les normes, pour augmenter la durée de vie du système. Et quel que soit ce système, il est nécessaire de le doter de plusieurs accessoires, sur toute. Sa longueur, aussi pour assurer le bon fonctionnement du réseau et aussi pour protéger la Conduite.

Chapitre V : Les réservoirs

- ☞ *V.1. Introduction*
- ☞ *V.2. Fonction des réservoirs*
- ☞ *V.3. Implantation des réservoirs*
- ☞ *V.4. Classification des réservoirs*
- ☞ *V.5. Construction des réservoirs*
- ☞ *V.6. Détermination de la forme et proportion des réservoirs*
- ☞ *V.7. Equipement des réservoirs*
- ☞ *V.8. Exigences techniques à satisfaire*
- ☞ *V.9. Entretien du réservoir*
- ☞ *V.10. Hygiène et sécurité*
- ☞ *V.11. Le type du notre réservoir*
- ☞ *V.12. Calcul de la capacité des réservoirs*
- ☞ *Méthode graphique*
- ☞ *Méthode analytique*
- ☞ *V.13. Détermination de la capacité des réservoirs*
- ☞ *V.14. Conclusion*

V.1. Introduction

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

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont multiples et de nature à la fois technique et économique :

- Accumuler l'eau et faire face à la fluctuation de la demande en eau ;
- Assurer la consommation pendant la panne (panne électrique, défaillance de Pompe);
- Garantir des pressions de service dans les réseaux de distribution ;
- Régulariser le fonctionnement de pompage en permettant une marche uniforme des pompes ;
- Le maintien de l'eau à l'abri de la pollution et des variations des températures.

V.2. Fonction des réservoirs

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

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 certains points de réseau, on peut avoir des pressions non admissibles.

V.3. Implantation des réservoirs

Le choix du site d'implantation d'un réservoir est généralement effectué sur la base des considérations techniques et économiques et dépend aussi des conditions de la topographie et de la nature du sol. En effet, l'objectif recherché est de prévoir à réaliser un système d'adduction et de distribution techniquement satisfaisant et peu coûteux. Pour cela on est amené à respecter les conditions suivantes :

- En plan, ils doivent généralement être au centre de l'agglomération et surélevés pour que la cote de radier soit supérieur à la cote piézométrique maximale exigée par le réseau de distribution afin d'assurer une alimentation directe par simple gravité figure (V.1)
- En terrains accidentés, leur emplacement doit être à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau pour assurer une alimentation de réseau par simple gravité (figure V.2)

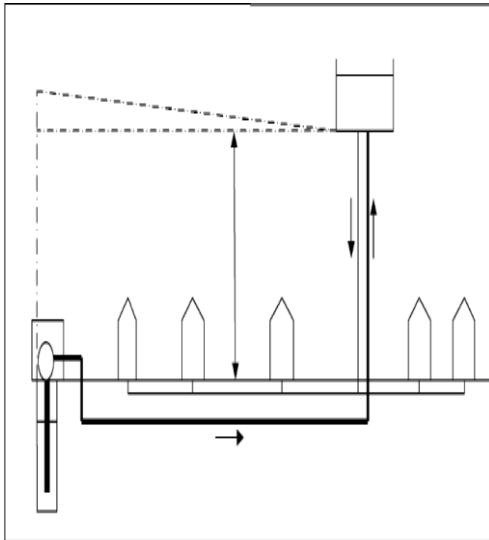


Figure (V.1) : Emplacement du réservoir au milieu d'une agglomération

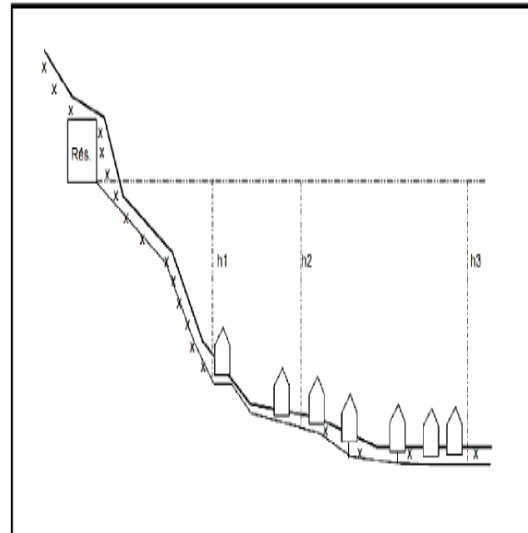


Figure (V.2) : Emplacement de réservoir en altitude

V.4. Classification des réservoirs

Selon les critères pris en considération, les réservoirs peuvent être classés de diverses façons

V.4.1. Classification selon les matériaux de constructions

Elle se base sur la nature des matériaux de construction des réservoirs :

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

V.4.2. Classification selon la situation des lieux

Les réservoirs pour accomplir convenablement les fonctions auxquelles ils sont conçus

Peuvent occuper les différentes dispositions suivantes par rapport à la surface du sol :

- Enterrés ;
- Semi enterrés ;
- Surélevés ou sur tour (château d'eau).

V.4.3. Classification selon l'usage

Vu les nombreux usages des réservoirs on peut les classer en :

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

V.4.4. Classification selon la forme géométrique

Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme :

- **Rectangulaire ou carrée :**

Ils sont utilisés surtout pour les capacités importantes.

Dans ce cas, le compartimentage sera facilement réalisé pour assurer la continuité de la distribution. Ils seront exécutés en béton armé ou précontraint, chaque compartiment doit avoir la même tuyauterie que pour les réservoirs uniques.

- **Cylindrique :** elle est préférée pour les réservoirs de faibles capacités. La position de la tuyauterie est la même que pour les réservoirs rectangulaires. Ils sont faits soit en béton armé ou en béton précontraint.
- Il existe également, des réservoirs à forme quelconque (sphérique, conique...).

V.5. Construction des réservoirs

Les réservoirs doivent être construits en matériaux durables. Ils doivent être couverts, à l'abri des contaminations, des eaux souterraines d'infiltration, des pluies et des poussières. Ils doivent être aérés tout en restant à l'abri du froid et de chaleur, de plus visibles.

V.6. Détermination de la forme et proportion des réservoirs

V.6.1. Forme

En règle générale, les réservoirs sont circulaires, rectangulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit être adapté à la forme de la parcelle ou aux conditions du terrain).

Le béton armé précontraint peut être utilisé pour réaliser des grands réservoirs circulaires et rectangulaires.

V.6.2. Hauteur d'eau

La hauteur d'eau est limitée le plus souvent entre 3 et 6 m pour les agglomérations d'importance petite et moyenne. Pour les réservoirs de grandes capacités (villes importantes) la hauteur d'eau peut atteindre 7 à 10 m.

Une grande hauteur complique le nettoyage des réservoirs et provoque pendant l'exploitation des variations excessives de pression dans la zone de distribution.

Les valeurs indicatives suivantes peuvent être prises en considération pour les réservoirs petits et moyens :

Tableau (V.1): Les hauteurs d'eau optimum en fonction de la capacité utile

Capacité utile (m ³)	Hauteur d'eau optimum (m)
Jusqu'à 500	3 à 4
1000	4 à 5
5000	5 à 6

V.7.Équipement des réservoirs

V.7.1. Conduite d'arrivée

L'arrivée de l'eau dans un réservoir peut être placée soit à son fond soit à la partie supérieure ou même déversée au-dessus de la surface libre dans celui-ci.

La conduite est munie d'un flotteur à son arrivée, afin d'arrêter la pompe dans le cas de l'adduction par refoulement, où il ferme le robinet dans le cas d'adduction gravitaire.

V.7.2. Conduite de distribution ou de départ

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.20 m au-dessus du radier et cela pour éviter l'introduction dans la distribution des boues ou des sables décantés.

La conduite de distribution doit être munie à son origine d'une crépine afin d'éviter la pénétration des dépôts dans la conduite. Pour éviter la pénétration d'air en cas d'abaissement maximal du plan d'eau, nous réserverons un minimum de 0,5 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite. Pour pouvoir isoler le réservoir en cas d'accident, un robinet vanne est installé sur le départ de la conduite. Aussi, il y'a lieu de rendre automatique la fermeture du robinet en utilisant une vanne papillon à commande hydraulique qui se mettra en marche dès qu'une surtension se manifesterait dans la conduite.

V.7.3. Conduit du trop-plein

La conduite de trop-plein est une conduite terminée par un bout en forme d'entonnoir qui a pour but d'évacuer le débit d'adduction arrivant au réservoir lorsque le niveau d'eau dans ce dernier atteint la limite maximale. Cette conduite devra pouvoir évacuer la totalité du débit Q arrivant au réservoir. Elle ne comportera pas de robinet sur son parcours.

V.7.4. Conduite de vidange

On l'installe au bas du réservoir et on le raccorde avec la conduite de trop-plein.

Elle comporte un robinet vanne pour d'éventuel nettoyage ou réparation dans le réservoir.

V.7.5. Disposition spéciales

➤ **Conduite de by-pass entre adduction et la distribution**

Ce dispositif relie l'adduction à la distribution. il ne fonctionne qu'au moment du nettoyage ou de réparation du réservoir.

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

V.7.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

Pour empêcher le passage de l'eau de la réserve d'incendie dans la distribution on prévoit :

- Le système à deux prises.

En temps normal : 1 et 3 sont ouvertes et 2 fermée

- Le système à siphon

En service normal 1 et 3 sont ouvertes et 2 fermée.

En cas d'incendie on ouvre la conduite 2.

Le robinet vanne 3 normalement ouvert et prévu pour réparer 1 ou 2 dans le système à deux prises, la réserve d'incendie constitue une tranche d'eau morte, on optera alors pour le 2ème système car l'eau ne stagne pas au fond du réservoir.

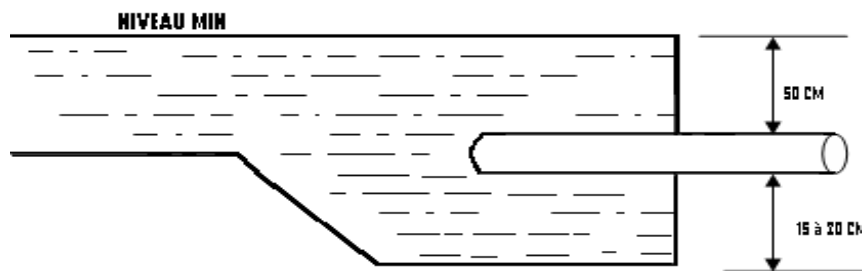


Figure (V.3): conduite de distribution

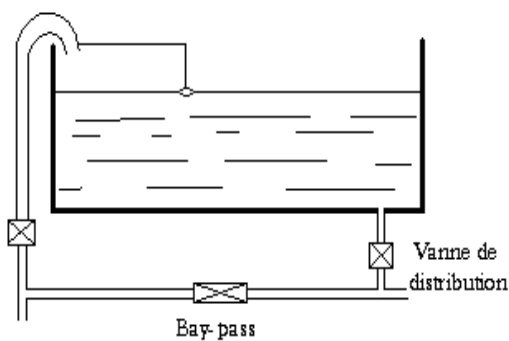


Figure (V.4): by-pass

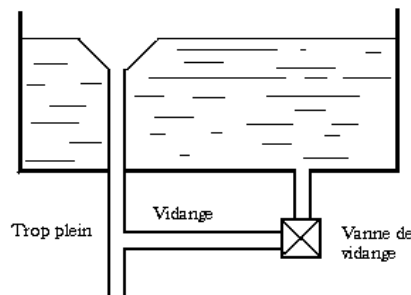
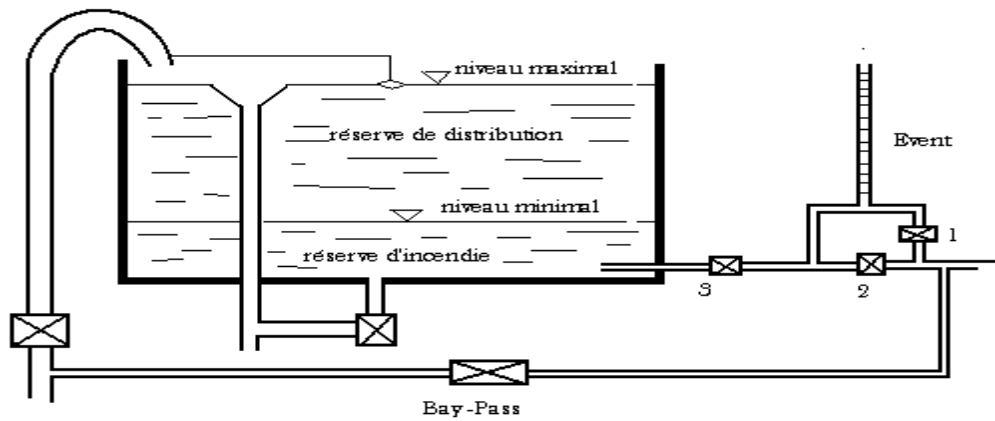


Figure (V.5): trop plein + vidange



Figure(V.6) : matérialisation de la réserve d'incendie.

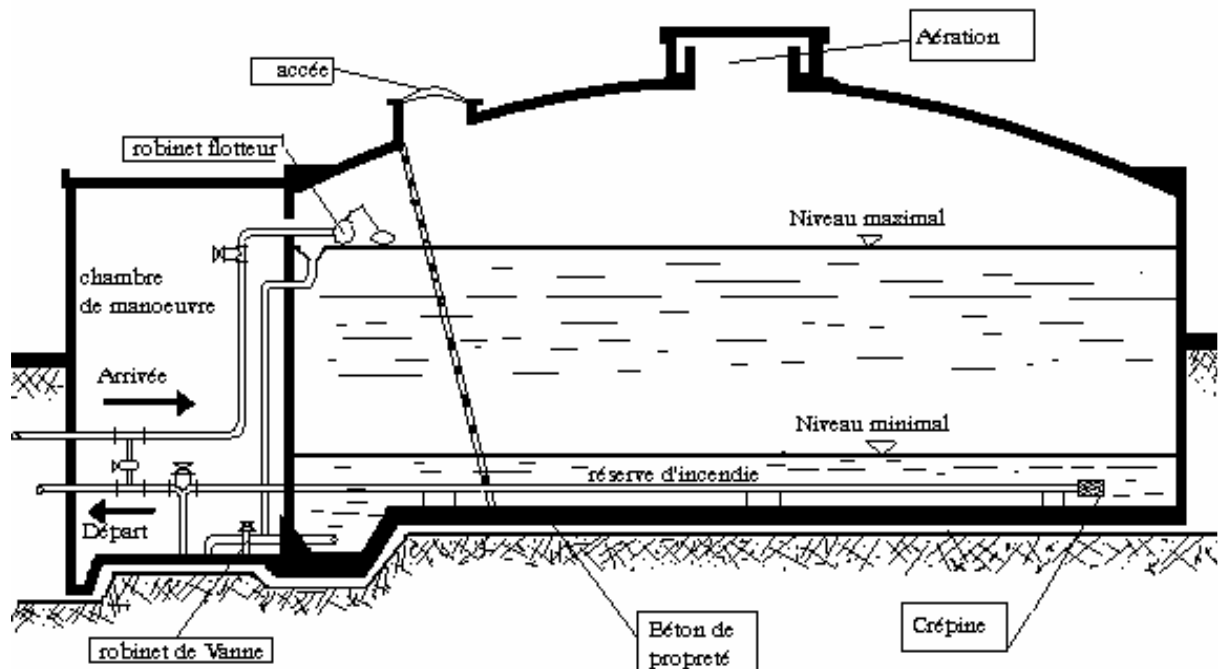


Figure (V.7): Schéma générale d'un réservoir.

V.8.Exigences techniques à satisfaire

V.8.1.Résistance

Le réservoir doit équilibrer les efforts auxquels il est soumis dans toutes ses parties (Poids, effet climatique, effet dynamique,...etc.).

V.8.2.Etanchéité

Le réservoir doit constituer pour le liquide qu'il contient un volume clos et sans fuites.

V.8.3.Durabilité

Les matériaux constituant, tous les éléments des réservoirs doivent conserver leurs propriétés après un long contact avec l'eau.

V.9.Entretien du réservoir

Le réservoir doit se faire l'objet d'une surveillance régulière concernant : la corrosion, les fissures éventuelles et la dégradation.

Le nettoyage périodique de la cuve comporte les phases suivantes :

- ✓ isolement et vidange de la cuve ;
- ✓ élimination des dépôts sur les parois ;
- ✓ examen de la paroi et réparations éventuelles ;
- ✓ désinfection à l'aide des produits chlorés ;
- ✓ remise en service.

V.10.Hygiène et sécurité

Les réservoirs d'eau potable doivent suivre certaines normes d'hygiène et de sécurité afin de protéger l'eau de toute pollution en provenance de l'extérieur. Par conséquent, les réservoirs doivent :

- comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de la température et l'introduction des corps étrangers ;
- être à l'abri des contaminations ;
- être aéré : il y'a lieu de percer quelques orifices munis d'épaisses plaques de verre afin de laisser passer la lumière ;
- être parfaitement étanche et ne doit recevoir aucun enduit susceptible d'altérer la qualité de l'eau ;
- être muni d'un robinet de puisard pour faciliter le contrôle de l'eau.
- aussi, la circulation de l'eau doit être régulière à l'intérieur du réservoir pour éviter toute stagnation

V.11. Le type du notre réservoir

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

Dans notre cas, puisque c'est une zone de moyenne montagne, l'emplacement doit être à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau pour assurer une alimentation de réseau par simple gravité, on est amené à réaliser des réservoirs semi enterrés, d'une forme circulaire réalisés en béton précontrainte. Parmi les avantages de notre réservoir on note :

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

Pour accomplir leurs fonctions convenablement, notre réservoirs équipés de :

- Conduite d'arrivée
- Conduite de distribution ou de départ
- Conduit du trop-plein
- Conduite de vidange
- L'arrivée de la conduite en siphon noyé pour permettre le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations et un écoulement par rouleau.

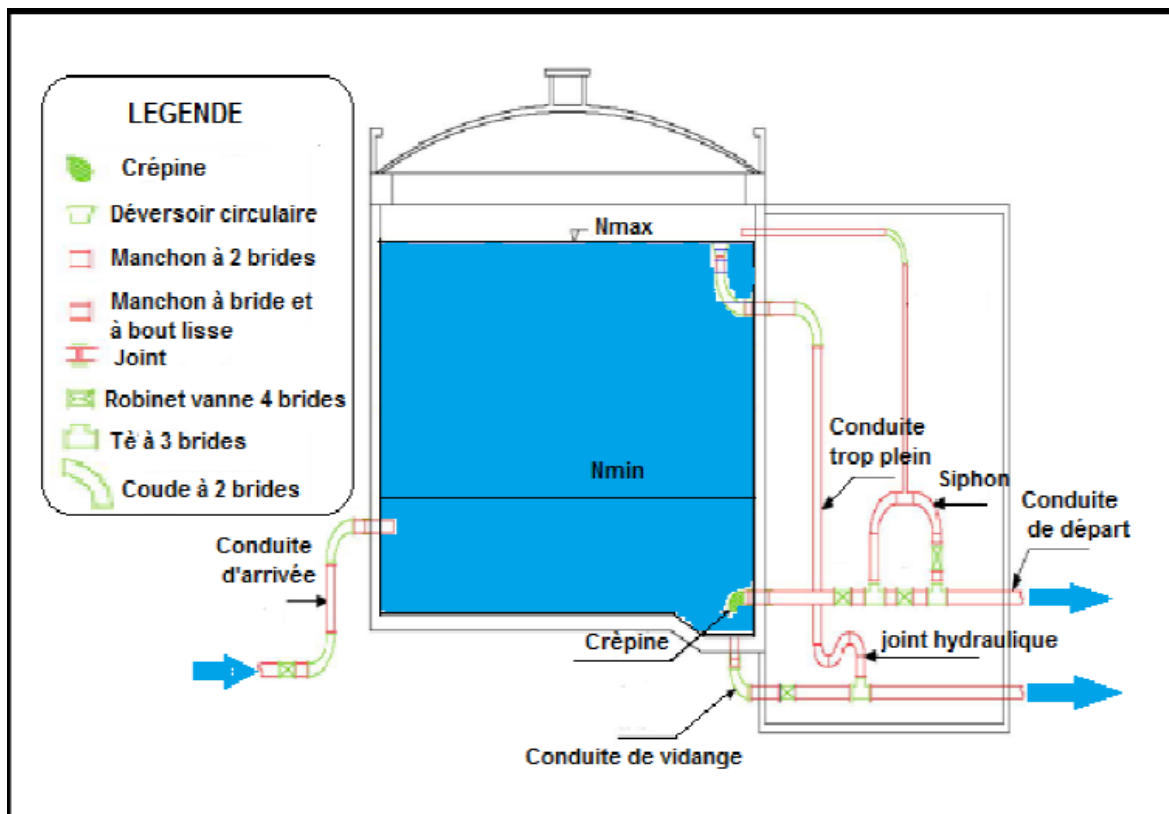


Figure (V.8): Schéma d'un réservoir circulaire semi enterrée.

V.12. Calcul de la capacité des réservoirs

Un réservoir doit être dimensionné pour répondre aux fonctions qui lui sont demandés depuis sa mise en service jusqu'aux conditions les plus exigeantes (demande de pointe).

V.12.1. Volume de modulation journalière

Un réservoir de distribution remplit son rôle s'il est suffisamment grand pour amortir les variations de la demande tout en étant alimenté, de façon constante, selon le débit moyen du jour (réservoirs de stockages).

V.12.2. Volume de sécurité

Un réservoir de distribution doit disposer d'une réserve de sécurité.

Si le réservoir de distribution est à l'aval d'une station de pompage, il faut prévoir une réserve de sécurité suffisante pour assurer la distribution pendant la durée d'une défaillance de la station de pompage (durée de la pompe de fréquence annuelle). Cette durée considérée en général 2 heures.

Le calcul du volume du réservoir se fait par deux méthodes

- ☞ Méthode graphique
- ☞ Méthode analytique
- ☞ **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 :

$$V_r = \Delta V^+ \text{max} + \Delta V^- \text{max} \quad (\text{V.1})$$

- **Calcule du volume total du réservoir**

$$V_T = V_{\text{max}} + V_{\text{inc}} \quad (\text{V.2})$$

Avec :

V_T : volume total du réservoir.

V_{max} : volume maximal de stockage.

V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120m³.

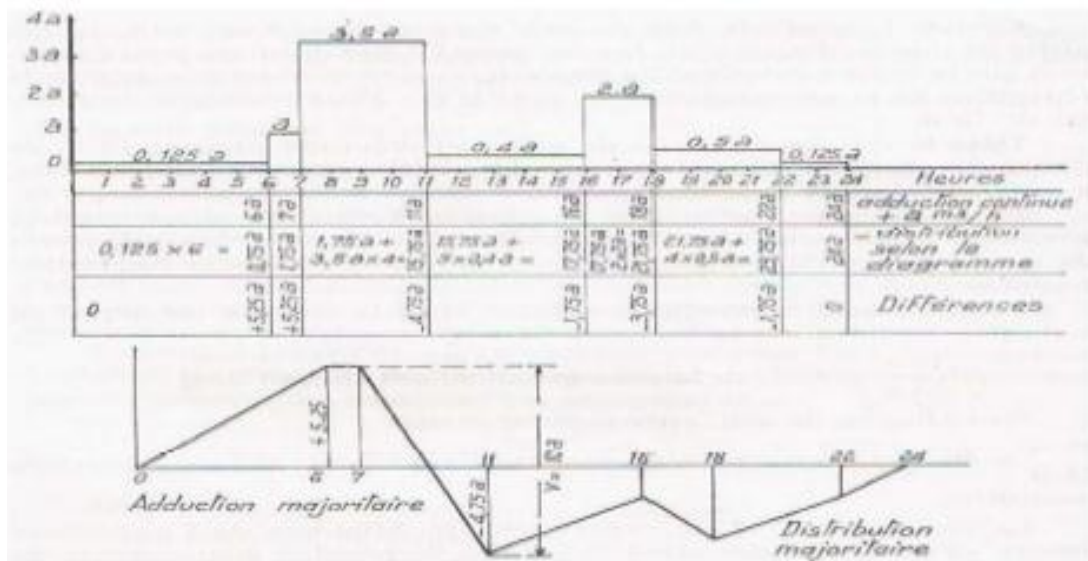


Figure (V.9) : la courbe d'apport et consommation journalière

☞ **Method analytique**

Cette méthode suppose une adduction à débit uniformément réparti sur 24 heures et soit (a) la valeur du débit horaire moyen de distribution ($a=C/24$).

Les résultats varient selon les agglomérations. Généralement on utilise les valeurs suivantes :

- de 6 heures à 7 heures =a ;
- de 7 heures à 11 heures =3,5a ;
- de 11 heures à 16 heures =0,4a ;
- de 16 heures à 18 heures =2a ;
- de 18 heures à 22 heures =0,5a ;
- de 22 heures à 6 heures =0,125a.

➤ **Le débit moyen horaire de distribution (a)**

Le calcul du débit moyen horaire « a » ce fait par la formule suivante :

$$a = \frac{Q_{\max j}}{24} \quad (V.3)$$

➤ **Dimensionnement du reservoir**

Après avoir déterminée la capacité du réservoir, nous procédons à son dimensionnement par déterminer la section et le diamètre.

a. Section de reservoir projeté :

Elle déterminée par la formule suivante :

$$V_r = S.h \quad (V.4)$$

Avac :

Vr : Volume du réservoir projeté en (m3).

S : section de réservoir en (m²).

h : Hauteur de la colonne d'eau = 4 m.

$$S = \frac{Vr}{h} \tag{V.5}$$

b. Diameter du reservoir

Le diamètre du réservoir sera déterminé par la formule suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4.Vr}{\pi.h}} \tag{V.6}$$

D : Diamètre du réservoir en (m).

c. Hauteur de la réserve d'incendie :

La hauteur de la réserve d'incendie est donnée par la relation suivante :

$$Hinc = 4 \frac{Vinc}{\pi.D^2} \tag{V.7}$$

Avec:

Hinc : hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir en (m).

Vinc : le volume de la réserve d'incendie égale à 120 m3.

V.13.Détermination de la capacité des réservoirs :

V.13.1.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.

Tableau (V.2) : dimensionnement du réservoir IGHIL OUKERROU R1

Heurs	Arrivée	arrivée en m3	arrivée cumulé en m³	sortie	sortie en m³	sortie cumulée m³	déficit en m³
00h-01h	1,2a	414,71	414,71	a	345,59	345,59	69,12
01 h-02h	1,2a	414,71	829,42	a	345,59	691,18	138,24
02h-03h	1,2a	414,71	1244,13	a	345,59	1036,77	207,35
03h-04h	1,2a	414,71	1658,84	a	345,59	1382,36	276,47
04h-05h	1,2a	414,71	2073,55	a	345,59	1727,95	345,59
05h-06h	1,2a	414,71	2488,25	a	345,59	2073,55	414,71
06h-07h	1,2a	414,71	2902,96	a	345,59	2419,14	483,83
07h-08h	1,2a	414,71	3317,67	a	345,59	2764,73	552,95

08h-09h	1,2a	414,71	3732,38	a	345,59	3110,32	622,06
09h-10h	1,2a	414,71	4147,09	a	345,59	3455,91	691,18
10h-11h	1,2a	414,71	4561,80	a	345,59	3801,50	760,30
11h-12h	1,2a	414,71	4976,51	a	345,59	4147,09	829,42
12h-13h	1,2a	414,71	5391,22	a	345,59	4492,68	898,54
13h-14h	1,2a	414,71	5805,93	a	345,59	4838,27	967,65
14h-15h	1,2a	414,71	6220,64	a	345,59	5183,86	1036,77
15h-16h	1,2a	414,71	6635,34	a	345,59	5529,45	1105,89
16h-17h	0	0,00	6635,34	a	345,59	5875,04	760,30
17h-18h	0	0,00	6635,34	a	345,59	6220,64	414,71
18h-19h	0	0,00	6635,34	a	345,59	6566,23	69,12
19h-20h	0	0,00	6635,34	a	345,59	6911,82	-276,47
20h-21h	1,2a	414,71	7050,05	a	345,59	7257,41	-207,35
21h-22h	1,2a	414,71	7464,76	a	345,59	7603,00	-138,24
22h-23h	1,2a	414,71	7879,47	a	345,59	7948,59	-69,12
23h-24h	1,2a	414,71	8294,18	a	345,59	8294,18	0,00

A partir du tableau précédent on déduit la capacité du réservoir IGHIL OUKERROU R1 comme suit :

$$V_r = \Delta V^+ \text{max} + \Delta V^- \text{max}$$

$$V_r = |1105,89| + |-276,47|$$

$$V_r = 1502,36 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{tot}} = 1382,36 + 120$$

$$V_{\text{tot}} = 1502,36 \text{ m}^3$$

on adopt

$$V_{\text{tot}} = 1500 \text{ m}^3$$

Tableau (V.3) : récapitule la capacité de réservoir projeté R1 à l'horizon 2049.

<i>Désignation</i>	<i>Horizon 2049</i>	<i>Unite</i>
Débit max.j	8294,18	m³/j
Adduction	20	h
Capacité du réservoir existant	2*500	m³
Déficit	1382,36	m³
Reserve d'incendie	120	m³
Capacité du réservoir réel	1500	m³
Capacité de réservoirs projetés	500	m³

Tableau(V. 4) : Caractéristiques des réservoirs projetés

Réservoirs	V (m ³)	H (m)	D (m)	D adop(m)	S (m ²)
Réservoirs IGHIL OUKARROU R1 Projetée	500	4	12,615	13	125

On peut également déterminer la capacité de réservoir R1 par la méthode graphique :

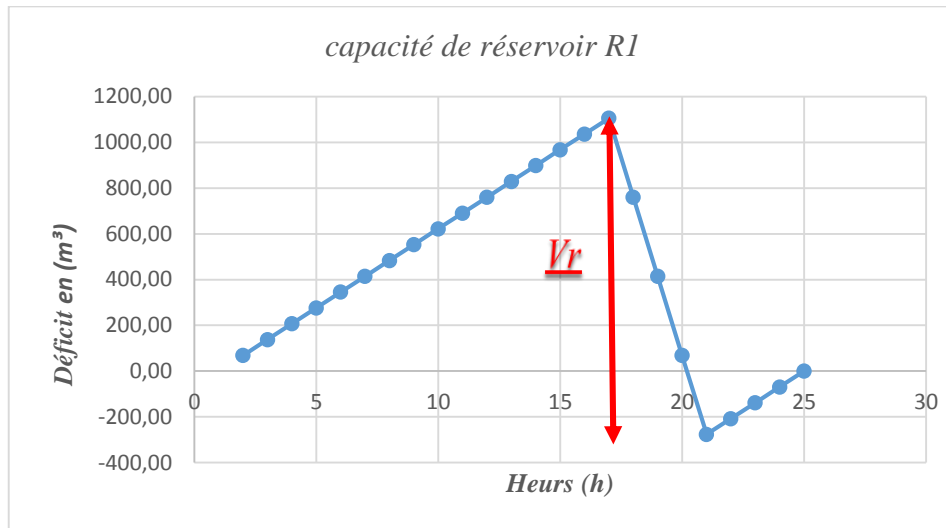


Figure (V.10) : Capacité graphique de réservoir Ighil-oukerrou R1.

V.13.2. Dimensionnement du réservoir TAMDIKT R2

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

Tableau (V.5) : dimensionnement du réservoir TAMDIKT R2

Heurs	Arrivée	arrivée en m ³	arrivée cumulé en m ³	sortie	sortie en m ³	sortie cumulée m ³	déficit en m ³
00h-01h	a	22,00	22,00	0,125a	2,75	2,75	19,25
01 h-02h	a	22,00	43,99	0,125a	2,75	5,50	38,49
02h-03h	a	22,00	65,99	0,125a	2,75	8,25	57,74
03h-04h	a	22,00	87,98	0,125a	2,75	11,00	76,99
04h-05h	a	22,00	109,98	0,125a	2,75	13,75	96,23
05h-06h	a	22,00	131,98	0,125a	2,75	16,50	115,48
06h-07h	a	22,00	153,97	a	22,00	38,49	115,48
07h-08h	a	22,00	175,97	3,5a	76,99	115,48	60,49
08h-09h	a	22,00	197,96	3,5a	76,99	192,46	5,50

09h-10h	a	22,00	219,96	3,5a	76,99	269,45	-49,49
10h-11h	a	22,00	241,95	3,5a	76,99	346,43	-104,48
11h-12h	a	22,00	263,95	0,4a	8,80	355,23	-91,28
12h-13h	a	22,00	285,95	0,4a	8,80	364,03	-78,09
13h-14h	a	22,00	307,94	0,4a	8,80	372,83	-64,89
14h-15h	a	22,00	329,94	0,4a	8,80	381,63	-51,69
15h-16h	a	22,00	351,93	0,4a	8,80	390,43	-38,49
16h-17h	a	22,00	373,93	2a	43,99	434,42	-60,49
17h-18h	a	22,00	395,93	2a	43,99	478,41	-82,48
18h-19h	a	22,00	417,92	0,5a	11,00	489,41	-71,49
19h-20h	a	22,00	439,92	0,5a	11,00	500,41	-60,49
20h-21h	a	22,00	461,91	0,5a	11,00	511,40	-49,49
21h-22h	a	22,00	483,91	0,5a	11,00	522,40	-38,49
22h-23h	a	22,00	505,90	0,125a	2,75	525,15	-19,25
23h-24h	a	22,00	527,90	0,125a	2,75	527,90	0,00

A partir du tableau précédent on déduit la capacité du réservoir Tamdikt **R2** comme suit :

$$V_r = \Delta V^+ \text{max} + \Delta V^- \text{max}$$

$$V_r = |115,48| + |-104,48|$$

$$V_r = 219,96 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{tot}} = 219,96 + 120$$

$$V_{\text{tot}} = 339,96 \text{ m}^3 \quad \text{on adopte} \quad V_{\text{tot}} = 350 \text{ m}^3$$

Tableau (V.6) : récapitule la capacité de réservoir projeté R2 à l'horizon 2049.

Désignation	Horizon 2049	Unité
Débit max.j	527,9	m ³ /j
Capacité du réservoir existant	200	m ³
Deficit	219,96	m ³
Reserve d'incendie	120	m ³
Capacité du réservoir réel	350	m ³
Capacité de réservoirs projetés	150	m ³

Nous adoptons un réservoir projetés de capacité égal à **150 m³**.

Tableau (V.7) : Caractéristiques des réservoirs projetés R2

Réservoirs	V (m ³)	H (m)	D (m)	D adop(m)	S (m ²)
Réservoirs Tamdikt R2 Projetée	150	4	6,911	7	37.5

Déterminer la capacité de réservoir R2 par la méthode graphique :

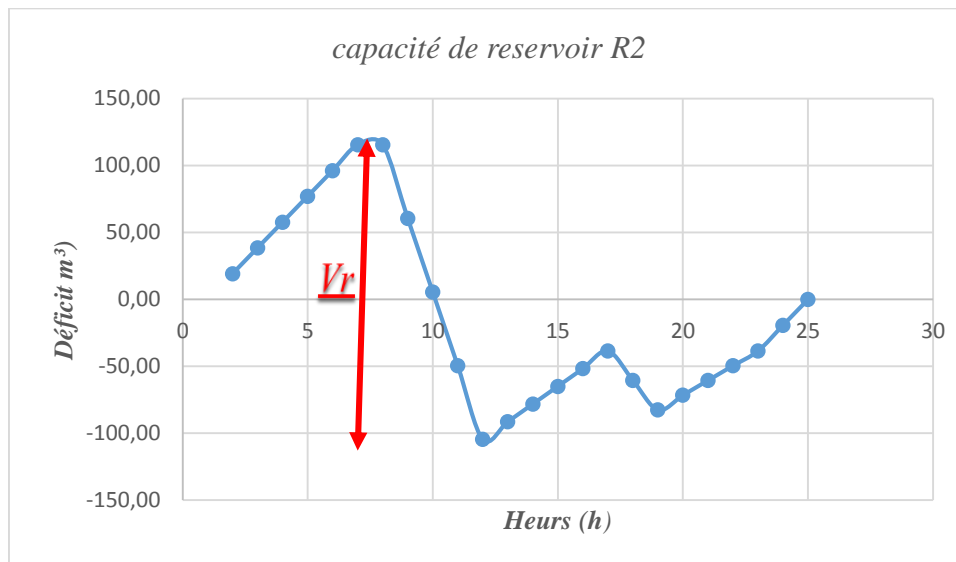


Figure (V.11) : Capacité graphique de réservoir Tamdikt R2

V.13.3. Dimensionnement de la station de reprise TIZI BADHOU SR1

La station de reprise Tizi-Badhou SR1 alimenté gravitairement 24h/24 par le réservoir Ighil oukerrou R1.

Cette station est composée de deux sorties :

La première sortie refoule vers le réservoir Tighilt-Bougni se fait pendant une durée de 20 heures.

La deuxième sortie alimenter gravitairement les 3 villages (Tala archine, Idouchouthene, Tahchat)

Tableau (V.8) : dimensionnement de la station de reprise TIZI BADHOU SR1

A partir du tableau précédent on déduit la capacité de la station de reprise TIZI BADHOU SR1 comme suit :

heurs	Arrivé e	arrivée en m3	arrivée cumulé en m ³	sortie 1	sortie1 en m ³	sortie1 cumulée m ³	sortie 2	sortie 2 en m ³	sortie 2cumulé e m ³	sortie cumulée en m ³	déficit en m ³
00h-01h	a	324,01	324,01	1,2a 1	324,01	324,01	1,2a	7,44	7,44	331,45	-7,44
01h-02h	a	324,01	648,02	1,2a 1	324,01	648,02	1,2a	7,44	14,88	662,90	-14,88
02h-03h	a	324,01	972,04	1,2a 1	324,01	972,04	1,2a	7,44	22,32	994,35	-22,32
03h-04h	a	324,01	1296,05	1,2a 1	324,01	1296,05	1,2a	7,44	29,76	1325,80	-29,76
04h-05h	a	324,01	1620,06	1,2a 1	324,01	1620,06	1,2a	7,44	37,20	1657,25	-37,19
05h-06h	a	324,01	1944,07	1,2a 1	324,01	1944,07	1,2a	7,44	44,63	1988,70	-44,63
06h-07h	a	324,01	2268,08	1,2a 1	324,01	2268,08	1,2a	7,44	52,07	2320,15	-52,07
07h-08h	a	324,01	2592,09	1,2a 1	324,01	2592,09	1,2a	7,44	59,51	2651,61	-59,51
08h-09h	a	324,01	2916,11	1,2a 1	324,01	2916,11	1,2a	7,44	66,95	2983,06	-66,95
09h-10h	a	324,01	3240,12	1,2a 1	324,01	3240,12	1,2a	7,44	74,39	3314,51	-74,39
10h-11h	a	324,01	3564,13	1,2a 1	324,01	3564,13	1,2a	7,44	81,83	3645,96	-81,83
11h-12h	a	324,01	3888,14	1,2a 1	324,01	3888,14	1,2a	7,44	89,27	3977,41	-89,27
12h-13h	a	324,01	4212,15	1,2a 1	324,01	4212,15	1,2a	7,44	96,71	4308,86	-96,71
13h-14h	a	324,01	4536,16	1,2a 1	324,01	4536,16	1,2a	7,44	104,15	4640,31	-104,15
14h-15h	a	324,01	4860,18	1,2a 1	324,01	4860,18	1,2a	7,44	111,59	4971,76	-111,59
15h-16h	a	324,01	5184,19	1,2a 1	324,01	5184,19	1,2a	7,44	119,02	5303,21	-119,02
16h-17h	a	324,01	5508,20	0	0,00	5184,19	1,2a	7,44	126,46	5310,65	197,55
17h-18h	a	324,01	5832,21	0	0,00	5184,19	1,2a	7,44	133,90	5318,09	514,12
18h-19h	a	324,01	6156,22	0	0,00	5184,19	1,2a	7,44	141,34	5325,53	830,69
19h-20h	a	324,01	6480,23	0	0,00	5184,19	1,2a	7,44	148,78	5332,97	1147,27
20h-21h	a	324,01	6804,25	1,2a 1	324,01	5508,20	1,2a	7,44	156,22	5664,42	1139,83
21h-22h	a	324,01	7128,26	1,2a 1	324,01	5832,21	1,2a	7,44	163,66	5995,87	1132,39
22h-23h	a	324,01	7452,27	1,2a 1	324,01	6156,22	1,2a	7,44	171,10	6327,32	1124,95
23h-24h	a	324,01	7776,28	1,2a 1	324,01	6480,23	1,2a	7,44	178,54	6658,77	1117,51

$$V_r = \Delta V^+_{max} + \Delta V^-_{max}$$

$$V_r = |1147,27| + |-119,02|$$

$$V_r = 1266,29 \text{ m}^3$$

$$V_{tot} = 1266,29 + 120$$

$$V_{tot} = 1386,29 \text{ m}^3 \quad \text{on adopt} \quad V_{tot} = 1500 \text{ m}^3$$

Tableau (V.9) : récapitule la capacité de la station de reprise TIZI BADHOU SR1 à l'horizon 2049.

Désignation	Horizon 2049	Unité
Debit max.j entrée	7776,28	m ³ /j
Capacité du réservoir existant	1000	m ³
Deficit	1266,29	m ³
Reserve d'incendie	120	m ³
Capacité du réservoir réel	1386,29	m ³
Capacité de réservoirs projetés	500	m ³

Nous adoptons un réservoir projetés de capacité égal à 500 m³.

Tableau (V. 10) : Caractéristiques des réservoirs projetés de la SR1

Réservoirs	V (m ³)	H (m)	D (m)	D adop(m)	S (m ²)
TIZI BADHOU SR1 Projetée	500	4	12,615	13	125

Déterminer la capacité de la station de reprise SR1 par la méthode graphique :

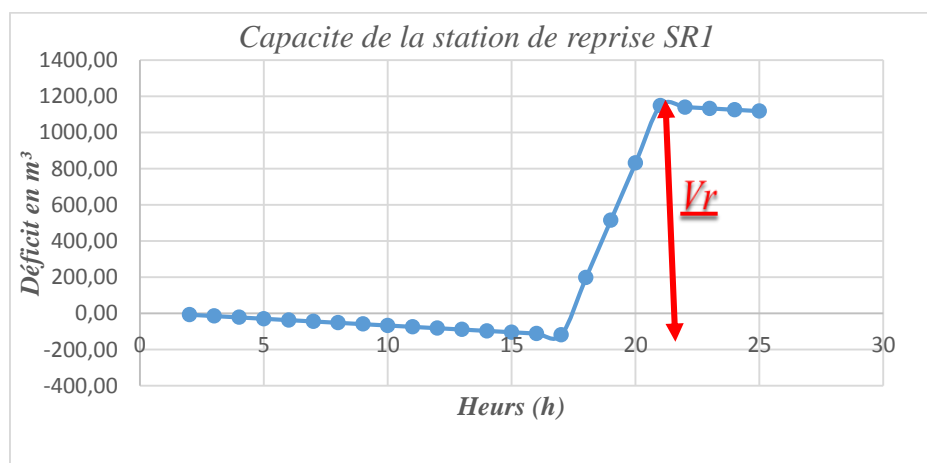


Figure (V.12) : Capacité graphique de la station de reprise Tizi-Badhou SR1.

V.13.4. Dimensionnement du réservoir TIGHILT BOUGUENI R3

L'alimentation de ce réservoir est assurée par la SR1 (TIZI BADHOU) .

Tableau (V.11) : dimensionnement du réservoir TIGHILT BOUGUENI R3

heurs	Arrivée	arrivée en m ³	arrivée cumulé en m ³	sortie	sortie en m ³	sortie cumulée m ³	déficit en m ³
00h-01h	1,2a	148,74	148,74	0,125a	15,49	15,49	133,24
01 h-02h	1,2a	148,74	297,47	0,125a	15,49	30,99	266,49
02h-03h	1,2a	148,74	446,21	0,125a	15,49	46,48	399,73
03h-04h	1,2a	148,74	594,94	0,125a	15,49	61,97	532,97
04h-05h	1,2a	148,74	743,68	0,125a	15,49	77,47	666,21
05h-06h	1,2a	148,74	892,42	0,125a	15,49	92,96	799,46
06h-07h	1,2a	148,74	1041,15	a	123,95	216,91	824,25
07h-08h	1,2a	148,74	1189,89	3,5a	433,81	650,72	539,17
08h-09h	1,2a	148,74	1338,62	3,5a	433,81	1084,53	254,09
09h-10h	1,2a	148,74	1487,36	3,5a	433,81	1518,35	-30,99
10h-11h	1,2a	148,74	1636,10	3,5a	433,81	1952,16	-316,06
11h-12h	1,2a	148,74	1784,83	0,4a	49,58	2001,74	-216,91
12h-13h	1,2a	148,74	1933,57	0,4a	49,58	2051,32	-117,75
13h-14h	1,2a	148,74	2082,30	0,4a	49,58	2100,90	-18,59
14h-15h	1,2a	148,74	2231,04	0,4a	49,58	2150,48	80,57
15h-16h	1,2a	148,74	2379,78	0,4a	49,58	2200,05	179,72
16h-17h	0	0,00	2379,78	2a	247,89	2447,95	-68,17
17h-18h	0	0,00	2379,78	2a	247,89	2695,84	-316,06
18h-19h	0	0,00	2379,78	0,5a	61,97	2757,81	-378,04
19h-20h	0	0,00	2379,78	0,5a	61,97	2819,79	-440,01
20h-21h	1,2a	148,74	2528,51	0,5a	61,97	2881,76	-353,25
21h-22h	1,2a	148,74	2677,25	0,5a	61,97	2943,73	-266,49
22h-23h	1,2a	148,74	2825,98	0,125a	15,49	2959,23	-133,24
23h-24h	1,2a	148,74	2974,72	0,125a	15,49	2974,72	0,00

A partir du tableau précédent on déduit la capacité du réservoir TIGHILT BOUGUENI R3 comme suit :

$$V_r = \Delta V^+ \max + \Delta V^- \max$$

$$V_r = |824,25| + |-440,01|$$

$$V_r = 1264,26 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{tot}} = 1264,26 + 120$$

$$V_{\text{tot}} = 1384,26 \text{ m}^3 \quad \text{on adopt} \quad V_{\text{tot}} = 1500 \text{ m}^3$$

. **Tableau (V.12) :** récapitule la capacité de réservoir projeté R3 à l'horizon 2049.

Désignation	Horizon 2049	Unité
Débit max. entrée	2974,21	m ³ /j
Capacité du réservoir existent	1000	m ³
Deficit	1264,26	m ³
Reserve d'incendie	120	m ³
Capacité du réservoir réel	1500	m ³
Capacité de réservoirs projetés	500	m ³

Nous adoptons un réservoir projetés de capacité égal à **500 m³**.

Tableau (V. 13) : Caractéristiques des réservoirs projetés R3

Réservoirs	V (m ³)	H (m)	D (m)	D adop(m)	S (m ²)
Réservoirs TIGHILT BOUGUENI R3 Projetée	500	4	12.618	13	125

Déterminer la capacité du réservoir TIGHILT BOUGUENI R3 par la méthode graphique :

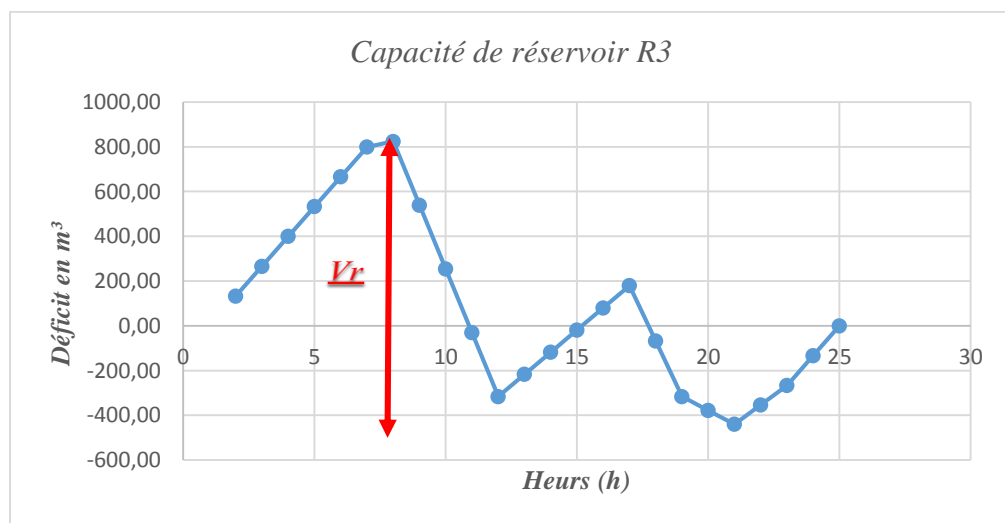


Figure (V.13) : Capacité graphique de réservoir Tighilt-Bougueni R3.

V.14.Conclusion

Dans ce chapitre nous avons déterminé les capacités les dimensions des différents types de réservoir, qui permettent le bon fonctionnement du réseau d'adduction et garantissant l'alimentation en eau potable des localités au cours de la journée.

Les résultats sont résumés comme suit :

- Les réservoirs circulaires (R1 IGHIL OUKERROU) (2*500) m³ et 500 m³ seront suffisants
- Les réservoirs circulaires R2 de capacité de 200 m³ et 150 m³ seront suffisants (R2 TAMDIKT).
- Les réservoirs circulaires de la station de reprise SR1 de capacité de 1000 m³ et 500 m³ seront suffisants (SR1 TIZI BADHOU).
- Les réservoirs circulaires 1000m³ et 500m³ seront suffisants (R3 TIGHILT BOUGUENI).

Chapitre VI : Etude et choix des pompes

- ☞ *VI.1. Introduction*
- ☞ *VI.2. Définition de la pompe*
- ☞ *VI.3. Les différents types de pompe*
- ☞ *VI.4. Critères généraux des pompes*
- ☞ *VI.5. Choix des pompes*
- ☞ *VI.6. Couplage des pompes*
- ☞ *VI.7. Les types d'installation d'une pompe*
- ☞ *VI.8. Courbes caractéristiques des pompes*
- ☞ *VI.9. Courbe caractéristique de la conduite*
- ☞ *VI.10. Le point de fonctionnement*
- ☞ *VI.11. phénomène de cavitation*
- ☞ *VI.12 Montage des pompes- pompe à axe vertical*
- ☞ *VI.13. Amorçage des pompes centrifuges*
- ☞ *VI.14. Etude et choix des pompes*
- ☞ *Organigramme pour la détermination du point de fonctionnement*
- ☞ *VI.15. Conclusion*

VI.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.

VI.2. Définition de la pompe

Une pompe est un appareil hydraulique. Son fonctionnement consiste à transformer l'énergie mécanique de son moteur d'entraînement en énergie hydraulique, c'est-à-dire, qu'elle transmet au fluide qui la traverse l'énergie qui lui permet de s'élever à une certaine hauteur. Elle peut être une pompe à axe :

- ☞ Horizontal ;
- ☞ Vertical ;
- ☞ Oblique ;

VI.3. Les différents types de pompe

Les pompes se classent en trois catégories Selon **Bonin (1977)**;

- ❖ les pompes dynamiques (turbopompes).
- ❖ les pompes volumétriques. **ze**

VI.3.1. Turbopompes

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

Selon le type de roue et son mode d'action, on distingue 3 types :

- pompe axiale à hélice ;
- pompe hélico-centrifuge ;
- pompe centrifuge.

Cette classification est basée sur la forme de la trajectoire ; à l'intérieur du rotor de la pompe (roues radiales, semi-radiales, axiales).

Les pompes centrifuges sont utilisées pour des hauteurs d'élévations importantes (plusieurs dizaines de mètres). Cependant, les pompes hélices élèvent des débits importants (plusieurs centaines de litres) à des hauteurs faibles.

Tableau (VI.1). Hauteurs d'élévation admissibles selon le type de roue des pompes dynamiques

Type de la roue	Hauteur par roue
Centrifuge	25 à 120m
Hélico-centrifuge	8 à 35m
Hélice	2 à 10m

VI.3.2. Les pompes volumétriques

L'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et à l'orifice de refoulement (grand encombrement).

Elles sont surtout destinées au pompage des fluides visqueux, et élèvent de faibles débits à des pressions élevées on distingue :

- pompe alternative (à piston).
- pompe rotative (vis d'Archimède).

VI.3.3. Autres pompes

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

VI.4. Critères généraux des pompes

VI.4.1. La vitesse de rotation

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

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

$$W = \frac{2 \cdot \pi \cdot N}{60} = \frac{\pi \cdot N}{30} \text{ (rad/s)} \quad \text{(VI.1)}$$

VI.4.2. Le débit « Q » d'une pompe

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

La notion de débit précédente est utilisée surtout dans le cas des turbopompes.

Le débit Q est fonction de la vitesse moyenne V d'écoulement du liquide et du diamètre D de la canalisation.

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

VI.4.3. Hauteur manométrique totale d'élévation Hmt

La Hmt d'une pompe est la différence de pression en (m.c.e) entre les orifices d'aspiration et de refoulement (hauteur géométrique d'élévation totale) y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement (Jasp + Jref).

$$Hmt = Hg + Jasp + Jref \quad (VI.3)$$

VI.4.4. Les puissances (utiles et absorbées)

La puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la roue de la pompe est la puissance absorbée par cette pompe. Cette puissance est exactement la puissance du moteur d'entraînement de la pompe. La puissance transmise à l'eau par la pompe est appelé puissance hydraulique utile **Pu** :

$$Pu = \rho g Q Hmt \quad (VI.4)$$

Le rapport de la puissance utile Pu à la puissance absorbée est le rendement de la pompe η_p , qui est donné par la relation suivante :

$$\eta_p = \frac{Pu}{Pa} = \frac{\rho * g * Q * Hmt}{Pa} \quad (VI.5)$$

Avec :

ρ (Kg / m³): masse volumique

Q (m³/s): débit maximal /j

Hmt (m) : hauteur manométrique ;

hp (%): rendement total de l'installation avec : hp : f (hh, ht, hm)

hh : Rendement hydraulique de la pompe ;

ht : Rendement de la transmission ;

hm : Rendement du moteur ;

VI.5. Choix des pompes

Les pompes doivent satisfaire les conditions suivantes :

- assurer un débit Q et la hauteur H_{mt} ;
- meilleur rendement ;
- vérifier la condition de non cavitation ;
- un poids faible, une anticorrosion, non encombrement ;
- assurer une capacité d'aspiration forte ;
- vitesse de rotation la plus élevée ;
- puissance absorbée minimal ;
- exploitation simple ;
- répandre à la construction économique du bâtiment ;

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 :

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

VI.6. 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 .

VI.6.1. 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.

Ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.

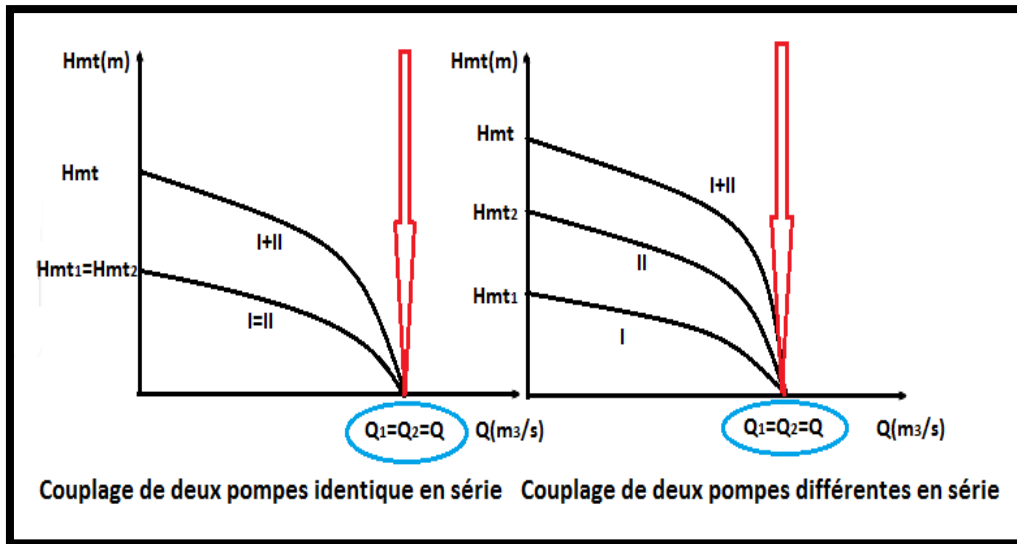


Figure (VI.1): couplage en série.

VI.6.2. Couplage en parallèle

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

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

Ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

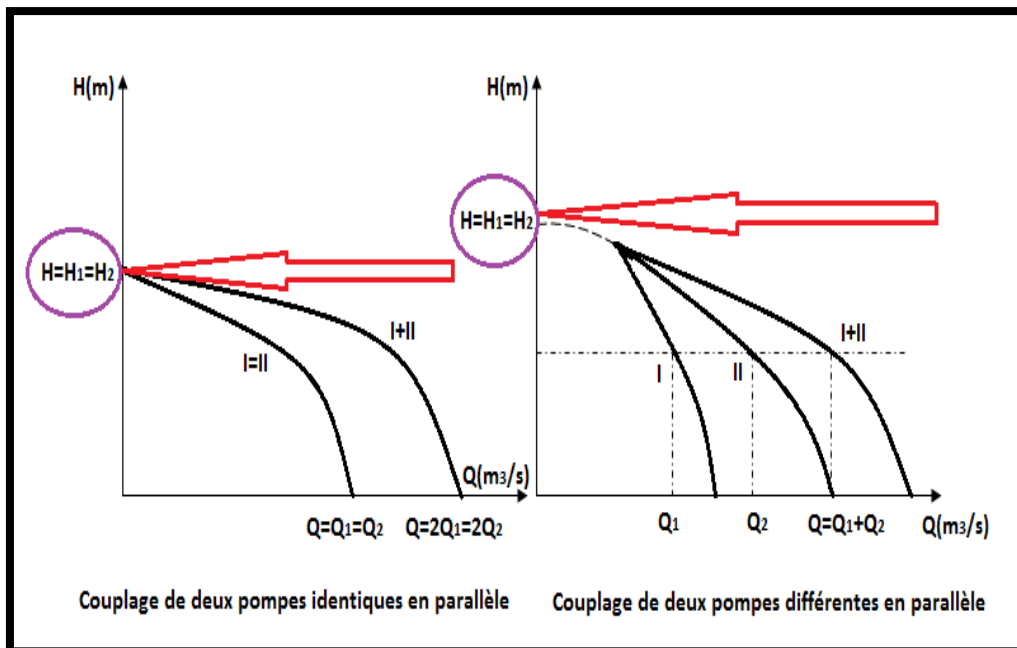


Figure (VI.2) : couplage en parallèle.

VI.7. Les types d'installation d'une pompe

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

- Installation en aspiration

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

- Installation en charge

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

- Installation en siphon

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

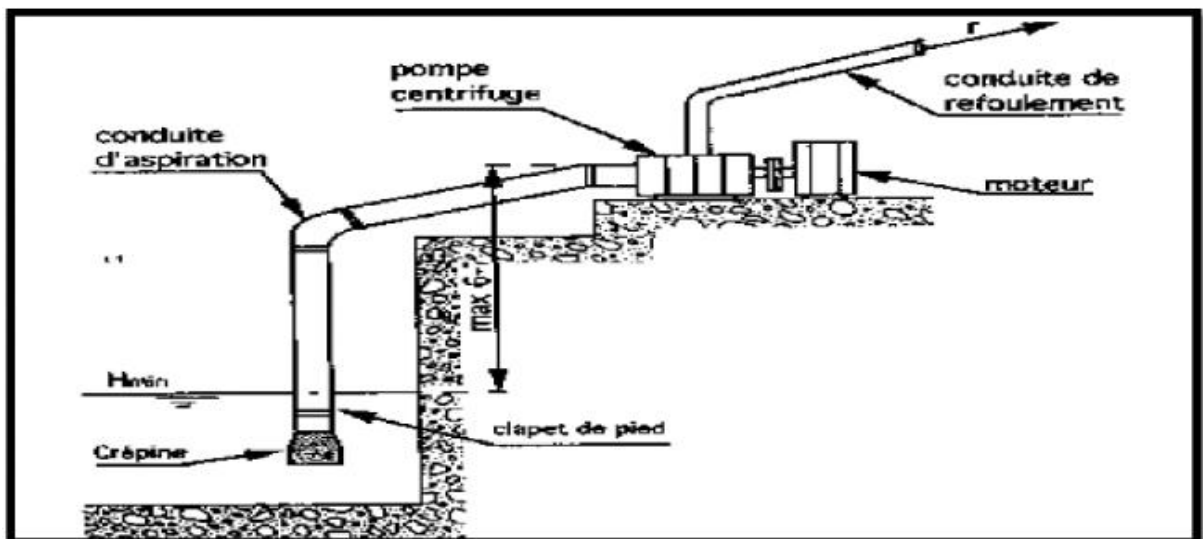


Figure (VI.3) : Schéma d'une installation aspiration – refoulement.

VI.8. Courbes caractéristiques des pompes

Les performances des pompes centrifuges peuvent être représentées principalement par trois courbes qui sont : (Bonin ,2005)

VI.8.1. La courbe hauteur-débit $H_p=f(Q)$

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

La courbe consiste en une ligne qui part du point à vanne fermé (équivalent au débit zéro pour la hauteur d'élévation maximum) et qui arrive en fin de courbe avec la hauteur d'élévation qui diminue lorsque le débit augmente.

VI.8.2. La courbe de rendement : $\eta = f(Q)$

Elle exprime la variation du rendement (η) de la pompe en fonction des débits à relever, cette courbe présente un maximum pour une certaine valeur du débit.

Elle passe par l'origine puisque à $Q = 0$, le rendement (η) est nul.

VI.8.3. La courbe de puissance absorbée : $P = f(Q)$

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

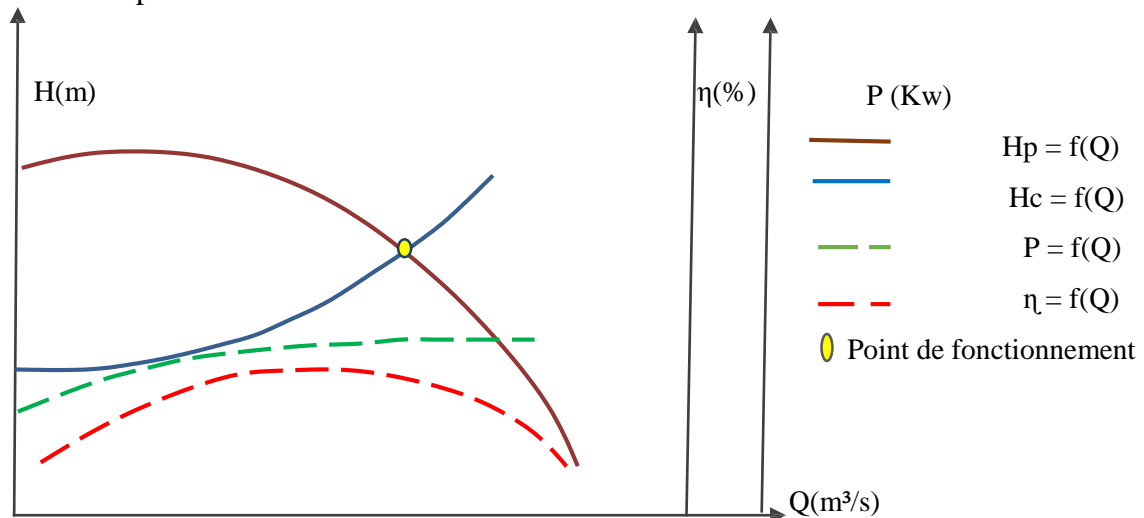


Figure (VI.4) : Courbes caractéristiques des pompes et des conduites

VI.9. Courbe caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique de réseau est la représentation graphique de la hauteur manométrique totale (H_{mt}) nécessaire à l'installation en fonction du débit(Q).

Elle se compose d'une composante statique et d'une composante dynamique.

- La composante statique, à savoir la hauteur géométrique (H_g) dépendante du débit(Q).
- La composante dynamique est composée de la perte de charge, qui augmente de manière proportionnelle au carré du débit (Q).

La caractéristique d'un réseau, ramenée à une côte de référence, sera ainsi du type :

$$H_{mt} = H_g + j_t \tag{VI.6}$$

Avec :

H_{mt} : la hauteur manométrique totale (m)

H_g : la hauteur géométrique (m) ;

J_t : perte de charge totale dans la conduite ;

Avec :

$$J_t = 1.15. L . J_u \tag{VI.7}$$

D'où :

$$J_v = \lambda \cdot v^2 / 2 \cdot g \cdot D \quad (\text{VI.8})$$

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

$$Q = V_m \cdot S \quad \text{avec :} \quad S = \pi \cdot D^2 / 4 \quad \Longrightarrow \quad V = 4Q / \pi D^2 \quad (\text{VI.9})$$

En remplaçant la relation (VI.8) dans l'expression (VI.7)

$$J_t = ((1,15 \cdot \lambda \cdot L \cdot 8) / (g \cdot \pi^2 \cdot D^5)) \cdot Q^2 = KQ^2 \quad (\text{VI.10})$$

avec :

$$K = \frac{1,15 \cdot \lambda \cdot L \cdot 8}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} \quad (\text{VI.11})$$

Donc :

$$H_{mt} = H_g + KQ^2 \quad (\text{VI.12})$$

Où :

L : longueur de la canalisation [ml] ;

D : diamètre de la conduite [m] ;

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

λ : coefficient de perte de charge sans dimension ;

g : accélération de la pesanteur [m/s²] ;

VI.10. 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 (VI.4).

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 :

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

VI.10.1. Réduction ou augmentation du temps de pompage

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

VI.10.2. Le vannage sur la canalisation de refoulement

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 :

$$P_a = g * Q * H' / \eta \quad (\text{kw}) \quad (VI.13)$$

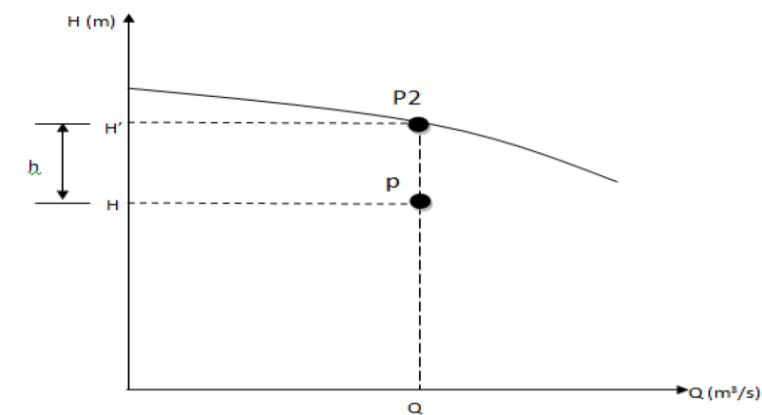
Ou : $H' = H + h \quad (m) \quad (VI.14)$

Avec :

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

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

η : rendement (%).



Figure(VI.5) : Recherche du point de fonctionnement désiré par vannage

VI.10.3. 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 :

$$\frac{H}{H'} = \left(\frac{D}{D'}\right)^2 \quad (VI.15)$$

$$\frac{Q}{Q'} = \left(\frac{D}{D'}\right)^2 \quad (VI.16)$$

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 :

$$m = \left(\frac{Q}{Q'}\right)^{1/2} = \left(\frac{H}{H'}\right)^{1/2} \quad (VI.17)$$

Avec :

m : coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage r sera :

$$r = 1 - m(\%) \quad (VI.18)$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P_a = g * Q * H' / \eta \quad (\text{kw}) \quad (VI.19)$$

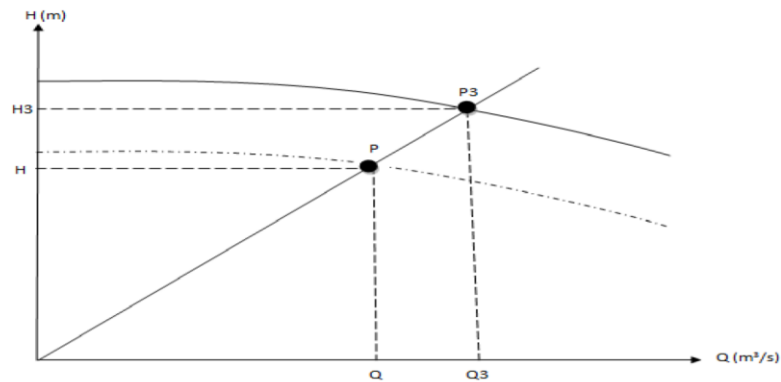


Figure (VI.6) : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe par rognage.

VI.10.4. 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'élevation. La nouvelle vitesse de rotation N est déterminée à partir des lois de similitude ci-après :

$$\frac{H}{H'} = \left(\frac{N}{N'}\right)^2 \quad (VI.20)$$

$$\frac{Q}{Q'} = \frac{N}{N'} \quad (VI.21)$$

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 :

$$N' = N * \frac{Q}{Q'} \quad (\text{tr/min}) \quad (VI.22)$$

Et la puissance absorbée sera donc :

$$P_a = g * Q * H' / \eta \quad (\text{kw}) \quad (VI.23)$$

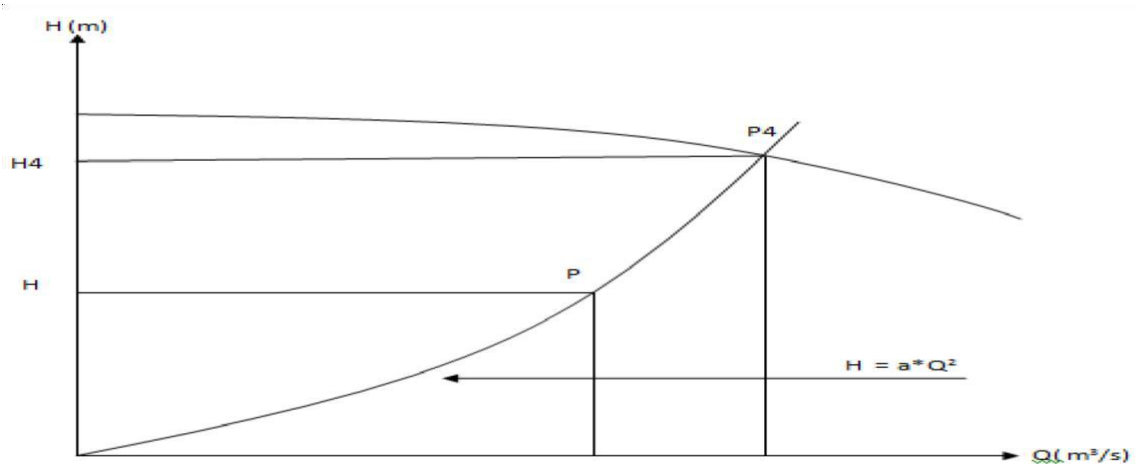


Figure (VI.7): Recherche du point de fonctionnement désiré par variation de la vitesse de rotation

VI.11.phénomène de cavitation

Lorsque dans un circuit hydraulique la pression descend en dessous d'une certaine valeur, généralement voisine de la tension de vapeur du liquide saturante ($P_v = 22 \text{ mm}$, à $T=20^\circ\text{C}$ à la température de l'eau), il se forme des bulles et des poches de vapeur et d'air qui, dans les zones de pression plus élevées, peuvent se refermer brutalement en occasionnant du bruit, des vibrations, une érosion du matériau, accompagné d'une diminution brutale de la hauteur créée et des rendements. Les courbes caractéristiques subissent une chute brutale à partir du moment où se produit la cavitation.

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

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



Figure(VI.8): Photos illustrant le phénomène de cavitation sur des aubes de pompe centrifuge

VI.11.1. 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) .

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

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

Avec :

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

Le NPSH_d sera obtenu en appliquant la relation de Bernoulli entre le plan d'aspiration (Z₀, P₀), et l'entrée de la pompe (Z₁, P₁) et en considérant *Ja* la perte de charge à l'aspiration :

$$Z_1 + \frac{P}{\rho g} = \left(Z_0 + \frac{P_0}{\rho g} \right) + Ja \quad (VI.24)$$

$$\frac{P_1}{\omega} = \frac{P_0}{\omega} + (Z_0 - Z_1) - Ja \quad (VI.25)$$

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

$$NPSH_d = \frac{P_1}{\omega} - h_v = \frac{P_0}{\omega} + (Z_0 - Z_1) - Ja - h_v \quad (VI.26)$$

Le terme (Z₀, Z₁) est à prendre avec son signe selon que l'aspiration s'effectue par dépression ou sous pression. Pour une aspiration en dépression sous la hauteur H_a, (Z₀, Z₁) est négative et l'on a :

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\omega} - (H_a + Ja + h_v) \quad (VI.27)$$

avec:

$$NPSH_r = \frac{P_1}{\omega} - h_v \quad (VI.28)$$

On prend

$$\frac{P_{atm}}{\omega} \approx 10,2 \quad \text{et} \quad h_v = 0,2 \text{ m}$$

$$\frac{P_0}{\omega} - h_v = 10 \text{ m}$$

D'où :

$$NPSH_d = 10 + H_a - Ja \quad (VI.29)$$

H_a : Hauteur d'aspiration en (m);

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

P_0 : Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m) ;

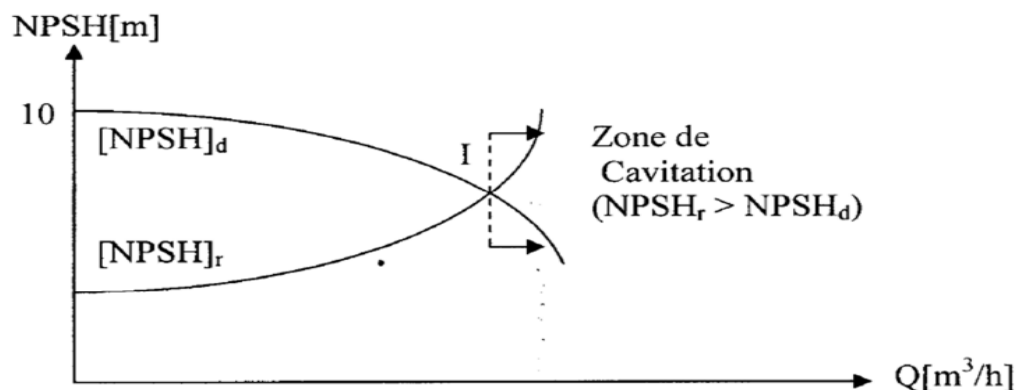
h_{vp} : La pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.

Dans (Tableau (VI.2)).

Tableau (VI-2) : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température

T(°C)	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Hv	0.06	0.083	0.125	0.24	0.43	0.75	1,26	2,03	4,10	4.1	4.80	10.33

Le point d'application de la cavitation est donné par l'intersection des courbes $NPSH_d$ et $NPSH_r$. Celle-ci se manifeste lorsque le point de fonctionnement de la pompe, en le projetant sur le graphe des courbes $NPSH$, se trouve à droite du point **I**, il y aura donc lieu de tenir le point de fonctionnement de la pompe dans le réseau à gauche de la verticale passant par **I**, afin d'obtenir $NPSH_d > NPSH_r$ c'est à dire on évite la cavitation.



I : point délimitant la zone de cavitation

Figure (VI.9) : Graphe des courbes NPSH.

Remarque

Le calcul du $NPSH_d$ est lié à leur placement de la pompe par rapport au réservoir ainsi qu'aux déficients singularités et les caractéristique de la conduite d'aspiration.

VI.12 Montage des pompes- pompe à axe vertical

VI.12.1 Pompes à axe vertical-pompes immergées

Ces pompes sont spécialement conçues pour l'équipement des puits profonds. Nous citerons les principaux types suivants :

➤ **Pompe immergée à axe vertical commandée par un moteur placé en surface**

La pompe est entraînée par un arbre commun au moteur et qui passe dans l'axe de la canalisation de refoulement. Ce type de pompe présente plusieurs avantages: hauteur

manométrique d'aspiration diminuée par la suppression des pertes de charge dues aux coudes, encombrement réduit, travaux de génie civil moins onéreux pour la station de pompage, moteur éloigné de l'ambiance humide de la pompe, visite et entretien très faciles, pas de problème d'amorçage (la pompe étant immergée).

➤ **Pompe à moteur immergé**

La pompe (généralement multicellulaire) est accouplée à un moteur électrique (placé au dessous de la pompe) et l'ensemble est immergé dans le puits ou le forage. L'installation est très simplifiée, le groupe étant simplement suspendu à la canalisation de refoulement qu'il suffit de fixer au dessus du forage.

D'une manière générale, ces groupes motopompes à moteur immergé donnent satisfaction à condition que leur construction soit très soignée et qu'ils ne soient pas soumis à des conditions pénibles de marche (tension insuffisante, surcharge, etc).

VI.13. Amorçage des pompes centrifuges

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

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

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

Pour les pompes à axe vertical (pompes immergées) le problème d'amorçage ne se pose pas puisque la pompe sera dans l'eau et elle sera aussi tout le temps amorcée.

VI.14. Etude et choix des pompes

VI.14.1. Choix des pompes pour la station de reprise SR1

Débit à relever: $Q_r = 0,03443 \text{ m}^3/\text{s} = 123,95 \text{ m}^3/\text{h} = 34,4 \text{ l/s}$;

La hauteur manométrique totale : 166 m

La hauteur géométrique : $H_g = 146,35 \text{ m}$

La longueur de la conduite : $L = 2925 \text{ m}$

Le diamètre de la conduite : $D_{ext} = 200 \text{ mm}$ ($D_{int} = 157,2 \text{ mm}$)

VI.14.2.Choix des pompes

En tenant compte du débit (Q), de la hauteur manométrique (Hmt) et de la hauteur géométrique (Hg), le logiciel des pompes CAPRARI, nous propose une pompe multicellulaire de type **PM100/ 3C**, (figure VI.8). Les caractéristiques de la pompe immergées sont dans le tableau (VI.3) :

Tableau (VI.3): Caractéristique de la pompe en fonction de leurs nombres

<i>Caractéristiques</i>	<i>Point de fonctionnement demandé</i>	<i>Point de fonctionnement effectif</i>
<i>Q (l/s)</i>	34,4	34,4
<i>H (m)</i>	166	166
<i>P (Kw)</i>	/	73,6
<i>η (%)</i>	/	77,5
<i>Vitesse (tr/min)</i>	/	2950
<i>Nbre d'étage</i>	/	3

Pour une vitesse de rotation (V=2950 tr/min) et Rendement η=77,5%, Diamètre D=100mm, on distingue les courbes caractéristiques suivant :

$$Hmt = f(Q)$$

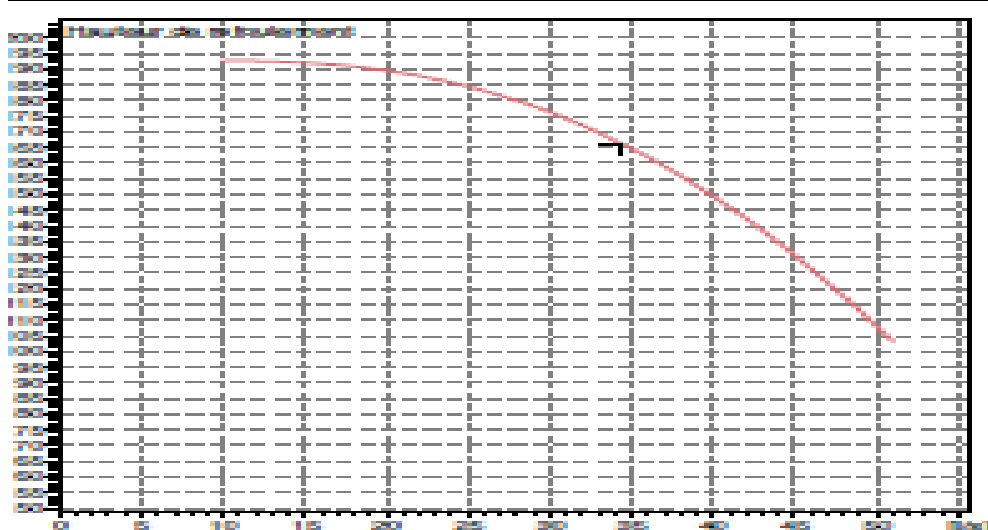


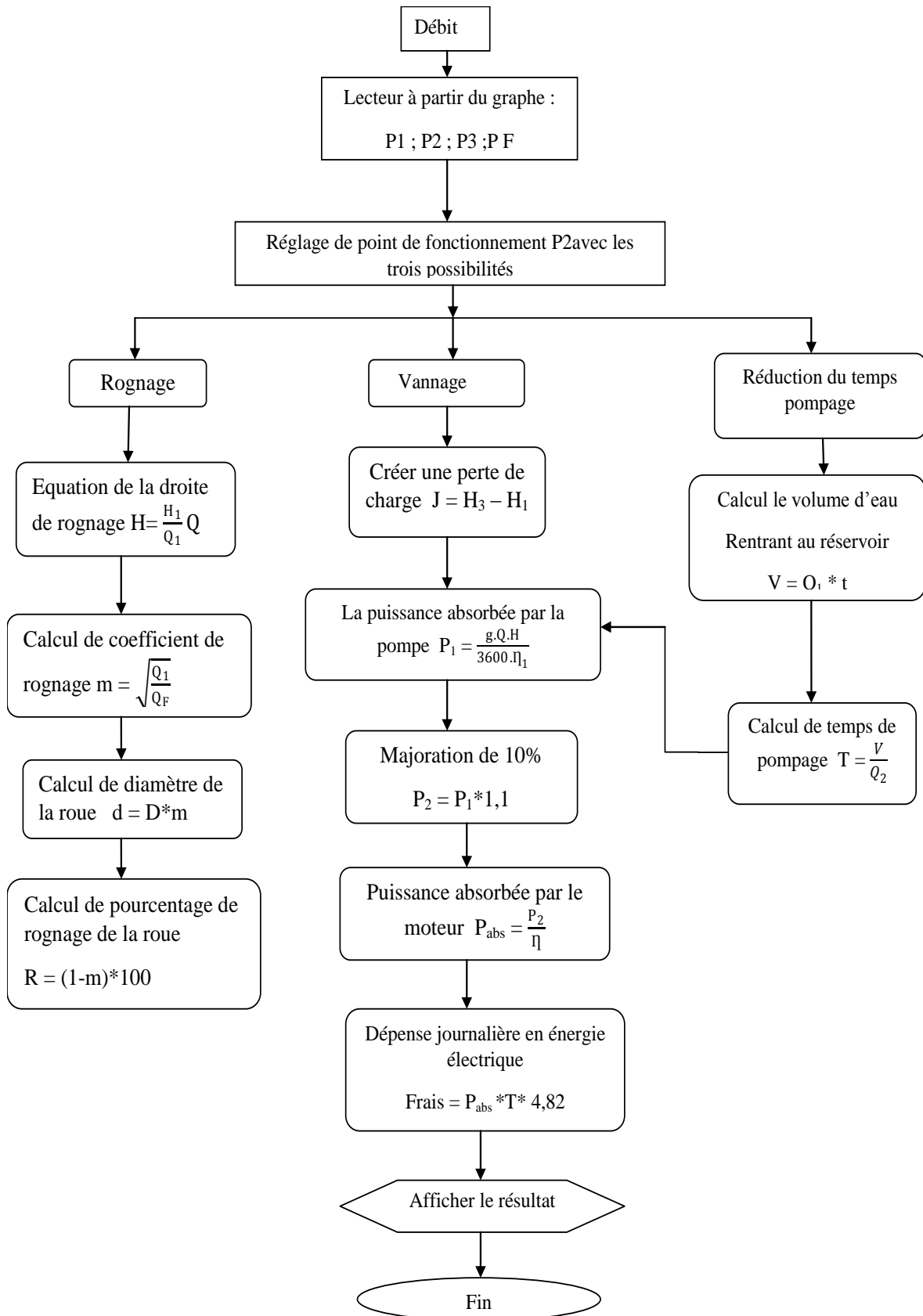
Figure (VI.10) : courbe caractéristique de la pompe PM100 /3C

On a opté pour le choix d'une pompe, une pompe centrifuge multicellulaire de type PM100/ 3C, et la même pompe pour la station de reprise SR1.

- point de fonctionnement : P = (Q = 34,4 l/s ; Hmt=166m) ;
- point désiré : P₁= (Q = 34,4 l/s ; Hmt₁= 166m) ;

Le point de fonctionnent coïncide avec le point désiré, voir la courbe *Figure (VI-10)*

Organigramme pour a détermination du point de fonctionnement



VI.15. Conclusion

Pour assurer l'alimentation en eau potable de la région d'étude, nous avons choisi la pompe suivant :

- De la station de reprise (SR1) vers TIGHILT BOUGHNI le type de la pompe est: PM 100 / 3C (Pompe centrifuge Multicellulaire, diamètre de refoulement 100mm ; 3 étages; courbe de la roue C). Cette pompe relever un débit de 34,4l/s, à une hauteur manométrique de 166 m.

Le point de fonctionnement de notre pompe coïncide avec le point désiré donc les calculs de réglage sont inutiles.

Chapitre VII : Coup de bélier

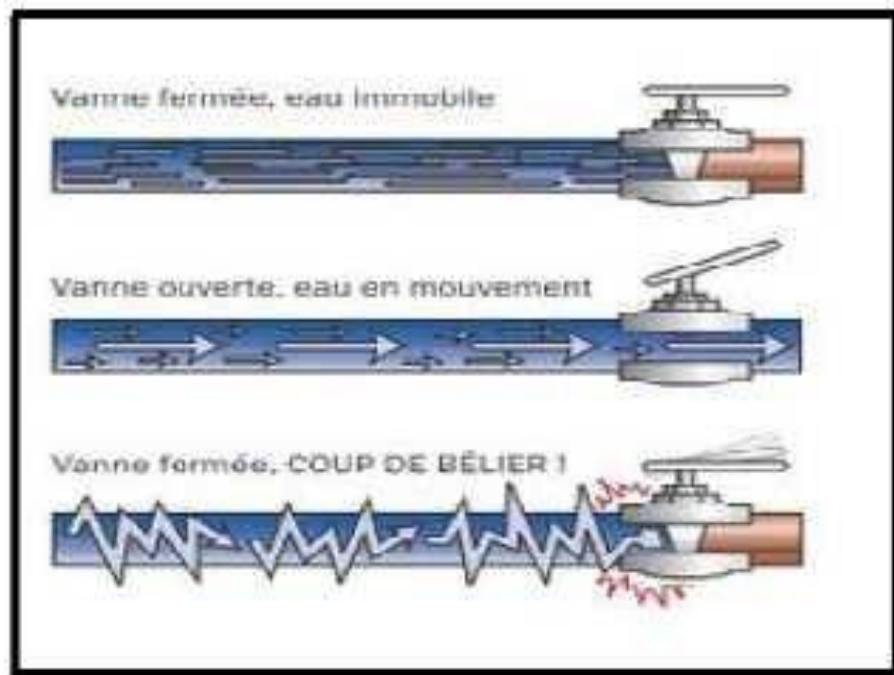
- ☞ *VII.1. Introduction*
- ☞ *VII.2. Définition du coup de bélier*
- ☞ *VII.3. Causes du coup de bélier*
- ☞ *VII.4. Les conséquences de ce phénomène*
- ☞ *VII.5. Analyse physique du coup de bélier dans les pompes*
- ☞ *VII.6. La célérité de l'onde*
- ☞ *VII.7. Calcul de la valeur du coup bélier*
- ☞ *VII.8. Moyens de protection contre le coup de bélier*
- ☞ *VII.9. Principe de fonctionnement*
- ☞ *VII.10. Calcul des réservoirs d'air*
- ☞ *A : Méthode de Vuibert*
- ☞ *B : Méthode de Bergeron*
- ☞ *VII.11. Protections de la conduite reliant réservoir à la station SRI*
- ☞ *VII.12. Dimensionnement du réservoir d'air*
- ☞ *VII.13. Conclusion*

VII.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

VII.2. 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.



Figure(VII.1): le Coup de Bélier

VII.3. Causes du coup de bélier

Les causes les plus fréquentes provoquant le phénomène sont :

- ❖ 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 ;

VII.4. Les conséquences de ce phénomène

- ❖ Déboitement des conduites et ruptures des joints ;
- ❖ Déboitement des accessoires (vannes, robinets) ;
- ❖ Eclatement de la conduite dans le cas d'une dépression ;
- ❖ Eclatement de la conduite par surpression ;



Figure (VII.2): conséquences du coup de bélier

VII.5. Analyse physique du coup de bélier dans les pompes

Lors de l'arrêt d'une ou de plusieurs pompe(s), le débit Q_0 se trouve brusquement arrêté à la suite d'une disjonction.

On admet une élasticité de la conduite et une compressibilité de l'eau. Quatre phases peuvent être envisagées dans l'analyse du phénomène du coup de bélier.

a. Première phase du coup de bélier :

L'eau poursuit son ascension, mais la conduite n'est pas alimentée, il va donc se produire à partir la pompe une dépression de tranche en tranche ; l'eau se déprime et la conduite se contracte successivement par diminution élastique de son diamètre.

L'onde de dépression se propage jusqu'au réservoir à la vitesse « a ». Le temps mis par cette onde pour l'atteindre est L/a

Au bout de ce temps, la conduite est totalement en dépression et l'eau est immobile.

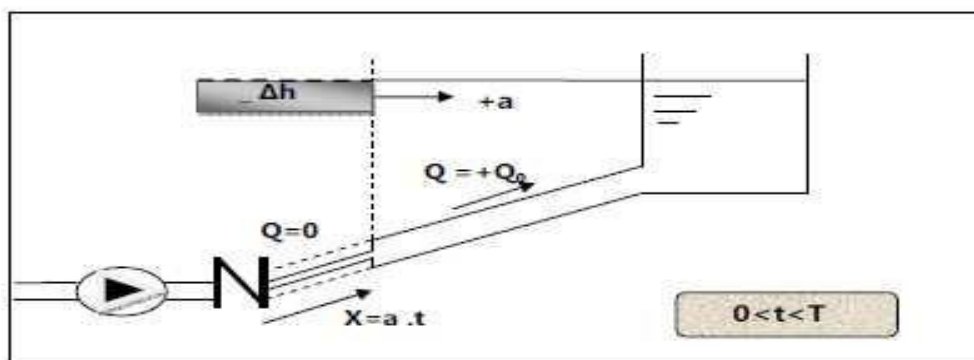


Figure (VII.3) : l'état de la conduite pendant la phase 1

b. Deuxième phase

La conduite étant déformée dans les limites élastiques, elle reprend son diamètre initial.

A partir du réservoir, les tranches successives se décontractent si bien que l'eau peut redescendre dans la conduite et au bout du temps L/α (c'est-à-dire $2L/\alpha$ depuis l'origine), toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de protection de la pompe qui bien sûr s'est fermé.

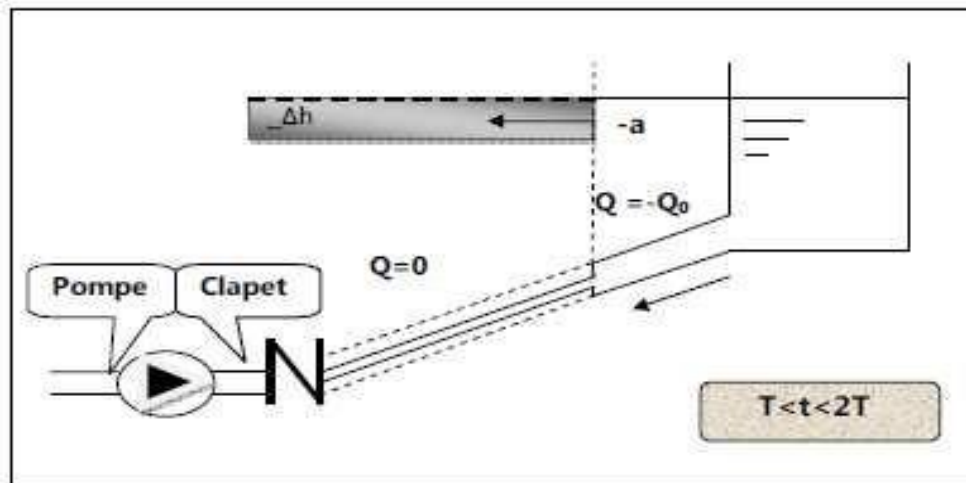


Figure (VII.4): représentation de la phase 2 du coup de béliér

c. Troisième phase

La première tranche de fluide en contact avec le clapet va être comprimée par les tranches suivantes provoquant une dilatation de la conduite. Une onde de pression va parcourir la conduite dans le sens pompe- réservoir. Au bout du temps L/α (c'est-à-dire $3L/\alpha$ depuis l'origine), toute la conduite est dilatée avec l'eau immobile et sous pression.

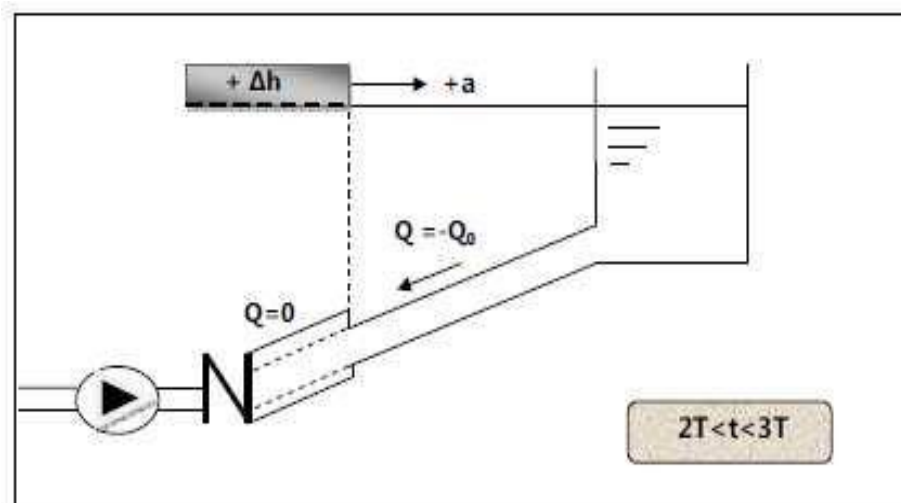


Figure (VII.5) : phase trois du coup de béliér

d. Quatrième phase

L'élasticité permet à la conduite de reprendre, de proche en proche du réservoir à la pompe, son diamètre initial. Au bout du temps L/α (c'est-à-dire $4L/\alpha$ depuis l'origine), nous nous trouvons dans la même situation qu'au moment de la disjonction du moteur de la pompe. Le phénomène se produirait indéfiniment s'il n'était pas amorti par les pertes de charge régulières.

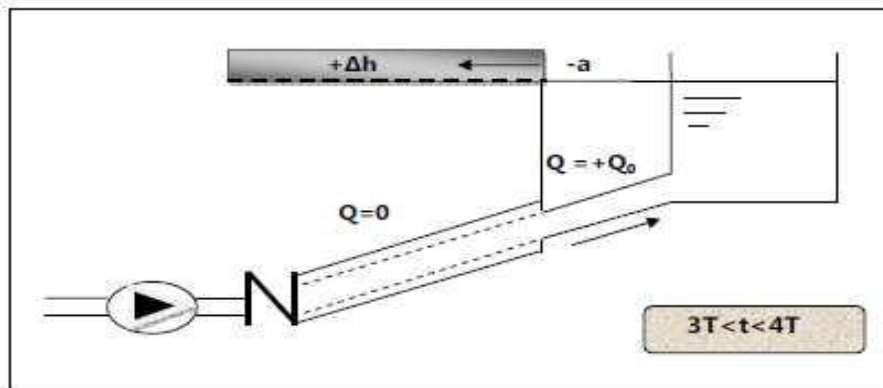


Figure (VII.6) : représentation de la phase quatre

VII.6. La célérité de l'onde

Et la célérité des ondes du coup de bélier dans une conduite en PEHD est donnée par l'expression suivante :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \frac{D}{e}}} \tag{VII.1}$$

Avec :

K : coefficient dépendant de l'élasticité de la conduite ;

K = 83 pour le PEHD ;

D : diamètre intérieur de la conduite en(m) ;

e : épaisseur de la conduite en(m) ;

VII.7. Calcul de la valeur du coup bélier

VII.7.1.Cas de d'arrêt brusque :

$$: T < \frac{2 \times L}{a} .$$

Dans le cas d'une fermeture brusque, La valeur coup de bélier est donnée par la Formule de **JUKOWSKI** :

$$B = \frac{a \times V_0}{g} \tag{VII.2}$$

Avec :

b : la valeur du coup de bélier en m;

V_0 : la vitesse de l'écoulement dans la conduite en m/s ;

g : l'accélération de la pesanteur 9,81 m/s².

VII.7.2. Cas de fermeture lente $t > \frac{2L}{a}$

Elle est caractérisée par un temps de fermeture supérieure à un aller et un retour d'ondes.

La valeur coup de bélier est donnée par la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2LV_0}{gt} \quad (VII.3)$$

Avec :

L la longueur de la conduite en mètre (m).

VII.7.3. Cas de la fermeture brusque : $t \leq 2L/a$

La valeur du coup de bélier est sera calculée par la formule de Jukowski :

$$b = \frac{2LV_0}{gt} \quad (VII.4)$$

✓ En cas de surpression, la valeur maximale de la pression dans une conduite égale à :

$$P = H_0 + \frac{aV_0}{g} \quad (VII.5)$$

✓ En dépression, la valeur minimale de la pression dans une conduite sera égale à :

$$= P = H_0 - \frac{aV_0}{g} \quad (VII.6)$$

Avec :

H_0 est la pression de service (avant l'apparition du coup de bélier).

$$H_0 = H_g + 10 \quad (VII.7)$$

VII.8. Moyens de protection contre le coup de bélier

Les effets du phénomène ne peuvent être totalement supprimés, mais il convient de les limiter à une valeur compatible avec la résistance des installations. Les appareils anti-bélier les plus utilisés sont les suivants :

✚ les volants d'inertie, qui interviennent dans la protection contre les dépressions ;

- ✚ les soupapes de décharge, qui interviennent dans la protection contre les surpressions ;
- ✚ les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre, qui interviennent à la fois, dans la protection contre les dépressions et les surpressions ;

VII.8.1. Volants d'inertie

On peut protéger une conduite contre l'arrêt interprétatif de la pompe, en munissant celle-ci d'un volant d'inertie, ce dernier va restituer en fonction de cette inertie, l'énergie qu'il avait accumulée, par conséquent il va allonger le temps d'arrêt. (il interviendra en dépression), il est utilisé pour les conduites dont la longueur inférieure à 1000 m.

- ✓ **Fonction** : Augmentation du temps d'annulation du débit.
- ✓ **Rôle anti-bélier** : écrêter les dépressions à l'aval de la pompe.

VII.8.2. Soupape de décharge

C'est un organe qui s'ouvre et laisse passer un certain débit, lorsque la pression intérieure dépasse une valeur prédéterminée ; elle peut protéger efficacement contre les surpressions, à condition d'être bien entretenue.

VII.8.3. Cheminées d'équilibre

Les cheminées d'équilibre sont établies à la station de pompage ou bien sur le tracé du refoulement quand celui-ci comporte des points hauts. Elles servent à injecter de l'eau dans la conduite en cas de dépression et à en réserver en cas de surpression. Elles sont établies pour des hauteurs géométriques faibles et des conditions topographiques favorables.

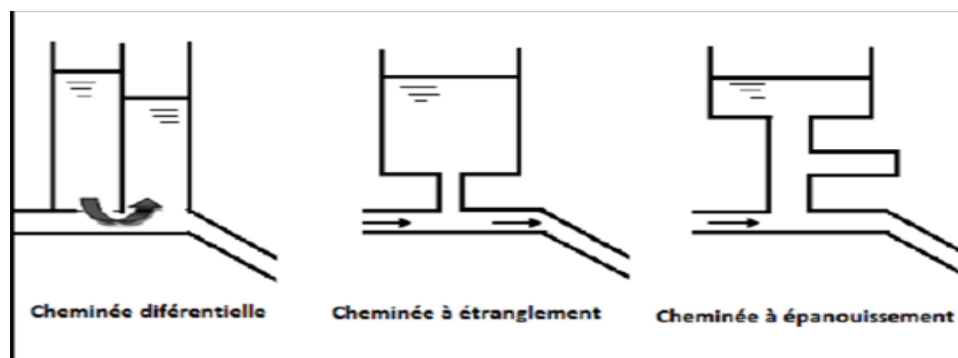


Figure (VII.7): Les différentes cheminées d'équilibre

VII.8.4. Le réservoir d'air

C'est une réserve d'eau accumulée sous pression, dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordée au refoulement à l'aval immédiat du clapet, sans tenir compte du relief.

Le réservoir d'air permet une alimentation en continue de la veine liquide après disjonction de groupe.

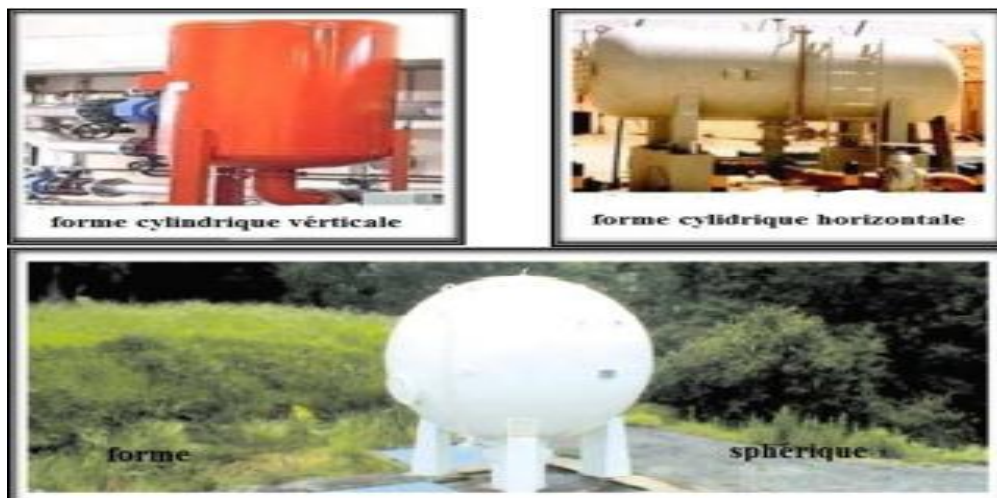


Figure (VII.8): Les différentes formes de réservoirs anti-bélier

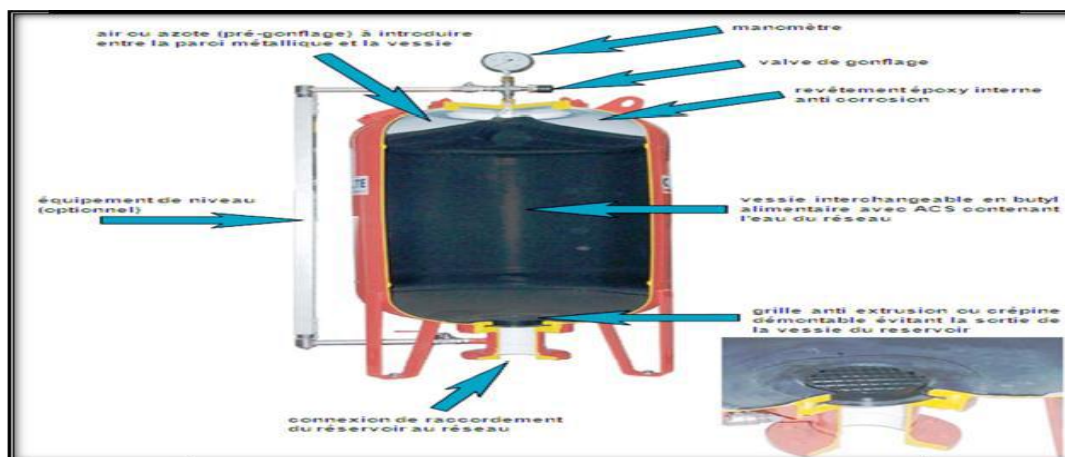


Figure (VII. 9) : Réservoir d'aire anti bélier

VII.8.5.Vannes à fermeture lente

Elles ne servent à protéger que des adductions gravitaires car elles ne remédient en aucun cas à l'arrêt intempestif d'une pompe. Il s'agit davantage de limiter l'intensité du coup de bélier que de lui apporter remède.

VII.8.6.Clapet anti retours

Il est placé entre l'aspiration et le refoulement de la pompe .En fonctionnement normal, le clapet reste fermé .Il est ouvert dès qu'une dépression se manifeste rétablit la pression .Il interdit par contre le retour de l'eau.

VII.9. Principe de fonctionnement

Après disjonction du groupe électrique, la pompe ne fournit plus de pression, le clapet se ferme, l'air contenu dans le réservoir, se détend en refoulant de l'eau dans la conduite.

La vitesse de l'eau dans la conduite diminue jusqu'à l'annulé ; par conséquent, l'eau revient en arrière et remonte dans la cloche entraînant la compression de l'air, la dissipation rapide de l'énergie de l'eau s'obtient en interposant un organe d'étranglement entre la cloche à air et la conduite de refoulement.

Dans notre cas, notre choix se portera sur ce dispositif pour les avantages qu'il présente :

- ❖ Il intervient dans la protection contre la surpression et la dépression, il est utilisé pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement ;
- ❖ Il est simple à installer et facile à contrôler.

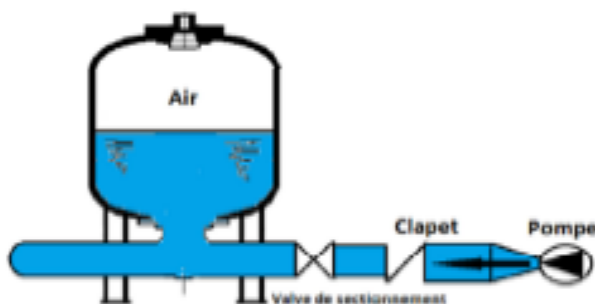


Figure (VII.10) : Principe de disposition du réservoir d'air l'anti bélier

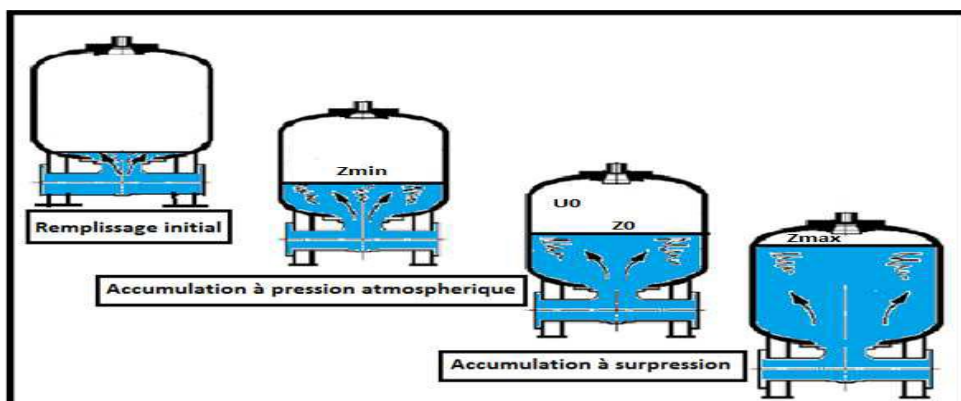


Figure (VII.11): Remplissage du réservoir anti-bélier

VII.10. Calcul des réservoirs d'air

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales. Comme méthode de calcul, on distingue :

A : Méthode de Vuibert

Cette méthode donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations

B : Méthode de Puech et Meunier :

Permet de déterminer le volume de réservoir d'air.

B : Méthode de Bergeron

Pour le dimensionnement **du réservoir d'air U_0** , nous tracerons l'épure de Bergeron au niveau de la pompe qui détermine à la fois la dépression et la surpression. C'est la méthode la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

VII.11. Protections de la conduite reliant réservoir à la station SR1

La célérité de l'onde élastique c est fonction du fluide écoulé (ici de l'eau) et des caractéristiques de la conduite. Pour déterminer le volume du réservoir d'air on va utiliser la méthode de Puech et Meunier, en introduisant les hypothèses suivantes :

- le réservoir d'air disposé à la station de pompage ;
- la canalisation est a caractéristique unique ;
- le réservoir d'arrive à un niveau constant ;
- la loi de détente de l'air est **$PV^{1.2}=\text{constante}$** ;

Tenir compte des pertes de charge dans la conduite et celle éventuelles au remplissage du ballon Cette méthode utilise trois nombre adimensionnels :

-K : qui caractérise les pertes de charge ;

-A : qui caractérise de la conduite de refoulement ;

-B : qui caractérise le volume d'aire du réservoir anti bélier ;

Ayant calculé K et B , nous superposons la famille de courbes au profil en long.

Nous choisissons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3 m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil, la valeur de B permet de calculer U_0 qui sera ainsi déterminé.

 **les caractéristiques de la conduite**

Longueur de la conduite : **$L=2925\text{m}$** ;

Diamètre de la conduite : **$D_{ext}=200\text{mm}$; $D_{int}=157.2\text{mm}$** ;

Epaisseur de la paroi : **$e=22.40\text{mm}$** ;

Section de la conduite: **$S=0.0470\text{m}^2$** ;

Vitesse moyenne d'écoulement : **$V_0=1.10\text{m/s}$** ;

Hauteur géométrique: **$H_g=140.35\text{m}$** ;

Hauteur manométrique: **$H_{mt}=166.27\text{m}$** ;

Dans notre cas on utilise la méthode de Bergeron

✚ Dépressions

Le profil en long de la conduite

Tableau (VII.1) : Profil en long de la conduite

<i>Cote (Z) (m)</i>	<i>406</i>	<i>439</i>	<i>426</i>	<i>433</i>	<i>422</i>	<i>538</i>	<i>523</i>	<i>555</i>	<i>538</i>	<i>556</i>
<i>X (m)</i>	<i>0</i>	<i>157</i>	<i>351</i>	<i>454</i>	<i>611</i>	<i>1270</i>	<i>1680</i>	<i>2120</i>	<i>2780</i>	<i>2960</i>

VII.12. Dimensionnement du réservoir d'aire

Calcul de la célérité de l'onde :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 83 \frac{0.2}{0.0244}}} = 333.53 \text{ m/s}$$

✓ **Caractéristique de la conduite A**

$$H_0 = H_g + 10 = 140.35 + 10 = 150.35 \text{ m}$$

$$A = \frac{av_0}{gH_0} = \frac{333.5 \cdot 1.10}{9.81 \cdot 150.35} = 0.248 \quad \Longrightarrow \quad A = 0.248$$

✓ **Caractéristique des pertes de charges K**

$$H_{abs} = H_{mt} + 10 = 166.27 + 10 = 176.27 \text{ m}$$

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} = \frac{176.27 - 150.35}{150.35} = 0.172 \quad \Longrightarrow \quad K = 0.172$$

✓ **Caractéristiques du réservoir B**

Pour déterminer B, nous superposons la famille des courbes de B du graphe de Puech et Meunier avec le profil de la conduite définie, qui nous montre les zones à risque et nous pouvons considérer un point.

Nous devons considérer la famille de courbe B au $A = 0.248$ et $K = 0.172$, mais nous ne disposons de ces abaques, nous allons superposer le profil en long « absolu » aux familles des courbes $K = 0,2$; $A = 0,5$

Tableau(VII.2) : Profile en long du tronçon de la station SR1 de Tizi-Badhou ver le réservoir R3 Tighilt-Bougueni

Cote Z(m)	406	439	426	433	422	538	523	555	538	556
X(m)	0	157	351	454	611	1270	1680	2120	2780	2925
$\Delta Z+10/Hg+10$	0,0625	0,269	0,188	0,231	0,163	0,89	0,794	0,994	0,888	1
X/L	0	0,054	0,12	0,155	0,209	0,434	0,574	0,725	0,950	1

Superposons ce profil en long aux familles des courbes B du graphe de MEUNIER et PUECH figure (VII.12).

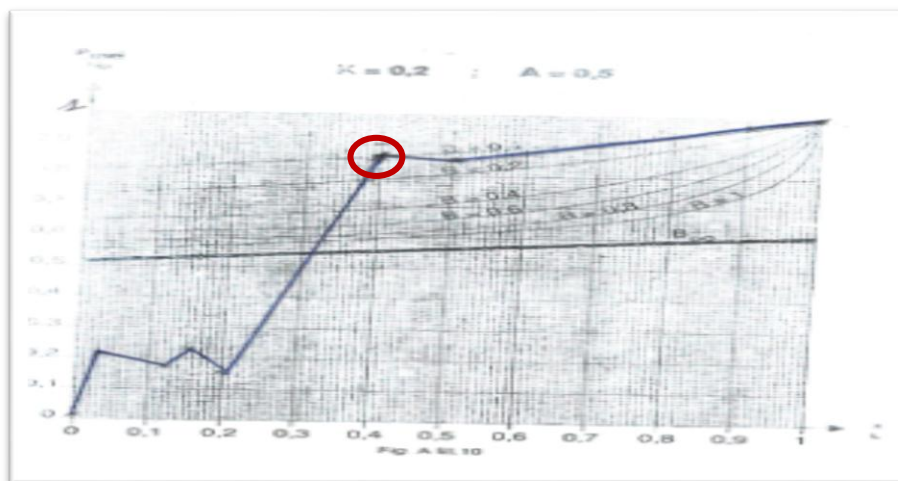


Figure (VII.12) : graphe Puech Meunier pour la conduite reliant le réservoir de Tighilt-Baugueni

La conduite n'est pas protégée contre les variation de pression (dépression), donc on va choisir un autre graphe pour la conduite, mais comme nous avons pas les abaques de la famille de courbe ($A=0,248$ et $K=0,172$), nous allons suposer le profil en long aux familles de courbe ($K= 0,1$ et $A=0,5$).

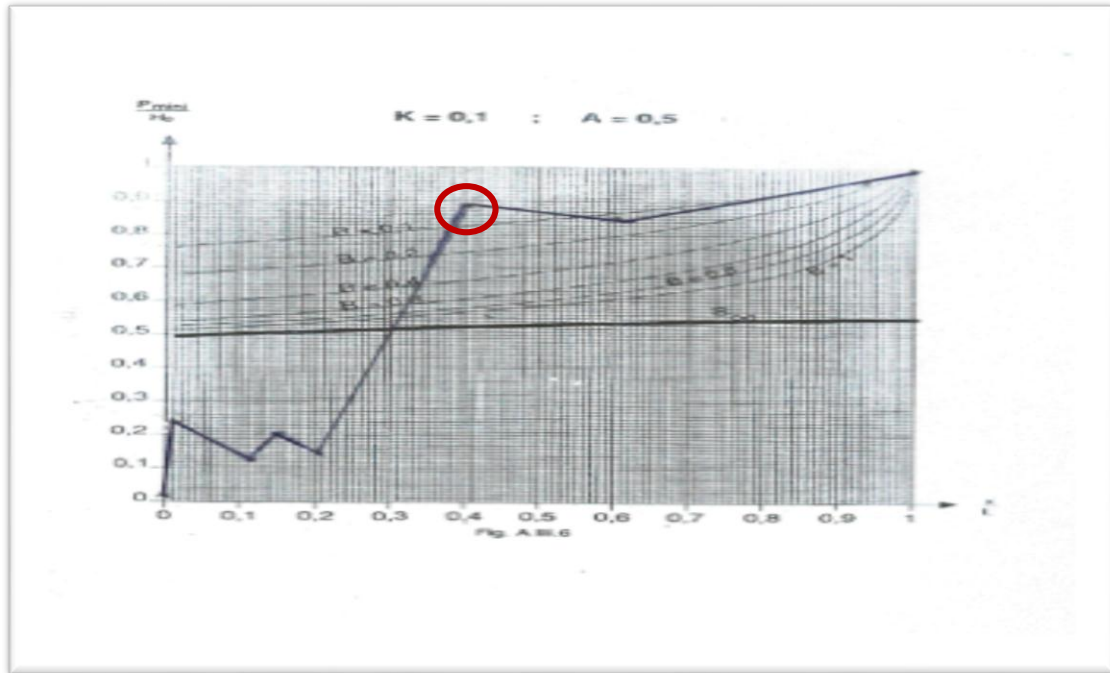


Figure (VII.13) : graphe Puech Meunier pour la conduite reliant le réservoir de Tighilt-Baugueni

✚ A partir de ce graphe(VII.13), nous avons le point de sécurité il est au – dessus du point B=0.1, donc la conduite n’est pas protégées, c’est pour cela on doit placer une ventouse sur la tête de conduite, afin d’assurer un bon fonctionnement contre les dépressions.

✚ A partir du point B=0.1 , nous allons suivre le reste des calculs

Calcul le volume d’air comprimé U_0

$$U_0 = \frac{v_0^2}{gH_{abs}} \times \frac{LS}{B} = \frac{(1.10)^2}{9,81 \times 176.27} \times \frac{0.0470 \times 2925}{0,1} = 0.92 m^3$$

$$U_0 = 0.92 m^3$$

Donc

$$P_{min} = H_0 \times 0,93 = 150.35 \times 0,93$$

$$P_{min} = 139,825 m \text{ d'eau}$$

Nous avons

$$P_{min} * U_{max}^{1,2} = H_{abs} * U_0^{1,2}$$

Donc

$$U_{max} = 1.16 m^3$$

Le plus grand volume d'air est de 1.16m^3 . Si nous voulons qu'il reste encore 20% d'eau lors de la plus grande dépression, il nous faut prévoir un ballon de volume 1.392

- ✚ A partir du l'abaque de Dubin et Guéneau (**annexe 5**), nous déterminons le diamètre « d » du diaphragme : pour $A = 0.5$ et $B = 0.1$ nous lisons :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \frac{V_0^2}{H_0} = 2.9 \\ \frac{p_{max}}{H_0} = 1.03 \end{array} \right. \quad \text{avec} \quad \alpha = \frac{1}{2g} \left[\frac{D^2}{0,6 * d^2} - 1 \right]^2 \quad (1)$$

$$\text{Donc:} \quad \alpha \frac{V_0^2}{H_0} = 2.9 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 2.9 \frac{H_0}{V_0^2} = 2,9 \frac{150.35}{(1.10)^2}$$

$$\alpha = 360.342^\circ$$

On peut tirer le diamètre « d » :

$$d^2 = \frac{D^2}{0,6(\sqrt{2g\alpha} + 1)} = \frac{(200)^2}{0,6(\sqrt{2*9,81*360.342} + 1)}$$

$$d = 27.88 \text{ mm}$$

d : représente le diamètre du diaphragme fictif représentatif des pertes de charge dans la conduite.

A partir de la formule (2) on peut tirer le « P_{max} »

$$\frac{P_{max}}{H_0} = 1,03 \Rightarrow P_{max} = 1.03 * 150.35 = 154.86\text{m}$$

La surpression par rapport à la hauteur géométrique absolue, $H_0 = 150.35\text{m}$ et suppression/ $H_0 = 154.86 - 150.35 = 4.051\text{m}$.

VII.13. Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous pouvons conclure que pour la protection de la conduite reliant la SR1 à Réservoir de Tighilt -Bouguni contre le coup de bélier, un réservoir d'air sera placé à l'aval de la conduite de refoulement de la station de reprise SR1-Réservoir Tighilt-Bouguni qui aura un volume total de 140 litres et une ventouse.

Conclusions générale

Au terme de ce mémoire Contribution au « Contribution au renforcement de l'alimentation en eau potable de la commune de M'KIRA à partir du réservoir IGHIL - OUKERROU-KOUDIAT ACERDOUNE » qui nous a été proposée par la DHW de Tizi-Ouzou nous avons pu aborder tous les aspects technico-économiques d'une chaîne d'adduction.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2049, au bout duquel la population de la région d'étude atteindra **39841 habitants** (pour les villages de M'kira) L'importance des besoins en eau estimés pour la commune de la région d'étude, a donné la nécessité de prévoir un transfert de **96 l/s** ou **345.59m³/h** (à partir du Réservoir Ighil -Oukerrou).

Le choix du matériau des conduites s'est porté sur le **PEHD** pour les avantages qu'il présente (non corrosif, de bonnes caractéristiques hydrauliques, flexible disponible sur le marché...)

L'adduction du transfert, sera mixte (Refoulement + gravitaire).

Les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés, pour cela nous avons constaté qu'il est nécessaire de projeter quatre (**4**) réservoirs.

Pour le choix des pompes nous avons utilisé le logiciel (caprari) et nous avons opté :

-le refoulement du réservoir de transit de la station de reprise (SR1) vers le réservoir de THIGHILT BOUGUENI : se fera au moyen d'une pompe **PM 100 / 3C**.

La protection des conduites contre le coup de bélier se fera à l'aide d'un réservoir d'air de volume **0,140 m³** installé à l'aval de la conduite et une ventouse.

Nous tenons à exprimer notre souhait que ce modeste travail puisse apporter un plus à la réalisation de ce projet, entre autre, la satisfaction des besoins exprimés.

Annexe

Annexe 01

Gamme des diamètres et des pressions nominales pour le PEHD

produit	Dext (mm)	e	D int	e	D int	e	D int	e	D int	e	D int
		6 Bars		10 Bars		16 BARS		20 Bars		25 Bars	
PE 80	20	2	16	2	16	2,3	15,4	3	14	3,4	13,2
	25	2	21	2	21	3	19	3,5	18	4,2	16,6
	32	2	28	2,4	27,2	3,6	24,8	4,4	23,2	5,4	21,2
	40	2	36	3	34	4,5	31	5,5	29	6,7	26,6
	50	2,4	45,2	3,7	42,6	5,6	38,8	6,9	36,2	8,3	33,4
	63	3	57	4,7	53,6	7,1	48,8	8,6	45,8	10,5	42
	75	3,6	67,8	5,6	63,8	8,4	58,2	10,3	54,4	12,5	50
PE 100	90	3,5	83	5,4	79,2	8,2	73,6	10,1	69,8	12,3	65,4
	110	4,2	101,6	6,6	96,8	10	90	12,3	85,4	15,1	79,8
	125	4,8	115,4	7,4	110,2	11,4	102,2	14	97	17,1	90,8
	160	6,2	147,6	9,5	141	14,6	130,8	17,9	124,2	21,9	116,2
	200	7,7	184,6	11,9	176,2	18,2	163,6	22,4	155,2	27,4	145,2
	250	9,6	230,8	14,8	220,4	22,7	204,6	27,9	194,2	34,2	181,6
	315	12,1	290,8	18,7	277,6	28,6	257,8	35,2	244,6	43,1	228,8
	400	15,3	369,4	23,7	352,6	36,3	327,4	44,7	310,6	54,7	290,6
	500	19,1	461,8	29,7	440,6	45,4	409,2	55,8	388,4		
	630	33,1	563,8	37,4	555,2	57,2	515,6				

Annexe

Annexe 02



SARL PLASTUB

FABRICATION DE TUBES EN PVC RIGIDE ET PEHD
BP 60. ZONE INDUSTRIELLE BOUHOURA GHARDAIA
Tel. 029 25 48 09/10 Fax 029 25 48 12 Email: plastubcommercial@gmail.com

TARIFS DES TUBES EN PEHD TARIFS APPLICABLES À PARTIR DU 16 DECEMBRE 2017

PE100 SUIVANT LA NORME NA7700

Disponibles en rouleaux :

63 / 75 / 90 / 110

Disponibles en barres de 12m :

110 / 125 / 160 / 200 / 250 / 315

PN06 disponibles uniquement en barres de 12m

PN06/SDR 26				
Diam. (mm)	Ep. (mm)	Poids KG/ml	Prix HT m	Prix TTC m
32	-	-	-	-
40	-	-	-	-
50	-	-	-	-
63	2,5	0,490	121,85	145
75	2,9	0,675	168,07	200
90	3,3	0,925	231,09	275
110	4,0	1,585	403,36	480
125	4,6	1,770	445,38	530
160	5,8	2,851	714,29	850
200	7,3	4,489	1 126,05	1 340
250	9,1	6,988	1 747,90	2 080
315	11,4	10,998	2 756,30	3 280

PN10/SDR 17				
Diam. (mm)	Ep. (mm)	Poids KG/ml	Prix HT m	Prix TTC m
32	2,0	0,200	50,42	60
40	2,4	0,290	73,11	87
50	3,0	0,460	115,13	137
63	3,8	0,720	180,67	215
75	4,5	1,020	255,46	304
90	5,4	1,460	365,55	435
110	6,6	2,172	542,02	645
125	7,4	2,771	693,28	825
160	9,5	4,540	1 134,45	1 350
200	11,9	7,088	1 773,11	2 110
250	14,8	11,200	2 802,52	3 335
315	18,7	17,527	4 382,35	5 215

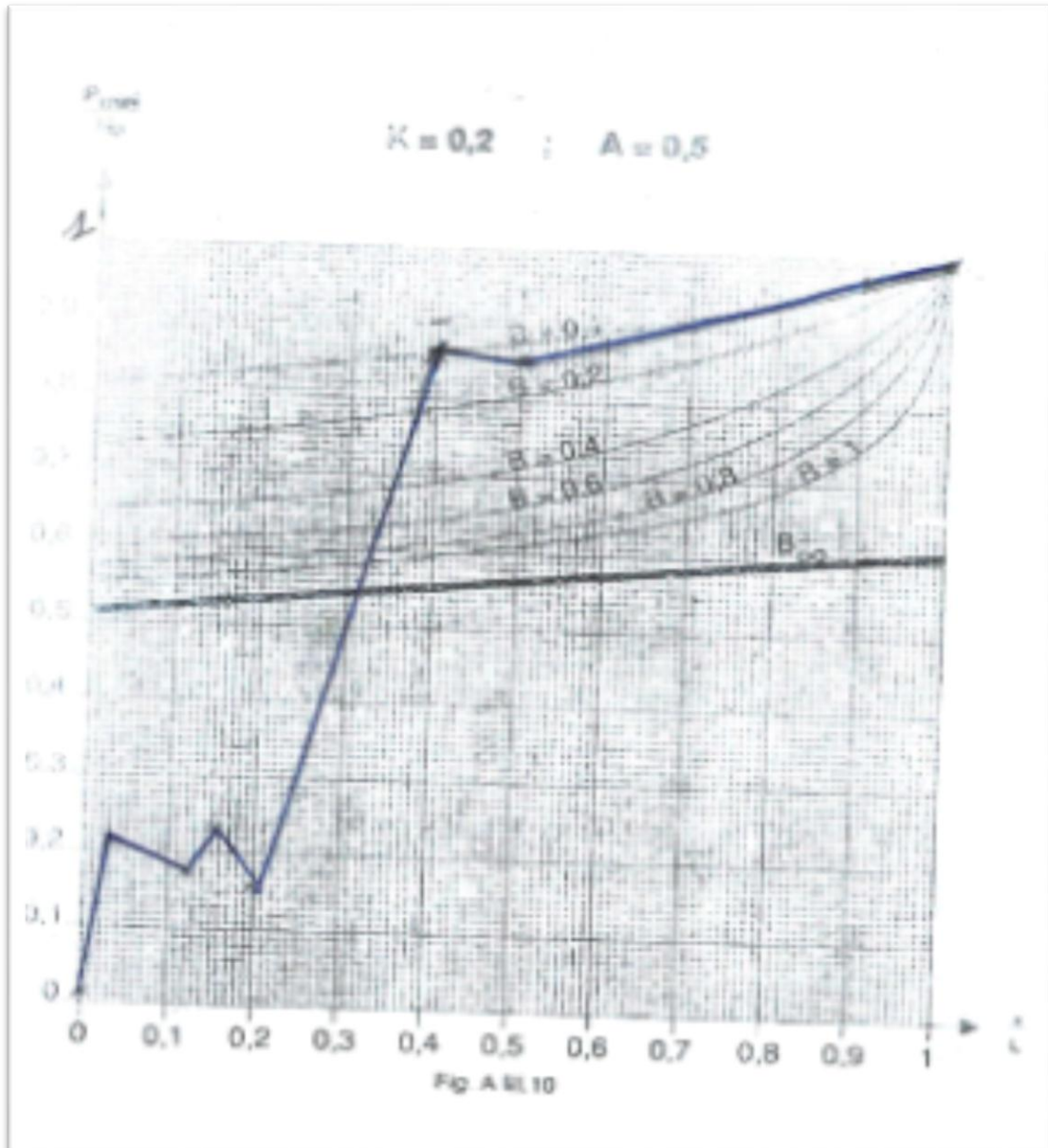
PN16/SDR 11				
Diam. (mm)	Ep. (mm)	Poids KG/ml	Prix HT m	Prix TTC m
20	2,0	0,120	29,41	35
25	2,3	0,170	42,02	50
32	3,0	0,280	69,75	83
40	3,7	0,430	106,72	127
50	4,6	0,670	168,07	200
63	5,8	1,050	264,71	315
75	6,8	1,470	369,75	440
90	8,2	2,131	533,61	635
110	10,0	3,161	789,92	940
125	11,4	4,101	1 025,21	1 220
160	14,6	6,709	1 676,47	1 995
200	18,2	10,458	2 613,45	3 110
250	22,7	16,280	4 067,23	4 840
315	28,6	25,836	6 457,98	7 685

PN20/SDR 9				
Diam. (mm)	Ep. (mm)	Poids KG/ml	Prix HT m	Prix TTC m
20	2,3	0,130	31,93	38
25	3,0	0,210	52,10	62
32	3,6	0,330	82,35	98
40	4,5	0,500	124,37	148
50	5,6	0,790	197,48	235
63	7,1	1,250	311,76	371
75	8,4	1,760	439,50	523
90	10,1	2,550	636,97	758
110	12,3	3,780	941,18	1 120
125	14,0	4,890	1 218,49	1 450
160	17,9	7,980	1 991,60	2 370
200	22,4	12,500	3 117,65	3 710
250	27,9	19,511	4 873,95	5 800
315	35,2	31,026	7 756,30	9 230

Annexe

Annexe 03

Abaque de PEUCH MEUNIER ($K = 0,2$; $A = 0,5$)



Annexe

Annexe 04

Abaque de PEUCH MEUNIER ($K = 0,1$; $A = 0,5$)

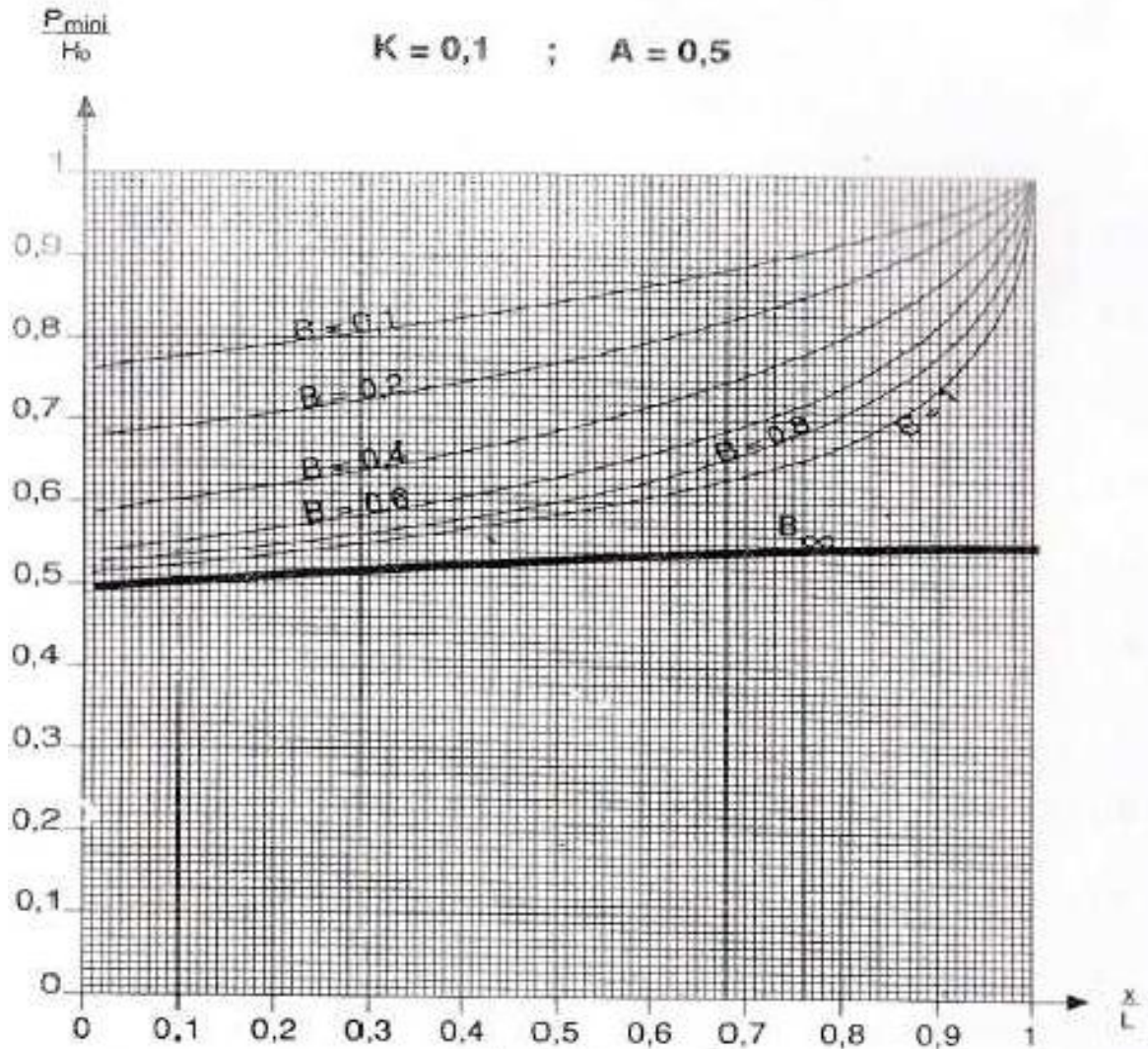
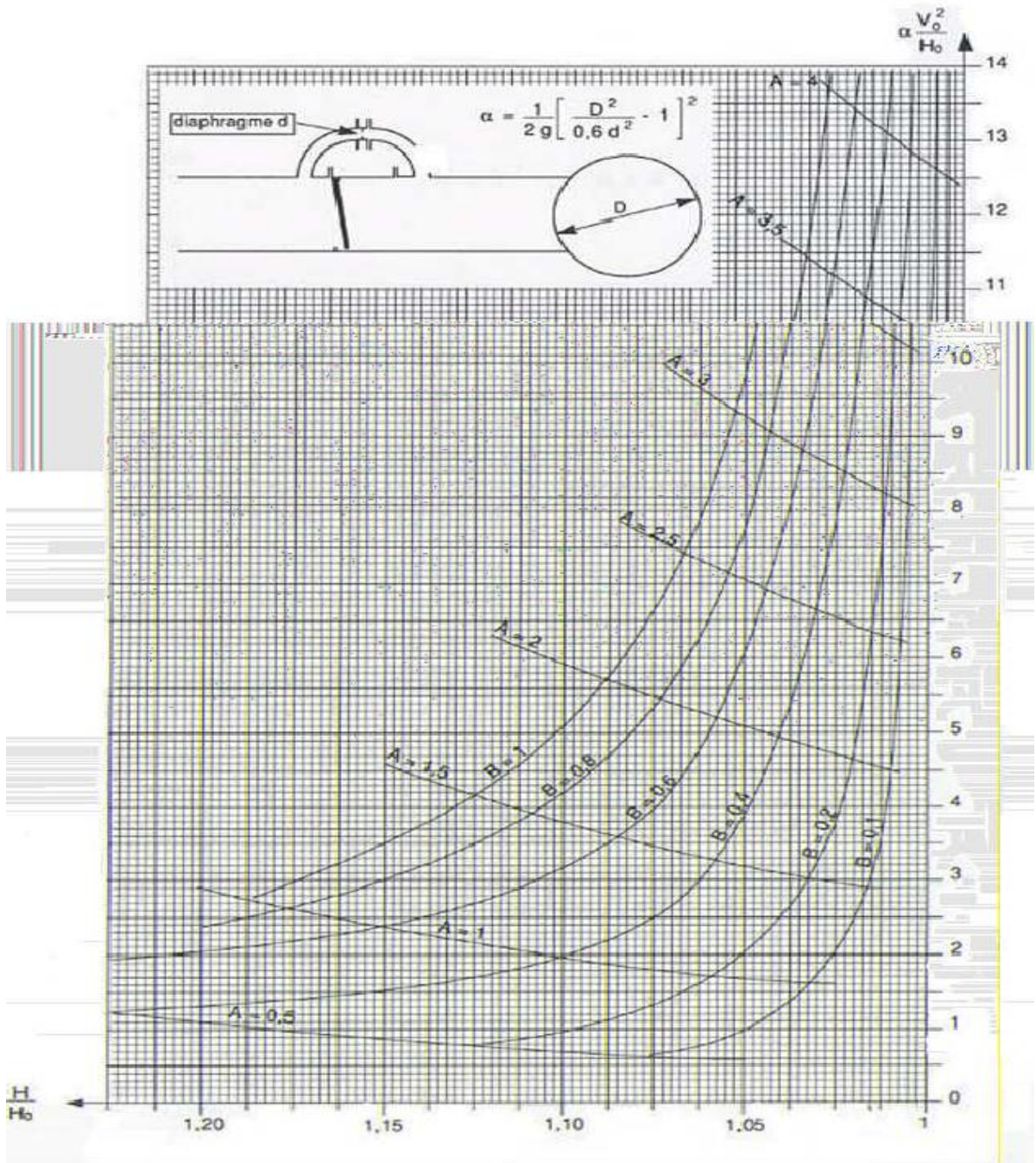


Fig. A III.6

Annexe

Annexe 05

Abaque de Dubin et Gueneau



Annexe

Annexe 06

caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PM 100/ 3 C				
Caractéristiques requises				
Débit	34,4 l/s			
Hauteur de refoulement	166 m			
Fluide	Eau potable			
Température	290 K			
Type d'installation	Pompe seule			
N.be de pompes	1			
Caractéristiques de la pompe				
Débit	34,4 l/s			
Hauteur de refoulement	166 m			
Puissance absorbée	73,6 kW			
Rendement	77,5%			
Hauteur manométrique H(Q=0)	191 m			
Orif. de refoulement	100 mm			
Caractéristiques moteur				
Fréquence	50 Hz			
Tension nominale	400 V			
Vitesse nominale	2950 1/min			
Nombre de pôles	2			
Puissance nominale P2	90 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	862 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 à billes	Acier			
Presse-Etoupe	Fonte			
Etoupe	Tresse graphitée			
<p>Hauteur de refoulement</p> <p>Q [l/s]</p>				
Caractéristiques de fonctionnement UN/ISO 2548/C				
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
Dimensions mm		<p>A - 2115 B - 1541 C - 245 D - 293 DNa - 125 DNm - 100 E - 200 F - 250 G - 1041 H - 450 I - 670 L - 620 M - 20 N - 140 O - 45 P - 420 Q - 690 R - 860 V - 270</p>		
Notes:				
Date	Page	Offre n°	Pos.N°	
01/11/2019	1			

Références bibliographiques

EPDAU/CA N° 13.71.179, « DHW, W.TIZI OUZOU».

A. DUPONT(1979), «hydraulique urbaine Tome 2,» *Edition Eyrolles*,

F. VALIRON(1994), «Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement Tome 1,» *Edition technique et documentation Lavoisier*, 1994.

M. CARLIER(1980), Hydraulique générale et appliquée, *Edition Eyrolles*, Paris, 1994.

EUNIER M. Les coups de bélier et la protection des réseaux d'eau sous pression", *Edition Dunod*, Paris 1980.

MOUSSA M. : polycopie d'alimentation eau potable, école nationale d'ingénieur de Tunis, Tunisie, **2002**.

Mémoires des promotions précédentes :

IKOUR KACI et ADJAZ DJEDJIGA (2014) : « raccordement en eau potable de la commune de TIZI N'TLETA à partir du barrage KOUDIAT ASSARDOUNE». Master CHA FGC ,DGC , U.M.M.T.O.

HABI SAMIR 2015/2016 : Renforcement du réseau d'adduction d'eau potable de la commune de souk el tenine à partir d'oued mechtras». Master CHA FGC, DGC Département génie civil U.M.M.T.O.

Recherches (internet).

COURS_hydraulique_generale_MEPA_2010

Poly-Alimentation-en-Eau Potable -Moussa – 2002

www.caprari.com : logiciel de choix de pompe (CAPRARI PUMP TUTOR).