



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

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

M^{lle} BALEH Fatima

M^{lle} AZIB Fatma

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE :

AEP ZONE COTIERE DE TIPAZA ETUDE DU RENFORCEMENT DE L'EST DE TIPAZA (DOUAOUDA, FOUKA, BOU ISMAIL, KHEMISTI, BOUHAROUN, AIN TAGOURAIT

Soutenu le **30 /06 /2016** Devant le jury composé de :

- Président : **LADJEL Mahmoud**
- Promoteur (s) : **YAKOUBI Mohamed**
- Examineur (s) : **HAMCHAOUI Samir**
- Invité : **BENZERRA ABBAS**

Remerciements

En premier lieu, nous remercions le bon dieu de m'avoir accordé courage et patience pour mener à terme ce travail.

*Nous tenons également à exprimer nos plus vifs remerciements et notre gratitude à notre promoteur : **Mr yakoubi** pour ses orientations et ses conseils le long de l'élaboration de ce projet.*

Nous tenant à témoigner notre reconnaissance aussi à tous les enseignants du département d'hydraulique qui ont participé dans notre formation.

Nous remercions aussi aux membres du jury de nous avoir fait l'honneur d'examiner notre travail.

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

Je dédie ce travail

A mes très chers parents pour leurs Sacrifices et leurs amours, leurs aides et leurs soutiens et encouragements. que dieu le tout puissant les protège.

A la mémoire de mes défuns grand parents « Farhat et Djeda » qui on était ma source de courage

Je le dédie également à :

*A MES très chères et tendres SŒURS est leurs maries : Lila ,
Samia, Nassima et Hassiba*

A mes frères : Khellaf , Yougorta , massinnissa

A mes neveux et nièces

A mes cousins et cousines particulièrement Lamia

A mes amis : Katia, Fatima, Taky , Youba, Chafiqa et à tout ce qui m'ont aidé de loin ou de près pour accomplir ce travail.

Fatma

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à mes chers parents pour leur Sacrifices et leur amour, leur aide et leurs soutiens et encouragements. que dieu le tout puissant les protège.

A mon cher frère Ghiles ainsi que ma Sœur Katia.

A tous mes amis.

Fatima

Liste des Figures

Figure(I.1) : Situation géographique de la zone d'étude.....	3
Figure(I.2) : représentation de la zone d'étude.....	4
Figure(II.1) : Répartition des habitants par commune.....	9
Figure(II.2) : Répartition des besoins moyens journaliers par commune.....	11
Figure(III.1): conduite de distribution.....	22
Figure (III.2) : by-pass.....	22
Figure(III.3) : trop plein +vidange.....	22
Figure(III.4) : matérialisation de la réserve d'incendie.....	22
Figure (III.5): Schéma générale d'un réservoir.....	23
Figure (IV.1) : Schéma d'adduction.....	55
Figure (V.1): Corrosion par formation de pile.....	58
Figure (V.2) : Protection par anode réactive.....	59
Figure (V.3) : Protection par soutirage de courant.....	60
Figure (VI.1) : pose en tranchée d'une conduite.....	70
Figure (VI.2) : Butée sur coude horizontal.....	71
Figure (VI.3) : Butée sur coude vertical et butée sur branchement.....	71
Figure (VI.4) : Protection spéciale pour la traversée de route.....	72
Figure (VI.5) : Traversée d'oued.....	72
Figure (VI.6) : Robinets vanne à opercule.....	73

Figure (VI.7) : Robinet vanne à papillon.....	74
Figure (VI.8) : Robinet à flotteur.....	74
Figure (VI.9) : Appareil de régulation modulaire.....	75
Figure (VI.10) : Ventouses.....	75
Figure (VI.11) : Bouches d'incendies.....	77

Liste des Tableaux

Tableau(I.1) : Population par commune à l'année de recensement 2008.....	5
Tableau(II.1) : Evaluation de la population pour divers horizons.....	8
Tableau (II.2) : Répartition par communes des besoins moyens journaliers à différents horizons.....	10
Tableau (II.3) : Répartition par commune des besoins journaliers des autres usagers à différents horizons.....	11
Tableau(II.4) : Répartition par commune des besoins moyens totaux à différents horizons.....	12
Tableau(II.5) : consommation de pointe (touristique).....	12
Tableau (II.6) : Les consommations maximales journalières pour chaque commune.....	13
Tableau (II. 7): Les consommations minimales journalières pour chaque commune.....	14
Tableau (II.8): Variation du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitant.....	15
Tableau (II.9): Variation du coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitant.....	15
Tableau (II.10): Répartition horaire du débit maximum journalier.....	16
Tableau (II.11) : besoin finaux des communes concernées par l'étude.....	17
Tableau (II.12): besoin finaux des communes concernées par l'étude.....	17
Tableau (III.1) : dimensionnement du réservoir de la commune Douaouda.....	29
Tableau (III.2.1) : dimensionnement du réservoir R1 250 m ³ de la commune Fouka.....	30
Tableau (III.2.2) : dimensionnement du réservoir R2 500 m ³ de la commune Fouka.....	31
Tableau (III.3) : dimensionnement du réservoir due la commune Bou Ismail.....	32
Tableau (III.4) : dimensionnement du réservoir de la commune Khemisti.....	33
Tableau (III.5) : dimensionnement du réservoir de la commune Bouharoun.....	34
Tableau (III.6.1) : dimensionnement du réservoir R1 250 m ³ commune Ain Tagourait.....	35

Tableau (III.6.2) : dimensionnement du réservoir, R2 500 m ³ commune Ain Tagourait.....	36
Tableau (III.7) : tableau donnant les capacités des réservoirs terminaux.....	37
Tableau (IV.1) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon Rt-Pk ₁	45
Tableau (IV.2) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon Pk ₁ -R1.....	46
Tableau (IV.3) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon Pk ₁ -Pk ₂	46
Tableau (IV.4) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon Pk ₂ -R2.....	47
Tableau (IV.5) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon Pk ₂ -Pk ₃	48
Tableau (IV.6) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon Pk ₃ -R3.....	48
Tableau (IV.7) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon Pk ₃ -Pk ₄	49
Tableau (IV.8) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon Pk ₄ -R5.....	49
Tableau (IV.9) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon Pk ₄ -Pk ₅	50
Tableau (IV.10) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon Pk ₅ -R6.....	51
Tableau (IV.11) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon Pk ₅ -Pk ₆	51
Tableau (IV.12) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon Pk ₆ -R8.....	52
Tableau (IV.13) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon Pk ₆ -R7.....	53
Tableau (IV.14) : Tableau récapitulatif des diamètres des différents tronçons.....	54
Tableau (V.1) : Calcul du coup de bélier dans le tronçon 1.....	64
Tableau (V.2) : Calcul du coup de bélier dans le tronçon 2.....	64
Tableau (V.3) : Calcul du coup de bélier dans le tronçon 3.....	64
Tableau (V.4) : Calcul du coup de bélier dans le tronçon 4.....	65
Tableau (V.5) : Calcul du coup de bélier dans le tronçon 5.....	65
Tableau (V.6) : Calcul du coup de bélier dans le tronçon 6.....	65
Tableau (V.7) : Calcul du coup de bélier dans le tronçon 7.....	65
Tableau (V.8) : Calcul du coup de bélier dans le tronçon 8.....	66

Tableau (V.9) : Calcul du coup de bélier dans le tronçon 9.....	66
Tableau (V.10) : Calcul du coup de bélier dans le tronçon 10.....	66
Tableau (V.11) : Calcul du coup de bélier dans le tronçon 11.....	66
Tableau (V.12) : Calcul du coup de bélier dans le tronçon 12.....	67
Tableau (V.13) : Calcul du coup de bélier dans le tronçon 13.....	67
Tableau (VI.1) : Hauteur des couches de remblai.....	70

Liste des symboles

- a** : La célérité de l'onde (m/s) ;
B : La valeur du coup de bélier (m) ;
B_{max} : La valeur du coup de bélier (m) ;
C_{pi} : Côte piézométrique au point (i) ;
C : Coefficient de perte de charge de la tuyère ;
C' : coefficient de perte de charge dans un diaphragme ;
CTN : Côte Terrain Naturel en (m) ;
CTP : Côte Trop Plein en (m) ;
D : Diamètre du tuyau en m ;
D_N : diamètre normalisé ;
D_{min} : diamètre minimal de la conduite (m) ;
D_{max} : diamètre maximal de la conduite (m) ;
d : Diamètre de la tuyère (m) ;
e : Epaisseur de la conduite (mm) ;
g : Accélération de la pesanteur en (m²/s) ;
H_g : Hauteur géométrique en (m) ;
H_{mt} : La hauteur manométrique totale (m) ;
H₀ : Pression absolue de la conduite (m) ;
J : Pertes de charge par frottement en (m/ml) ;
K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi ;
K₀ : Rugosité absolue des tuyaux neufs ;
K_{max,j} : Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération ;
K_{min,j} : Coefficient d'irrégularité minimal ;
K_{max,h} : Coefficients de variation de consommation maximum horaire ;
K_{min,h} : Coefficients de variation de consommation minimum horaire ;
L : Longueur de la conduite en (m) ;
N_i : Nombre de consommateurs ;
P : Population de l'horizon considéré ;
P₀ : Population de l'horizon de référence ;
P% : Résidu maximal dans le réservoir (%) ;
Q : débit refoulé dans la conduite en (m³/s) ;
Q_{max,h} : Débit entrant dans la station (m³/h) ;
Q_{max,j} : Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année (m³/j) ;
Q_{min,j} : Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année (m³/j) ;
Q_{moy,j} : Consommation moyenne journalière des consommateurs en (m³/j) ;
Q_{max,j} : Consommation maximale journalière (m³/j) ;
q : Dotation moyenne journalière des consommateurs en (l/j/cons) ;
Re : Nombre de Reynolds ;
S : Section de la conduite ;
T : Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite ;
t : Taux d'accroissement ;
V : Vitesse d'écoulement en (m/s) ;
V_f : Vitesse finale choisie ;
V_{max} : Volume maximal de stockage (m³) ;
V_m : Moyenne arithmétique de la vitesse choisie ;
V_{sr} : Volume de la station de reprise (m³) ;

V_{tot} : Volume total du réservoir d'air (m³) ;

α : Coefficient de vieillissement ;

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

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

ν : Viscosité cinématique de l'eau ;

ξ : Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne (%) ;

ρ : Masse volumique de l'eau ;

δ : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal ;

λ : Coefficient de pertes de charge ;

SOMMAIRE

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

Chapitre I : Présentation du site

I.1. Introduction	2
I.2. Situation Géographique.....	2
I.3. Situation topographique et hydrographique	4
I.4. Situation climatique.....	5
I.5. Situation démographique	5
I.6. Situation hydraulique	6
I.6.1. Description du complexe hydraulique Mouaz	6
I.7. Conclusion	8

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

I.1. INTRODUCTION	9
II.2. Evolution de la population	9
II.3. Evolution des besoins en eau potable	10
II.3.1. Généralités	10
II.3.1.1. Besoins domestiques.....	10
II.3.1.2. Besoins publics	10
II.3.1.3. Besoins industriels et agricoles.....	10
II.3.1.4. Besoins scolaires.....	10
II.3.1.5. Besoins sanitaires	11
II.3.1.6. Besoins d'incendie.....	11
II.3.1.7. Besoins ZET (Zone d'Extension Touristique).....	11
II.3.2. Evaluation des besoins en eau potable.....	11
II.3.2.1. Consommation moyenne journalière.....	11
II.3.2.2. Consommation journalière des autres usagers.....	12
II.3.2.3. Consommation moyenne totale	13
II.3.2.4. Evaluation des besoins en eau pendant la saison estivale.....	13
II.3.3. Variation de la consommation	14
II.3.3.1. Variation de la consommation journalière.....	14
II.3.3.2. Variation de la consommation horaire.....	16

II.4. CONCLUSION.....	20
-----------------------	----

Chapitre III : Réservoirs

III.1. Introduction	21
III.2. Le rôle du réservoir	21
III.3. Classifications des réservoirs	22
III.4. Choix des réservoirs	22
III.5. Emplacement des réservoirs	22
III.6. Equipement d'un réservoir	22
III.6.1. Conduites d'adduction.....	22
III.6.2. Conduite de distribution	23
III.6.3. Conduite de trop plein	23
III.6.4. Conduite de vidange	23
III.6.5. Disposition spéciales	23
III.6.5.1. Conduite de by-pass entre adduction et la distribution.....	23
III.6.5.2. Matérialisation de la réserve d'incendie.....	23
III.7. Entretien des réservoirs	26
III.8. Capacité des réservoirs	26
III.8.1. Calcul des capacités des réservoirs	28
III.8.1.1. Réservoir R1 : Douaouda	28
III.8.1.2. Réservoir R2 : Fouka.....	30
III.8.1.3. Réservoir R3 : Bou Ismail	32
III.8.1.4. Réservoir R4 : Khemisti	33
III.8.1.5. Réservoirs R5 : Bouharoun	34
III.8.1.6. Réservoir R6 : Ain Tagourait	35
III.9. Conclusion.....	38

Chapitre IV : Adduction

IV.1. Introduction	39
IV.2. Type d'adduction	39
IV.3. Description du schéma d'adduction	39
IV.4. Choix du tracé	40
IV.5. Choix du type de conduite	40
IV.6. Etude technico-économique des conduites	41
IV.6.3.1. Les pertes de charge linéaires	42

Sommaire

IV.6.3.2. Les pertes de charge singulières.....	44
IV.6.3.3. Les pertes de charge totale	44
IV.7. Calcul des conduites.....	44
IV.8. Calcul des diamètres	44
IV.8.1. Tronçon 1(Rt-Pk ₁).....	44
IV.8.2. Tronçon 2 (Pk ₁ -R1).....	45
IV.8.3. Calcul du diamètre pour le tronçon 3 (Pk ₁ -Pk ₂).....	46
IV.8.4. Calcul du diamètre pour le tronçon 4 (Pk ₂ -R2).....	46
IV.8.5. Calcul du diamètre pour le tronçon 5 (Pk ₂ -Pk ₃).....	47
IV.8.6. Calcul du diamètre pour le tronçon 6 (Pk ₃ -R3).....	47
IV.8.7. Calcul du diamètre pour le tronçon 7 (Pk ₃ -Pk ₄).....	48
IV.8.8. Calcul du diamètre pour le tronçon 8 (Pk ₄ -R5).....	49
IV.8.9. Calcul du diamètre pour le tronçon 9 (Pk ₄ -Pk ₅).....	49
IV.8.10. Calcul du diamètre pour le tronçon 10 (Pk ₅ -R6).....	50
IV.8.11. Calcul du diamètre pour le tronçon 11 (Pk ₅ -Pk ₆).....	50
IV.8.12. Calcul du diamètre pour le tronçon 12 (Pk ₆ -R8).....	51
IV.8.13. Calcul du diamètre pour le tronçon 13 (Pk ₆ -R7).....	52
IV.9. Tableau récapitulatif.....	53
IV.10. Conclusion.....	54

Chapitre V : Protection des conduites

V.1. Introduction.....	56
V.2. Protection contre la corrosion	56
V.2.1. Définition.....	56
V.2.2. La corrosion externe.....	56
V.2.2.1. Corrosion par formation de pile	56
V.2.3. Protection des conduites contre la corrosion.....	57
V.2.4. protection cathodique	57
V.2.5. La corrosion interne.....	59
V.3. Protection contre le coup de bélier.....	59
V.3.1. Introduction	59
V.3.2. causes du coup de bélier.....	59
V.3.3. Risques dus au coup de bélier	60

V.3.3.1. Cas de la surpression	60
V.3.3.2. Cas de dépression	60
V.3.3.3. Fatigue de la canalisation	60
V.3.4. Moyens de protection contre le coup de bélier.....	60
V.3.5. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier	61
V.3.5.1. Valeurs numérique du coup de bélier	61
V.3.5.2. Calcul des valeurs du coup de bélier	62
V.4. Conclusion	67

Chapitre VI : Pose de canalisation et accessoires

VI.1. Introduction	68
VI.2. Pose de canalisation.....	68
VI.2.1. Principe de pose de canalisation	68
VI.3. stabilisation des conduites	70
VI.4. Franchissement des points spéciaux.....	70
VI.4.1. Traversées de routes	70
VI.4.2. Traversée d'oueds	71
VI.4.3. Pose en élévation.....	71
VI.4.4. Essais hydrostatiques du réseau (en tranchée)	71
VI.4.5. La stérilisation des conduites neuves avant la mise en service	72
VI.5. Accessoires	72
VI.5.1. Robinets vannes	72
VI.5.1.1. Robinets-vanne à opercule	72
VI.5.1.2. Vannes papillon.....	72
VI.5.1.3. Robinet à flotteur	73
VI.5.1.4. Vanne de régulation (avale)	73
VI.5.1.5. Vanne de régulation (amont).....	73
VI.5.1.6. Vanne de régulation de débit.....	74
VI.5.2. Ventouses	74
VI.5.3. Le robinet de vidange.....	74
VI.5.4. By-pass.....	75
VI.5.5. Les poteaux d'incendie	75
VI.5.6. Les pièces spéciales	76

Sommaire

VI.5.6.1. Coude	76
VI.5.6.2. Cône	76
VI.5.6.3. Tés	76
VI.5.6.4. Joints de démontage	76
VI.6. Conclusion	77
Conclusion générale.....	78

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction générale

L'eau est un élément de base indispensable à toute vie, la disponibilité de cette ressource naturelle est déterminante de la qualité de notre vie, et souvent même, de notre survie. La demande en eau potable de consommation humaine ne cesse d'accroître en raison de la croissance démographique qui demande plus de consommation.

L'Algérie est touchée par le problème de la pénurie d'eau, cet élément indispensable au bien être de la population devient de plus en plus rare. Les ressources hydriques de l'Algérie sont limitées, cette situation s'explique d'une part, par la pluviométrie précaire, irrégulière et mal répartie et d'autre part, par les longues périodes de sécheresses.

Face à cette situation préoccupante et face aux exigences du progrès que s'imposent les pays en voie de développement, il est impératif de concevoir un système ingénieux d'exploitation des ressources hydriques. Dans ce cadre s'inscrit notre étude sur le système d'alimentation en eau potable des six communes de la zone côtière de la wilaya de Tipaza (Douaouda, Fouka, Khemisti, Bou Ismail, Bouharoun, Ain Tagourait). Notre étude portera sur l'approvisionnement en eau de ces localités à partir du complexe de Mouaz.

La demande en eau devient de plus en plus accrue et les besoins de moins en moins satisfaisants. Pour cela, la direction des ressources en eau de la wilaya de Tipaza a engagé une étude du renforcement de l'AEP des six communes côtières.

Notre travail consiste en l'étude du renforcement de la zone Est côtière de la wilaya de Tipaza, à partir du complexe de Mouaz. Ainsi notre étude se fera de la manière suivante :

- En premier lieu, nous donnerons une idée générale sur le site et la situation hydrique dans la région d'étude.
- En second lieu, nous présenterons les estimations des différents besoins de la population, dans le but de faire un bilan des besoins à satisfaire à l'horizon futur.
- Le troisième chapitre sera consacré au dimensionnement des réservoirs de stockage projetés.
- Dans le quatrième chapitre, on s'intéressera au dimensionnement des conduites d'adduction.
- Par la suite, nous passerons, dans le cinquième chapitre, qui concerne la protection des conduites, en prenant toutes les dispositions nécessaires afin d'avoir un réseau fiable et durable.
- Enfin nous terminerons notre étude par la pose des conduites ainsi que la présentation des accessoires nécessaires qui fera le sixième chapitre.

On terminera avec une conclusion générale.

CHAPITRE I :
PRÉSENTATION
DU SITE

I.1. Introduction

Ce chapitre portera sur la description générale de la zone d'étude, on y abordera aussi bien les aspects géographique, climatique, hydrographique et topographique et situation hydraulique.

Pour ce qui est de la méthodologie, l'étude vise à définir l'ensemble des ouvrages et des équipements nécessaires pour assurer un approvisionnement optimal des centres urbains : Douaouda, Fouka, Bou Ismail, Khemisti, Bouharoun, Ain Tagourait et ce à partir de deux réservoirs un de 30000m³ et un autre de 5000m³ implantés à Mouaz.

Le complexe de Mouaz est composé de deux ouvrages suivants :

- Un réservoir de 30 000 m³ composé de deux compartiments de 15 000 m³ chacun ;
- Un réservoir de 5 000 m³ composé de deux compartiments de 2 500 m³ chacun.

Le complexe de Mouaz reçoit l'eau essentiellement depuis la station de dessalement d'eau de mer de Fouka ainsi qu'à partir du champ de captage de Kolea.

I.2. Situation Géographique

La région de l'aire d'étude est la zone côtière de l'est de la wilaya de TIPAZA. Elle est située sur la RN 11.

La zone d'étude prend son départ au réservoir implanté à Mouaz et son arrivé aux différentes localités concernées par le projet.

La région bénéficiaire de ce projet est limitée [1]:

- Au nord par la mer méditerranée ;
- An sud par les localités de : Kolea, Chaiba, Attatba, Sidi Rached ;
- A l'est par Zelarida(Alger) ;
- A l'ouest par Tipaza ;

Administrativement les six communes attributaires de ce projet sont telle que :

DOUAOUDA limitée par [1] :

- Au nord par la mer méditerranée ;
- Au sud par la commune de Kolea ;
- A l'est par la commune de Zeralda(Alger) ;
- A l'ouest par la commune de Fouka ;

FOUKA limitée par [1] :

- Au nord par la mer méditerranée ;

- Au sud par la commune de Kolea ;
- A l'est par la commune de Douaouda ;
- A l'ouest par la commune de Bou Ismail ;

BOU ISMAIL limitée par [1]:

- Au nord par la mer méditerranée ;
- Au sud par la commune de Chaiba ;
- A l'est par la commune de Fouka ;
- A l'ouest par la commune de Khemisti ;

KHEMISTI limitée par [1] :

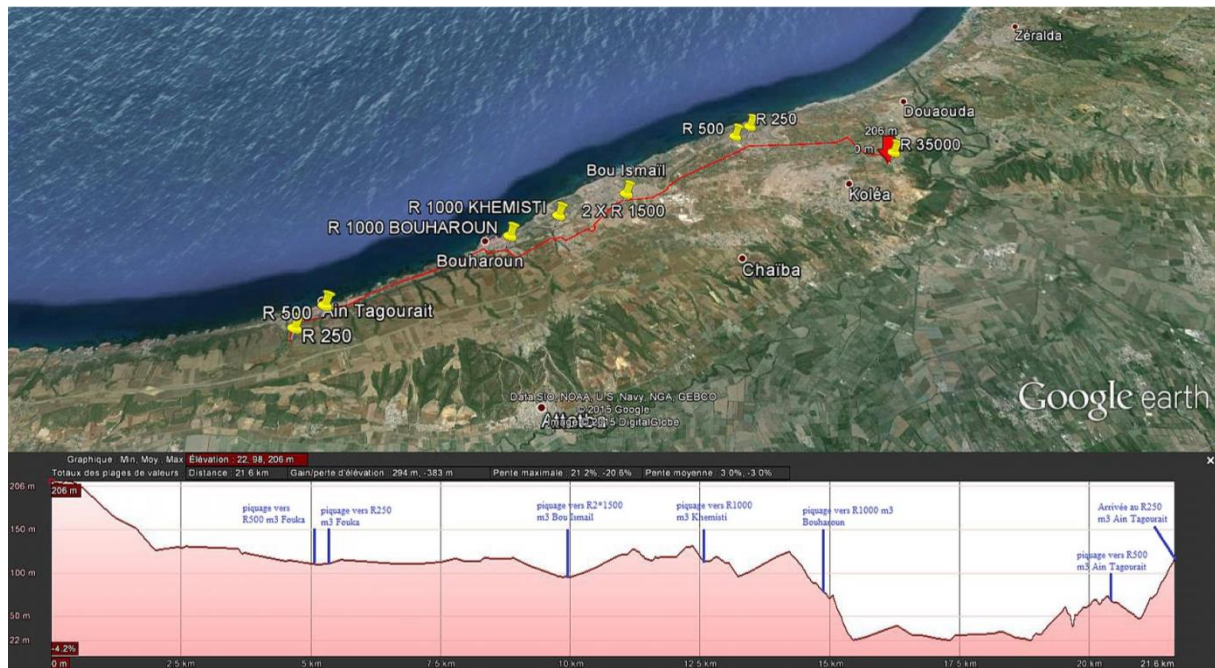
- Au nord par la commune de Bou Ismail ;
- Au sud par la commune d'Attatba ;
- A l'est par la commune de Chaiba ;
- A l'ouest par la mer méditerranée et la commune de Bouharoun ;

BOUHAROUN limitée par [1] :

- Au nord par la mer méditerranée ;
- Au sud par la commune d'Attatba ;
- A l'est par la commune de Khemisti ;
- A l'ouest par la commune d'Ain Tagourait ;

AIN TAGOURAIT limitée par [1] :

- Au nord par la mer méditerranée ;
- Au sud par la commune de Sidi Rached et Attatba ;
- A l'est par la commune de Bouharoun et Attatba ;
- A l'ouest par la commune de Tipaza ;



Figure(I.1) : Situation géographique de la zone d'étude

I.3. Situation topographique et hydrographique

Douaouda est située sur une plaine à 110 mètres de hauteur qui descend lentement vers la mer. À l'est se trouve l'Oued Mazafran dont les eaux pompées irriguent les terres agricoles de Douaouda [2]. Au sud se situe une forêt sur la colline qui descend jusqu'à l'oued.

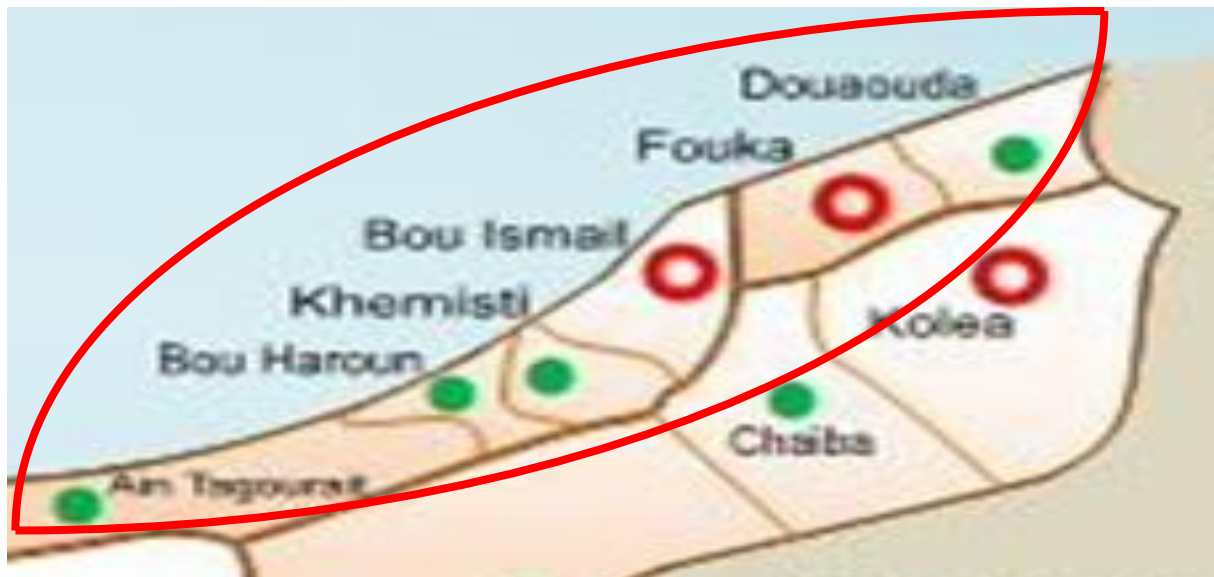
Fouka est située sur une plaine à 130 mètres de hauteur qui s'arrête brutalement sur une falaise qui forme un ravin abrupte avant de descendre vers la mer en traversant une bande côtière agricole de 300 mètres de large. Elle n'est traversée par aucun cours d'eau important [2].

Bou Ismaïl est située à cheval sur deux plaines, une basse légèrement inclinée vers la mer à 15 mètres d'altitude de moyenne et une haute à près de 110 mètres de hauteur. Les deux se rejoignent par un ravin abrupt. Elle est bordée à l'ouest par l'Oued Khemisti [2].

Bou Ismaïl et Fouka, Khemisti est constituée de deux plaines, une basse en bord de mer et une haute sur le plateau sahélien. Plusieurs petits cours d'eau dévalent via des ravins vers la mer.

Bien que Bouharoun soit principalement connu pour son port, la majeure partie de son territoire est située dans la plaine haute du Sahel entre 100 et 280 mètres. Il existe 6 coulées vertes de bois entourant des cours d'eau qui dévalent les pentes vers la mer [2].

Ain Tagourait est composée d'une petite bande côtière de plus ou moins 150 mètres de large mais longue de 10 km ainsi qu'une partie haute constituée de la plaine du Sahel. Elle possède un large massif forestier le long des ravins qui descendent vers la mer.



Figure(I.2) : représentation de la zone d'étude

I.4. Situation climatique

- *Climat* : La zone d'étude est caractérisée par un climat tempéré méditerranéen divisés en deux saisons : un hiver doux et pluvieux d'Octobre à Mars et un été chaud et sec d'Avril à Septembre ; la saison sèche est caractérisée par une longue période de sécheresse qui peut durer de trois à quatre mois [2].
- *Pluviométrie* : Les précipitations moyennes enregistrées par la station de Merad font ressortir une pluviométrie moyenne annuelle de 600 mm [2].
- *Température* : Elles varient entre 33 C° pour les mois chauds de l'été (juillet, août) à 5,7 C° pour les mois les plus froids (décembre à février)[2].
- *Les vents* : les vents sont de fréquences différentes durant l'année et les vents dominants sont de direction sud-ouest et ouest. Sur la cote (au nord) les vents soufflent de nord-est et d'est et sont prédominants pendant la saison chaude, c.à.d. du Mai à Octobre ; pendant les mois de Novembre à Avril se sont les vents d'ouest qui dominant. La vitesse moyenne du vent est estimée à 6m/s (22km/h) [2].
- *Humidité* : L'humidité relative mesurée au niveau des stations de MEURAD et BOUKOURDANE (les plus proches de la zone d'étude) où des mesures régulières ont été effectuées se situe dans la fourchette 69-80%. Elle est 70% au milieu de la journée [2].

L'humidité est donc assez élevée surtout vers la fin de la journée durant les mois de Septembre à Février.

I.5. Situation démographique

La population par commune de la zone bénéficiaire du projet, a été tirée de l'annuaire statistique de la wilaya de Tipaza, conformément à l'année de recensement de 2008. Elle est telle que (Tableau (I.1)) [2]:

Tableau(I.1) : Population par commune à l'année de recensement 2008

N°	Commune	Taux d'accroissement	Population (hab)
1	Douaouda	2.7%	22408
2	Fouka	2.2%	48959
3	Bou Ismail	0.8%	41684
4	Khemisti	1.9%	15128
5	Bouharoun	1.5%	9922
6	Ain Tagourait	1.4%	10411
Total			148512

I.6. Situation hydraulique

L'alimentation en eau potable actuelle de ces communes côtières se fait principalement à partir des champs captant Taktaka, Berbessa et Halloula [2].

- La commune de Douaouda est alimentée à partir de la station de pompage Douaouda via une conduite en DN 400.
- La commune de Fouka est alimentée à partir de système 117 km (il s'agit du système de transfert depuis RV Mouaz en DN 800, 700, 500, 300 fonte sur 117 km qui permet d'alimenter actuellement les communes de l'est de Tipaza).
- La commune de Bou Ismail est alimentée à partir des champs de captages Berbessa et Tektaka.
- La commune de Khemisti est alimentée à partir de système 117 km.
- Les deux communes Bouharoun et Ain Tagourait sont alimentées depuis les réservoirs tampon 2x1000 m³ Saidia alimenté de son tour depuis le système de 117 km ainsi qu'à partir du champ de captage Halloula.

I.6.1. Description du complexe hydraulique Mouaz

C'est le site névralgique du système d'AEP de la wilaya de Tipaza, il permet d'alimenter via le nouveau système des 117 km, dix-sept communes de la wilaya en question.

Il reçoit l'eau essentiellement depuis la station de dessalement d'eau de mer de Fouka (environ 70 000 m³/j) ainsi qu'à partir du champ de captage Kolea. A noter que la capacité de

la station de dessalement d'eau de mer de Fouka est de l'ordre de 120 000 m³/j, répartis selon les besoins entre le complexe Mouaz de Tipaza et le complexe Sahel d'Alger.

Le complexe est composé des ouvrages suivants :

- Un réservoir de 30 000 m³ composé de deux compartiments de 15 000 m³ chacun ;
- Un réservoir de 5 000 m³ composé de deux compartiments de 2 500 m³ chacun ;

I.7. Conclusion

La présentation de la zone d'étude est une étape essentielle et nécessaire dans toute étude, car elle permet de bien comprendre les problèmes rencontrés sur terrain, ce qui va nous permettre de bien les analyser et de réagir dans ce sens, afin de garantir le meilleur remède possible.

Le but de ce chapitre est de faire la présentation la plus possible de la région d'étude, au plan géographique, démographique, hydraulique,...etc. ; et ce dans la perspective d'aborder au mieux notre projet de fin d'étude.

CHAPITRE II :
ESTIMATION
DES BESOINS EN
EAU

I.1. INTRODUCTION

L'objectif de ce chapitre est de mettre en évidence l'évolution de la population de la zone d'étude ainsi que l'évolution de ses besoins en eau potable et cela à différents horizons.

II.2. Evolution de la population

Les communes bénéficiaires du projet sont au nombre de six. Le nombre d'habitants varie d'une localité à une autre selon l'importance de chacune d'elles.

L'estimation de la population future consiste à prendre en compte l'évaluation de la population à long terme, soit sur une période de 25 années qui est une moyenne en matière de durée de vie de canalisations. Pour notre étude présente, l'horizon du moyen terme étant l'an 2026 et pour le long terme c'est l'horizon 2041 .

La population future est alors estimée par la formule suivante [3] :

$$P = P_0 (1+t)^n \quad (\text{II.1})$$

D'où :

P : population future à un horizon donnée

P₀ : population actuelle

t : taux d'accroissement

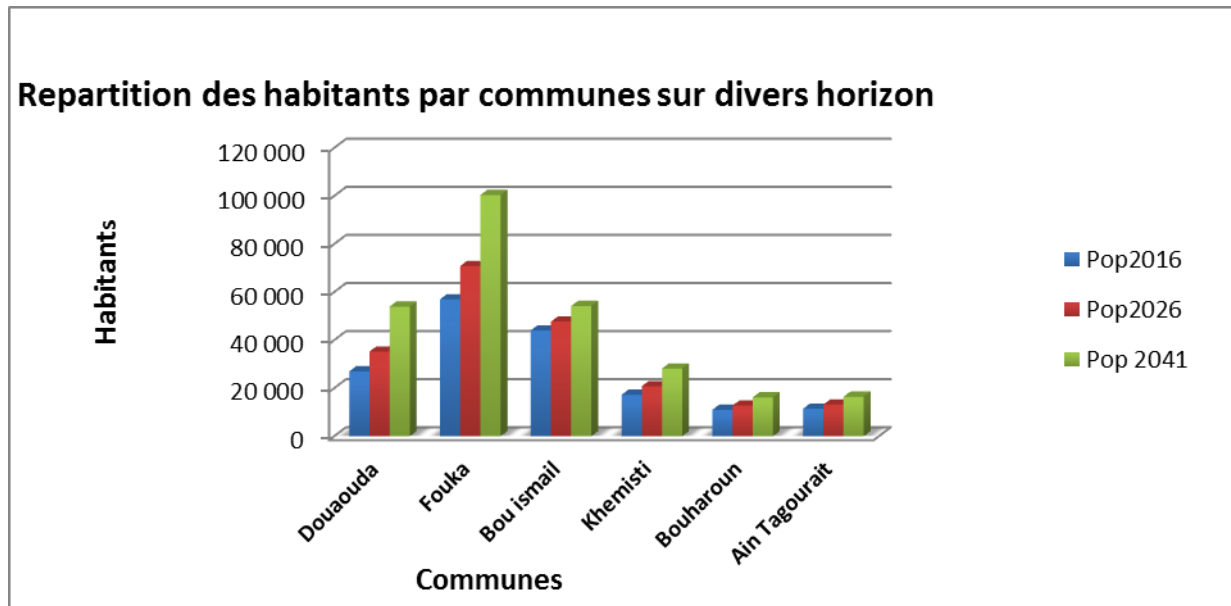
n : nombre d'année séparant l'année de recensement et l'horizon de calcul

Le résultat du calcul de l'évolution de la population à différents horizons est donné dans le tableau (II.1) [2].

Tableau(II.1) : Evaluation de la population pour divers horizons

N°	Communes	Taux d'accroissement	Pop 2008	Pop2016	Pop2026	Pop2041
1	Douaouda	2.7%	22 408	27 002	35 245	53979
2	Fouka	2.2%	48959	57014	70875	100394
3	Bou ismail	0.8%	41684	44075	47730	54220
4	Khemisti	1.9%	15128	17 258	20832	28153
5	Bouharoun	1.5%	9922	11011	12779	16216
6	Ain Tagourait	1.4%	10411	11475	13186	16471
Total			148512	167835	200647	269433

La répartition des habitants par commune est représentée sur la figure (II.1)



Figure(II.1) : Répartition des habitants par commune

II.3. Evolution des besoins en eau potable

II.3.1. Généralités

II.3.1.1. Besoins domestiques

On entend par les besoins domestiques, l'utilisation de l'eau pour la boisson, la préparation des repas, la propreté, le lavage de la vaisselle et du linge, les douches, l'arrosage des jardins familiaux...etc.

Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement : du niveau de vie, des habitudes, de la disponibilité de l'eau, du prix de l'eau... etc.

II.3.1.2. Besoins publics

Les besoins publics englobent la consommation des administrations, des établissements d'enseignement, des hôpitaux, le nettoyage des rues et l'arrosage des jardins.

II.3.1.3. Besoins industriels et agricoles

Les entreprises industrielles et agricoles ont besoin d'une quantité d'eau importante pour leur fonctionnement. La qualité d'eau exigée est différente d'une industrie à une autre en fonction du type du produit fabriqué ou transformé.

II.3.1.4. Besoins scolaires

On entend par besoins scolaires, les quantités d'eau demandées par les écoles primaires, moyennes et secondaires, privées ou publiques, les centres de formation...etc.

II.3.1.5. Besoins sanitaires

On entend par besoins sanitaires, les quantités d'eau nécessaires pour le lavage des cours, des baignoires, des douches, des WC (Water-closet) et des éviers...etc.

II.3.1.6. Besoins d'incendie

On entend par besoins d'incendie, les quantités d'eau nécessaires pour la lutte contre l'incendie.

II.3.1.7. Besoins ZET (Zone d'Extension Touristique)

On entend par les besoins des ZET, les quantités d'eau demandées par les zones d'extension touristique.

II.3.2. Evaluation des besoins en eau potable**II.3.2.1. Consommation moyenne journalière**

La consommation moyenne journalière de la zone d'étude est égale à la dotation que multiplie le nombre totale des habitants

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} * dot * N \quad (m^3/j) \quad (II.2)$$

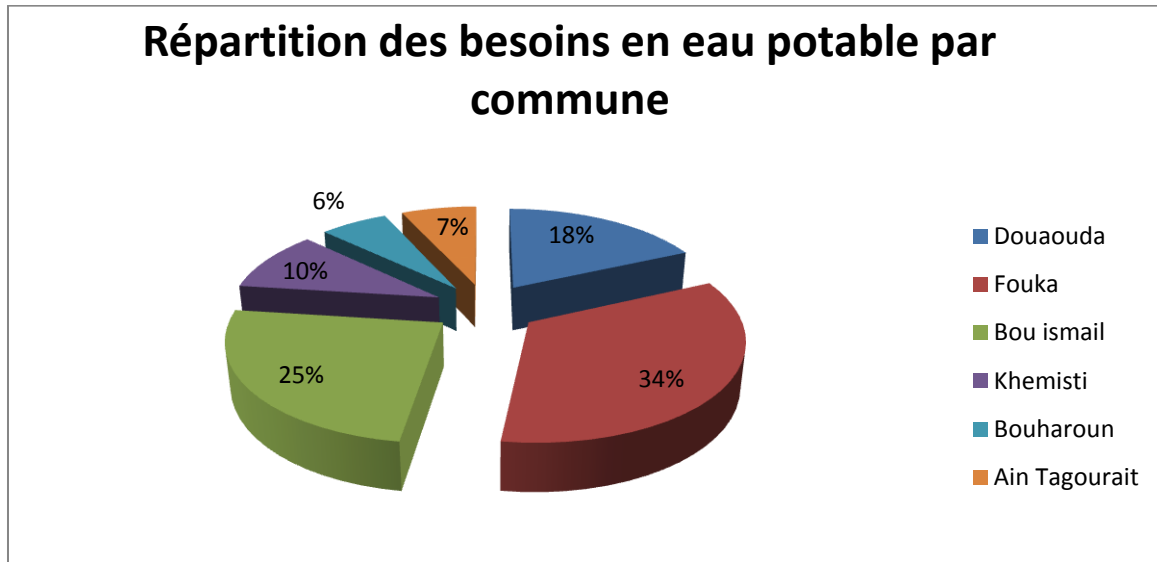
Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers à différents horizons sont donnés pour chaque commune dans le tableau (II.2) [2].

Tableau (II.2) : Répartition par communes des besoins moyens journaliers à différents horizons

N°	Localités/Horizons	Dotation (l/j/hab)				Besoins en eau par communes (m ³ /j)			
		2008	2016	2026	2041	2008	2016	2026	2041
1	Douaouda	108	108	122	145	2420.06	2916.2	4299.89	7826.955
2	Fouka	94	100	113	138	4602.146	5701.4	8008.87	13854.37
3	Bou Ismail	108	108	122	145	4501.87	4760.1	5823.06	7861.9
4	Khemisti	94	100	113	138	1422	1725.8	2354.01	3885.11
5	Bouharoun	94	100	113	138	932.668	1101.1	1444.02	2237.8
6	Ain Tagourait	108	108	122	145	1124.38	1239.3	1608.69	2388.29
Total						15003.11	17443.9	23547.54	38054.42

A l'horizon 2041, les besoins moyens journaliers de l'ensemble des communes concernées sont estimés à **38054.42 (m³/j)**.

La répartition des besoins moyens journaliers par commune, est représentée sur la figure (II.2).



Figure(II.2) : Répartition des besoins moyens journaliers par commune.

II.3.2.2. Consommation journalière des autres usagers

La consommation journalière des autres usagers de la zone d'études est égale à 35% de la consommation moyenne journalière.

$$Q_{j,aut us} = 35\%Q_{moy.j}(m^3/j) \quad (II.3)$$

Les résultats des besoins journaliers des autres usagers à différents horizons sont donnés pour chaque commune dans le tableau (II.3) [2].

Tableau (II.3) : Répartition par commune des besoins journaliers des autres usagers à différents horizons

N°	Coef.de majoration		Besoins en eau des autres usagers (m ³ /j)			
			2008	2016	2026	2041
1	Douaouda	0.35	847.021	1020.67	1504.96	2739.43
2	Fouka	0.35	1610.75	1995.49	2803.1	4849.03
3	Bou Ismail	0.35	1575.65	1666.03	2038.07	2751.66
4	Khemisti	0.35	497.7	604.03	823.9	1359.78
5	Bouharoun	0.35	326.43	385.38	505.4	783.23
6	Ain Tagourait	0.35	393.53	433.75	563.04	835.9
Total			5251.081	6105.35	8238.47	13319.03

II.3.2.3. Consommation moyenne totale

Les besoins moyens totaux de la zone d'étude sont égaux à la somme des besoins moyens journaliers et les besoins journaliers des autres usagers.

$$Q_{moy.t} = Q_{moy.j} + Q_{j.aut us} \text{ (m}^3\text{/j)} \quad (\text{II.4})$$

Les résultats des besoins moyens totaux à différents horizons sont donnés pour chaque commune dans le tableau (II.4) [2].

Tableau(II.4) : Répartition par commune des besoins moyens totaux à différents horizons

N°	Localités/Horizons	Besoins moyens totaux (m ³ /j)			
		2008	2016	2026	2041
1	Douaouda	3267.081	3936.87	5804.85	10566.385
2	Fouka	6212.89	7696.89	10811.97	18703.4
3	Bou ismail	6077.52	6426.13	7861.13	10613.56
4	Khemisti	1919.7	2329.83	3177.91	5244.89
5	Bouharoun	1259.09	1486.48	1949.42	3021.03
6	Ain tagourait	1517.91	1673.05	2171.73	3224.19
Total		20254.191	23549.25	31777.01	51373.45

A l'horizon 2041, les besoins moyens totaux de l'ensemble des communes concernées sont estimés à **51373.45 (m³/j)**

II.3.2.4. Evaluation des besoins en eau pendant la saison estivale

Au cours de l'année, la consommation d'eau connaît des fluctuations autour de la consommation moyenne journalière. Il existe une saison dans l'année où la consommation d'eau est maximale et doublée, c'est la saison estivale.

Les résultats de la consommation touristique à différents horizons sont donnés pour chaque commune dans le tableau (II.5) [2].

Tableau(II.5) : consommation de pointe (touristique)

N°	Localités	Coeff.de pointe	Consommation de pointe (m ³ /j)			
			2008	2016	2026	2041
1	Douaouda	2.4	7840.98	9448.48	13931.64	25359.324
2	Fouka	2.4	14910.92	18473.24	25948.72	44888.16
3	Bou Ismail	2.4	14586.04	15422.7	18866.7	25472.54
4	Khemisti	2.4	4607.28	5591.58	7626.98	12587.73
5	Bouharoun	2.4	3022.04	3567.54	4678.6	7250.47
6	Ain Tagourait	2.4	3642.98	4015.32	5212.14	7738.056
Total			48610.24	56518.86	76264.78	123296.28

II.3.3. Variation de la consommation

II.3.3.1. Variation de la consommation journalière

Au cours de l'année, la consommation d'eau connaît des fluctuations autour de la consommation moyenne journalière, il existe une journée où la consommation d'eau est maximale; de même il existe une journée où elle est minimale.

- Consommation maximale journalière

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté $K_{\max,j}$. Ainsi nous pouvons écrire:

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

- $Q_{\max,j}$: Consommation maximale journalière (m³/j);
- $K_{\max,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière maximum, $K_{\max,j} = (1,1-1,3)$
On prend: $K_{\max,j} = 1, 2$;
- $Q_{\text{moy},j}$: Consommation moyenne journalière (m³/j).

Les consommations maximales journalières de la zone d'étude sont représentées dans le tableau (II.6) [2].

Tableau (II.6) : Les consommations maximales journalières pour chaque commune

N°	Localités	K _{max,j}	Q _{max,j} (m ³ /j)			
			2008	2016	2026	2041
1	Douaouda	1.2	9709.17	11338.18	16717.97	30431.19
2	Fouka	1.2	17893.1	22167.89	31138.46	53865.79
3	Bou Ismail	1.2	17503.24	18507.24	22640.04	30567.05
4	Khemisti	1.2	5528.73	6709.89	9152.38	15105.28
5	Bouharoun	1.2	3626.44	4281.05	5614.32	8700.56
6	Ain Tagourait	1.2	4371.57	4818.38	6254.57	9285.67
Total			58632.25	67822.63	91517.74	147955.54

- Consommation minimale journalière

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons aussi mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière minimum et noté K_{min,j}. Ainsi nous pouvons écrire:

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} * Q_{\text{moy},j} \tag{II.6}$$

Q_{min,j} : Consommation minimale journalière (m³/j);

K_{min,j} : Coefficient d'irrégularité journalière minimum, K_{min,j}= (0,7-0,9).

On prend: K_{min,j} =0,8;

Q_{moy,j} : Consommation moyenne journalière (m³/j).

Les consommations minimales journalières de la zone d'étude sont représentées dans le tableau (II.7).

Tableau (II. 7): Les consommations minimales journalières pour chaque commune

N°	Localités	K _{min,j}	Q _{min,j} (m ³ /j)			
			2008	2016	2026	2041
1	Douaouda	0.8	6272.784	7558.784	11145.312	20287.46
2	Fouka	0.8	11928.736	14778.592	20758.976	35910.528
3	Bou Ismail	0.8	11668.832	12338.16	15093.36	20378.032
4	Khemisti	0.8	3685.824	4473.264	6101.584	10070.184
5	Bouharoun	0.8	2417.632	2854.032	3742.88	5800.376
6	Ain Tagourait	0.8	2914.384	3212.256	4169.712	6190.445
Total			38888.192	45215.088	61011.824	98637.025

II.3.3.2. Variation de la consommation horaire

Au cours de la journée, le volume d'eau affluant du réservoir vers les consommateurs est variable d'une heure à une autre. Néanmoins, la somme de ces volumes d'eau horaires nous informe de la consommation maximale journalière. Les débits horaires sont donnés en pourcentage du débit maximum journalier. Les consommations maximale et minimale horaire sont respectivement caractérisés par les coefficients maximum et minimum horaire ($K_{\max,h}$, $K_{\min,h}$) qui tiennent compte explicitement de l'aménagement des bâtiments, du niveau de développement d'équipement sanitaire, du régime du travail et d'autres conditions locales [4].

- Consommation maximale horaire

Le débit maximum horaire qui correspond au coefficient maximum horaire peut être déterminé graphiquement ou analytiquement.

Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

- Un coefficient α_{\max} tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 1,2 à 1,4.
- Un coefficient β_{\max} étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max} \quad (II.7)$$

La variation du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitant est représenté dans le tableau (II.8) suivant :

Tableau (II.8): Variation du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitant

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03

Pour notre cas on prend : $\alpha_{\max} = 1,3$ et $\beta_{\max} = 1,06$

Alors : $K_{\max,h} = 1,3 * 1,06 \Rightarrow K_{\max,h} = 1,378=1.38$

- Consommation minimale horaire

Le débit minimum horaire qui correspond au coefficient minimum horaire peut être également déterminé graphiquement ou analytiquement.

Ce coefficient peut être décomposé à son tour, en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

- Un coefficient α_{\min} tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 0,4 à 0,6.
- Un coefficient β_{\min} étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire :

$$\mathbf{K}_{\min,h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} \quad (\text{II.8})$$

La variation du coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitant est représenté dans le tableau (II.9) suivant :

Tableau (II.9): Variation du coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitant

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83

Pour notre cas on prend : $\alpha_{\min} = 0,3$ et $\beta_{\min} = 0,76$

$$\text{Alors : } \mathbf{K}_{\min,h} = 0,3 * 0,76 \Rightarrow \mathbf{K}_{\min,h} = \mathbf{0,229=0,23}$$

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers centre d'agglomération se basant sur le tableau (II.10).

Tableau (II.10): Répartition horaire du débit maximum journalier

Heures	Nombre d'habitants						
	< 10000	10000 50000	à	50000 100000	à	> 100000	Aggl.de type Rural
0-1	01	1.5		03		3.35	0.75
1-2	01	1.5		3.2		3.25	0.75
2-3	01	1.5		2.5		3.3	01
3-4	01	1.5		2.6		3.2	01
4-5	02	2.5		3.5		3.25	03
5-6	03	3.5		4.1		3.4	5.5
6-7	05	4.5		4.5		3.85	5.5
7-8	6.5	5.5		4.9		4.45	5.5
8-9	6.5	6.25		4.9		5.2	3.5
9-10	5.5	6.25		5.6		5.05	3.5
10-11	4.5	6.25		4.8		4.85	06
11-12	5.5	6.25		4.7		4.6	8.5
12-13	07	05		4.4		4.6	8.5
13-14	07	05		4.1		4.55	06
14-15	5.5	5.5		4.2		4.75	05
15-16	4.5	06		4.4		4.7	05
16-17	05	06		4.3		4.65	3.5
17-18	6.5	5.5		4.1		4.35	3.5
18-19	6.5	05		4.5		4.4	06
19-20	5.0	4.5		4.5		4.3	06
20-21	4.5	04		4.5		4.3	06
21-22	03	03		4.8		3.75	03
22-23	02	02		4.6		3.75	02
23-24	01	1.5		3.3		3.7	01
Total	100%	100%		100%		100%	100%

Dans chaque agglomération, la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier.

Etant donné que la zone d'étude comprend six localités, alors on doit établir la répartition horaire du débit maximum journalier pour chacune d'elles.

A l'horizon 2041 :

- Les communes à savoir ; Douaouda, Khemisti, Ain Tagourait, Bou Ismail, Bouharoun le nombre d'habitant de caque une est compris entre 10000 et 50000 correspondent à la deuxième colonne de répartition.
- La commune de Fouka dont le nombre d'habitant est compris entre 50000 et 100000 correspondent à la troisième colonne de répartition horaire du débit maximum journalier.

Les tableaux montrant la variation du débit horaire dans la journée, pour les six communes sont représentés en annexe **(1)**.

II.4. CONCLUSION

Ce chapitre nous a permis de déterminer le total du débit maximum journalier pour chaque commune à l'horizon d'étude 2041, ce qui nous permettra d'évaluer les capacités optimales des réservoirs, ainsi que le dimensionnements et l'adduction. Tout cela afin de garantir le bon fonctionnement de système et d'assurer des quantités d'eau suffisantes.

CHAPITRE III :

RÉSERVOIR

III.1. Introduction

Le réservoir est un ouvrage intermédiaire entre les réseaux d'adductions et les réseaux de distributions. C'est un ouvrage hydraulique permettant l'accumulation de l'eau, soit potable, destiné à la consommation publique, soit à usage industriel. C'est pour cela qu'il doit être résistant, étanches, est tout à la fois il conserve l'eau à une température constant.

III .2. Le rôle du réservoir

Le rôle des réservoirs est sensiblement varié au cours des âges. Les réservoirs constituent une réserve qui permet d'assurer aux heures de pointe des débits maximums demandés, mais pas seulement, leur rôle est leur fonction sent énumérés ci-dessous :

- Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et celui de la consommation.
- Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à cette dernière.
- Les réservoirs permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux incidents suivants :
 - Panne électrique ;
 - Remplacement d'une pompe ;
 - Accident sur la conduite de refoulement quand il se trouve à la tête du réseau.
- Les réservoirs permettent, outre une régularité de fonctionnement des groupes de pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.
- Certains réservoirs sont équipés de telle manière qu'une partie de leur capacité constitue une réserve d'incendie. Ce volume se renouvelle sans être entamé par un dispositif spécial dit système à évent, le plus souvent constitué par un siphon, qui se désamorce lorsque le niveau de la réserve est atteint.
- Dans le cas où une agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique et de hauteur convenable peut devenir insuffisant pour assurer à tout point du réseau une pression suffisante.

C'est alors que l'on a recours à un ou plusieurs réservoirs d'équilibre en liaison par le réseau avec le réservoir principal, mais à une cote de niveau légèrement inférieure. Le remplissage du réservoir d'équilibre se fait gravitairement au moment de la faible consommation, c'est-à-dire principalement la nuit.

La journée, la charge à partir du réservoir principal diminue dans le réseau par suite de la consommation, celle du réservoir d'équilibre devient alors prépondérante et c'est son action qui assure une pression régulière.

- Les réservoirs peuvent également jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Les réservoirs peuvent jouer le rôle de relais ils sont appelés dans ce cas réservoirs tampons.

III.3 .Classifications des réservoirs

Les réservoirs sont classés comme suit :

- D'après la nature des matériaux, on distingue :
 - les réservoirs métalliques.
 - les réservoirs en maçonnerie.
 - Les réservoirs en béton arme, ordinaire ou précontraint.
- D'après la situation des lieux, ils peuvent être ;
 - Enterré.
 - Semi enterrés.
 - Surélevées sur tours.

III.4 .Choix des réservoirs

Vu le relief du terrain de l'Est de Tipaza, nous optons pour des réservoirs circulaires semi enterrés pour lesquels :

- L'étanchéité est assurée.
- L'étude architecture est simplifiée.
- L'économie sur les frais de construction.
- La conservation de l'eau emmagasinée et à une température constante.

III.5. Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre car l'on doit tenir compte de certaines considérations.

Dans notre cas :

- Le réservoir tampon et doit être implant d'une manière à assurer la charge nécessaire pour l'alimentation des six communes
- Ce réservoir doit être calculé et dimensionné de façon à satisfaire les six demandes simultanément. (point de vue débit)
- L'emplacement du réservoir dépendra des conditions topographiques et la nature du sol.
- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.

III.6.Equipement d'un réservoir

Les réservoirs doivent être équipés de :

III.6.1.Conduites d'adduction

L'eau arrive au réservoir par débordement afin de permettre son oxygénation.

L'adduction doit s'obture des que l'eau atteint le niveau maximum du réservoir, cette obturation se réalise grâce à un robinet flotteur.

III.6.2. Conduite de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,15 à 0,20 m au dessus du radier, en vue d'éviter l'introduction du sable et de boue éventuellement déposés sur le radier.

Un robinet vanne sera aménagé sur le départ de la conduite de distribution, pour pouvoir isoler rapidement le réservoir en cas de rupture sur la conduite maitresse de distribution. (Voir figure (III .1))

III.6.3. Conduite de trop plein

Elle sert à évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir vers un exutoire lorsque le niveau d'eau dans celui-ci atteint sa limite maximale. Il est prévu en cas de défaillance du système d'arrêt de pompage.

Pour éviter l'intrusion d'insectes ou des moustiques, on aménage un siphon dans la conduite de trop plein. (Voir figure (III. 3))

III.6.4. 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.

III.6.5. Disposition spéciales

III.6.5.1. Conduite de by-pass entre adduction et la distribution

Ce dispositif relie l'adduction à la distribution. il ne fonction 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. (voir figure (III.2))

III.6.5.2. 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.

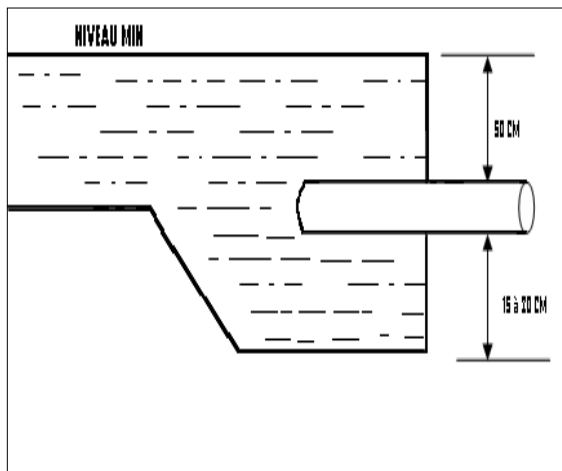
En temps normal : 1 et 3 sont ouvertes et 2 fermée

- 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 répare 1 ou 2 dans le système à deux prises, la réserve d'incendie constitue une tranche d'eau morte, on optera alors pour le 2^{ème} système car l'eau ne stagne pas au fond du réservoir. (Voir figure (III.4))



Figure(III.1): conduite de distribution

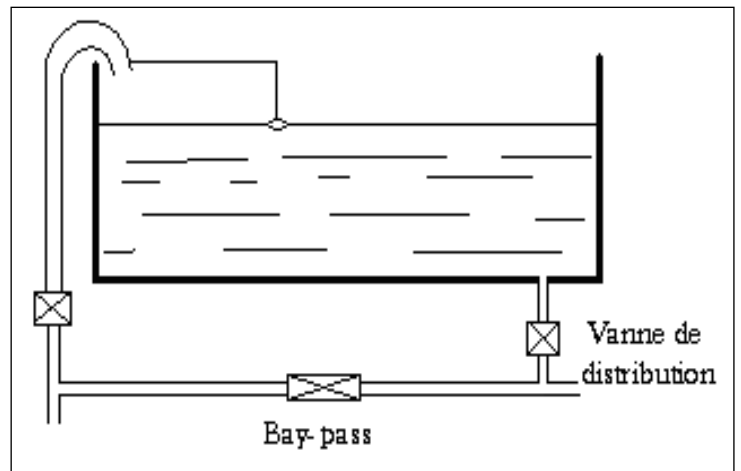
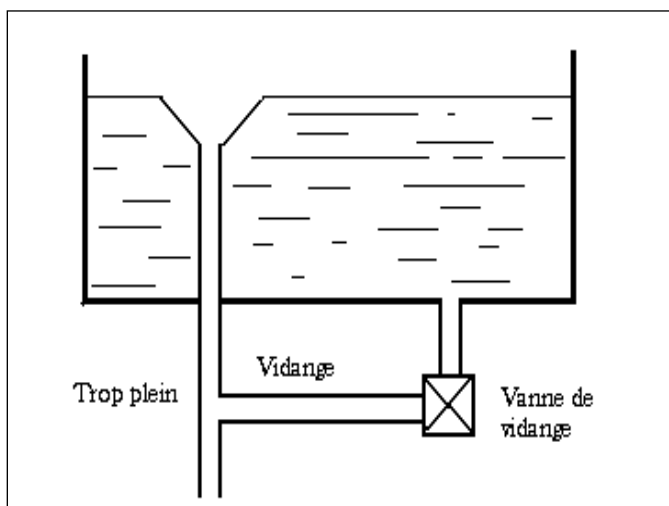
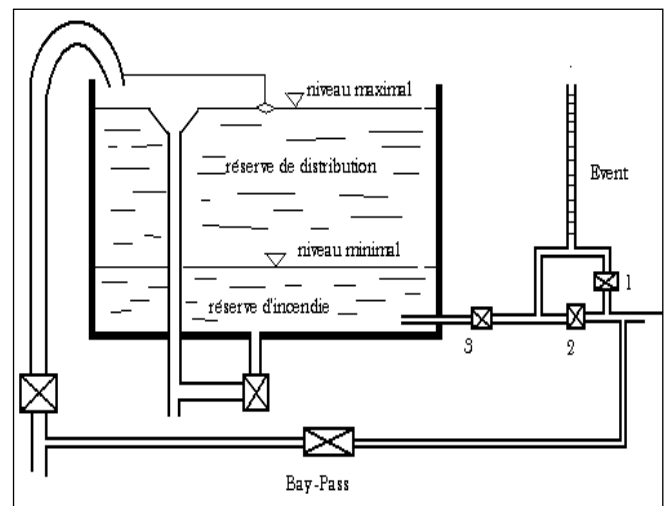


Figure (III.2) : by-pass



Figure(III.3) : trop plein +vidange



Figure(III.4) : matérialisation de la réserve d'incendie

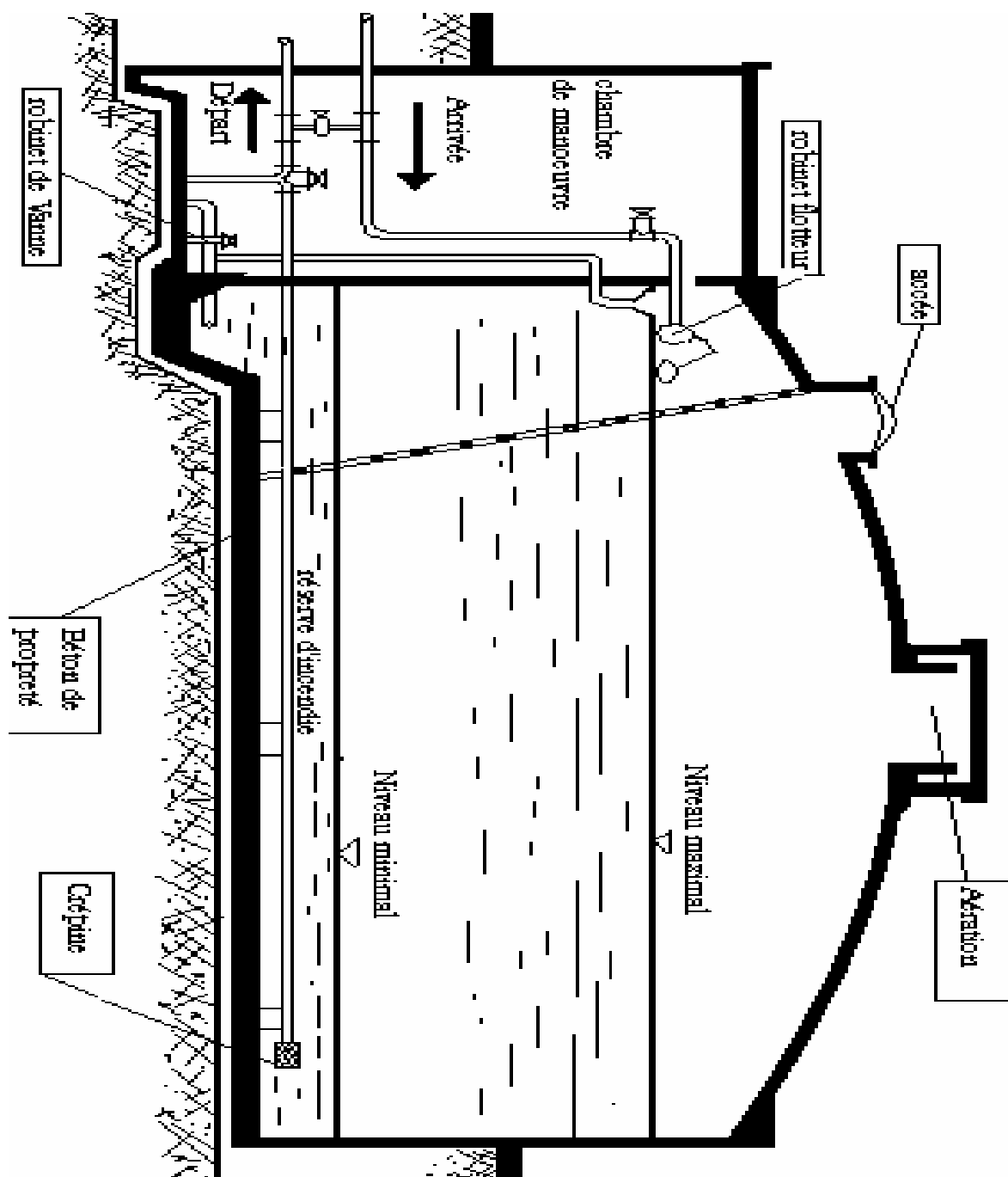


Figure (III.5): Schéma générale d'un réservoir.

III.7. Entretien des réservoirs

Les structures du réservoir doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne toutes les fissures, ainsi que les phénomènes de corrosions sur les parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui y règne.

Un soin particulier doit être apporté au nettoyage des cuve ; opération comportant plusieurs étapes telles que :

- Isolement et vidange de cuve.
- Elimination des répartitions éventuelles de celle-ci
- Désinfection à l'aide des produits chlorés.
- Remise en service.

III.8. Capacité des réservoirs

Pour répondre au rôle qu'il doit jouer, les réservoirs doivent avoir une capacité suffisante. La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie ; c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande.

Le plus souvent, la capacité est calculée en tenant compte des variations journalières, du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

Pour estimer la capacité d'un réservoir nous devons procéder soit à la méthode graphique, ou à la méthode analytique.

Dans notre cas, on va utiliser la méthode analytique pour le calcul du volume max du réservoir. La relation de ce dernier est la suivante :

$$V_{\max} = \frac{Q_{\max.j}}{100} * P\% \text{ (m}^3\text{)} \quad (\text{III.1})$$

Où :

V_{\max} : Volume maximal du réservoir en (m³)

Q_{\max} : Débit max de la journée (m³/j)

P% : résidu max dans le réservoir en %.

➤ **Détermination de la valeur de P% :**

Connaissant les valeurs de α_{\max} et β_{\max} on détermine la valeur du coefficient de variation horaire K_{\max} par la relation suivante :

$$K_{\max.h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max} \quad (\text{III.2})$$

- La répartition de la consommation maximale journalière sur les 24 heures se détermine à l'aide d'un tableau de distribution du débit journalier sur 24 heures (voir annexe)

- La différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de journée, sera reportée dans la colonne des surplus ou déficits selon son signe.
- On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée (P_{\max}) sera le pourcentage du volume de stockage.

$$P\% = |R_{\max}^+| + |R_{\max}^-| \quad (\text{III. 3})$$

Avec :

R_{\max}^+ : valeur des résidus maximale positive.

R_{\max}^- : valeur des résidus maximale négative.

➤ **Le volume total du réservoir**

- Le volume total du réservoir sera déterminé en rajoutant le volume trouvé V_r une réserve incendie de 120 m^3 . Elle servira à éteindre un feu pendant 2 heures à raison de ($60 \text{ m}^3/\text{h}$).

Donc le volume total du réservoir est :

$$V_T = V_r + V_{\text{ince}} \quad (\text{III.4})$$

V_T : Capacité totale du réservoir (m).

V_{inc} : Volume d'incendie (m)

Leur dimension est donnée comme suite :

➤ **Hauteur du réservoir**

On prend la hauteur du réservoir égale à 4 m, cette valeur est une valeur standard.

➤ **Diamètre du réservoir**

$$D = \left[\frac{4 \times V}{\pi \times H} \right]^{1/2} \quad (\text{III.5})$$

Avec :

D : Diamètre du réservoir (m)

V : Volume du réservoir.

H : Hauteur du réservoir (on prend la hauteur $H = 4$)

III.8.1. Calcul des capacités des réservoirs

III.8.1.1. Réservoir R1 : douaouda

Les résultats de calculs différents réservoirs sont donnés dans les tableaux suivants

Tableau (III.1) : dimensionnement du réservoir de la commune Douaouda

Heures	Apports %, m ³ /h		Distribution %, m ³ /h		Surplus %	Déficit %	Résidu %
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%
0-1	4,167	290,24	1,5	104,48	2,667	-	2,667
1-2	4,167	290,24	1,5	104,48	2,667	-	5,334
2-3	4,167	290,24	1,5	104,48	2,667	-	8,001
3-4	4,167	290,24	1,5	104,48	2,667	-	10,665
4-5	4,167	290,24	2,5	174,15	1,667	-	12,335
5-6	4,167	290,24	3,5	243,8	0,667	-	13,002
6-7	4,167	290,24	4,5	313,46	-	-0,333	12,669
7-8	4,167	290,24	5,5	383,12	-	-1,333	11,336
8-9	4,167	290,24	6,25	435,36	-	-2,083	9,25
9-10	4,167	290,24	6,25	435,36	-	-2,083	7,170
10-11	4,167	290,24	6,25	435,36	-	-2,083	5,087
11-12	4,167	290,24	6,25	435,36	-	-2,083	3,004
12-13	4,167	290,24	05	348,29	-	-0,833	2,171
13-14	4,167	290,24	05	348,29	-	-0,833	1,338
14-15	4,167	290,24	5,5	383,12	-	-1,333	0,008
15-16	4,167	290,24	06	417,94	-	-1,833	-1,825
16-17	4,167	290,24	06	417,94	-	-1,833	-3,658
17-18	4,167	290,24	5,5	383,12	-	-1,333	-4,991
18-19	4,167	290,24	05	348,29	-	-0,833	-5,824
19-20	4,167	290,24	4,5	313,46	-	-0,333	-6,157
20-21	4,167	290,24	04	278,63	0,167	-	-5,990
21-22	4,167	290,24	03	208,97	1,167	-	-4,823
22-23	4,167	290,24	02	139,31	2,167	-	-2,667
23-00	4,167	290,24	1,5	104,48	2,667	-	0,000
total	100	6965,76	100		-	-	-

Volume du réservoir :

Nous avons : $P\% = |13,002| + |-6,157| = 19,15\%$

Donc le volume maximal est égal :

$$V_{\max} = \frac{6965,82 \times 19,15}{100} = 1333,95 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{total}} = V_{\max} + 120 = 1453,95 \text{ m}^3$$

Le volume du réservoir existant : $V = 1453,95 \text{ m}^3$

Le volume du réservoir projeté : $V = 1453,95 \text{ m}^3$

Diamètre du réservoir :

On a : $V = h * S$

$$S = \frac{\pi * D^2}{4}$$

Alors :

$$D = \sqrt{\frac{4 * v}{\pi * h}}$$

On prend la hauteur : $H = 4$ m.

$$D = \sqrt{\frac{4 * 1453,95}{3,14 * 4}}$$

$$D = 21,51 \text{ m.}$$

Hauteur d'incendie :

$$H_{\text{ince}} = \frac{V_{\text{ince}} * h}{V_{\text{total}}}$$

Ou :

V_{ince} : volume d'incendie égal à 120 m^3

V_{total} : volume total du réservoir.

$$H_{\text{ince}} = \frac{120 * 4}{1500} = 0,32 \text{ m}$$

La hauteur d'incendie est égal à $0,32$ m.

III.8.1.2. Réservoir R2 Fouka

Tableau (III.2.1) : dimensionnement du réservoir R1 250 m³ de la commune Fouka

Heures	Apports %		Distribution %		Surplus %	Déficit %	Résidu %
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%
0-1	4,167	180,19	1,5	64,87	2,667	-	2,667
1-2	4,167	180,19	1,5	64,87	2,667	-	5,334
2-3	4,167	180,19	1,5	64,87	2,667	-	8,001
3-4	4,167	180,19	1,5	64,87	2,667	-	10,665
4-5	4,167	180,19	2,5	108,12	1,667	-	12,335
5-6	4,167	180,19	3,5	151,37	0,667	-	13,002
6-7	4,167	180,19	4,5	194,62	-	-0,333	12,669
7-8	4,167	180,19	5,5	237,86	-	-1,333	11,336
8-9	4,167	180,19	6,25	270,3	-	-2,083	9,25
9-10	4,167	180,19	6,25	270,3	-	-2,083	7,170
10-11	4,167	180,19	6,25	270,3	-	-2,083	5,087
11-12	4,167	180,19	6,25	270,3	-	-2,083	3,004
12-13	4,167	180,19	05	216,24	-	-0,833	2,171
13-14	4,167	180,19	05	216,24	-	-0,833	1,338
14-15	4,167	180,19	5,5	237,86	-	-1,333	0,008
15-16	4,167	180,19	06	259,49	-	-1,833	-1,825
16-17	4,167	180,19	06	259,49	-	-1,833	-3,658
17-18	4,167	180,19	5,5	237,86	-	-1,333	-4,991
18-19	4,167	180,19	05	216,24	-	-0,833	-5,824
19-20	4,167	180,19	4,5	194,62	-	-0,333	-6,157
20-21	4,167	180,19	04	172,99	0,167	-	-5,990
21-22	4,167	180,19	03	129,74	1,167	-	-4,823
22-23	4,167	180,19	02	86,49	2,167	-	-2,667
23-00	4,167	180,19	1,5	64,87	2,667	-	0,000
total	100	4324,79	100		-	-	-

Réservoir R2.2 : Fouka

Volume du réservoir :

Nous avons : P%= 19,15%

Donc le volume maximal est égal : $V_{\max} = 828,19 \text{ m}^3$

$$V = 948,19 \text{ m}^3$$

Le volume du réservoir existant : $V = 250 \text{ m}^3$

Le volume du réservoir projeté : $V = 698 \text{ m}^3$

Diamètre du réservoir : $D = 14,9 \text{ m}$

La hauteur d'incendie : $H_{\text{ince}} = 0,68 \text{ m}$

Tableau (III.2.2) : dimensionnement du réservoir R2 500 m³ de la commune Fouka

Heures	Apports %		Distribution %		Surplus %	Déficit %	Résidu %
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	m ³ /h
0-1	4,167	360,39	1,5	129,7474	2,667	-	2,667
1-2	4,167	360,39	1,5	129,74	2,667	-	5,334
2-3	4,167	360,39	1,5	129,74	2,667	-	8,001
3-4	4,167	360,39	1,5	129,74	2,667	-	10,665
4-5	4,167	360,39	2,5	216,24	1,667	-	12,335
5-6	4,167	360,39	3,5	302,73	0,667	-	13,002
6-7	4,167	360,39	4,5	389,23	-	-0,333	12,669
7-8	4,167	360,39	5,5	475,73	-	-1,333	11,336
8-9	4,167	360,39	6,25	540,6	-	-2,083	9,25
9-10	4,167	360,39	6,25	540,6	-	-2,083	7,170
10-11	4,167	360,39	6,25	540,6	-	-2,083	5,087
11-12	4,167	360,39	6,25	540,6	-	-2,083	3,004
12-13	4,167	360,39	05	432,48	-	-0,833	2,171
13-14	4,167	360,39	05	432,48	-	-0,833	1,338
14-15	4,167	360,39	5,5	475,73	-	-1,333	0,008
15-16	4,167	360,39	06	518,97	-	-1,833	-1,825
16-17	4,167	360,39	06	518,97	-	-1,833	-3,658
17-18	4,167	360,39	5,5	475,73	-	-1,333	-4,991
18-19	4,167	360,39	05	432,48	-	-0,833	-5,824
19-20	4,167	360,39	4,5	389,23	-	-0,333	-6,157
20-21	4,167	360,39	04	345,98	0,167	-	-5,990
21-22	4,167	360,39	03	259,49	1,167	-	-4,823
22-23	4,167	360,39	02	172,99	2,167	-	-2,667
23-00	4,167	360,39	1,5	129,74	2,667	-	0,000
total	100	8649,57	100		-	-	-

Volume du réservoir :

Nous avons : P% = 19,15%

Donc le volume maximal est égal : $V_{\max} = 1656,39 \text{ m}^3$

$$V = 1776,39 \text{ m}^3$$

Le volume du réservoir existant : $V = 500 \text{ m}^3$

Le volume du réservoir projeté : $V = 1276 \text{ m}^3$

Diamètre du réservoir : $D = 20 \text{ m}$

La hauteur d'incendie : $H_{\text{ince}} = 0,37 \text{ m}$

III.8.1.3. Réservoir R3 : Bou Ismail

Tableau (III.3) : dimensionnement du réservoir due la commune Bou Ismail

Heures	Apports %		Distribution %		Surplus %	Déficit %	Résidu %
	%	m ³ /h	%	M ³ /h	%	%	%
0-1	4,167	393,05	1,5	141,5	2,667	-	2,667
1-2	4,167	393,05	1,5	141,5	2,667	-	5,334
2-3	4,167	393,05	1,5	141,5	2,667	-	8,001
3-4	4,167	393,05	1,5	141,5	2,667	-	10,665
4-5	4,167	393,05	2,5	235,83	1,667	-	12,335
5-6	4,167	393,05	3,5	330,16	0,667	-	13,002
6-7	4,167	393,05	4,5	424,5	-	-0,333	12,669
7-8	4,167	393,05	5,5	518,83	-	-1,333	11,336
8-9	4,167	393,05	6,25	586,58	-	-2,083	9,25
9-10	4,167	393,05	6,25	586,58	-	-2,083	7,170
10-11	4,167	393,05	6,25	586,58	-	-2,083	5,087
11-12	4,167	393,05	6,25	586,58	-	-2,083	3,004
12-13	4,167	393,05	05	471,66	-	-0,833	2,171
13-14	4,167	393,05	05	471,66	-	-0,833	1,338
14-15	4,167	393,05	5,5	518,83	-	-1,333	0,008
15-16	4,167	393,05	06	566,00	-	-1,833	-1,825
16-17	4,167	393,05	06	566,00	-	-1,833	-3,658
17-18	4,167	393,05	5,5	518,83	-	-1,333	-4,991
18-19	4,167	393,05	05	471,66	-	-0,833	-5,824
19-20	4,167	393,05	4 ,5	424,5	-	-0,333	-6,157
20-21	4,167	393,05	04	377,33	0,167	-	-5,990
21-22	4,167	393,05	03	283,00	1,167	-	-4,823
22-23	4,167	393,05	02	188,66	2,167	-	-2,667
23-00	4,167	393,05	1,5	141,5	2,667	-	0,000
total	100	9433,2	100		-	-	-

Volume du réservoir :

Nous avons P% = 19,15%

Donc le volume maximal est égal : $V_{\max} = 1806,48 \text{ m}^3$

$$V = 1926,48 \text{ m}^3$$

Le volume du réservoir existant : $V = 3000 \text{ m}^3$

Il y a pas lieu de projeté un réservoir

Diamètre du réservoir : $D = 24 ,76 \text{ m}$

On prend alors $D = 25 \text{ m}$

La hauteur d'incendie : $H_{\text{ince}} = 0,16 \text{ m}$

III.8.1.4. Réservoir R4 :Khemisti

Tableau (III.4) : dimensionnement du réservoir de la commune Khemisti

Heures	Apports %		Distribution %		Surplus %	Déficit %	Résidu %
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%
0-1	4,167	158,89	1,5	5720,	2,667	-	2,667
1-2	4,167	158,89	1,5	57,20	2,667	-	5,334
2-3	4,167	158,89	1,5	57,20	2,667	-	8,001
3-4	4,167	158,89	1,5	57,20	2,667	-	10,665
4-5	4,167	158,89	2,5	95,33	1,667	-	12,335
5-6	4,167	158,89	3,5	133,47	0,667	-	13,002
6-7	4,167	158,89	4,5	171,6	-	-0,333	12,669
7-8	4,167	158,89	5,5	209,74	-	-1,333	11,336
8-9	4,167	158,89	6,25	238,34	-	-2,083	9,25
9-10	4,167	158,89	6,25	238,34	-	-2,083	7,170
10-11	4,167	158,89	6,25	238,34	-	-2,083	5,087
11-12	4,167	158,89	6,25	238,34	-	-2,083	3,004
12-13	4,167	158,89	05	190,67	-	-0,833	2,171
13-14	4,167	158,89	05	190,67	-	-0,833	1,338
14-15	4,167	158,89	5,5	209,74	-	-1,333	0,008
15-16	4,167	158,89	06	228,8	-	-1,833	-1,825
16-17	4,167	158,89	06	228,8	-	-1,833	-3,658
17-18	4,167	168,89	5,5	209,74	-	-1,333	-4,991
18-19	4,167	158,89	05	190,67	-	-0,833	-5,824
19-20	4,167	158,89	4,5	171,6	-	-0,333	-6,157
20-21	4,167	158,89	04	152,53	0,167	-	-5,990
21-22	4,167	158,89	03	114,4	1,167	-	-4,823
22-23	4,167	158,89	02	76,26	2,167	-	-2,667
23-00	4,167	158,89	1,5	57,20	2,667	-	0,000
total	100	3813,49	100		-	-	-

Volume du réservoir :

Nous avons : P% = 19,15

Donc le volume maximal est égal : $V_{\max} = 730,28\text{m}^3$

$$V = 850,28 \text{ m}^3$$

Le volume du réservoir existant : $V = 1000 \text{ m}^3$

Il y a pas lieu de projeté un réservoir

Diamètre du réservoir : $D = 16,45 \text{ m}$

On prend alors $D = 16,50 \text{ m}$

La hauteur d'incendie : $H_{\text{ince}} = 0,48 \text{ m}$

III.8.1.5. Réservoirs R5 : Bouharoun

Tableau (III.5) : dimensionnement du réservoir de la commune Bouharoun

Heures	Apports %		Distribution %		Surplus %	Déficit %	Résidu %
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%
0-1	4,167	97,47	1,5	35,09	2,667	-	2,667
1-2	4,167	97,47	1,5	35,09	2,667	-	5,334
2-3	4,167	97,47	1,5	35,09	2,667	-	8,001
3-4	4,167	97,47	1,5	35,09	2,667	-	10,665
4-5	4,167	97,47	2,5	58,48	1,667	-	12,335
5-6	4,167	97,47	3,5	81,87	0,667	-	13,002
6-7	4,167	97,47	4,5	105,27	-	-0,333	12,669
7-8	4,167	97,47	5,5	128,66	-	-1,333	11,336
8-9	4,167	97,47	6,25	146,2	-	-2,083	9,25
9-10	4,167	97,47	6,25	146,2	-	-2,083	7,170
10-11	4,167	97,47	6,25	146,2	-	-2,083	5,087
11-12	4,167	97,47	6,25	146,2	-	-2,083	3,004
12-13	4,167	97,47	05	116,96	-	-0,833	2,171
13-14	4,167	97,47	05	116,96	-	-0,833	1,338
14-15	4,167	97,47	5,5	128,66	-	-1,333	0,008
15-16	4,167	97,47	06	140,36	-	-1,833	-1,825
16-17	4,167	97,47	06	140,36	-	-1,833	-3,658
17-18	4,167	97,47	5,5	128,66	-	-1,333	-4,991
18-19	4,167	97,47	05	116,96	-	-0,833	-5,824
19-20	4,167	97,47	4,5	105,27	-	-0,333	-6,157
20-21	4,167	97,47	04	93,57	0,167	-	-5,990
21-22	4,167	97,47	03	70,18	1,167	-	-4,823
22-23	4,167	97,47	02	46,78	2,167	-	-2,667
23-00	4,167	97,47	1,5	35,09	2,667	-	0,000
total	100	2339,3	100		-	-	-

Volume du réservoir :

Nous avons : P% = 19,15%

Donc le volume maximal est égal : $V_{\max} = 447,97\text{m}^3$

$$V = 567,97 \text{ m}^3$$

Le volume du réservoir existant : $V = 1000 \text{ m}^3$

Il y a pas lieu de projeté un réservoir

Diamètre du réservoir : $D = 13,44 \text{ m}$

On prend alors $D = 13,50 \text{ m}$

La hauteur d'incendie : $H_{\text{ince}} = 0,48 \text{ m}$

III.8.1.6. Réservoir R6 : Ain Tagourte

Tableau (III.6.1) : dimensionnement du réservoir R1 250 m³ commune Ain Tagourte

Heures	Apports %		Distribution %		Surplus %	Déficit %	Résidu %
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%
0-1	4,167	36,19	1	8,69	3,167	-	3,167
1-2	4,167	36,19	1	8,69	3,167	-	6,334
2-3	4,167	36,19	1	8,69	3,167	-	9,501
3-4	4,167	36,19	1	8,69	3,167	-	12,668
4-5	4,167	36,19	2	17,37	2,167	-	14,835
5-6	4,167	36,19	3	26,06	1,167	-	16,002
6-7	4,167	36,19	5	43,43	-	-0,833	15,169
7-8	4,167	36,19	6,5	56,46	-	-2,333	12,836
8-9	4,167	36,19	6,5	56,46	-	-2,333	10,507
9-10	4,167	36,19	5,5	47,78	-	-1,333	9,17
10-11	4,167	36,19	4,5	39,09	-	-0,333	8,837
11-12	4,167	36,19	5,5	47,78	-	-1,333	7,504
12-13	4,167	36,19	7	60,8	-	-2,833	4,671
13-14	4,167	36,19	7	60,8	-	-2,833	1,838
14-15	4,167	36,19	5,5	47,78	-	-1,333	0,505
15-16	4,167	36,19	4,5	39,09	-	-0,333	0,172
16-17	4,167	36,19	5	43,43	-	-0,333	0,661
17-18	4,167	36,19	6,5	56,46	-	-2,833	2,994
18-19	4,167	36,19	6,5	56,46	-	-2,833	5,327
19-20	4,167	36,19	5	43,43	-	-0,333	6,167
20-21	4,167	36,19	4,5	39,09	-	-0,333	6,501
21-22	4,167	36,19	3	26,06	1,167	-	5,326
22-23	4,167	36,19	2	17,37	2,167	-	3,167
23-00	4,167	36,19	1	8,69	3,167	-	0,000
total	100	868,69	100		-	-	-

Volume du réservoir :

Nous avons : P% = 22,6%

Donc le volume maximal est égal : $V_{\max} = 196,32 \text{ m}^3$

$$V = 316,32 \text{ m}^3$$

Le volume du réservoir existant : $V = 250 \text{ m}^3$

Le volume du réservoir projeté : $V = 66 \text{ m}^3$

Diamètre du réservoir : $D = 4,6 \text{ m}$

La hauteur d'incendie : $H_{\text{ince}} = 7,3$

Réservoir 2.2. Ain Tagourait

Tableau (III.6.2) : dimensionnement du réservoir, R2 500 m³ commune Ain Tagourte

Heures	Apports %		Distribution %		Surplus %	Déficit %	Résidu %
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%
0-1	4,167	72,40	1	17,38	3,167	-	3,167
1-2	4,167	72,40	1	17,38	3,167	-	6,334
2-3	4,167	72,40	1	17,38	3,167	-	9,501
3-4	4,167	72,40	1	17,38	3,167	-	12,668
4-5	4,167	72,40	2	34,75	2,167	-	14,835
5-6	4,167	72,40	3	52,12	1,167	-	16,002
6-7	4,167	72,40	5	86,87	-	-0,833	15,169
7-8	4,167	72,40	6,5	112,93	-	-2,333	12,836
8-9	4,167	72,40	6,5	112,93	-	-2,333	10,507
9-10	4,167	72,40	5,5	95,56	-	-1,333	9,17
10-11	4,167	72,40	4,5	78,18	-	-0,333	8,837
11-12	4,167	72,40	5,5	95,56	-	-1,333	7,504
12-13	4,167	72,40	7	121,62	-	-2,833	4,671
13-14	4,167	72,40	7	121,62	-	-2,833	1,838
14-15	4,167	72,40	5,5	95,56	-	-1,333	0,505
15-16	4,167	72,40	4,5	78,18	-	-0,333	0,172
16-17	4,167	72,40	5	86,87	-	-0,333	0,661
17-18	4,167	72,40	6,5	112,93	-	-2,833	2,994
18-19	4,167	72,40	6,5	112,93	-	-2,833	5,327
19-20	4,167	72,40	5	86,87	-	-0,333	6,167
20-21	4,167	72,40	4,5	78,18	-	-0,333	6,501
21-22	4,167	72,40	3	52,12	1,167	-	5,326
22-23	4,167	72,40	2	34,75	2,167	-	3,167
23-00	4,167	72,40	1	17,	3,167	-	0,000
total	100	1737,78	100				

Volume du réservoir :

Nous avons : P% = 22,6%

Donc le volume maximal est égal : $V_{\max} = 392,27 \text{ m}^3$

$$V = 512,73 \text{ m}^3$$

Le volume du réservoir existant : $V = 500 \text{ m}^3$

Le volume du réservoir projeté : $V = 50 \text{ m}^3$

Diamètre du réservoir : $D = 4 \text{ m}$

La hauteur d'incendie : $H_{\text{ince}} = 9,6 \text{ m}$

Les volumes trouve sont protes sur le tableau suivant :

Tableau (III.7) : tableau donnant les capacités des réservoirs terminaux :

Réservoirs	$Q_{maxj}(m^2/j)$	P(%)	V_{ince}	$V_{total}(m^3)$	Réservoir existant (m^3)	Réservoir projetés (m^3)	D (m)	H_{ince} (m)
R _{Douaouda}	6965,82	19,15	120	1453,95	1500	-	21,5	0,32
R _{1Fouka}	4324,79	19,15	120	948,19	250	698	14,9	0,68
R _{2Fouka}	8649,57	19,15	120	1776,39	500	1276	20	0,37
R _{Bou Ismail}	9433,35	19,15	120	1926,48	3000	-	24,76	0,16
R _{Khemisti}	3813,49	19,15	120	850,28	1000	-	16,50	0,48
R _{Bouharoune}	2339,3	19,15	120	567,97	1000	-	17,50	0,48
R _{1Ain Tagourte}	868,69	22,6	120	316,32	250	66	4,6	7,3
R _{2Ain Tagourte}	1737,78	22,6	120	512,73	500	50	4	9,6

III.9. Conclusion :

Après le calcul des réservoirs, nous avons remarqué que certains réservoirs ne suffisent pas les besoins des agglomérations à l'horizon d'étude 2025. c'est pour cette raison, on a recommandé de projeter d'autres réservoirs qui jouent le rôle des réservoirs d'équilibre, repartis comme suit :

- Dans la commune de Fouka : un réservoir circulaire de la capacité 698 m³
Plus un autre réservoir circulaire de capacité de 1276 m³
- Dans la commune de Ain Tagourait : un réservoir circulaire de la capacité 66 m³
Plus un autre réservoir circulaire de capacité de 50 m³

Pour répondre aux besoins et aux exigences des consommateurs en termes de disponibilité de l'eau ainsi que son stockage, il est nécessaire de calculer et de dimensionner les conduites d'adduction qui acheminent l'eau aux réservoirs. c'est ce qui fera l'objet du chapitre suivant.

CHAPITRE IV :
ADDUCTION

IV.1.Introduction

L'acheminement de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable se fait à l'aide d'une adduction, par pompage, gravitaire ou mixte. Le transfert d'eau se fait à partir d'un réservoir de 35000m³ implanté à Mouaz vers les six communes concernées par le projet afin de satisfaire les besoins en eau potable de ces communes. Dans notre cas, on dimensionne une adduction gravitaire.

IV.2. Type d'adduction

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes [6] :

- Adduction gravitaire ;
- Adduction par refoulement ;
- Adduction mixte.

IV.2.1. 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 cote supérieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée (comme notre cas).

IV.2.2. Adduction par refoulement

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques.

On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une cote inférieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée

IV.2.3. Adduction mixte

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

IV.3. Description du schéma d'adduction

La zone d'étude va bénéficier d'un système d'alimentation en eau potable à partir du complexe Mouaz pour assurer une alimentation continue des six communes aux différents horizons.

Le départ de la chaîne d'adduction, est le complexe Mouaz (30000+5000)m³ situé sur la cote 206m par une conduite d'adduction principale d'un diamètre de 600mm qui va passer par la route de Douaouda RN jusqu'au point de piquage PK1 situé sur la cote terrain 111m avec un débit 0.36m³/s. L'eau s'écoulera gravitairement durant tout le chemin d'adduction des six communes.

Le schéma d'adduction est illustré dans la figure (IV.1).

IV.4. Choix du tracé

Le tracé d'une conduite d'adduction doit être choisit d'une façon d'avoir une trajectoire directe de la conduite et répondre aussi à certains exigences d'ordre technique et économiques telle que [7]:

- Le profil doit être le plus régulier et le plus court possible (sur-profondeur et sous-profondeur sont parfois inévitables) afin de réduire les frais d'investissement.
- Le profil sera étudié pour que l'air puisse être évacué facilement, car cantonnement d'air engendre la rupture de la veine liquide.
- Pour les conduites de longueurs importantes (plusieurs kilomètres), il sera bon de prévoir quelques robinets de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles.
- Les contre pentes qui peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer, sont à éviter.
- Il y a lieu de concevoir un tracé en plan, avec des courbes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, le parcours empreinte ne suivra pas facilement les accotements de la route.

On préfère souvent de le concevoir le long des routes et les pistes pour faciliter la pose des conduites et son exploitation c'est-à-dire :

- Faciliter l'accès pour l'entretien et les réparations.
- Faciliter la détection des fuites et les vannes défectueuses.

IV.5. Choix du type de conduite

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport du fluide dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique.

- Sur le plan technique cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :
 - Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
 - Adaptation aux terrains de pose ;
 - Bonne étanchéité ;
 - Facilité d'entretien et de mise en service.
- Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :
 - Du prix de la fourniture et du transport ;
 - De leur disponibilité sur le marché local (de préférence).

Parmi les types de tuyaux utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue : les tuyaux en acier fonte : les tuyaux en acier : les tuyaux en matière thermoplastique et les tuyaux en béton.

Dans le cadre de ce projet nous avons optés pour des conduites en fonte vu les avantages qu'elle présente.

IV.5.1. Conduites en fonte ductile

Parmi ces avantages :

- Résistance aux pressions élevées ;
- La fonte permet de supporter des pressions de service atteignant 50 bar pour les tuyaux qui ne dépassent pas 600mm de diamètre, et 40 bar pour les tuyaux de diamètres supérieur ;
- Les longueurs courantes de ces tuyaux sont
 - 6m pour les petits et moyens diamètres (jusqu'à 800mm) ;
 - 7m à 8.25 à partir de 800mm de diamètre.
- Très rigide et solide ;
- Bonne résistance aux forces intérieures.

Parmi ces inconvénients :

- Très robuste ;
- Sensible au déboitement ;
- Fragiles ;
- Lourds et très chères.

IV.6. Etude technico-économique des conduites

Elle consiste à étudier le choix le plus économique pour le diamètre de la conduite, qui repose sur deux critères [8]:

- Techniquement le diamètre de la conduite doit pouvoir faire transiter le plus grand débit à des vitesses accessibles, en assurant une pression de service compatible avec la résistance de la conduite et la vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0.5 et 2m/s.
- Les frais d'investissements sont proportionnels aux diamètres des conduites.

Les paramètres qui interviennent dans cette étude sont :

- Le débit.
- Le diamètre.
- La vitesse.
- Les pertes de charge.

IV.6.1. Calcul du diamètre de l'adduction

Afin d'obtenir un équilibre relatif entre ces deux facteurs, le diamètre doit être judicieusement choisi, de façon à avoir l'optimum économique. Pour cela, on dispose de deux corrélations établies par **BRESS** et **BONNIN**, qui permettent l'approximation de ce diamètre économique D_N :

$$\blacksquare \text{ Formule de BONNIN : } DN_1 = \sqrt{Q} \quad (\text{IV.1})$$

$$\blacksquare \text{ Formule de BRESS : } D_{N2}=1.5 \times \sqrt{Q} \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

Q : Débit transitant dans la conduite (m^3/s).

D : Diamètre de la conduite (m).

On prendra tous les diamètres compris entre D_{N1} et D_{N2} mais le choix final se portera sur le diamètre pour lequel le cout sera minimal et la vitesse d'écoulement sera comprise entre 0.5m/s et 2m/s .

IV.6.2. Calcul de la vitesse

La vitesse se calcul selon la formule suivante :

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

Q : débit véhiculé dans la conduite (m^3/s).

D : diamètre de la conduite (m).

V : vitesse d'écoulement (m/s).

IV.6.3. Calcul des pertes de charge

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

Elles se présentent sous deux formes :

- Les pertes de charges linéaires.
- Les pertes de charges singulières.

IV.6.3.1. Les pertes de charge linéaires

L'expression des pertes de charges linéaires est donnée par la formule de DARCY-WEISBACH :

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

$$J = \lambda \times \frac{v^2}{2gD} \quad (\text{IV.5})$$

$$H_L = \lambda \times L \times \frac{v^2}{2gD} \quad (\text{IV.6})$$

Avec:

- J: Perte de charge par unité de longueur (m).
- L : Longueur de la conduite (m).

- λ : Coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.
- V : Vitesse d'écoulement (m/s).
- g : Accélération de la pesanteur ($g=9.81 \text{ m}^2/\text{s}^2$).

λ se calcule selon le régime d'écoulement en fonction du nombre de REYNOLDS et la rugosité relative. On peut appliquer les formules suivantes :

- **Régime turbulent rugueux**

λ est donné par la formule de NIKURADZE [9] :

$$\lambda = \left(1,14 - 0,8 \times \ln \frac{K}{D}\right)^{-2} \quad (\text{IV.7})$$

- **Régime transitoire**

λ est donné par la formule de COLEBROOK [9]:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{k}{3,71.D} + \frac{2,51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{IV.8})$$

Avec :

- K : coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui est égal à 0.002m pour la fonte.
- Re : Nombre de REYNOLDS qui est donné par la formule suivante [9] :

$$Re = \frac{vD}{\nu} \quad (\text{IV.9})$$

Ou:

ν : Viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOKES [8]

$$\nu = \frac{0,0178}{1 + 0,00337T + 0,000221T^2} \quad (\text{IV.10})$$

- T : Température de l'eau en °C
- à 10 °C : $\nu = 1,30 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$
- à 20 °C : $\nu = 1,00 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

K : c'est la rugosité absolue, déterminée en mesurant l'épaisseur des protubérances des parois internes du tuyau.

Pour les conduites en fonte $K= 2 \text{ mm}$

Dans la pratique, il est évident de tenir compte de l'influence des pertes de charge, qui dépend des paramètres suivants :

- Paramètres hydrauliques : vitesse moyenne, diamètre et pression ;
- Paramètres physico-chimique de l'eau : acidité, PH, dureté...

$$K = K_0 + \alpha \times t \quad (\text{IV.11})$$

- K_0 : Rugosité absolue des tuyaux neufs ;
- α : Coefficient de vieillissement déterminé par l'abaque de M.PETER LAMON.
- $\alpha = 0.036\text{mm/ans}$, qui correspond à la zone de faible agressivité,
- t : Temps de service = 25ans,

IV.6.3.2. Les pertes de charge singulières

Elles sont provoquées par les (coudes, les vannes, les clapets,...), elles sont estimées à :

- 15% des pertes de charge linéaires pour la fonte [9]:
- $$H_s = 0,15 \times H_L \quad (\text{IV.12})$$

IV.6.3.3. Les pertes de charge totale

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

$$H_t = 1,15 \times H_L = 1,15 \times J \times L \quad (\text{IV.13})$$

IV.7. Calcul des conduites

Pour le calcul des diamètres, quatre paramètres interviennent :

- Le débit (Q).
- La vitesse (V).
- Les pertes de charges (J).
- Le diamètre (D).

La différence entre les deux cotes sera la charge H_d disponible, cette dernière sera égale à charge nécessaire pour vaincre les frottements. La ligne piézométrique joignant les points extrêmes ; de départ et d'arrivée aura donc pour pente j , et la perte de charge unitaire acceptable pour l'écoulement est $J = H_t \times 1.15 \times L$. Avec Q et J, on cherchera le diamètre D qui écoulera ce débit Q avec des pertes de charge J_t . Si la vitesse n'est pas vérifiée, alors on choisira un autre diamètre D avec une vitesse acceptable.

IV.8. Calcul des diamètres

IV.8.1. Tronçon 1(Rt-Pk₁)

Les principales données de ce tronçon sont :

- Débit : $Q = 0.36\text{m}^3/\text{s}$
- Hauteur géométrique $H_d = 98\text{m}$
- Longueur de la conduite : $L = 5137\text{m}$

On a fixé les vitesses maximum et minimum à 2 m/s et 0.5 m/s respectivement, par suite on détermine les diamètres maximum et minimum, qui sont : 0.958 m et 0.479 m.

Alors les diamètres normalisés sont : 500, 700 et 1000 mm. Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (IV.1).

Tableau (IV.1) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon Rt-Pk₁

D(m)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	j (m/m)	J _T (m)
0.5	1.83439	917197.452	5137	0.021157	0.007257	44.73649
0.7	0.93591	655141.037	5137	0.019761	0.0012603	7.769235
1	0.45859	458598.726	5137	0.018796	0.0002	1.242008

Pour que l'eau arrive au Pk₁, il faut que $J_T < H_d$

Ou :

- J_T : perte de charge totale dans la conduite.
- H_d : la charge disponible.

Par conséquent, on optera pour un diamètre de **700 mm**, car J_T=**7.76 m** est inférieure à H_d=98 m, avec une vitesse acceptable de **0.935 m/s**.

$$J_v = H_d - J_t \quad (IV.14)$$

$$J_v = 98 - 7,76 = 90,24 \text{ m}$$

Dans se cas opte pour un régulateur de pression

IV.8.2. Tronçon 2 (Pk₁-R1)

Les principales données de ce tronçon sont ci-dessous :

- Débit : Q = 0.05 m³/s
- Longueur de la conduite : L = 654 m
- Hauteur géométrique : H_d = 105m

On a fixé les vitesses maximum et minimum à 2 m/s et 0.5 m/s respectivement, par suite on détermine les diamètres maximum et minimum, qui sont : 0.357 m et 0.178 m.

Alors les diamètres normalisés sont : 350, 300 et 200 mm. Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (IV.2)

Tableau (IV.2) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon Pk₁-R1

D (mm)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	j (m/m)	J _T (m)
200	1.59235	318471.338	654	0.021157	0.01367	10.729
300	0.70771	212314.225	654	0.01976	0.001681	1.3196
350	0.51995	181983.621	654	0.01879	0.00073	0.5807

Pour que l'eau arrive au réservoir 1, il faut que $J_T < H_g$

Par conséquent, on optera pour un diamètre de **300 mm**, car $J_T = 9.07$ m inférieure à $H_d = 105$ m, avec une vitesse acceptable de **0.70 m/s**.

$$J_v = H_D - J_T$$

$$J_v = 105 - 9.07 = 95.93 \text{ m}$$

Dans ce cas on opte pour un régulateur de pression.

IV.8.3. Calcul du diamètre pour le tronçon 3 (Pk₁-Pk₂)

Les principales données de ce tronçon sont ci-dessous :

- Débit : $Q = 0.31 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur de la conduite : $L = 161 \text{ m}$
- Hauteur géométrique : $H_d = 99 \text{ m}$

On a fixé les vitesses maximum et minimum à 2 m/s et 0.5 m/s respectivement, par suite on détermine les diamètres maximum et minimum, qui sont : 0.889 m et 0.444 m .

Alors les diamètres normalisés sont : 450, 600 et 800 mm. Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (IV.3) .

Tableau (IV.3) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon Pk₁-Pk₂

D (mm)	V (m/s)	Re	L (m)	Λ	j (m/m)	J_T (m)
450	1.95	877565.464	161	0.021157	0.00911	1.76069
600	1.0969	658174.098	161	0.019761	0.002019	0.39025
800	0.6170	493630.573	161	0.01879	0.0004559	0.088086

Pour que l'eau arrive au point de piquage 2, il faut que $J_T < H_d$

Par conséquent, on optera pour un diamètre de **600 mm**, car $J_T = 8.15$ m est inférieure à $H_d = 99$ m, avec une vitesse acceptable de **1.097 m/s**.

IV.8.4. Calcul du diamètre pour le tronçon 4 (Pk₂-R2)

Les principales données de ce tronçon sont ci-dessous :

- Débit : $Q = 0.1 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur de la conduite : $L = 392 \text{ m}$
- Hauteur géométrique : $H_d = 105 \text{ m}$

On a fixé les vitesses maximum et minimum à 2 m/s et 0.5 m/s respectivement, par suite on détermine les diamètres maximum et minimum, qui sont :

0.505 m et 0.252 m.

Alors les diamètres normalisés sont : 300, 400 et 500 mm. Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (IV.4).

Tableau (IV.4) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon Pk₂-R2

D (mm)	V (m/s)	Re	L (m)	Λ	j (m/m)	J _T (m)
300	1.415	424628.45	392	0.021157	0.0072	3.3874
400	0.79617	318471.338	392	0.0197	0.001596	0.7582
500	0.5095	254777.07	392	0.01879	0.000497	0.2340

Pour que l'eau arrive au réservoir 2, il faut que $J_T < H_d$

Par conséquent, on optera pour un diamètre de **400 mm**, car $J_T=8.90$ m est inférieure à $H_d=105$ m, avec une vitesse acceptable de **0.796 m/s**.

IV.8.5. Calcul du diamètre pour le tronçon 5 (Pk₂-Pk₃)

Les principales données de ce tronçon sont ci-dessous :

- Débit : $Q=0.21$ m³/s
- Longueur de la conduite : $L=4638$ m
- Hauteur géométrique : $H_d=124$ m

On a fixé les vitesses maximum et minimum à 2 m/s et 0.5 m/s respectivement, par suite on détermine les diamètres maximum et minimum, qui sont :

0.731 m et 0.366 m.

Alors les diamètres normalisés sont : 400, 500 et 800 mm. Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (IV.5).

Tableau (IV.5) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon Pk₂-Pk₃

D (mm)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	j (m/m)	J _T (m)
400	1.6719	668789.809	4638	0.021157	0.007536	41.9437
500	1.07	535031.847	4638	0.01976	0.002303	12.8372
800	0.4179	334394.904	4638	0.018796	0.000209	1.16447

Pour que l'eau arrive au point de piquage 3, il faut que $J_T < H_d$

Par conséquent, on optera pour un diamètre de **500 mm**, car $J_T=20.98$ m est inférieure à $H_d=124$ m, avec une vitesse acceptable de **1.07 m/s**.

IV.8.6. Calcul du diamètre pour le tronçon 6 (Pk₃-R3)

Les principales données de ce tronçon sont ci-dessous :

- Débit : $Q=0.11$ m³/s
- Longueur de la conduite : $L=218$ m
- Hauteur géométrique : $H_d=113$ m

On a fixé les vitesses maximum et minimum à 2 m/s et 0.5 m/s respectivement, par suite on détermine les diamètres maximum et minimum, qui sont :

0.529 m et 0.264 m.

Alors les diamètres normalisés sont : 300, 400 et 500 mm. Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (IV.6).

Tableau (IV.6) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon Pk₃-R3

D (mm)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	j (m/m)	J _T (m)
300	1.5569	467091.295	218	0.021157	0.00871	2.27946
400	0.8757	350318.471	218	0.01976	0.001931	0.505237
500	0.5605	280254.777	218	0.018796	0.0006019	0.15747

Pour que l'eau arrive au point de piquage 3, il faut que $J_T < H_d$

Par conséquent, on optera pour un diamètre de **400 mm**, car $J_T = 21.48\text{m}$ est inférieure à $H_d = 113\text{m}$, avec une vitesse acceptable de **0.87 m/s**.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et un diamètre de 400 mm, on utilise une vanne à papillon.

IV.8.7. Calcul du diamètre pour le tronçon 7 (Pk₃-Pk₄)

Les principales données de ce tronçon sont ci-dessous :

- Débit : $Q = 0.1 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur de la conduite : $L = 2654 \text{ m}$
- Hauteur géométrique : $H_d = 95 \text{ m}$

On a fixé les vitesses maximum et minimum à 2 m/s et 0.5 m/s respectivement, par suite on détermine les diamètres maximum et minimum, qui sont :

0.505 m et 0.252 m.

Alors les diamètres normalisés sont : 300, 400 et 500 mm. Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (IV.7).

Tableau (IV.7) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon Pk₃-Pk₄

D (mm)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	j (m/m)	J _T (m)
300	1.4154	424628.45	2654	0.021157	0.007201	22.9346
400	0.79617	318471.338	2654	0.01976	0.001596	5.0834
500	0.50955	254777.07	2654	0.018796	0.000497	1.58438

Pour que l'eau arrive au point de piquage 4, il faut que $J_T < H_d$

Par conséquent, on optera pour un diamètre de **400 mm**, car $J_T = 26.06 \text{ m}$ est inférieure à $H_d = 95\text{m}$, avec une vitesse acceptable de **0.796 m/s**.

IV.8.8. Calcul du diamètre pour le tronçon 8 (Pk₄-R5)

Les principales données de ce tronçon sont ci-dessous :

- Débit : $Q = 0.03 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur de la conduite : $L = 693 \text{ m}$
- Hauteur géométrique : $H_d = 141 \text{ m}$

On a fixé les vitesses maximum et minimum à 2 m/s et 0.5 m/s respectivement, par suite on détermine les diamètres maximum et minimum, qui sont :

0.335 m et 0.168 m.

Alors les diamètres normalisés sont : 200, 300 et 350 mm. Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (IV.8).

Tableau (IV.8) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon Pk₄-R5

D (mm)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	j (m/m)	J _T (m)
200	1.40127	280254.777	693	0.021157	0.010586	8.80412
300	0.62278	186836.518	693	0.01976	0.001302	1.08294
350	0.45755	160145.587	693	0.018796	0.000573	0.47655

Pour que l'eau arrive au point de piquage 4, il faut que $J_T < H_d$

Par conséquent, on optera pour un diamètre de **300 mm**, car $J_T = 27.14 \text{ m}$ est inférieure à $H_d = 141 \text{ m}$, avec une vitesse acceptable de **0.622 m/s**.

IV.8.9. Calcul du diamètre pour le tronçon 9 (Pk₄-Pk₅)

Les principales données de ce tronçon sont ci-dessous :

- Débit : $Q = 0.06 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur de la conduite : $L = 2130 \text{ m}$
- Hauteur géométrique : $H_d = 118 \text{ m}$

On a fixé les vitesses maximum et minimum à 2 m/s et 0.5 m/s respectivement, par suite on détermine les diamètres maximum et minimum, qui sont :

0.391 m et 0.195 m.

Alors les diamètres normalisés sont : 200, 300 et 400 mm. Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (IV.9).

Tableau (IV.9) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon Pk₄-Pk₅

D (mm)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	j (m/m)	J _T (m)
200	1.91082	382165.605	2130	0.021157	0.0196865	50.318711
300	0.84925	254777.07	2130	0.01976	0.0024214	6.189132
400	0.477707	191082.803	2130	0.018796	0.0005465	1.39698

Pour que l'eau arrive au point de piquage 5, il faut que $J_T < H_d$

Par conséquent, on optera pour un diamètre de **300 mm**, car $J_T=32.24$ m est inférieure à $H_d=118$ m, avec une vitesse acceptable de **0.849 m/s**.

IV.8.10. Calcul du diamètre pour le tronçon 10 (Pk₅-R6)

Les principales données de ce tronçon sont ci-dessous :

- Débit : $Q=0.03$ m³/s
- Longueur de la conduite : $L=127$ m
- Hauteur géométrique : $H_d=153$ m

On a fixé les vitesses maximum et minimum à 2 m/s et 0.5 m/s respectivement, par suite on détermine les diamètres maximum et minimum, qui sont :

0.276 m et 0.138 m.

Alors les diamètres normalisés sont : 150, 250 et 300 mm. Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (IV.10).

Tableau (IV.10) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon Pk₅-R6

D (mm)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	j (m/m)	J_T (m)
150	1.698	254777.07	127	0.021157	0.0207396	3.160729
250	0.6114	152866.242	127	0.01976	0.0015063	0.229562
300	0.42462	127388.535	127	0.018796	0.0005757	0.0877506

Pour que l'eau arrive au réservoir 6, il faut que $J_T < H_d$

Par conséquent, on optera pour un diamètre de **250 mm**, car $J_T=32.47$ m est inférieure à $H_d=153$ m, avec une vitesse acceptable de **0.61 m/s**.

IV.8.11. Calcul du diamètre pour le tronçon 11 (Pk₅-Pk₆)

Les principales données de ce tronçon sont ci-dessous :

- Débit : $Q=0.03$ m³/s
- Longueur de la conduite : $L=5706$ m
- Hauteur géométrique : $H_d=127$ m

On a fixé les vitesses maximum et minimum à 2 m/s et 0.5 m/s respectivement, par suite on détermine les diamètres maximum et minimum, qui sont :

0.276 m et 0.138 m.

Alors les diamètres normalisés sont : 150, 250 et 300 mm. Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (IV.11).

Tableau (IV.11) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon Pk₅-Pk₆

D(mm)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	j (m/m)	J _T (m)
150	1.698	254777.07	5706	0.021157	0.0207396	142.0088
250	0.6114	152866.242	5706	0.01976	0.0015063	10.31402
300	0.42462	127388.535	5706	0.018796	0.0005757	3.942558

Pour que l'eau arrive au point de piquage 6, il faut que $J_T < H_d$

Par conséquent, on optera pour un diamètre de **250 mm**, car $J_T = 42.55$ m est inférieure à $H_d = 127$ m, avec une vitesse acceptable de **0.61 m/s**.

IV.8.12. Calcul du diamètre pour le tronçon 12 (Pk₆-R8)

Les principales données de ce tronçon sont ci-dessous :

- Débit : $Q = 0.01 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur de la conduite : $L = 1296$ m
- Hauteur géométrique : $H_d = 92$ m

On a fixé les vitesses maximum et minimum à 2 m/s et 0.5 m/s respectivement, par suite on détermine les diamètres maximum et minimum, qui sont :

0.1596 m et 0.0798 m.

Alors les diamètres normalisés sont : 80, 150 et 200 mm. Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (IV.12).

Tableau (IV.12) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon Pk₆-R8

D (mm)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	j (m/m)	J _T (m)
80	1.99044	159235.669	1296	0.021157	0.053403	83.05245
150	0.81528	101910.828	1296	0.01976	0.0053557	8.329306
200	0.31847	63694.2675	1296	0.018796	0.0004852	0.75555

Pour que l'eau arrive au réservoir 8, il faut que $J_T < H_d$

Par conséquent, on optera pour un diamètre de **150 mm**, car $J_T = 50.87$ m est inférieure à $H_d = 92$ m, avec une vitesse acceptable de **0.82 m/s**.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et un diamètre de 150 mm, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

- **Choix des vannes**

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

- Facilité de manipulation.
- Possibilité de travailler avec de grands débits (grands diamètres).

- Calcul des pertes de charge dans la vanne C_0

$$J_v = H_d - J_T \quad (IV-15)$$

D'où : $J_v = 92 - 50.87 = 41.13$ m

- Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne C_0

$$C_0 = J_v \times \frac{2g}{v^2} \quad (IV-16)$$

$$C_0 = 1200$$

- Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne $\alpha(^{\circ})$

En utilisant les données du tableau se trouvant dans l'annexe et par interpolation on trouve :

$$\alpha = 76.91^{\circ}$$

IV.8.13. Calcul du diamètre pour le tronçon 13 (Pk₆-R7)

Les principales données de ce tronçon sont ci-dessous :

- Débit : $Q = 0.02 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur de la conduite : $L = 78$ m
- Hauteur géométrique : $H_d = 153$ m

On a fixé les vitesses maximum et minimum à 2 m/s et 0.5 m/s respectivement, par suite on détermine les diamètres maximum et minimum, qui sont :

0.226 m et 0.113 m.

Alors les diamètres normalisés sont : 150, 200 et 250 mm. Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (IV.13).

Tableau (IV.13) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon Pk₆-R7

D (mm)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	j (m/m)	J_T (m)
150	1.13234	169851.38	78	0.021157	0.009217	0.862771
200	0.63694	127388.535	78	0.01976	0.002043	0.19123
250	0.40764	101910.828	78	0.018796	0.0006367	0.059602

Pour que l'eau arrive au réservoir 7, il faut que $J_T < H_d$

Par conséquent, on optera pour un diamètre de **150 mm**, car $J_T = 43.41$ m est inférieure à $H_d = 153$ m, avec une vitesse acceptable de **1.13 m/s**.

IV.9. Tableau récapitulatif

Les résultats de tous les calculs sont récapitulés dans le tableau (IV.14)

Tableau (IV.14) : Tableau récapitulatif des diamètres des différents tronçons

Type D'adduction	Tronçon	Vitesse (m/s)	Débit Véhiculé (m ³ /s)	Longueur (m)	Diamètre économique (mm)
Gravitaire	Rt-Pk ₁	0.93	0.36	5137	700
	Pk ₁ -R1	0.7	0.05	654	300
	Pk ₁ -Pk ₂	1.097	0.31	161	600
	Pk ₂ -R2	0.79	0.1	392	400
	Pk ₂ -Pk ₃	1.07	0.21	4638	500
	Pk ₃ -R3	0.87	0.11	218	400
	Pk ₃ -Pk ₄	0.796	0.1	2654	400
	Pk ₄ -R5	0.62	0.044	693	300
	Pk ₄ -Pk ₅	0.84	0.06	2130	300
	Pk ₅ -R6	0.61	0.03	127	250
	Pk ₅ -Pk ₆	0.61	0.03	5706	250
	Pk ₆ -R8	0.81	0.01	1296	150
	Pk ₆ -R7	1.13	0.02	78	150

IV.10. Conclusion

A travers ce chapitre nous avons pu faire le dimensionnement de notre réseau d'adduction, nous avons opté pour un réseau gravitaire qui répond aux critères souhaitée. Pour les vitesses nous avons obtenu des valeurs qui se situent entre 0.5 à 2 m/s et cela pour éviter l'accumulation des dépôts est afin de déterminer le diamètre économique pour cette adduction.

CHAPITRE V :
PROTECTION
DES CONDUITES

V.1. Introduction

Toute canalisation posée en terre nécessite une protection contre la corrosion. Cependant la conduite qui est la plus facilement et la plus rapidement corrodable est celle en acier. Dans notre étude nous avons opté pour les conduites en fonte ductile ; toutefois nous citerons quelques types de corrosion avec leur remède respectif.

En plus de la corrosion, les conduites d'adduction sont soumises au phénomène du coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner les ruptures de tuyaux.

Il est donc de toute première importance d'étudier les moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés, notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

V.2. Protection contre la corrosion

V.2.1. Définition

La corrosion est le phénomène de dégradation d'un substrat métallique, sous l'action du milieu ambiant. Elle correspond au retour de la matière à son état le plus stable. Dans le cas du fer, par exemple, la forme stable dans la nature n'est pas le métal mais l'oxyde, c'est pourquoi une pièce en acier exposée sans protection à une atmosphère humide tend à se transformer en rouille (oxyde de fer hydraté).

V.2.2. La corrosion externe

Cette corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieures en liaison, le plus souvent, soit avec la nature du sol, soit avec des installations électriques à courant continu situé au voisinage du réseau d'alimentation en eau potable.

Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des canalisations par formation de cratères qui mènent à une perforation, ou à une attaque sous forme de couche de rouille crouteuse ou filandreuse, annonçant de l'épaisseur du métal.

V.2.2.1. Corrosion par formation de pile

L'attaque d'une conduite métallique posée dans le sol peut être comparée à ce qui se passe lorsque l'on plonge dans un bac d'électrolyte deux métaux différents, ou l'un des deux se trouve protégé (cathode) et l'autre est attaqué (anode) [10].

Le sol est constitué, de par sa nature et en raison de l'humidité relative qui y règne, un électrolyte présentant une conductibilité plus ou moins grande. L'oxygène y joue un rôle important. Ces différences de concentration en gaz dissous dans le sol, ajoutées à des différences de concentration de sel, peuvent aboutir, en définitive, par suite de l'hétérogénéité de l'électrolyte, à la formation de piles de concentration dont la conduite en fer représente le circuit extérieur. Il naît alors un courant galvanique

avec toutes les conséquences pouvant en résulter pour les zones anodiques qui se trouveront attaquées. C'est l'attaque dite par formation de pile géologique. C'est ainsi qu'il a été constaté que les terrains argileux, marécageux, humide et peu aérés sont anodiques et que les terrains calcaires, sableux, secs et bien aérés sont cathodiques. (Voir la figure V.1)

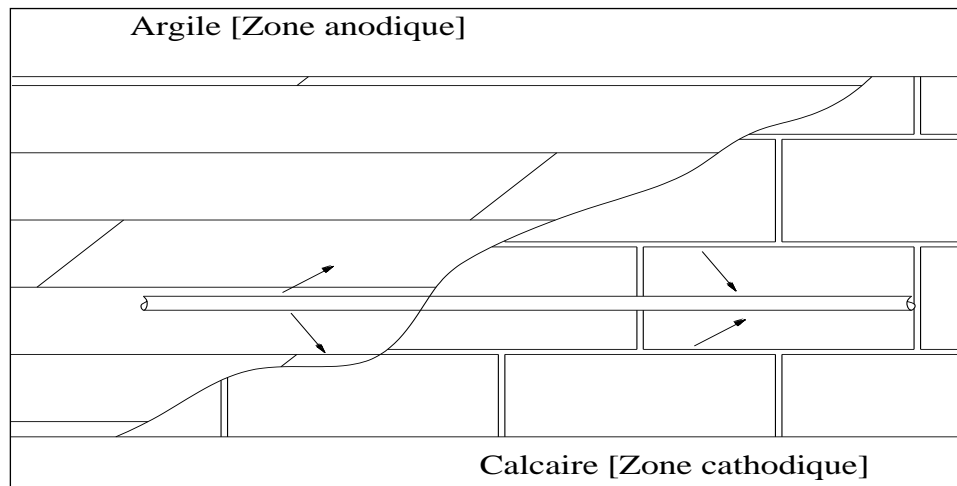


Figure V.1: Corrosion par formation de pile.

V.2.3. Protection des conduites contre la corrosion

Une bonne protection d'un réseau en fonte consistera, d'abord, à ne mettre en terre que des tuyaux convenablement revêtus d'une enveloppe isolante ayant fait ses preuves dans ce domaine. Par ailleurs, on doit assurer, au droit des joints, une parfaite continuité de cet enrobage.

La pose des conduites sera effectuée avec beaucoup de soins en vue d'éviter la détérioration de cette protection.

On évitera, autant que possible, la formation des piles géologiques qui pourrait se produire en disposant, par exemple, une conduite sur un fond de fouille argileux (zone humide) avec remblai en sable (zone sèche, aérée). Il en résulte, en effet, une zone anodique au contact de l'argile, d'où une circulation de courant capable d'attaquer les tuyaux le long de la génératrice inférieure.

V.2.4. protection cathodique

La protection cathodique consiste à agir d'une façon artificielle sur le potentiel de la structure métallique, de façon qu'elle devienne cathode par application de potentiel électrique. Les principaux dispositifs de protection cathodique utilisés sont [6] :

- Anode réactives ;
- Soutirage de courant ;
- Le drainage de courant ;
- Association de plusieurs de ces systèmes.

En Algérie, les deux premiers dispositifs sont les plus usuels.

- **Anodes réactifs**

Elle consiste à relier la conduite à une pièce de métal plus électro-négative que l'acier, tel que, le zinc, l'aluminium et le magnésium, de façon à former des piles où la conduite de fonte jouera le rôle qu'une cathode.

Cette méthode est utilisée généralement pour les conduites de petits diamètre et de faibles longueurs.(voir la figure V.2)

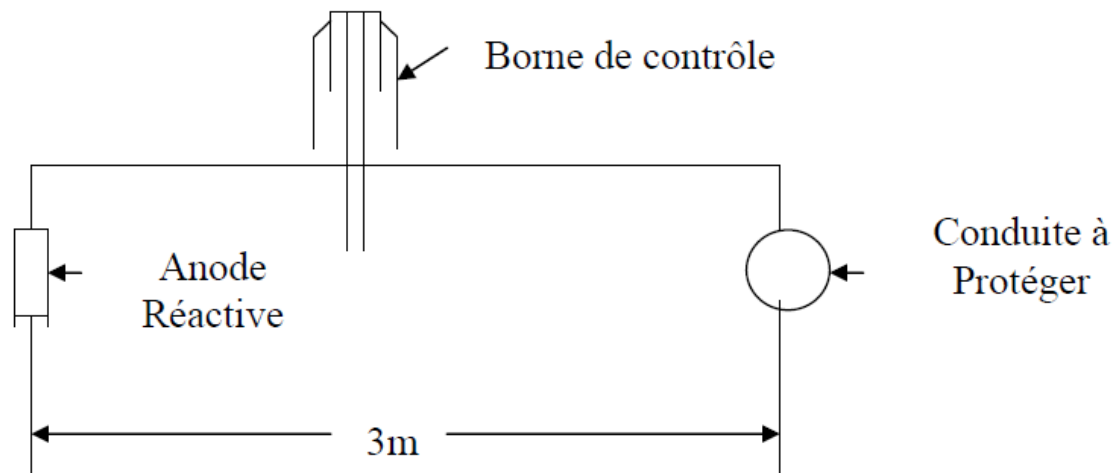


Figure (V.2) : Protection par anode réactive

- **Soutirage de courant**

Cette méthode consiste, à partir d'une source électrique d'un courant continu, à relier la conduite à la borne négative de cette source. La borne positive sera raccordée à une prise de terre constituée ordinairement par une chaîne d'anodes enterrées dans un milieu humide à une distance assez grande de la conduite (environ 100 m). Le courant en quittant la prise de terre, regagnera le pôle négatif de la source électrique en passant par la conduite, entraînant ainsi la dissolution anodique de la prise de terre.

Notre choix est porté sur cette méthode, vu son efficacité notamment lorsqu'il s'agit de grandes conduites et lorsque les courants vagabonds sont très fréquents (voir figure V.3).

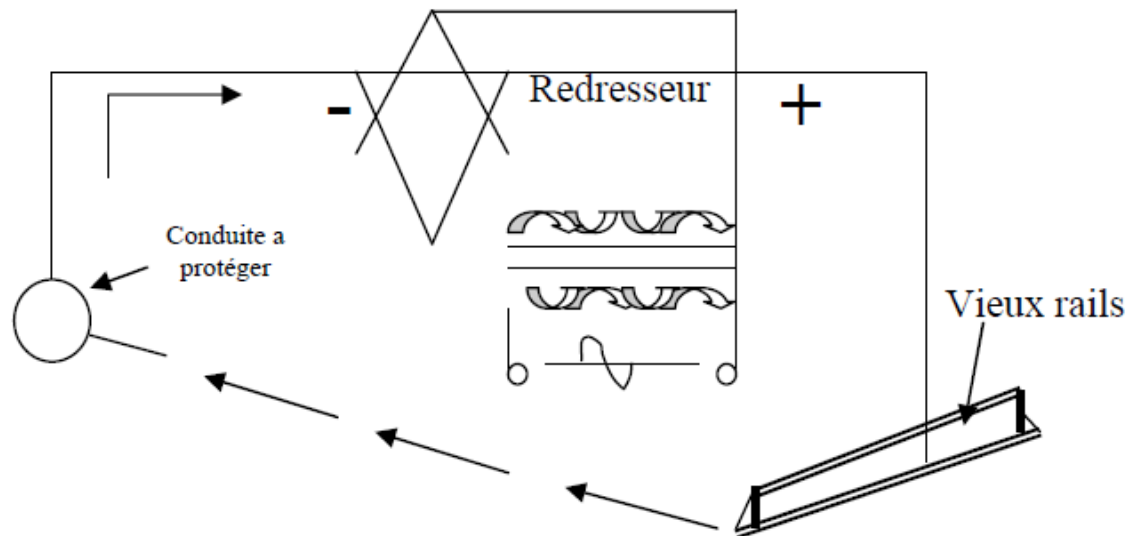


Figure (V.3) : Protection par soutirage de courant

V.2.5. La corrosion interne

Elle est due à l'agressivité de certaines eaux. Les eaux fortement minéralisées provenant des dépôts sur les parois de la conduite, surtout quand la vitesse d'écoulement est faible, il en résulte des perforations, pour pallier à ce phénomène, il faut [5]:

- Eviter les faibles vitesses d'écoulement.
- Revêtir soigneusement les conduites intérieurement.
- Chasser l'air aux hauts de la canalisation.
- La pose doit se faire avec soin.

V.3. Protection contre le coup de bélier

V.3.1. Introduction

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste entre deux régimes permanents.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné de variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement [5].

C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé net dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau.

V.3.2. causes du coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont [6] :

- L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine.

V.3.3. Risques dus au coup de bélier

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps). Ces phénomènes se produisent dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrée par les manœuvres brusques[11].

V.3.3.1. Cas de la surpression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale, c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risque de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

V.3.3.2. Cas de dépression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si le profil en long de la canalisation peut être aplati par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

V.3.3.3. Fatigue de la canalisation

En régime transitoire, les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquant la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

V.3.4. Moyens de protection contre le coup de bélier

Afin de limiter les variations de la pression dans les conduites, les appareils anti bélier devons avoir pour effet de limiter la dépression ainsi que la surpression. [5]

Parmi ces moyens, on trouve :

- Volant d'inertie ;
- Soupape de décharge ;
- Les ventouses ;
- Clapet by-pass ;
- Cheminée d'équilibre ;
- Les réservoirs d'air ;
- Vanne de fermeture lente.

V.3.5. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, on se contentera de la détermination du temps de fermeture de la dernière vanne sur cette conduite.

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule d'Allievi [6]:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \cdot \frac{D}{e}}} \quad (\text{V.1})$$

D'où :

- a : Célérité de l'onde (m/s).
- D : Diamètre intérieur de la conduite (mm).
- e : Epaisseur de la conduite (mm).
- K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation
K=83 pour le PEHD
K=1 pour la fonte

V.3.5.1. Valeurs numérique du coup de bélier

Supposons que la vitesse moyenne dans la conduite (de longueur L) avant la fermeture d'une vanne est V_0 . La valeur du coup de bélier dépend du type de fermeture [5].

- **Cas d'une fermeture brusque**

La fermeture brusque est caractérisée par un temps de fermeture T, tel que :

$$T < \frac{2L}{a} \quad (\text{V.2})$$

Avec :

$2.L/a$: Temps d'aller et retour de l'onde.

La valeur maximale du coup de bélier est :

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

Avec :

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

- **La valeur de la pression-surpression :**

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

- **La valeur de la pression-dépression :**

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

Ou :

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

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

Avec :

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

- **Cas d'une fermeture lente :**

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

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

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

V.3.5.2. Calcul des valeurs du coup de bélier

En régime permanent, la vitesse du fluide dans la conduite ainsi que la ligne d'eau restent constantes. Cependant, le régime transitoire débute à partir du moment où un employé manœuvre la vanne pour faire des modifications dans son ouverture. Cette manœuvre engendre une modification du débit avec naissance à la vanne une onde de pression. La canalisation va subir des alternances de surpression et de dépressions jusqu'à ce que le phénomène soit amorti par les pertes de charge. [12]

La valeur maximale de la surpression est donnée par la formule de MICHAUD (V.7), si la fermeture est supposée linéaire pendant une durée supérieure à un aller et retour d'onde $\frac{2 \times L}{a}$. [6]

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

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

- **Tronçon 1 Rt-Pk₁**

Les valeurs de surpression et dépression mentionnées dans le tableau (V.1)

Tableau (V.1) : Calcul du coup de bélier dans le tronçon 1

Tronçon	L (m)	D (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m)	Pression de service 'PNS' (m)
Rt-Pk ₁	5137	700	10.8	0.93	108	930.84	88.24	196.24	19.76	270

- **Tronçon 2 Pk₁-R₁**

Les valeurs de surpression et dépression mentionnées dans le tableau (VI.2)

Tableau (V.2) : Calcul du coup de bélier dans le tronçon 2

Tronçon	L (m)	D (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m)	Pression de service 'PNS' (m)
Pk ₁ -R ₁	654	300	6.8	0.7	115	1029.81	73.48	188.48	41.52	410

- **Tronçon 3 Pk₁-Pk₂**

Les valeurs de surpression et dépression mentionnées dans le tableau (V.3)

Tableau (V.3) : Calcul du coup de bélier dans le tronçon 3

Tronçon	L (m)	D (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m)	Pression de service 'PNS' (m)
Pk ₁ -Pk ₂	161	600	9.9	1.096	109	948.66	105.99	214.99	3.01	300

- **Tronçon 4 Pk₂-R₂**

Les valeurs de surpression et dépression mentionnées dans le tableau (V.4)

Tableau (V.4) : Calcul du coup de bélier dans le tronçon 4

Tronçon	L (m)	D (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m)	Pression de service 'PNS' (m)
Pk ₂ -R ₂	392	400	8.1	0.79	115	1001.67	80.66	195.66	34.34	350

- **Tronçon 5 Pk₂-Pk₃**

Les valeurs de surpression et dépression mentionnées dans le tableau (V.5)

Tableau (V.5) : Calcul du coup de bélier dans le tronçon 5

Tronçon	L (m)	D (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m)	Pression de service 'PNS' (m)
Pk ₂ -Pk ₃	4638	500	9	1.07	134	971.45	105.96	239.96	28.04	300

- **Tronçon 6 Pk₃-R₃**

Les valeurs de surpression et dépression mentionnées dans le tableau (V.6) suivant :

Tableau (V.6) : Calcul du coup de bélier dans le tronçon 6

Tronçon	L (m)	D (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m)	Pression de service 'PNS' (m)
Pk ₃ -R ₃	218	400	8.1	0.87	123	1001.67	88.83	211.83	34.17	350

- **Tronçon 7 Pk₃-Pk₄**

Les valeurs de surpression et dépression mentionnées dans le tableau (V.7) suivant :

Tableau (V.7) : Calcul du coup de bélier dans le tronçon 7

Tronçon	L (m)	D (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m)	Pression de service 'PNS' (m)
Pk ₃ -Pk ₄	2654	400	8.1	0.796	105	1001.67	81.28	186.28	23.72	350

- **Tronçon 8 Pk₄-R₅**

Les valeurs de surpression et dépression mentionnées dans le tableau (V.8) suivant :

Tableau (V.8) : Calcul du coup de bélier dans le tronçon 8

Tronçon	L (m)	D (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m)	Pression de service 'PNS' (m)
Pk ₄ -R ₅	693	300	6.8	0.62	105	1029.81	65.085	170.085	39.915	410

- **Tronçon 9 Pk₄-Pk₅**

Les valeurs de surpression et dépression mentionnées dans le tableau (VI.9) suivant :

Tableau (VI.9) : Calcul du coup de bélier dans le tronçon 9

Tronçon	L (m)	D (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m)	Pression de service 'PNS' (m)
Pk ₄ -Pk ₅	2130	300	6.8	0.85	128	1029.81	89.23	217.23	38.77	410

- **Tronçon 10 Pk₅-R₆**

Les valeurs de surpression et dépression mentionnées dans le tableau (V.10) suivant :

Tableau (V.10) : Calcul du coup de bélier dans le tronçon 10

Tronçon	L (m)	D (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m)	Pression de service 'PNS' (m)
Pk ₅ -R ₆	127	250	6.8	0.61	163	1073.39	66.74	229.74	96.26	460

- **Tronçon 11 Pk₅-Pk₆**

Les valeurs de surpression et dépression mentionnées dans le tableau (V.11) suivant :

Tableau (V.11) : Calcul du coup de bélier dans le tronçon 11

Tronçon	L (m)	D (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m)	Pression de service 'PNS' (m)
Pk ₅ -Pk ₆	5706	250	6.8	0.61	137	1073.39	66.74	203.74	70.26	460

- **Tronçon 12 Pk₆-R₈**

Les valeurs de surpression et dépression mentionnées dans le tableau (V.12) suivant :

Tableau (V.12) : Calcul du coup de bélier dans le tronçon 12

Tronçon	L (m)	D (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m)	Pression de service 'PNS' (m)
Pk ₆ -R ₈	1296	150	6	0.81	102	1156.33	95.48	197.48	6.52	600

- **Tronçon 13 Pk₆-R₇**

Les valeurs de surpression et dépression mentionnées dans le tableau (V.13) suivant :

Tableau (V.13) : Calcul du coup de bélier dans le tronçon 13

Tronçon	L (m)	D (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m)	Pression de service 'PNS' (m)
Pk ₆ -R ₇	78	150	6	1.13	163	1156.33	133.19	296.19	29.81	600

V.4. Conclusion

D'après les résultats obtenus ; on remarque que dans tous les tronçons la surpression ne dépasse pas la pression nominale de service de la conduite en Fonte, ainsi que pour les dépressions sont toutes positive et largement supérieures à la valeur minimale requise dans les tronçons. Donc tous les tronçons sont protégés contre le coup de bélier.

CHAPITRE VI :
POSE DE
CANALISATION
ET ACCESSOIRE

VI.1. Introduction

L'étude de dimensionnement d'une adduction d'eau potable n'est jamais complète qu'avec une bonne réalisation de cette dernière.

Le but de ce chapitre est de déterminer les étapes nécessaires pour une pose de canalisation pour une bonne réalisation de l'étude, ainsi que les différents accessoires placés le long de l'adduction pour assurer un bon fonctionnement et protéger l'adduction.

VI.2. Pose de canalisation

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certains cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient rigoureusement entretenues et protégées.

VI.2.1. Principe de pose de canalisation

Les conduites sont posées généralement en terre, dans une fouille dont le fond a été réglé et nivelé conformément au profil en long définitif de la conduite.

La pose se fait selon les étapes suivantes :

- **Aménagement du lit de pose**

Les conduites doivent être posées sur un lit de pose de 0.1 m d'épaisseur qui se compose généralement de sable bien nivelé suivant les cotes du profil en long.

Mais si les terrains sont peu consistants, le fond des tranchées sera consolidé. Chaque tuyau repose sur deux briques placées sur ce fond, le vide doit être rempli de sable.

Pour les mauvais terrains on opte pour des dalles en béton.

- **La mise en place des canalisations**

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

- Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont ;
- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé ;
- Avant la mise en place, il faut nettoyer le lit de tranchées ;
- Le calage soit définitif par remblai partiel, soit provisoire à l'aide des cales ;
- A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers.

- **Remblai des tranchées**

Après avoir effectué la pose de canalisations dans les tranchées, on procède au remblaiement par la méthode suivante :

- L'enrobage de (10 à 15 cm) au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite ;

- Le matériau utilisé est constitué par des déblais expurgés des pierres grossières ;
- A l'aide des engins on continue à remblayer par des couches successives de 0.25 m compactées l'une après l'autre. Pour cette étape on utilise la terre des déblais.

Le tableau ci-dessous nous donne les épaisseurs des différentes couches du remblai et les matériaux utilisés.

Tableau (VI.1) : Hauteur des couches de remblai

Couche	Matériau	Hauteur de remblai
Lit de pose	Sable 0,1 à 5 mm (1)	Couche d'eau moins 10 cm
Assise	Sable 0,1 à 5 mm	Jusqu'à hauteur axe de tube
Remblai de protection	Sable 0,1 à 5 mm	10 cm au dessus du tube
Remblai supérieur	Réutilisation déblai (2)	Jusqu'à la surface

(1) : Entre 5 et 15 mm en présence d'une nappe phréatique.

(2) : Après élimination des éléments impropres.

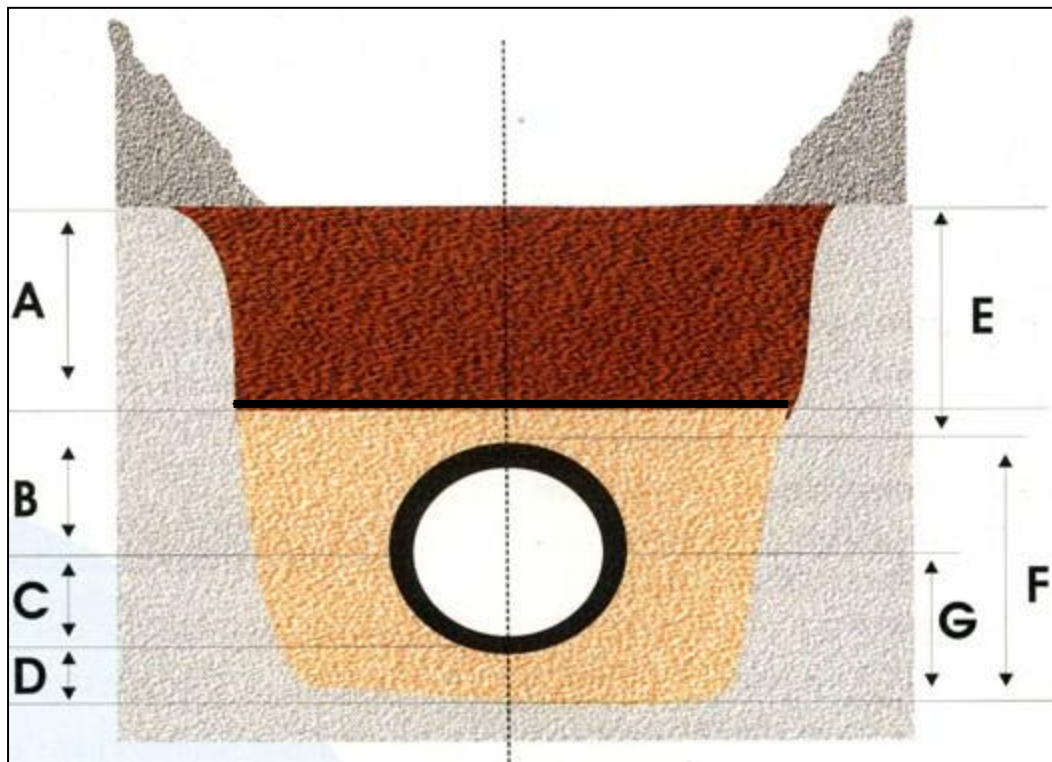


Figure (VI.1) : pose en tranchée d'une conduite

A : Remblai supérieur

B : Remblai de protection

C : Assise

D : lit de pose

E : Hauteur de couverture

F : Enrobage

G : Appui

— : Grillage avertisseur.

VI.3. stabilisation des conduites

Pour résister aux poussées dues à la pression de l'eau dans les coudes, les cônes, les tés et les extrémités, il y a lieu d'aménager des butées en massif de béton. On distingue (Figure (VI.2), Figure (VI.3)) [6]:

- Butée sur coude horizontal.
- Butée sur coude vertical.
- Butée sur branchement.
- Butée sur un cône.

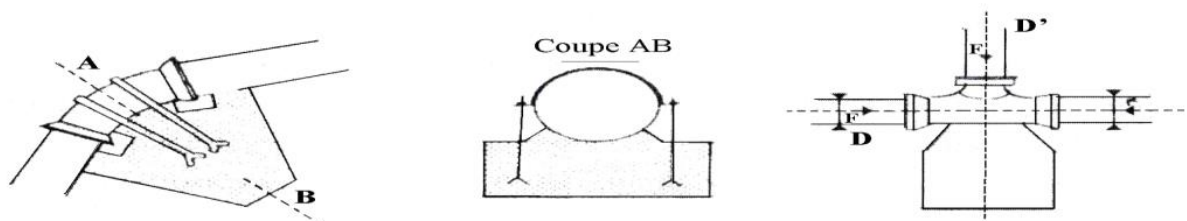


Figure (VI.2) : Butée sur coude horizontal

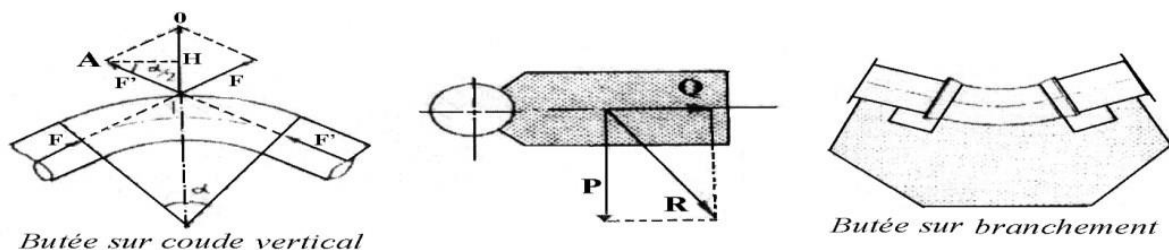


Figure (VI.3) : Butée sur coude vertical et butée sur branchement

VI.4. Franchissement des points spéciaux

VI.4.1. Traversées de routes

En raison des charges à supporter, qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite et à la route, la conduite sera introduite à l'intérieur d'une gaine (buse en acier de diamètre supérieur dans laquelle la conduite est introduite), ce qui la préservera des vibrations qui pourraient être les causes des ruptures (figure (VI.4)).

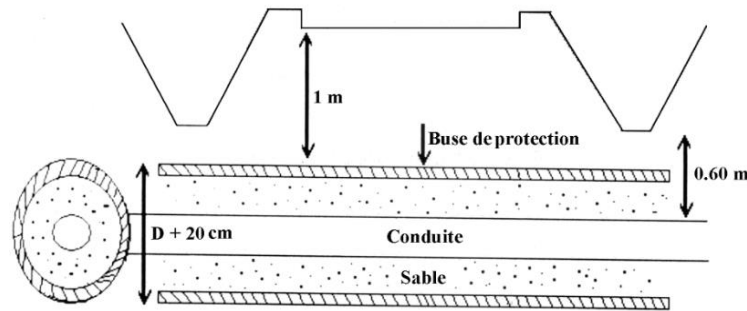


Figure (VI.4) : Protection spéciale pour la traversée de route

VI.4.2. Traversée d'oueds

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

En conséquence, la conduite traversant en tranchée en talweg doit être protégée à sa partie aval chaque fois qu'il s'avère nécessaire ; par un gabion longitudinal enterré jusqu'au ras du sol. Les canalisations seront noyées dans une longrine protectrice en béton ou mise sous gaines de protection en acier (Figure (5)) [7].

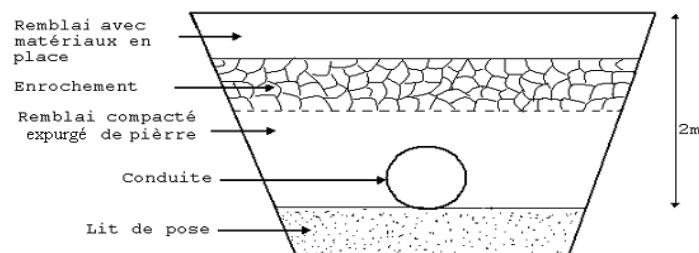


Figure (VI.5) : Traversée d'oued

VI.4.3. Pose en élévation

Lors de la traversée des terrains très accidentés ou de dépressions, la conduite reposera sur des tasseaux en béton dans lesquels des têtes de pieux seront noyées, butées au préalable jusqu'au bon sol. Les tasseaux peuvent être au nombre d'un ou de deux par tuyau [8].

VI.4.4. Essais hydrostatiques du réseau (en tranchée)

Dès la fin des travaux sur l'ensemble du réseau ou une partie homogène dotée de tous ses équipements hydrodynamiques et avant le remblaiement de la tranchée, il sera procédé à un assai progressif du réseau jusqu'à ce que la pression atteigne la pression de service demandée pour vérifier l'étanchéité des joints. Tous les ouvrages et organes de la conduite feront l'objet d'une vérification et éventuellement d'une manœuvre test sur des tronçons de 200 m au maximum, avec une pression égale à la pression majorée de 50 % pendant un temps

d'épreuve de 30 minutes. Cette opération s'effectue à l'aide d'une pompe d'épreuve, et la variation de la pression doit être inférieure à 0.2 bar.

VI.4.5. La stérilisation des conduites neuves avant la mise en service

Elle doit être précédée d'un nettoyage et d'un rinçage pour éliminer la terre ou les poussières introduites pendant la pose plutôt qu'un simple remplissage suivi d'une vidange souvent insuffisant ou un rinçage au fil de l'eau, il est préférable de procéder à un nettoyage mécanique.

VI.5. Accessoires

Les accessoires sont comme suit :

VI.5.1. Robinets vannes

On distingue différents types de robinets vannes :

VI.5.1.1. Robinets-vanne à opercule

Appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale. La vanne est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne. Diamètres allant de 40 à 300 mm. (Figure (VI.6)) [6].



Figure (VI.6) : Robinets vanne à opercule

VI.5.1.2. Vannes papillon

Appareils de réglage de débit et de sectionnement et dont l'encombrement est faible. Il s'agit d'un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon. Diamètre plus importants de 100 à 2500 mm parfois plus. (Figure (V.7)) [6].

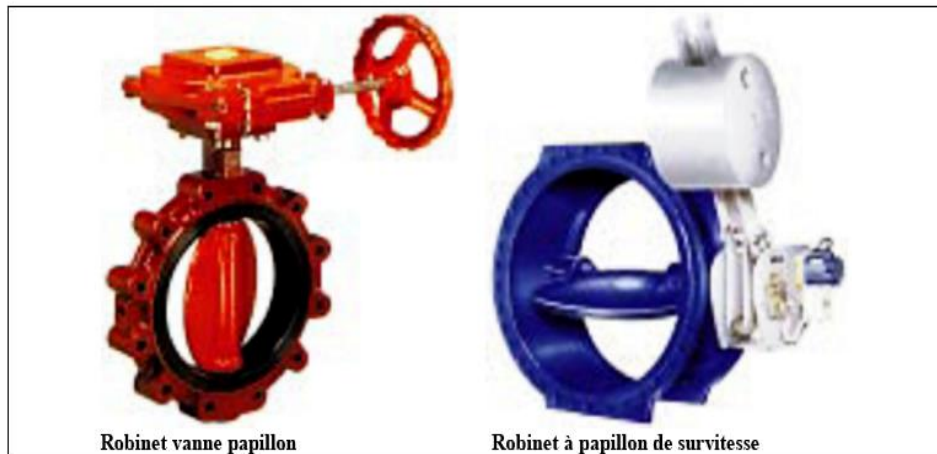


Figure (VI.7) : Robinet vanne à papillon

VI.5.1.3. Robinet à flotteur

Situé dans les réservoirs, il permet d'arrêter ou d'activer leur alimentation. La commande est transmise par flotteur ou par la pression hydrostatique.

Il sert à régler la tranche d'eau (marnage) sur laquelle on veut travailler (Figure (VI.8)) [6].

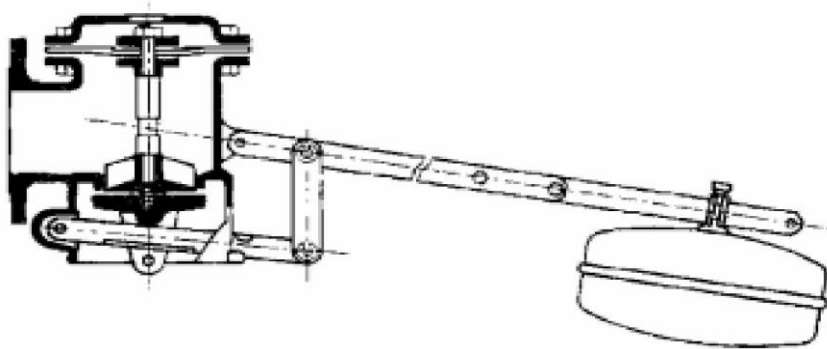


Figure (VI.8) : Robinet à flotteur

VI.5.1.4. Vanne de régulation (avale)

Fonctionne à action directe ou indirecte (hydraulique). Son but est de fournir une pression avale constante. La vanne à action directe est liée à un ressort ; plus la course est grande et plus il faut de force. La vanne à action hydraulique possède une commande qui se situe hors appareil.

VI.5.1.5. Vanne de régulation (amont)

Elle maintient la pression amont à une valeur de consigne, quelles que soient les variations de pression et le débit à l'aval. La vanne règle en fait le débit pour assurer qu'à l'amont la pression reste suffisante. En freinant le débit, on diminue la perte de charge et on augmente la pression. On obtient ainsi un compromis entre un minimum de pression à l'amont et un minimum de débit à l'aval.

VI.5.1.6. Vanne de régulation de débit

Elle limite et stabilise le débit à une valeur de consigne constante quelles que soient les variations de pression amont et aval (Figure (VI.9)).

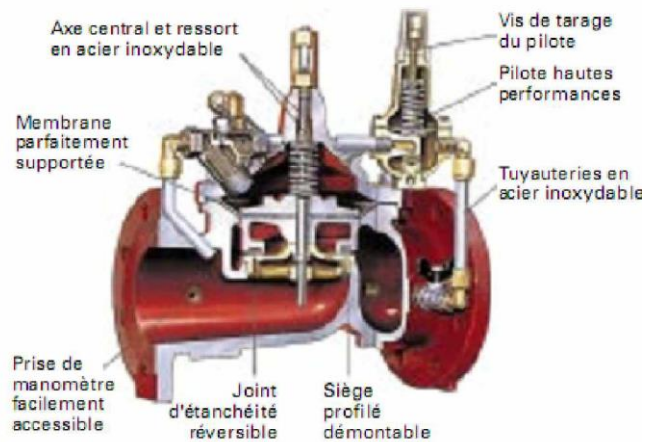


Figure (VI.9) : Appareil de régulation modulaire

VI.5.2. Ventouses

Appareils mis en place aux points hauts de la canalisation et servant à l'évacuation de l'air occlus. L'air compressible, est le pire ennemi des installations. Les bouchons d'air se compriment et décompressent créant des pressions qui varient sans cesse. Les sous-pressions sont souvent plus dévastatrices que les surpressions. Si l'on ne prévoit pas d'entrée d'air lorsque l'on vide les tuyaux, cela engendre le phénomène de vacuum qui engendre des déformations et dégradations importantes des tuyaux. On injecte donc de l'air par les ventouses (Figure (VI.10)) [6].

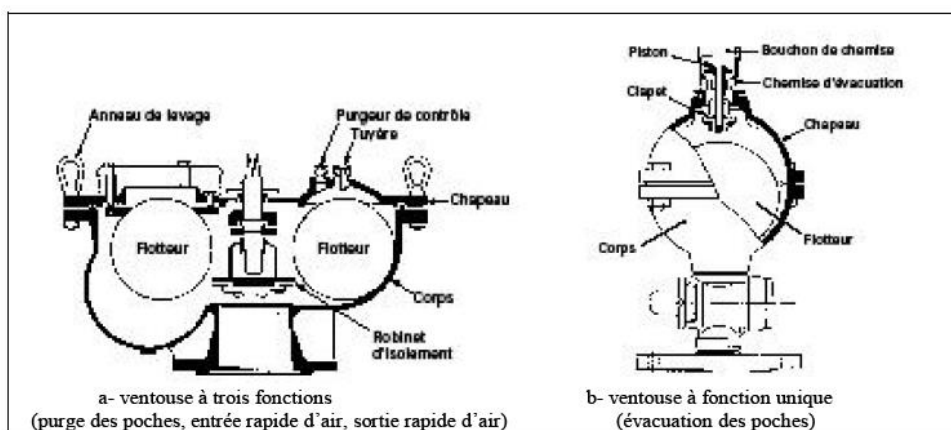


Figure (VI.10) : Ventouses

VI.5.3. Le robinet de vidange

On prévoit aussi des vidanges au niveau de la conduite d'adduction afin de vider les tronçons de la conduite en cas d'avarie, à la sortie de la conduite de départ, il est placé avant le robinet vanne de sectionnement.

VI.5.4. By-pass

On trouve au niveau de la conduite d'adduction un by-pass qui relie deux tronçons en série, il sert à remplir la conduite d'adduction avec un débit de (1/10) au moment du remplissage de la conduite pour la première fois.

On trouve aussi des By-pass qui relisent la conduite d'adduction existence et la conduite projeté, et la distance entre deux By-pass est de 500 m.

Le By-pass est utilisé pour :

- ✓ Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lent ;
- ✓ Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- ✓ Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

VI.5.5. Les poteaux d'incendie

Les poteaux d'incendie sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés, les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65mm de diamètre aux quelles on ajoute une prise frontale de 100mm si le débit d'incendie excède 500 l/min ou si la pression de l'eau est faible.

Les poteaux d'incendie doivent être reliés aux conduites du réseau par des conduites de raccordement d'au moins 100mm de diamètres et de débit de 17 l/s dotées d'une vanne d'isolement. La distance qui sépare les poteaux d'incendie situés le long des rues ne doit pas dépasser 200m (figure (VI.11)).

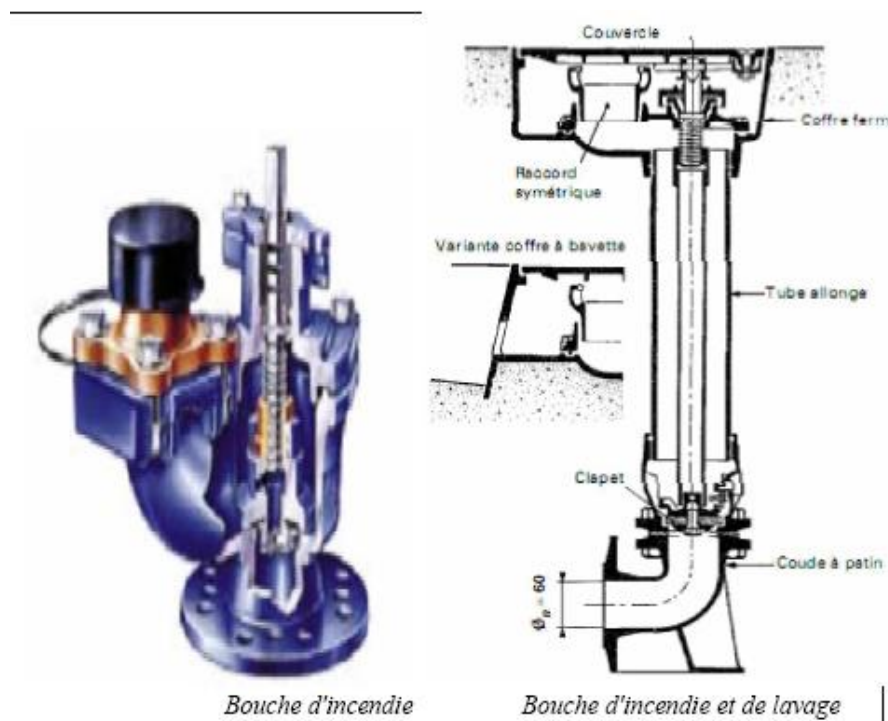


Figure (VI.11) : Bouches d'incendies

VI.5.6. Les pièces spéciales

On appelle pièces spéciales les pièces de raccordement qui permettent de réaliser toutes les dispositions. Elles sont fabriquées en fonte moulée dans des moules en sable. Elles comportent des emboitements ou des brides permettant de réaliser divers montages.

Les pièces spéciales comprennent les coudes, tés, cônes, manchons droits, bouts d'extrémité, plaques pleines, etc. [6]

VI.5.6.1. Coude

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillé et ramifié, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

VI.5.6.2. Cône

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents, comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes, on distingue :

- Les cônes à deux emboitements ;
- Les cônes à deux brides ;
- Les cônes à emboitement et bride.

VI.5.6.3. Tés

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer les débits d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

Les tés se présentes soit à trois emboitements soit à deux emboitements et brides.

VI.5.6.4. Joints de démontage

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboitements, à emboitement et bout lisse, à deux brides, à brides et bout lisse, à emboitement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.

VI.6. Conclusion

Pour assurer le fonctionnement des conduites dans les meilleures conditions, il est impérativement que la pose doit être faite suivant les normes, pour qu'on assure le rendement voulu et pour augmenter la durée de vie du système.

Et quelque soit ce système, il est nécessaire de le doter de plusieurs accessoires, surtout sa longueur, aussi pour assurer le bon fonctionnement du réseau et aussi pour protéger la conduite.

CONCLUSION
GÉNÉRALE

Conclusion générale

Dans ce présent travail, nous avons procédé à l'étude d'un projet d'adduction des communes côtières qui se situent à l'Est de la wilaya de Tipaza.

Lors de cette étude, nous avons essayé de résoudre l'étude du manque d'eau dans ces localités, où il s'est avéré nécessaire de faire un renforcement de l'alimentation en eau potable pour les six communes par l'ajout d'un réservoir de 5000 m³ qui s'ajoute à un réservoir de 30000 m³ à Mouaz sur la cote 209 m.

Après avoir estimé les différents besoins en eau, on constate qu'il y aura évolution dans la plupart des secteurs. Il faudra donc s'attendre à une augmentation de la demande en eau. Cette demande s'élèvera à 147955.54 m³/J à l'horizon de 2041. Ce débit journalier permettra d'alimenter une population dont l'effectif sera de 269433 habitants pour le même horizon.

Afin d'assurer l'alimentation en eau potable dans la zone d'étude et son acheminement, nous avons procédé à la projection de nouveaux réservoirs.

Pour le dimensionnement du réseau d'adduction à partir du réservoir tampon de Mouaz, l'adduction est gravitaire, elle est caractérisée par six piquages qui alimentent les réservoirs des localités concernées. Chaque piquage est équipé d'une vanne papillon pour augmenter les pertes d'énergies en excès.

Une vérification du risque d'apparition du phénomène du coup de bélier a été faite, on a constaté que les tronçons ne présentent aucun risque.

En dernier lieu, on a terminé par la pose des conduites ainsi que la présentation des différents accessoires nécessaires.

A la lumière de ce modeste travail nous souhaitons avoir répondu à l'objectif défini au départ du projet.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] WWW.Wikipédia.org

[2] Données fournies par le bureau d'étude Hybaco

[3] **FRANCOIS, G.B.**, Distribution et collecte des eaux, Deuxième édition. Press internationales polytechnique. Ecole polytechnique de Montréal, 2000

[4] **MAHMOUD, M.**, Alimentation en eau potable. Ecole Nationale de Tunis 2002.

[5] **BONVIN, J.**, Hydraulique Urbaine, Tome I : Captage, Réseaux d'adduction, Réseaux de distribution, Equipement, Pompe, Petites centrales hydrauliques, 2005.

[6] **DUPONT, A.**, Hydraulique Urbaine, Tome II. Edition Eyrolles, Paris, 1979.

[7] **HAMDAOUI, H et MERZOUGUI K.** Raccordement en eau potable de la commune de Seddouk à partir du transfert Akbou-Béjaia à partir du barrage Tichi-haf. Mémoire de fin d'Etude, Université de Béjaia, 2010.

[8] **ALMAS, M., et MAAKNI, R.**, Réhabilitation de la chaîne de refoulement de TABLIENTE, TICHY, Wilaya de Bajaia. Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, 2007.

[9] **CARLIER, M.**, Hydraulique générale et appliquée. Edition EYROLLES, 1980.

[10] **LABORDE, J.P.**, Eléments d'Hydraulique générale. Edition 2000.

[11] **TAMEUR, M.**, AEP du lot à partir du Barrage de Koudiet Asserdoune (adduction Ain Bessem W de Bouira-Boughzoul W.Médéa). Mémoire de fin d'étude, Juin 2009.

[12] **YOUBI, S. et ALLOUNE, N.**, Renforcement de l'AEP de la Rive gauche de la commune d'AMIZOUR wilaya de Bejaia à partir du barrage de Tichy Haff. Mémoire de fin d'étude d'Ingéniorat, Université de Béjaia, 2010.

Annexe (1) : Tableaux de la variation horaire du débit

Tableau (II.13) : Variation du débit horaire de la commune de Douaouda

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=6965.82\text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1.5	104.48	1.5	104.48
1-2	1.5	104.48	3	208.96
2-3	1.5	104.48	4.5	313.44
3-4	1.5	104.48	6	417.92
4-5	2.5	174.15	8.5	592.06
5-6	3.5	243.8	12	835.86
6-7	4.5	313.46	16.5	1149.32
7-8	5.5	383.12	22	1532.44
8-9	6.25	435.36	28.25	1967.8
9-10	6.25	435.36	34.5	2403.16
10-11	6.25	435.36	40.75	2838.52
11-12	6.25	435.36	47	3273.88
12-13	05	348.29	52	3622.17
13-14	05	348.29	57	3970.46
14-15	5.5	383.12	62.5	4353.58
15-16	06	417.94	68.5	4771.52
16-17	06	417.94	74.5	5189.46
17-18	5.5	383.12	80	5572.58
18-19	05	348.29	85	5920.87
19-20	4.5	313.46	89.5	6234.33
20-21	04	278.63	93.5	6512.96
21-22	03	208.97	96.5	6721.93
22-23	02	139.31	98.5	6861.24
23-24	1.5	104.48	100	6965.82

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune de Douaouda est de **435.36 m^3/h** et survient entre 8h et 12h.

Tableau (II.14) : variation de débit horaire de la commune de Fouka (la partie alimentée par le R250m³).

Heure	Consommation totale $Q_{\max,j}=4324.79\text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m ³ /h	%	m ³ /j
0-1	1.5	64.87	1.5	64.87
1-2	1.5	64.87	3	129.74
2-3	1.5	64.87	4.5	194.61
3-4	1.5	64.87	6	259.48
4-5	2.5	108.12	8.5	367.6
5-6	3.5	151.37	12	518.97
6-7	4.5	194.62	16.5	713.59
7-8	5.5	237.86	22	951.45
8-9	6.25	270.3	28.25	1221.75
9-10	6.25	270.3	34.5	1492.05
10-11	6.25	270.3	40.75	1762.35
11-12	6.25	270.3	47	2032.65
12-13	05	216.24	52	2248.89
13-14	05	216.24	57	2465.13
14-15	5.5	237.86	62.5	2702.99
15-16	06	259.49	68.5	2962.48
16-17	06	259.49	74.5	3221.97
17-18	5.5	237.86	80	3459.83
18-19	05	216.24	85	3676.07
19-20	4.5	194.62	89.5	3870.69
20-21	04	172.99	93.5	4043.68
21-22	03	129.74	96.5	4173.42
22-23	02	86.49	98.5	4259.91
23-24	1.5	64.87	100	4324.79

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la région alimentée par le réservoir R250m³ de la commune de Fouka et de **270.3m³/h** et survient entre 8h et 12h.

Tableau (II.15) : Variation du débit horaire de la commune de Fouka (la partie alimentée par le R500m³)

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=8649.57\text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0-1	1.5	129.74	1.5	129.74
1-2	1.5	129.74	3	259.48
2-3	1.5	129.74	4.5	389.22
3-4	1.5	129.74	6	518.96
4-5	2.5	216.24	8.5	735.2
5-6	3.5	302.73	12	1037.93
6-7	4.5	389.23	16.5	1427.16
7-8	5.5	475.73	22	1902.89
8-9	6.25	540.6	28.25	2443.49
9-10	6.25	540.6	34.5	2984.09
10-11	6.25	540.6	40.75	3524.69
11-12	6.25	540.6	47	4065.29
12-13	05	432.48	52	4497.77
13-14	05	432.48	57	4930.25
14-15	5.5	475.73	62.5	5405.98
15-16	06	518.97	68.5	5924.95
16-17	06	518.97	74.5	6443.93
17-18	5.5	475.73	80	6919.65
18-19	05	432.48	85	7352.13
19-20	4.5	389.23	89.5	7741.36
20-21	04	345.98	93.5	8087.34
21-22	03	259.49	96.5	8346.83
22-23	02	172.99	98.5	8519.82
23-24	1.5	129.74	100	8649.57

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la région alimentée par le réservoir R500m³ de la commune de Fouka et de **540.6m³/h** et survient entre 8h et 12h.

Tableau (II.16) : Variation du débit horaire de la commune de Bou Ismail

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=9433.35\text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1.5	141.5	1.5	141.5
1-2	1.5	141.5	3	283
2-3	1.5	141.5	4.5	424.5
3-4	1.5	141.5	6	566
4-5	2.5	235.83	8.5	801.83
5-6	3.5	330.16	12	1132
6-7	4.5	424.5	16.5	1556.5
7-8	5.5	518.83	22	2075.33
8-9	6.25	589.58	28.25	2664.91
9-10	6.25	589.58	34.5	3254.49
10-11	6.25	589.58	40.75	33844.07
11-12	6.25	589.58	47	4433.65
12-13	05	471.66	52	4905.31
13-14	05	471.66	57	5376.97
14-15	5.5	518.83	62.5	5895.8
15-16	06	566.00	68.5	6461.8
16-17	06	566	74.5	7027.8
17-18	5.5	518.83	80	7546.63
18-19	05	471.66	85	8018.29
19-20	4.5	424.5	89.5	8442.79
20-21	04	377.33	92.5	8820.12
21-22	03	283.00	96.5	9103.12
22-23	02	188.66	98.5	9291.78
23-24	1.5	141.5	100	9433.35

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune de Bou Ismail est de **$589.58\text{m}^3/\text{h}$** et survient entre 8h et 12h.

Tableau (II.17) : Variation du débit horaire de la commune de khemisti

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=3813.49\text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1.5	57.20	1.5	57.20
1-2	1.5	57.20	3	114.4
2-3	1.5	57.20	4.5	171.6
3-4	1.5	57.20	6	228.8
4-5	2.5	95.33	8.5	324.13
5-6	3.5	133.47	12	457.6
6-7	4.5	171.6	16.5	629.2
7-8	5.5	209.74	22	838.94
8-9	6.25	238.34	28.25	1077.28
9-10	6.25	238.34	34.5	1315.62
10-11	6.25	238.34	40.75	1553.96
11-12	6.25	238.34	47	1792.3
12-13	05	190.67	52	1982.97
13-14	05	190.67	57	2173.64
14-15	5.5	209.74	62.5	2383.38
15-16	06	228.8	68.5	2612.18
16-17	06	228.8	74.5	2840.98
17-18	5.5	209.74	80	3050.72
18-19	05	190.67	85	3241.39
19-20	4.5	171.6	89.5	3412.99
20-21	04	152.53	92.5	3565.52
21-22	03	114.4	96.5	3679.92
22-23	02	76.26	98.5	3756.18
23-24	1.5	57.20	100	3813.49

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune de Khemisti est de **$238.34\text{m}^3/\text{h}$** et survient entre 8h et 12h.

Tableau (II.18) : Variation du débit horaire pour la commune de Bouharoun

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=2339.3\text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1.5	35.09	1.5	35.09
1-2	1.5	35.09	3	70.18
2-3	1.5	35.09	4.5	105.27
3-4	1.5	35.09	6	140.36
4-5	2.5	58.48	8.5	198.84
5-6	3.5	81.87	12	280.71
6-7	4.5	105.27	16.5	385.98
7-8	5.5	128.66	22	514.64
8-9	6.25	146.2	28.25	660.84
9-10	6.25	146.2	34.5	807.04
10-11	6.25	146.2	40.75	953.24
11-12	6.25	146.2	47	1099.44
12-13	05	116.96	52	1216.4
13-14	05	116.96	57	1333.36
14-15	5.5	128.66	62.5	1462.02
15-16	06	140.36	68.5	1602.38
16-17	06	140.36	74.5	1742.74
17-18	5.5	128.66	80	1871.4
18-19	05	116.96	85	1988.36
19-20	4.5	105.27	89.5	2093.63
20-21	04	93.57	92.5	2187.2
21-22	03	70.18	96.5	2257.38
22-23	02	46.78	98.5	2304.16
23-24	1.5	35.09	100	2339.3

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune de Bouharoun est de **146.2m³/h** et survient entre 8h et 12h.

Tableau (II.19) : Variation du débit horaire de la commune d'Ain Tagourait (la partie alimentée par le R250m³)

Heures	Consommation Totale $Q_{\max,j}=868.69\text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0-1	01	8.69	1	8.69
1-2	01	8.69	2	17.38
2-3	01	8.69	3	26.07
3-4	01	8.69	4	34.76
4-5	02	17.37	6	52.13
5-6	03	26.06	9	78.19
6-7	05	43.43	14	121.62
7-8	6.5	56.46	20.5	178.08
8-9	6.5	56.46	27	234.54
9-10	5.5	47.78	32.5	282.32
10-11	4.5	39.09	37	321.41
11-12	5.5	47.78	42.5	369.19
12-13	07	60.8	49.5	429.99
13-14	07	60.8	56.5	490.79
14-15	5.5	47.78	62	538.57
15-16	4.5	39.09	66.5	577.66
16-17	05	43.43	71.5	621.09
17-18	6.5	56.46	78	677.55
18-19	6.5	56.46	84.5	734.01
19-20	5.0	43.43	89.5	777.44
20-21	4.5	39.09	94	816.53
21-22	03	26.06	97	842.59
22-23	02	17.37	99	856.96
23-24	01	8.69	100	868.65

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la région alimentée par le réservoir R250m³ de la commune de Ain Tagourait et de **56.46m³/h** et survient le matin entre 12h et 14h.

Tableau (II.20) : Variation du débit horaire de la commune de Ain Tagourait (la partie alimentée par le R500m³)

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=1737.38\text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	01	17.38	1	17.38
1-2	01	17.38	2	34.76
2-3	01	17.38	3	52.14
3-4	01	17.38	4	69.52
4-5	02	34.75	6	104.27
5-6	03	52.12	9	156.39
6-7	05	86.87	14	243.26
7-8	6.5	112.93	20.5	356.19
8-9	6.5	112.93	27	469.12
9-10	5.5	95.56	32.5	564.68
10-11	4.5	78.18	37	642.86
11-12	5.5	95.56	42.5	738.42
12-13	07	121.62	49.5	860.04
13-14	07	121.62	56.5	981.66
14-15	5.5	95.56	62	1077.22
15-16	4.5	78.18	66.5	1155.4
16-17	05	86.87	71.5	1242.27
17-18	6.5	112.93	78	1355.2
18-19	6.5	112.93	84.5	1468.13
19-20	5.0	86.87	89.5	1555
20-21	4.5	78.18	94	1633.18
21-22	03	52.12	97	1685.3
22-23	02	34.75	99	1720.05
23-24	01	17.38	100	1737.38

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la région alimentée par le réservoir $R500\text{m}^3$ de la commune de Ain Tagourait et de **$121.62\text{m}^3/\text{h}$** et survient le matin entre 12h et 14h.

Annexe (2) : Prix de revient des conduites en fonte ductile

Type de la conduite	Diamètre de la conduite (mm)	Prix de revient (DA)	PN (bars)
Fonte ductile PN	100	3 458,30	64
	125	4 029,42	64
	150	4 428,24	60
	200	5 663,86	52
	250	7 461,72	46
	300	8 948,09	41
	350	12 318,19	38
	400	14 136,10	35
	450	17 614,03	32
	500	19 617,93	30
	600	26 893,15	30
	700	35 377,32	27
	800	38 342,72	25
	900	47 070,72	25
	1000	53 618,62	25
	1100	65 417,28	64
	1200	79 812,21	64
1400	97 374,71	60	

Annexe (3) : Variation de l'angle d'ouverture en fonction de C_0

Angle d'inclinaison du papillon (θ)	C_0
0-5	0,25
10	0,52
20	1,54
30	3,91
40	10,8
45	18,7
50	32,6
60	118
70	751
80	1400

Résumé

Le présent travail d'alimentation en eau potable à pour objectif l'étude de renforcement de l'Est de la wilaya de Tipaza (Douaouda, Fouka, Bou Ismail, Khemisti, Bouharoun, Ain Tagourait) à partir du complexe de Mouaz.

Apes avoir présenté le site du projet, nous avons entamé l'étude des besoins en eau des différentes catégories d'usage qui émerge les différents débits. Puis nous avons procédé au dimensionnement des réservoirs et les conduites d'adduction. Par suite une étude du coup de bélier a été faite et on a constaté que les tronçons ne présenté aucun risque.

Mots clés : alimentation en eau potable, renforcement, réservoirs, adduction, coup de bélier,

Abstract

This work of watter supply study aims to strengthen the eastern of Tipaza (Douaouda, Fouka, Bou Ismail, Khemisti, Bouharoun, Ain Tagourait) from the Mouaz complex.

After presenting the project site, we began the study of water needs of different categories of use that emerges different rates. Then we proceeded to the sizing of tanks and supply lines.

The study of water hammer was done to protect the pipelines that pose risks.

Keywords : water supply, strengthen, tanks, supply, water hammer,

ملخص

هذا العمل من أهداف إمدادات المياه من الشرق تعزيز دراسة ولاية تيبازة من مجمع معاذ.

بعد أن قدم موقع المشروع، بدأنا دراسة الاحتياجات المائية لمختلف فئات الاستخدام التي تبرز بنسب مختلفة. ثم انتقلنا إلى التحجيم من الدبابات وخطوط الإمداد. تم إجراء دراسة للمطرقة لحماية خطوط الأنابيب التي تشكل مخاطر.

الكلمات الرئيسية : إمدادات مياه الشرب, تعزيز, الدبابات, الإمداد, المطرقة.