



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

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

M_r LAHMAR Mohammed

M_r HAMAZ Zin eddine

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE :

Diagnostic et étude du réseaux d'AEP du centre urbain de la commune TAOURGA, Wilaya de Boumerdes

Soutenu le 04/07/2019 devant le jury composé de :

- Président : M^r. SAOU.A
- Promoteur (s): M^r. BRAKNI.A
- Examineur (s) : M^r. NASRI.K

Année Universitaire : 2018/2019

Année Universitaire : 2018/2019

Remerciement

Nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribué à la réalisation de ce travail en particulier :

Notre promoteur **Mr BRAKNI.A** d'avoir accepté de nous encadrer, et pour ses précieux conseils qu'il nous prodigué durant ce travail.

Tous les enseignants du département d'hydraulique qui ont donné de leur savoir.
Nous tenons à remercier profondément les membres de jury d'avoir accepté de juger notre travail.

Nous remercions également l'ensemble du personnel de la subdivision d'hydraulique de **Taourga** pour avoir mis à notre disposition tous les documents et données afin de réaliser ce modeste travail.

En fin, nous remercions tous ceux qui ont contribué de près où de loin à la réalisation de ce travail.

Sommaire

Introduction générale :.....	1
Chapitre I : Présentation du site et estimation des besoins en eau	
I.1 Introduction.....	2
I.2 Présentation de la commune de TAOURGA.....	2
I.2.1 Situation Géographique.....	2
I.2.2 Situation topographique	3
I.2.3 Situation géologique et tectonique.....	3
I.2.4 Situation Climatique	4
I.2.5 Situation Hydraulique	4
I.2.5.1 Ressources disponibles	4
I.2.5.2 Bilan des ressources	5
I.3 Estimation des besoins	5
I.3.1 Estimation de la population à l’horizon d’étude.....	5
I.3.2 ESTIMATION DES BESOINS EN EAU.....	6
I.3.2.1 Besoins Domestiques.....	6
I.3.2.2 Besoins d’équipements	7
I.3.3 Détermination des différents besoins de l’agglomération.....	8
I.3.3.1 Besoins administratifs	8
I.3.3.2 Besoins commerciaux et besoins de cheptel.....	8
I.3.3.3 Besoins industriels :.....	8
I.3.4 Tableau récapitulatif des différents besoins en eau à l’horizon 2045.....	9
I.3.5 Majoration de la consommation moyenne journalière	9
I.3.5.1 Variation de la consommation journalière.....	10
I.3.6 Variation de la consommation horaire :	11
I.3.6.1 Coefficient d'irrégularité maximal horaire ($K_{\max h}$).....	11
I.3.6.2 Coefficient d'irrégularité minimal horaire ($K_{\min h}$)	12
I.3.6.3 Débit maximum horaire.....	12
I.3.6.4 Débit minimal horaire :.....	12
I.3.7 BILAN DE COMPARAISON (PRODUCTION – BESOIN)	13
I.3.7.1 Production.....	13
I.3.7.2 Bilan Hydrique:	13
I.4 Conclusion.....	14

Sommaire

Chapitre II : Diagnostic du réseau

II.1 Introduction	15
II.2 Diagnostic physique	15
II.2.1 Les forages	15
II.2.1.1 Forage F1	15
II.2.1.2 Forage F2 (En Arrêt)	16
II.2.1.3 Forage F3	18
II.2.2 Station de pompage TAZROUT	19
II.2.3 Station de pompage TAOURGA	20
II.2.4 Bâche semi enterre 500m ³ TAZROUT:	22
II.2.5 Bâche semi enterre R1 700m ³ TAOURGA	24
II.2.6 Réservoir R2 200m ³ TAOURGA	26
II.2.7 Réservoir R3 100m ³ EL-DJEMAA	29
II.3 Conclusion	31

Chapitre III : Réservoirs

III.1 Introduction	32
III.2 Rôles des réservoirs:	32
III.3 Classification des réservoirs	33
III.3.1 La position du réservoir par rapport au sol	33
III.3.2 La forme de la cuve	33
III.3.3 La nature des matériaux	33
III.3.4 Selon le mode de fermeture	33
III.3.5 Selon la complexité de la construction	33
III.4 Choix du type du réservoir	33
III.5 Capacité du réservoir :	34
III.5.1 Détermination de la valeur de (P%) :	34
III.5.2 Le volume total du réservoir :	35
III.5.3 Dimensionnement des réservoirs projetés :	35
III.6 Vérification de la Capacité de stockage pour l'horizon d'étude (2045)	36
III.7 Capacité des ouvrages existants	36
III.8 Détermination des capacités des réservoirs :	36
III.8.1 Dimensionnement de la Bâche semi enterre 700m ³ TAOURGA R1:	36
III.8.2 Dimensionnement du réservoir R2	38

Sommaire

III.8.3 Dimensionnement du réservoir R3.....	39
III.8.4 Dimensionnement des réservoirs projetés :	40
III.9 Conclusion :	41

Chapitre IV : Adduction et Pompes

IV.1 Introduction.....	42
IV.2 Types d'adduction.....	42
IV.2.1 Adduction par refoulement.....	42
IV.2.2 Adduction gravitaire	42
IV.2.3 Adduction mixte	42
IV.3 Choix du tracé.....	42
IV.4 description du schéma d'adduction	43
IV.5 Choix du type des conduites :	43
IV.6 Etude technico-économique.....	44
IV.6.1 Calcul du diamètre économique	44
IV.6.2 Calcul de la vitesse.....	44
IV.6.3 Calcul des pertes de charge	44
IV.6.3.1 Les pertes de charge linéaire (HL)	45
IV.6.3.2 Les pertes de charge singulières (HS)	46
IV.6.3.3 Les pertes de charge totale (HT)	46
IV.6.4 Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation (HMT).....	46
IV.6.5 Calcul de la puissance absorbée par la pompe	46
IV.6.6 Calcul de l'énergie consommée par la pompe.....	46
IV.6.7 Calcul des frais d'exploitation.....	46
IV.6.9 Calcul du bilan.....	47
IV.7 Prix et diamètre des conduites :	47
IV.8 Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction.....	47
IV.8.1 Dimensionnement de l'adduction par refoulement.....	47
IV.8.1.1 Tronçon SP TAZROUT vers R01	47
IV.8.1.2 Tronçon SP TAOURGA vers R03 :	49
IV.8.2 Dimensionnement de l'adduction gravitaires	50
IV.8.2.1 Tronçon R01 vers R02	50
IV.9 Les pompes	53
IV.9.1 Choix du type de la pompe.....	53

Sommaire

IV.9.2	Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges	53
IV.9.2.1	Hauteur manométrique totale (HMT)	53
IV.9.2.2	Le débit (Q).....	53
IV.9.2.3	La vitesse de rotation (N)	54
IV.9.2.4	Les puissances	54
IV.9.2.5	Le rendement (η)	54
IV.9.3	Les Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge	54
IV.9.3.1	La courbe hauteur-débit « $H=f(Q)$ »	54
IV.9.3.2	La courbe rendement-débit « $\eta=f(Q)$ ».....	54
IV.9.3.3	La courbe de la puissance absorbée « $P=f(Q)$ ».....	54
IV.9.4	Le point de fonctionnement d'une pompe.....	55
IV.9.5	Le phénomène de cavitation.....	57
IV.9.6	Etude et choix des pompes du projet	58
IV.9.6.1	Elévation de l'eau de la SP TAZROUT vers R01	58
IV.9.6.2	Elévation de l'eau de la SP TAOURGA vers R03	61
IV.10	Conclusion	64

Chapitre V : protection contre le phénomène de coup de bélier

V.1	Introduction	65
V.2	Protection des conduites contre le coup de bélier :	65
V.2.1	Description du phénomène	65
V.2.2	Causes du coup de bélier	65
V.2.3	Analyse physique du coup de bélier	65
V.2.4	Les conséquences du coup de bélier	67
V.2.4.1	Cas de la surpression	67
V.2.4.2	Cas de la dépression.....	67
V.2.4.3	Fatigue de la canalisation	68
V.2.5	Moyens de protection contre le coup de bélier	68
V.2.5.1	Volant d'inertie	68
V.2.5.2	Les ventouses	69
V.2.5.3	Soupapes de décharge	69
V.2.5.4	Réservoir d'air	70
V.2.5.5	Cheminée d'équilibre	70
V.2.6	Etude du coup de bélier	71

Sommaire

V.2.6.1	<i>La valeur du coup de bélier</i>	71
V.2.7	Application numérique du coup de bélier	72
V.3	conclusion	73

Chapitre VI : Distribution

VI.1	Introduction	74
VI.2	Classification des réseaux de distribution	74
VI.2.1	Le réseau ramifié	74
VI.2.2	Le réseau maillé	74
VI.2.3	Le réseau mixte	74
VI.3	Choix du tracé	74
VI.4	Choix des conduites de distribution	75
VI.5	Description du réseau projeté	75
VI.6	Calcul hydraulique du réseau de distribution	76
VII.6.1	Détermination des débits	76
VI.6.1.1	<i>Débit de pointe</i>	76
VI.6.1.2	<i>Débit spécifique</i>	76
VI.6.1.3	<i>Débit en route</i>	76
VI.6.1.4	<i>Débits aux nœuds</i>	77
VI.7	Calcul des différents débits du réseau	77
VI.8	Modélisation et simulation du réseau	79
VI.8.1	Formule de pertes de charge utilisées	79
VI.8.1.1	<i>Pertes de charge linéaires</i>	79
VI.8.2	Résultats de la simulation du réseau avec EPANET	80
VI.9	Conclusion	84

Chapitre VII : système d'information géographique

VII.1	Introduction	85
VII.2	Présentation du système d'information géographique SIG	85
VII.2.1	système d'information géographique (SIG)	85
VII.2.2	Composantes d'un SIG	85
VII.2.3	Fonctionnalités d'un SIG	85
VII.2.4	Utilité des SIG	86
VII.2.5	Les avantage d'un SIG	87
VII.2.6	Elaboration d'un SIG	87
VII.3	Présentation du logiciel MapInfo	87

Sommaire

VII.3.1 Définition	87
VII.3.2 Interface de travail	88
V.4. Création du système d'information géographique du réseau d'AEP de la commune deTAOURGA	88
VII. 4.1 Préparation du fond de la carte.....	88
VII.4.2 Création des tables	89
VII.4.3 La vectorisation du réseau d'AEP sur MapInfo	89
<i>VII.4.3.1 Vectorisation du réseau d'adduction</i>	90
<i>V.4.3.2 Vectorisation du réseau de distribution</i>	91
VII.5 La gestion du réseau d'alimentation en eau potable	93
VII.5.1 La gestion classique des réseaux d'AEP	93
VII.5.2 Gestion informatisé des réseaux d'AEP	93
VII.5.3 Gestion des réseaux d'AEP par SIG	94
<i>VII.5.3.1 Requêtes SQL</i>	94
<i>VII.5.3.2 Analyse thématique :</i>	94
VII.6 Conclusion	96
Conclusion générale :	99

Liste des abréviations et symboles

T : Taux d'accroissement de la population (%) ;
n : nombre d'années séparent l'année de référence de l'horizon voulu ;
 P_n : population à l'horizon d'étude ;
 P_0 : population de l'année actuelle ou de référence ;
 Q_{moyj} : consommation moyenne journalière (m^3 /j) ;
D : Dotation journalière (l/j/hab.) ;
N : Nombre de consommateurs. (Hab.) ;
 Q_{moyj} : Consommation moyenne journalière (m^3/j) ;
 K_{maxj} : Coefficient d'irrégularité journalière maximum ;
 Q_{moyh} : Débit moyen horaire (m^3/h) ;
 Q_{maxj} : Débit maximal journalier (m^3/j) ;
 $K_{max h}$: Coefficient d'irrégularité horaire maximum ;
 α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail ;
 B_{max} : coefficient dépend du nombre d'habitants ;
 α_{min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail ;
 β_{min} : coefficient dépend du nombre d'habitants ;
 Q_h : Le débit horaire (l/h) ;
 $Q_{max j}$: débit maximal journalier l/h) ;
 V_r : Volume maximal de stockage pour la consommation (m^3) ;
P(%) : résidu maximal dans le réservoir (%) ;
 R_{max} : valeur maximale dans le réservoir (%) ;
 R_{min} : valeur minimale dans le réservoir (%) ;
 V_T : volume total du réservoir (m^3) ;
 V_{inc} : volume de la réserve d'incendie (m^3) ;
D : diamètre (m) ;
V : volume (m^3) ;
H : hauteur (m) ;
 H_{inc} : Hauteur de la réserve d'incendie (m) ;
S : surface (m^2) ;
 D_r : Diamètre du réservoir (m) ;
 V_r projeté : Volume normalisé de réservoir projeté (m^3) ;
 H_r : C'est la hauteur de l'eau dans le réservoir ;
J : pertes de charge linéaires en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau (m/m) ;
L : Longueur de la conduite (m) ;
V : Vitesse (m/s) ;
g : Accélération de la pesanteur ($g= 9,81 m/s^2$) ;
 λ : Coefficient de frottement linéaire exprimé par la formule de COLLEBROOK ;
K : Rugosité absolue des tuyaux neufs ;
 α : Coefficient de vieillissement, déterminé à partir de l'abaque de PETER ;
 Re : Nombre de Reynolds ;
 H_L : Pertes de charge linéaires (m) ;
 H_S : Pertes de charge singulières (m) ;

Liste des abréviations et symboles

H_T : Pertes de charge totales (m) ;
 HMT : Hauteur manométrique (m) ;
 H_g : Hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau(m) ;
 P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;
 η : rendement de la pompe ;
 E : énergie consommée par la pompe (kWh) ;
 T : nombre d'heures de pompage (h) ;
 P_u : prix du kWh (DA) ;
 A : amortissement annuel de la conduite ;
 i : taux d'annuité (égale à 8 % en Algérie) (%) ;
 n : durée d'exploitation de la conduite ;
 F_{amor} : Les frais d'amortissement(DA) ;
 P_U : prix unitaire de la conduite (DA) ;
 F_{exp} : Les frais d'exploitation (DA) ;
 B_L : Le bilan (DA) ;
 CR : Cote radié ;
 CTP : Cote trop plein ;
 ξ : le coefficient de perte de charge de la vanne ;
 θ : L'angle d'inclinaison de la vanne ;
 J_{asp} : Pertes de charge à l'aspiration en (m) ;
 J_{ref} : Pertes de charge au refoulement en (m) ;
 P_a : Puissance absorbée par la pompe en (Kw) ;
 R : coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m) ;
 H_C : La caractéristique de la conduite ;
 P_a : La puissance absorbée ;
 N : la vitesse de rotation ;
 N' : Nouvelle La vitesse de rotation ;
 $NPSH_d$: charge nette disponible à l'aspiration de la pompe ;
 $NPSH_r$: charge nette requise à l'aspiration de la pompe ;
 Q_p : débit de pointe (l/s) ;
 Q_S : débits spécifiques (l/s) ;
 Q_r : débits en route (l/s) ;
 Q_n : débit au nœud (l/s) ;
 P_m : Pourcentage horaire (%) ;
 Q_c : débit concentré (l/s) ;
 L : Longueur du tronçon (m) ;
 $\sum L_i$: somme des Longueurs des tronçons du réseau (m) ;
 a : la célérité de l'onde (m/s) ;
 K : Coefficient dépendant de la nature de la conduite ;
 D : Diamètre intérieur de la conduite (m) ;
 E : Epaisseur de la conduite (m) ;
 b : La valeur du coup de bélier (m) ;
 Z_0 : Pression absolue de la conduite ;
 Z_{max} : La valeur maximale de la pression (surpression) ;
 Z_{min} : La valeur maximale de la pression (dépression) ;

Liste des abréviations et symboles

SIG: système d'information géographique ;

SQL: Structured Query Language ;

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

Tableau (I. 1) Caractéristique de la ressource superficielle de TAOURGA	4
Tableau (I.2) Caractéristiques des forages.....	5
Tableau (I.3) Bilan des ressources	5
Tableau (I.4) Evaluation de la population pour les différents horizons	6
Tableau (I. 5) Les besoins domestiques à différents horizons	7
Tableau (I. 6) Plan national de l'eau retenu au pourcentage de la demande domestique	7
Tableau (I. 7) Détermination des besoins administratifs	8
Tableau (I. 8) Détermination des besoins commerciaux et besoin de cheptel	8
Tableau (I. 9) Détermination des besoins industriels	8
Tableau (I. 10) Récapitulatif des différents besoins.....	9
Tableau (I. 11) Récapitulatif de la consommation moyenne journalière	9
Tableau (I. 12) Calcul de la consommation moyenne, minimale et maximale journalière	10
Tableau (I. 13) Valeurs du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitants.....	11
Tableau (I. 14) Valeurs du coefficient $K_{max h}$ pour la zone d'étude.....	12
Tableau (I. 15) Valeurs du coefficient β_{min} en fonction du nombre d'habitants	12
Tableau (I. 16) Valeurs du coefficient $K_{min h}$ pour la zone d'étude.....	12
Tableau (I. 17) Variations des débits horaires	13
Tableau (I. 18) Bilan ressources	13
Tableau (I. 19) Bilan hydrique	13

Chapitre II : Diagnostic du réseau

Tableau (II. 1) Diagnostic Forage F1	16
Tableau (II. 2) Diagnostic Forage F2	17
Tableau (II. 3) Diagnostic Forage F3	19
Tableau (II. 4) Diagnostic Station de pompage TAZROUT	20
Tableau (II. 5) Diagnostic station de pompage Taouarga	21
Tableau (II. 6) Diagnostic bache semi en terre Tazrout	23
Tableau (II. 7) Diagnostic Réservoir R1 :	26
Tableau (II. 8) Diagnostic Réservoir R2	28
Tableau (II. 9) Diagnostic réservoir R3.....	30

Chapitre III : Réservoirs

Tableau (III. 1) Calcul de débit max journalier pour l'horizon d'étude (2045).....	36
Tableau (III. 2) Tableau donnant la capacité des réservoirs existants	36
Tableau (III. 3) Dimensionnement Bache semi enterre TAOURGA R1	37
Tableau (III. 4) Dimensionnement du réservoir R2	38
Tableau (III. 5) Dimensionnement du réservoir R3	39
Tableau (III. 6) Dimensionnement des réservoirs projetés.....	40

Chapitre IV : Adduction et Pompes

Tableau (IV. 1) Calcul de la HMT 1	48
Tableau (IV. 2) Calcul des frais d'exploitation 1	48
Tableau (IV. 3) Calcul des frais d'amortissement 1.....	48
Tableau (IV. 4) Calcul du bilan global 1	49
Tableau (IV. 5) Calcul de la HMT 2	49
Tableau (IV. 6) Calcul des frais d'exploitation 2.....	49
Tableau (IV. 7) Calcul des frais d'amortissement 2.....	50
Tableau (IV. 8) Calcul du bilan global 2	50
Tableau (IV. 9) Calcul de la HT du tronçon (R01-R02)	51
Tableau (IV. 10) Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température. ...	58
Tableau (IV. 11) Les points de la courbe caractéristique	60
Tableau (IV. 12) Les points de la courbe caractéristique	62

Chapitre V : protection contre le phénomène de coup de bélier

Tableau (V. 1) les valeurs numériques de coup de bélier pour les tronçons de refoulement et gravitaires	72
--	----

Chapitre VI : Distribution

Tableau (VI. 1) Détermination des débits aux nœuds.	77
Tableau (VI. 2) Les résultats de la simulation des arcs (conduites).....	80
Tableau (VI. 3) Les pressions et les charges au niveau des noeuds du réseau	82

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

Figure (I. 1) Localisation de la ville TAOURGA dans la wilaya de Boumerdes.....	2
Figure (I. 2) Evaluation de la population aux différents horizons	6
Figure (I. 3) Evolution du débit total de différentes catégories	9
Figure (I. 4) Evolution des débits moyens, minimaux et maximaux journaliers	11
Figure (I. 5) Représentation du bilan hydrique	14

Chapitre II : Diagnostic du réseau

Figure (II. 1) Abri du forage 01	15
Figure (II.2) Equipements du forage 01	15
Figure (II. 3) Armoire électrique.....	15
Figure (II. 4) Abri du forage 02.....	16
Figure (II. 5) Chemin d'accès au forage.....	16
Figure (II. 6) conduite d'aspiration partie de refoulement	17
Figure (II. 7) Armoire électrique.....	17
Figure (II. 8) Abri du forage 03	18
Figure (II. 9) Chemin d'accès au forage.....	18
Figure (II. 10) Equipements du forage	18
Figure (II. 11) Raccordements électriques.....	18
Figure (II. 12) Vue générale de la station de pompage	19
Figure (II. 13) Conduites, vannes et clapets	19
Figure (II. 14) Station de pompage TAZROUT	20
Figure (II. 15) Vue générale de la station de pompage	20
Figure (II. 16) Station de pompage TAOURGA.....	21
Figure (II. 17) Accessoire réseau	21
Figure (II. 18) Vue générale de la bache a eau	22
Figure (II. 19) Système de javellisations	22
Figure (II. 20) Echelle extérieur.....	22
Figure (II. 21) Echelle intérieur et conduite trop plein.....	22
Figure (II. 22) Chambre des vannes	23
Figure (II. 23) Etat des conduites.....	23
Figure (II. 24) Vue générale de la bache a eau	24
Figure (II. 25) Chambre des vannes	24
Figure (II. 26) Chambre des vannes	25
Figure (II. 27) Chambre des vannes	25
Figure (II. 28) Vue générale de réservoir	26
Figure (II. 29) Chambre des vannes	26
Figure (II. 30) Conduite d'arrivée.....	26
Figure (II. 31) Echelle extérieur.....	26
Figure (II. 32) Echelle intérieur	27
Figure (II. 33) Etat de la trappe.....	27
Figure (II. 34) chambre des vannes	27
Figure (II. 35) chambre des vannes	28
Figure (II. 36) Vue générale du réservoir	29
Figure (II. 37) Chambre des vannes	29

Figure (II. 38) Etat de la trappe.....	29
Figure (II. 39) Conduite d'arrivée.....	29
Figure (II. 40) Conduite de distribution	29
Figure (II. 41) Conduite trop plein et d'arrivée.....	29
Figure (II. 42) Conduites, Vannes.....	30

Chapitre III : Réservoirs

Figure (III. 1) Coupe transversale d'un réservoir semi enterré cylindrique.....	34
---	----

Chapitre IV : Adduction et Pompes

Figure (IV. 1) Schéma générale des adductions	52
Figure (IV. 2) Courbes caractéristiques des pompes et des conduites.	55
Figure (IV. 3) Les courbes caractéristiques de la pompe SP TAZROUT.	59
Figure (IV. 4) La caractéristique du point de fonctionnement pour la pompe.....	60
Figure (IV. 5) Les courbes caractéristiques de la pompe SP TAOURGA.....	61
Figure (IV. 6) Point de fonctionnement de la pompe.....	63

Chapitre V : protection contre le phénomène de coup de bélier

Figure (V. 1) (phase 1 de phénomène), contraction de la conduite.....	66
Figure (V. 2) (phase 2 de phénomène), écoulement au sens inverse.....	66
Figure (V. 3) (phase 3 de phénomène), Distension de la conduite	66
Figure (V. 4) (phase 4 de phénomène), Retours aux conditions initiales	67
Figure (V. 5) Volant d'inertie	68
Figure (V. 6) Ventouse à trois fonctions et Ventouse à fonction unique.....	69
Figure (V. 7) Fonctionnement d'une soupape de décharge.....	69
Figure (V. 8) Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air	70
Figure (V. 9) Cheminée d'équilibre	71

Chapitre VI : Distribution

Figure (VI. 1) Schéma représentatif du réseau de distribution	75
Figure (VI.2) Etat des nœuds et des arcs (conduites) du réseau.	84

Chapitre VII : Système d'information géographique

Figure (VII. 1) Organigramme d'un SIG.....	86
Figure (VII. 2) Interface de travail MapInfo.....	88
Figure (VII. 3) Fond de carte la zone d'étude.....	88
Figure (VII. 4) photo satellite de la zone d'étude obtenue sur Google earth.....	89
Figure (VII. 5) Résultat de la vectorisation du réseau d'adduction	90
Figure (VII. 6) Résultat de la vectorisation du réseau de la distribution.....	92
Figure (VII. 7) Informations attributaires des composantes du réseau.....	93
Figure (VII. 8) Résultats d'une sélection RQL	94

Figure (VII.9) Les étapes de l'Analyse thématique	95
Figure (VII. 10) résultats de l'Analyse thématique (vitesse des conduites)	96
Figure (VII. 11) Tracé du réseau d'adduction géo-référencé de la zone d'étude.....	97
Figure (VII. 12) Tracé du réseau d'adduction de la zone d'étude.....	98

*Introduction
générale*

Introduction générale

Depuis toujours, l'un des principaux soucis de toute civilisation était d'améliorer ses moyens d'approvisionnement en eau potable car elle constitue un atout majeur du développement socioéconomique de cette dernière.

Notre travail concerne en étude de l'alimentation en eau potable de la commune TAOURGA, à partir de station de pompage TAZROUT qui possède un débit de 65 l/s.

Nous débuterons notre travail par une présentation des différentes situations (géographique, topographique, climatique et hydraulique) de notre zone ainsi que l'estimation des différents besoins en eau, aux divers horizons ; en se basant sur le nombre d'habitants et sur les équipements existants dans cette région, Suivi d'une confrontation du rapport (besoins-ressources), ensuite nous passerons au deuxième chapitre qui constitue un diagnostic physique du réseau de cette commune.

Au cours du troisième chapitre nous dimensionnerons les réservoirs et comparer leur capacité avec celle des réservoirs existants et de projeter si nécessaire d'autres réservoirs pour satisfaire les besoins de la population ensuite le quatrième chapitre qui est consacré au dimensionnement des conduites d'adduction soit gravitaire ou par refoulement, en se basant sur les conditions d'ordre technique et économique ce chapitre consistera aussi à choisir les pompes adéquates qui répondent aux exigences du projet en recherchant leurs points de fonctionnement.

En ce qui concerne le cinquième chapitre réservé au phénomène du coup de bélier, le but sera de minimiser tous risques d'endommagement et de perturbation du réseau et ce en proposant des moyens de protection si-nécessaire.

Puis, nous entrons dans le sixième chapitre qui est consacré au dimensionnement du réseau de distribution.

Enfin, le dernier chapitre est consacré à l'élaboration d'un système d'information géographique servant de base de données destinée à faciliter la tâche de la gestion de ce patrimoine ainsi que l'utilisation de quelques techniques de gestion par SIG.

Chapitre I

*Présentation du site
et estimation des
besoins en eau*

I.1 Introduction

Ce chapitre consiste à développer deux points essentiels. Le premier point est consacré à la présentation de l'aire d'étude de point de vue géographique, topographique, géologique, climatique et hydrologique ; et le deuxième point est consacré à estimer les besoins en eau qui sont nécessaires pour le dimensionnement d'un réseau d'eau potable.

I.2 Présentation de la commune de TAOURGA

I.2.1 Situation Géographique

La commune de TAOURGA est située à l'extrême Est de la wilaya de BOUMERDES, elle s'étend sur une superficie de 27km² et compte une population de 8341 habitants au dernier recensement de 2008.

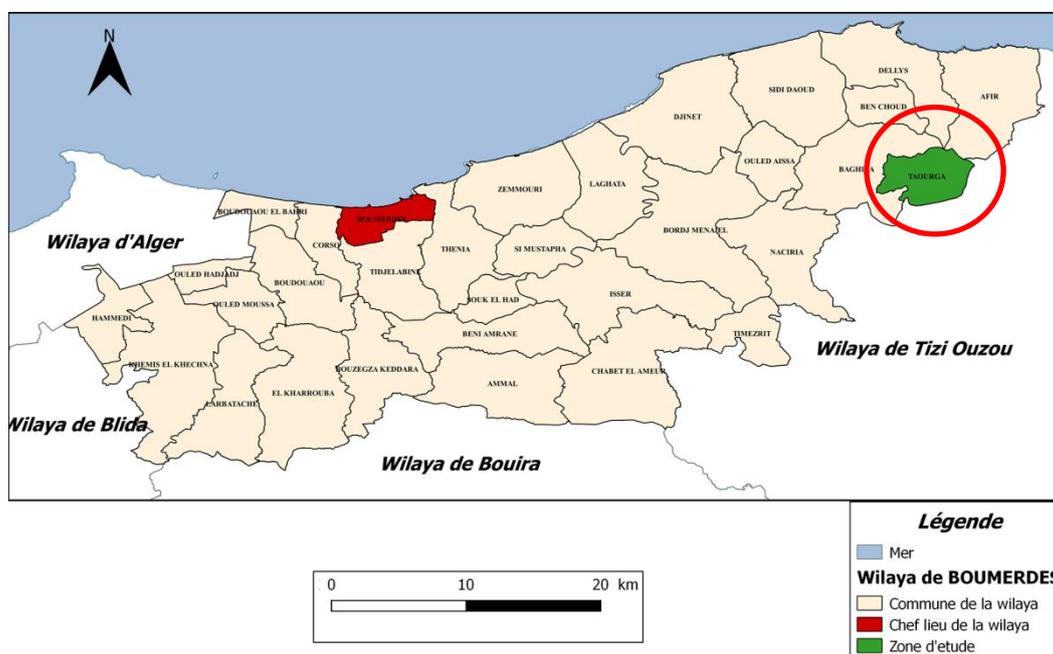


Figure (I. 1) Localisation de la ville TAOURGA dans la wilaya de Boumerdes.

La commune de TAOURGA est limitée par [1]:

- La commune d'AFIR au nord.
- La commune de SIIDI NAAMANE au sud.
- La commune de SIIDI NAAMANE à l'est.
- La commune de BAGHLIA à l'ouest.

Dans notre étude on s'intéressera au centre urbain de la commune dont cette zone est découpée en trois parties :

- **Partie n°01(zone haute)** : cette partie est composée par les cités suivantes (EGHILE, Lotissement B, Lotissement A, AFIR et une partie de l'ancienne ville)

- **Partie n°02 (zone basse)** : cette partie est composée par les cités suivantes (Village Ain Hadjadj, une partie de l'ancienne ville et une partie du village Beni Attar).
- **Partie n°03** : cette partie est composée par les cités suivantes (Les bâtiments, Evolutifs, Village El-Djemaa et les 150 logts qui sont programmés au court terme).

I.2.2 Situation topographique

On distingue deux grandes catégories de pentes [1]:

- La première catégorie comprise entre 12 et 25% est prépondérante et couvre en termes de superficie la partie Nord de la commune. Notons que cette partie du territoire de la commune est caractérisée par l'implantation humaine dans la mesure où elle représente le siège de l'agglomération chef-lieu de commune dont le site est un replat ainsi que l'agglomération secondaire Beni Attar et le hameau Ain Tinegrine.
- La deuxième catégorie de pentes est supérieure à 25%. Elle est largement dominante dans la partie Sud de la commune. C'est une catégorie caractérisée par la densité du réseau hydrographique et des altitudes supérieures à 500 m, d'où les conditions difficiles d'accessibilité. Par conséquent, les voies de communication existantes sont matérialisées par des pistes. La forêt couvre largement cette partie du territoire de la commune.

I.2.3 Situation géologique et tectonique

Une tectonique caractérisée par la présence de failles [1]:

Les formations géologiques dominantes dans le territoire de la commune sont les marnes, argiles et flyschs. Il s'agit donc de roches tendres, soumises à l'érosion, à la faveur de la déclivité des terrains qu'elles constituent.

Ainsi, les éboulis et les glissements de terrains sont assez fréquents sur les couvertures d'argiles et de flyschs.

Les terrains exposés aux phénomènes d'érosion sont localisés dans la partie Nord de la commune, sur la frange septentrionale.

La formation argileuse aux environs d'AinTinegrine est affectée par une tectonique caractérisée par la présence de failles de direction Sud-ouest, Nord-est. Les grès sont les roches dures présentes sur le territoire de la commune, particulièrement au Sud et au centre, Ces terrains sont recouvert par une forêt (foret de Mazer) dont la déclivité est supérieure à 25%. La

formation marneuse se retrouve au niveau du chef-lieu de la commune et de l'agglomération secondaire de Beni Attar.

I.2.4 Situation Climatique

Le climat qui prévaut dans la commune de TAOURGA est du type subhumide méditerranéen, avec un été chaud et sec et un hiver froid et humide.

La moyenne annuelle des températures est de 18°C, Les températures les plus basses sont enregistrées durant le mois de décembre, janvier, février. L'amplitude thermique entre les différents mois et saisons n'est pas importante [1].

La pluviométrie

Le climat étant de type méditerranéen, les précipitations sont irrégulièrement réparties sur les douze mois de l'année. Les mois de décembre, novembre et février sont les mois les plus pluvieux, en revanche, le mois de juillet est le plus sec de l'année. Durant la période de pluviométrie, les précipitations peuvent atteindre 800mm/an. Les vents: Les plus dominants sont de direction Ouest et Est. Les vents des autres directions sont d'une faible fréquence.

I.2.5 Situation Hydraulique

I.2.5.1 Ressources disponibles

➤ Eaux superficielles

La Wilaya de BOUMERDES a enrichi ses potentialités en eaux potables, à partir du barrage de TAKSEBT. Ce dernier est situé à l'Est de la ville de TIZI OUZOU. Plusieurs agglomérations bénéficient des eaux par cet ouvrage et parmi-elle la commune de TAOURGA.

Actuellement le débit moyen journalier affecté à partir du SPET à la Bâche de reprise Dar-El-Beida (BR1) est égal à 55 l/s soit 4752 m3/j.

Tableau (I. 1) Caractéristique de la ressource superficielle de TAOURGA

Ressources	Production (m3/j)	Production (l/s)	Observation	Gestionnaire	Agglomérations Desservies
SPET	4752	55	En service	ADE	TAOURGA

➤ Eaux souterraine

La commune de TAOURGA, qui s'est approvisionnée en matière d'alimentation en eau à partir de la ressource souterraine depuis longtemps.

Tableau (I.2) Caractéristiques des forages

Forages	Débit (L/s)	Observation	Gestionnaire	Agglomérations Desservies
F1	42	En service	ADE	TAOURGA, TAZROUT et DAR-EL-BEIDA
F2	09	En Arrêt		TAOURGA, TAZROUT et DAR-EL-BEIDA
F3	12	En service		DRA-EL-DJILLALI

1.2.5.2 Bilan des ressources

Tableau (I.3) Bilan des ressources

Ressources	Production	Production	Observation	Agglomérations
	(l/s)	(m ³ /j)		Desservies
SPET	55	4752	En service	TAOURGA, TAZROUT DRA-EL-DJILLALI et DAR-EL-BEIDA
F01	42	3629	En service	
F02	09	778	En Arrêt	
F03	12	1037	En service	
Total	118	10195		

1.3 Estimation des besoins

1.3.1 Estimation de la population à l'horizon d'étude

L'évolution démographique est basée sur les données du recensement RGPH 2008, et les programme de logements maintenue pour la réalisation.

Selon RGPH 2008 la Populations au chef-lieu de Taourga est de 3918 habitants. Le taux d'accroissement est de 2,4 % [1].

En utilisant la formule de la croissance géométrique pour l'estimation de la population à court, moyen et long terme

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

Où:

- P_n : Population à l'horizon d'étude.
- P₀: Population de base (2008).
- T : taux d'accroissement. (T=2.4 %).
- n : l'écart d'années entre les deux horizons.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau (I.4) suivant :

Tableau (I.4) Evaluation de la population pour les différents horizons

Horizons	RGPH	Actuel	Court terme	Moyen terme	Long terme
	2008	2019	2025	2035	2045
Taux d'accroissement (%)		2.4	2.4	2.4	2.4
Population (ACL)	3918	5086	5864	7433	9422

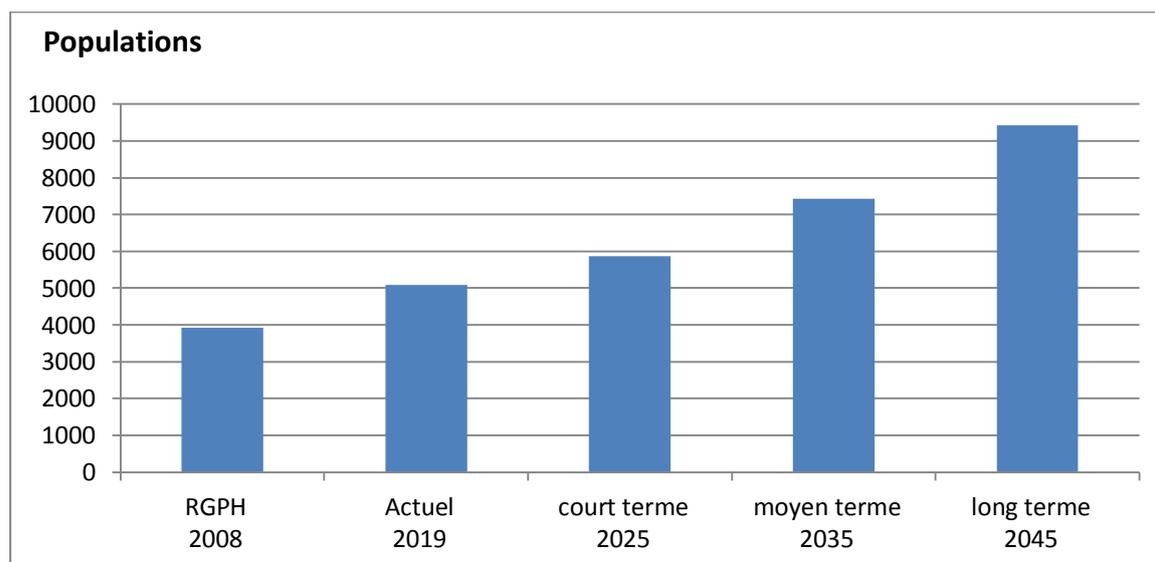


Figure (I. 2) Evaluation de la population aux différents horizons

I.3.2 ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

I.3.2.1 Besoins Domestiques

La consommation moyenne journalière domestique est obtenue par la formule suivante :

$$Q_{moyj} = \frac{D \times N}{1000} m^3/j \quad (I.2)$$

- Q_{moyj} : consommation moyenne journalière
- D : dotation journalière (D = 200 l/j/hab)
- N : Nombre d'habitant (hab)

Les besoins domestiques pour les différents horizons de calcul sont indiqués dans le tableau(I.5) suivant :

Tableau (I. 5) Les besoins domestiques à différents horizons

Horizons	Nbr.Habit. (habitant)	Dotation (l/hab/j)	Débit moy j (m3/j)
Actuel (2019)	5086	200	1017
Court terme (2025)	5864	200	1173
Moyen terme (2035)	7433	200	1487
Long terme (2045)	9422	200	1884

1.3.2.2 Besoins d'équipements

Afin d'estimer les besoins d'équipements de la ville de Taourga, nous avons recensé les différents équipements existants et ceux qui seront projetés dans le cadre de l'étude de révision du PDAU de la commune de Taourga.

Mais vue l'indisponibilité des données sur les équipements projetés et l'absence de l'information sur les unités existante et a projetées nos recommandons de se référer à **l'étude d'actualisation du plan national de l'eau (PNE) Algérie, mission 2 – volet 4 – tome 1** réalisé en Août 2010 pour le compte du ministère des ressources en eau pour une bonne estimation des besoins d'équipements existant et a projetés.

Tableau (I. 6) Plan national de l'eau retenu au pourcentage de la demande domestique

Type d'agglomération	Taux Administration(%)	Taux Commerce(%)	Taux Artisanat et petite industrie(%)	Taux total (%)
Métropoles à statut particulier de délégation (SPE)	35	17.5	17.5	70
Métropoles	30	15	15	60
Urbain supérieur	25	12.5	12.5	50
Urbain	20	10	10	40
Semi Urbain	15	10	10	35
Semi rural	10	7.5	7.5	25
Rural aggloméré	5	5	5	15
Eparse	0	0	0	0

Nous considérons que la ville de Taourga est une ville urbaine.

I.3.3 Détermination des différents besoins de l'agglomération

I.3.3.1 Besoins administratifs

Les besoins administratifs sont représentés dans le tableau (I.7) suivant :

Tableau (I. 7) Détermination des besoins administratifs

Horizon	Actuel	Court terme	Moyen terme	Long terme
	2019	2025	2035	2045
Besoins administratifs (m³/j)	203	235	297	377

I.3.3.2 Besoins commerciaux et besoins de cheptel

Le débit total journalier des besoins en eau des cheptels dans notre zone d'étude est de **510 m³/j**

Les besoins commerciaux et besoin cheptel sont représentés dans le tableau (I.8) ci-dessous :

Tableau (I. 8) Détermination des besoins commerciaux et besoin de cheptel

Horizon	Actuel	Court terme	Moyen terme	Long terme
	2019	2025	2035	2045
Besoins commerciaux (m³/j)	102	117	149	188
besoins cheptel (m³/j)	510	510	510	510
Besoins commerciaux + besoins de poulailler (m³/j)	612	627	659	698

I.3.3.3 Besoins industriels :

Les besoins industriels sont regroupés dans le tableau(I.9) suivant :

Tableau (I. 9) Détermination des besoins industriels

Horizon	Actuel	Court terme	Moyen terme	Long terme
	2019	2025	2035	2045
Besoins industriels (m³/j)	102	117	149	188

I.3.4 Tableau récapitulatif des différents besoins en eau à l’horizon 2045

Les différents besoins en eau à l’horizon 2045 sont regroupés dans le tableau (I.10) ci-après :

Tableau (I. 10) Récapitulatif des différents besoins

Besoins (m ³ /j)	Besoins domestiques (m ³ /j)	Besoins administratifs (m ³ /j)	Besoins commerciaux et cheptel (m ³ /j)	Besoins industriels (m ³ /j)	Besoins totaux (m ³ /j)
2019	1017	203	612	102	1934
2045	1884	377	698	188	3147

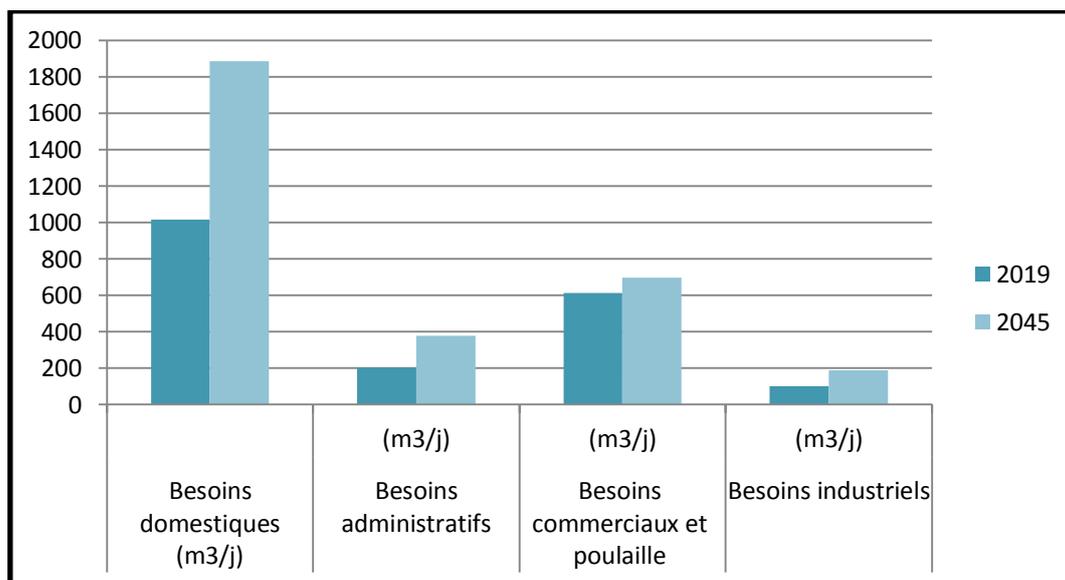


Figure (I. 3) Evolution du débit total de différentes catégories

I.3.5 Majoration de la consommation moyenne journalière

Afin d’éviter toute insuffisance dans la consommation journalière, on prévoit une majoration de **20%** des besoins totaux journaliers. Ceci pour compenser les fuites qui sont généralement dues à certaines raisons telles que: Les fuites dans les conduites du réseau d’alimentation en eau potable, la vétusté du réseau, le type du tuyau, la nature du terrain et la qualité d’entretien ; pour cela, il y a lieu de majorer la consommation moyenne journalière.

La consommation moyenne journalière est représentée dans le tableau(I.11) suivant :

Tableau (I. 11) Récapitulatif de la consommation moyenne journalière

Localité	Besoins totaux (m ³ /j)		Pertes (m ³ /j)		Q _{moy} majoré (m ³ /j)	
	2019	2045	2019	2045	2019	2045
Chef-lieu taourga	1934	3147	386,8	629,4	2320,8	3776 ,4

I.3.5.1 Variation de la consommation journalière

I.3.5.1.1 Consommation maximale journalière et minimale journalière

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

➤ **La consommation maximale journalière**

Elle s'obtient comme suit :

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

Donc :

$$Q_{max j} = K_{max j} \times Q_{moy j} \quad (I.4)$$

- $Q_{max j}$: Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année.
- $K_{max j}$: Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération. Sa valeur est comprise entre 1.1 et 1.3. Dans notre cas, on va prendre la valeur moyenne, soit $K_{max j} = 1.2$.

On aura alors :

$$Q_{max j} = 1.2 \times Q_{moy j} \quad (I.5)$$

➤ **La consommation minimale journalière**

Elle s'obtient comme suit :

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

Avec :

- $Q_{min j}$: Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année.
- $K_{min j}$: Coefficient d'irrégularité minimal qui dépend de l'importance de l'agglomération. Sa valeur est comprise entre 0.7 et 0.9. Dans notre cas, on prendra la valeur moyenne, soit $K_{min j} = 0.8$.

On aura alors :

$$Q_{min j} = 0.8 \times Q_{moy} \quad (I.7)$$

Les principaux résultats sont regroupés dans le tableau(I.12) ci-après :

Tableau (I. 12) Calcul de la consommation moyenne, minimale et maximale journalière

Localité	année	$Q_{moy j} (m^3/j)$	$Q_{min j}(m^3/j)$	$Q_{max j}(m^3/j)$
Chef-lieu taourga	2019	2320,8	1856,64	2784,96
	2045	3776 ,4	3021,12	4531,68

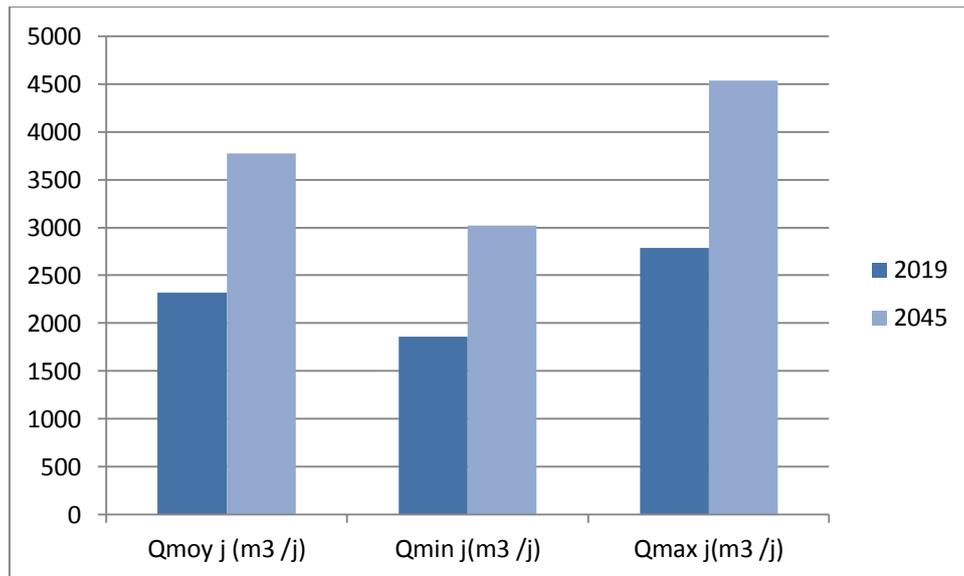


Figure (I. 4) Evolution des débits moyens, minimaux et maximaux journaliers

I.3.6 Variation de la consommation horaire :

La variation du débit horaire dans la journée est caractérisée par des coefficients de variation K_{maxh} et $K_{min,h}$, appelés respectivement coefficients de consommation maximum et minimum horaire. Ces coefficients sont calculés pour la journée la plus chargée de l'année.

I.3.6.1 Coefficient d'irrégularité maximal horaire ($K_{max h}$)

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population, ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie.

$$K_{max h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (I.8)$$

Avec :

- α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de **1,2** à **1,5** et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\alpha_{max} = 1,3$;
- β_{max} : il dépend du nombre d'habitants et sera déterminé par interpolation à l'aide du tableau(I.13) ci-après :

Tableau (I. 13) Valeurs du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitant×10 ³	<1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	>10 ³
Les valeurs de β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1

D'après le tableau ci-dessus, et après interpolation et calcul, on trouvera les valeurs de β_{max} et K_{maxh} .

On calculer la valeur de β_{max} par la méthode d'interpolation

Tableau (I. 14) Valeurs du coefficient $K_{max h}$ pour la zone d'étude

Localité	Année	Nombres d'habitants	α_{max}	β_{max}	$K_{max h}$
Chef-lieu taourga	2019	5086	1,3	1,45	1,885
	2045	9422	1,3	1,35	1.755

I.3.6.2 Coefficient d'irrégularité minimal horaire ($K_{min h}$)

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation:

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

Avec :

- α_{min} : coefficient qui dépend du confort de la population; il varie de **0,4** à **0,6** et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\alpha_{min}=0,5$;
- β_{min} : il dépend du nombre d'habitants et sera déterminé par interpolation à l'aide du tableau(I.15) ci-après.

Tableau (I. 15) Valeurs du coefficient β_{min} en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitant $\times 10^3$	<1	1 ,5	2 ,5	4	6	10	20	30	100	300	$>10^3$
Les valeurs de β_{min}	0,1	0 ,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83	1

D'après le tableau ci-dessus, et après interpolation et calcul, on trouvera les valeurs de β_{min} et $K_{min h}$ mentionnées au tableau(I.16) ci-après.

Tableau (I. 16) Valeurs du coefficient $K_{min h}$ pour la zone d'étude

Localité	Année	Nombres d'habitants	α_{min}	β_{min}	$K_{min h}$
Chef-lieu taourga	2019	5086	0,5	0,225	0,1125
	2045	9422	0,5	0,325	0,1625

I.3.6.3 Débit maximum horaire

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante:

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

Avec :

- $Q_{max h}$: Débit maximal horaire (m^3/h) ;
- $K_{max h}$: Coefficient d'irrégularité horaire maximum.

I.3.6.4 Débit minimal horaire :

$$Q_{min h} = Q_{moy h} \times K_{min h} \quad (I.11)$$

Avec :

- $Q_{moy h}$: Débit moyen horaire en (m^3/h) ;
- $K_{min h}$: Coefficient d'irrégularité minimal horaire.

Les consommations moyennes, minimales et maximales horaires sont représentées dans le tableau (I.17) suivant:

Tableau (I. 17) Variations des débits horaires

Localité	année	Qmoy j (m ³ /j)	Qmoy h (m ³ /h)	Kmin h	Qmin h (m ³ /h)	Kmax h	Qmax h (m ³ /h)
Chef-lieu taourga	2019	2784,96	116,04	0,1125	13,05	1,885	218,76
	2045	4531,68	188,82	0,1625	30,68	1.755	331,38

I.3.7 BILAN DE COMPARAISON (PRODUCTION – BESOIN)

I.3.7.1 Production

La station de pompage N°2 de Tazrout refoule un débit d’eau total de **65 l/s** dont **17 l/s** destiné pour l’alimentation en eau potable de Taourga et **48 l/s** pour les autres localités (Imakhlaf, Mazar,Koudia, Telzazine, Village Cheraba, Ain Tinegrine, Bouhbachou ,Beni Attar, La Ferme).

Tableau (I. 18) Bilan des ressources

Sources	Production (l/s)	Production (m ³ /j)
SP Tazrout	17	1469

I.3.7.2 Bilan Hydrique:

Le bilan de comparaison production-Besoin est représenté dans le tableau(I.19) suivant :

Tableau (I. 19) Bilan hydrique

Horizon	Actuel	Long terme
	2019	2045
Q max j (m ³ /j)	2784,96	4531,68
Production (m ³ /j)	1469	1469
Déficit (m ³ /j)	1315,96	3062,68

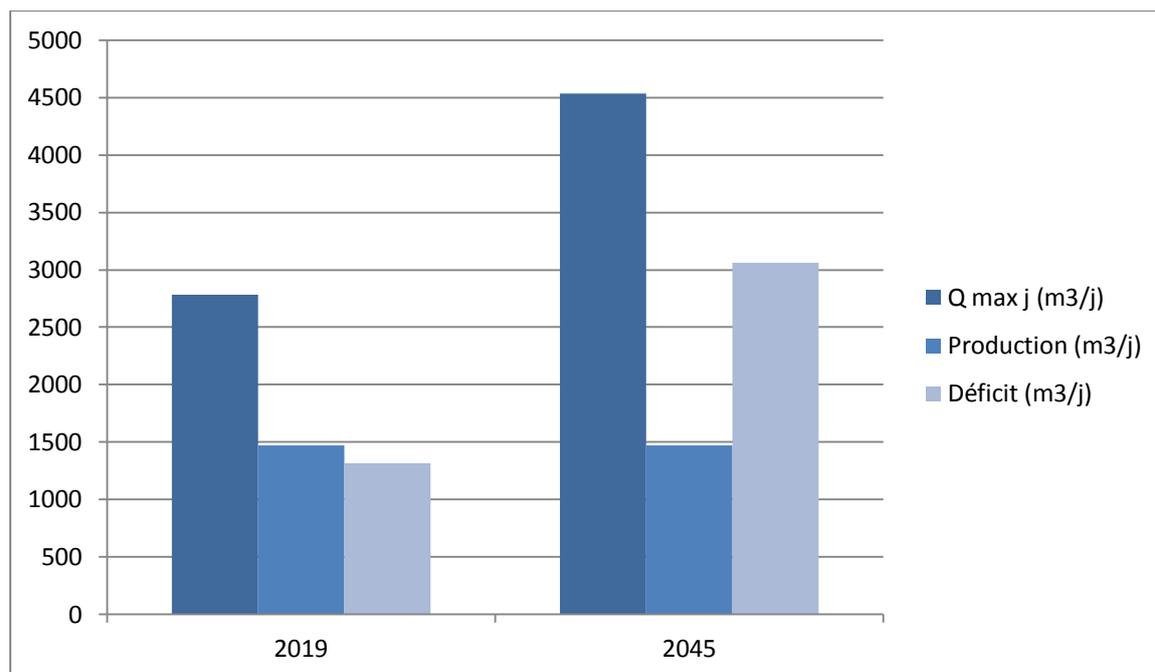


Figure (I. 5) Représentation du bilan hydrique

D'après les résultats ci-dessus nous remarquons que la quantité d'eau produite pour la ville de Taourga n'est pas suffisante, donc il faut augmenter le débit refoulé par la station de pompage TAZROUT selon les besoins de nos agglomérations.

I.4 Conclusion

Au titre de ce chapitre, nous avons présenté la commune de TAOURGA et ses caractéristiques naturelles.

Nous avons également estimé les différents besoins en eau potable de chaque agglomération en touchant à toutes les catégories de consommation, qui ont donné lieu aux différents débits servant pour le dimensionnement des ouvrages de transport et de stockage d'eau.

Chapitre II
Diagnostic du
réseau

II.1 Introduction

Dans le cadre de la réhabilitation et de la rénovation des abris de forages dans la ville de TAOURGA, plusieurs enquêtes auprès des services techniques concernés (APC, ADE et DRE) ont été effectuées et un maximum d'informations a été récolté.

II.2 Diagnostic physique

Le diagnostic physique d'un réseau d'AEP se fait sur la base des investigations et de reconnaissances des ouvrages (stations de pompages, réservoirs, forages).

II.2.1 Les forages

II.2.1.1 Forage F1



Figure (II. 1) Abri du forage 01



Figure (II.2) Equipements du forage01



Figure (II. 3) Armoire électrique

Tableau (II. 1) Diagnostic Forage F1

Localité	BAGHLIA
Champ de captage	Oued Sebaou
Coordonnées du forage	X:606,825m /Y:386,150m /Z:29m
Date de mise en service	2014
Forme géométrique	Rectangulaire
Nature de l'ouvrage	Structure en béton armé, murs en parpaing
L'accès extérieur	Accès difficile pour les véhicules surtout pour la grue lors du changement de la pompe.
La porte de l'abri	Dans un état moyen
La clôture	Clôture inexistante

Recommandations et travaux d'urgence

- Bâti en bon état en générale avec de petites maçonneries à faire ;
- Aménagement de l'accès à partir de la route CW224;
- Faire un chemin des câbles selon les normes
- Mettre en place de l'éclairage intérieur et extérieur.

II.2.1.2 Forage F2 (En Arrêt)



Figure (II. 4) Abri du forage 02



Figure (II. 5) Chemin d'accès au forage



Figure (II. 6) conduite d'aspiration partie de refoulement

Figure (II. 7) Armoire électrique

Tableau (II. 2) Diagnostic Forage F2

Localité	BAGHLIA
Champ de captage	Oued Sebaou
Coordonnées du forage	X:606,860m /Y:386,140m /Z:32m
Date de mise en service	1987
Forme géométrique	Rectangulaire
Nature de l'ouvrage	Structure en béton armé, murs en parpaing
L'accès extérieur	Accès difficile pour les véhicules surtout pour la grue lors du changement de la pompe.
La porte de clôture	Etat moyen, manque de serrure et reprendre la peinture
La porte de l'abri	Dans un état moyen
La clôture	Etats moyen avec des fissures à réparer

Recommandations et travaux d'urgence

- Bâti en bon état en générale avec de petites maçonneries à faire ;
- Aménagement de l'accès à partir de la route CW224;
- Réparation des fissures de la clôture
- Réparer les zones d'enduits fissurés ;
- Faire un chemin des câbles selon les normes
- Mettre en place de l'éclairage intérieur et extérieur;

II.2.1.3 Forage F3



Figure (II. 8) Abri du forage 03



Figure (II. 9) Chemin d'accès au forage



Figure (II. 10) Equipements du forage



Figure (II. 11) Raccordements électriques

Tableau (II. 3) Diagnostic Forage F3

Localité	BAGHLIA
Champ de captage	Oued Sebaou
Forme géométrique	Rectangulaire
Nature de l'ouvrage	Structure en béton armé, murs en parpaing
L'accès extérieur	Accès difficile pour les véhicules surtout pour la grue lors du changement de la pompe.
La porte de clôture	Porte inexistante
La porte de l'abri	Dans un état moyen
La clôture	clôture inexistante

Recommandations et travaux d'urgence :

- Bâti en bon état en générale avec de petites maçonneries à faire ;
- Aménagement de l'accès à partir de la route CW224;
- Faire un chemin des câbles selon les normes;
- Mettre en place de l'éclairage intérieur et extérieur.

II.2.2 Station de pompage TAZROUT

La station de pompage est réalisée en 1982 de forme rectangulaire constituées trois pompes à axe horizontale.

Aspiration à partir du réservoir 500 m³ sur une conduite DN300 acier.

Refoulement vers la bache de reprise 700 m³ (BR3) de TAOURGA sur une conduite DN250 Fonte.



Figure (II. 12) Vue générale de la station de pompage



Figure (II. 13) Conduites, vannes et clapets



Figure (II. 14) Station de pompage TAZROUT

Tableau (II.4) Diagnostic Station de pompage TAZROUT

Localité	TAZROUT
Forme géométrique	rectangulaire
Nature de l'ouvrage	En béton armé
L'accès extérieur	Facile
Le portail de clôture	Etat moyen
La clôture	Etat moyen
Porte d'accès	Etat moyen
L'accès intérieur	Facile
Eclairage	existant

II.2.3 Station de pompage TAOURGA



Figure (II.15) Vue générale de la station de pompage



Figure (II.16) Station de pompage TAOURGA



Figure (II.17) Accessoire réseau

Tableau (II. 5) Diagnostic station de pompage Taouarga

Localité	TAOURGA
Forme géométrique	rectangulaire
Nature de l'ouvrage	En béton armé
L'accès extérieur	Facile
La clôture	Etat moyen
Porte d'accès	Etat mauvaise
L'accès intérieur	Facile
Eclairage	existant

Recommandations et travaux d'urgence

- Nettoyage et aménagement générales des abords de la station de pompage ;
- Remettre en place les équipements ;
- Mise en place d'un système d'évacuation des eaux pluviales ;
- Eclairage de sécurité intérieur et extérieur à placer.

II.2.4 Bâche semi enterre 500m3 TAZROUT:



Figure (II. 18) Vue générale de la bâche a eau



Figure (II. 19) Système de javellisations



Figure (II. 20) Echelle extérieur

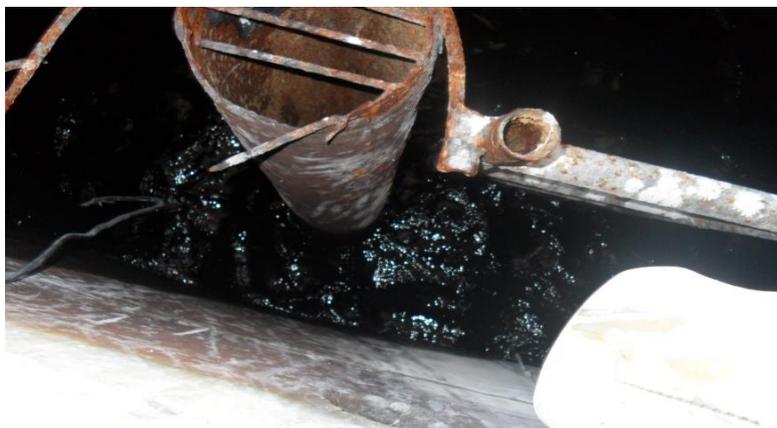


Figure (II. 21) Echelle intérieur et conduite trop plein



Figure (II. 22) Chambre des vannes

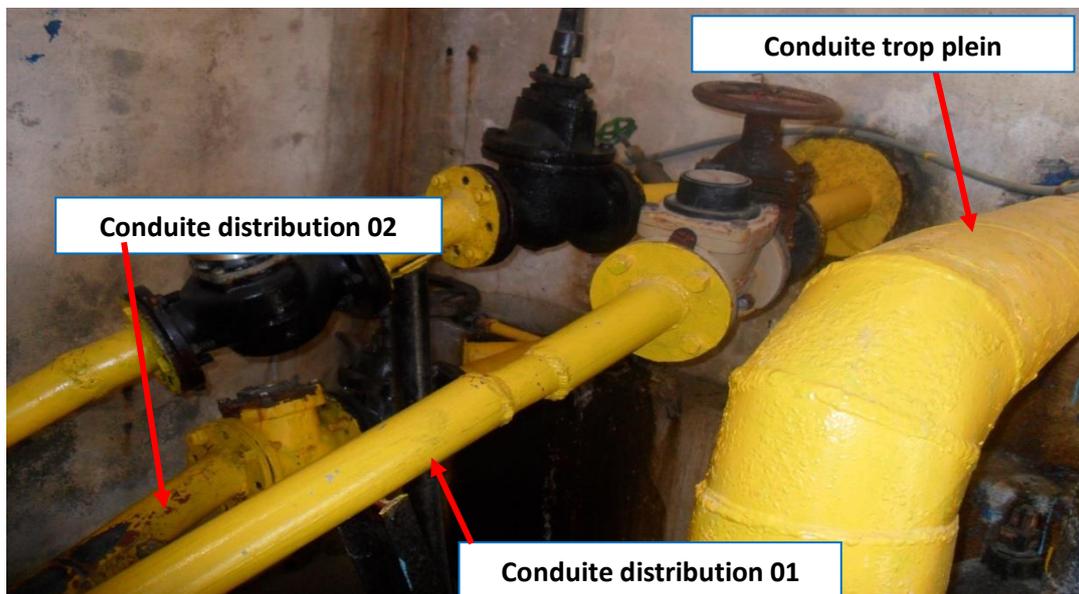


Figure (II. 23) Etat des conduites

Tableau (II. 6) Diagnostic bache semi en terre Tazrout

Localité	TAZROUT
Capacité (m ³)	500
Forme géométrique	Circulaire, semi enterré
Nature de l'ouvrage	En béton armé
Cote radié (m)	284.37
Cote trop plein (m)	288.37
L'accès extérieur	Facile

La clôture	Etat moyen
Portail d'accès	Etat moyen
L'accès intérieur	Facile
Eclairage	Sans éclairage

Recommandations et travaux d'urgence

- Réhabilitation de la chambre des vannes (Tuyauteries et vannes).
- Réparation des fissures à l'intérieur de chambre des vannes ;
- Echelle intérieur complètement rouillé à remplacer ;
- Mettre en place l'éclairage à l'intérieur de la chambre ;
- Mettre un système d'évacuation des eaux pluviale.

II.2.5 Bâche semi enterre R1 700m³ TAOURGA



Figure (II. 24) Vue générale de la bâche a eau



Figure (II. 25) Chambre des vannes

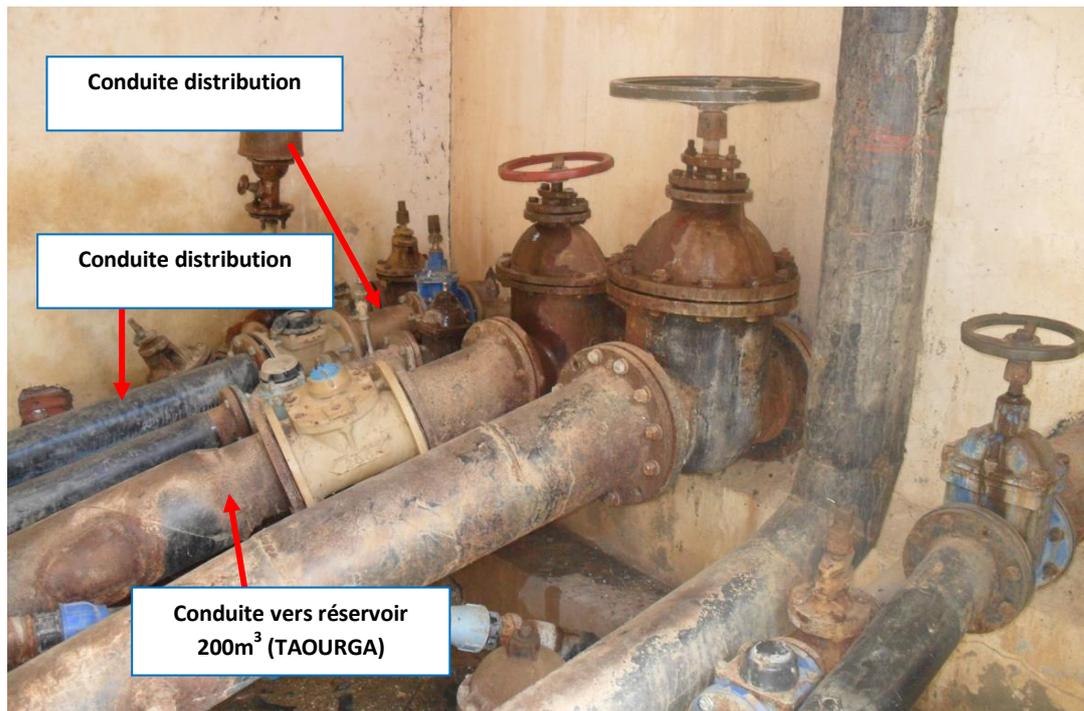


Figure (II. 26) Chambre des vannes

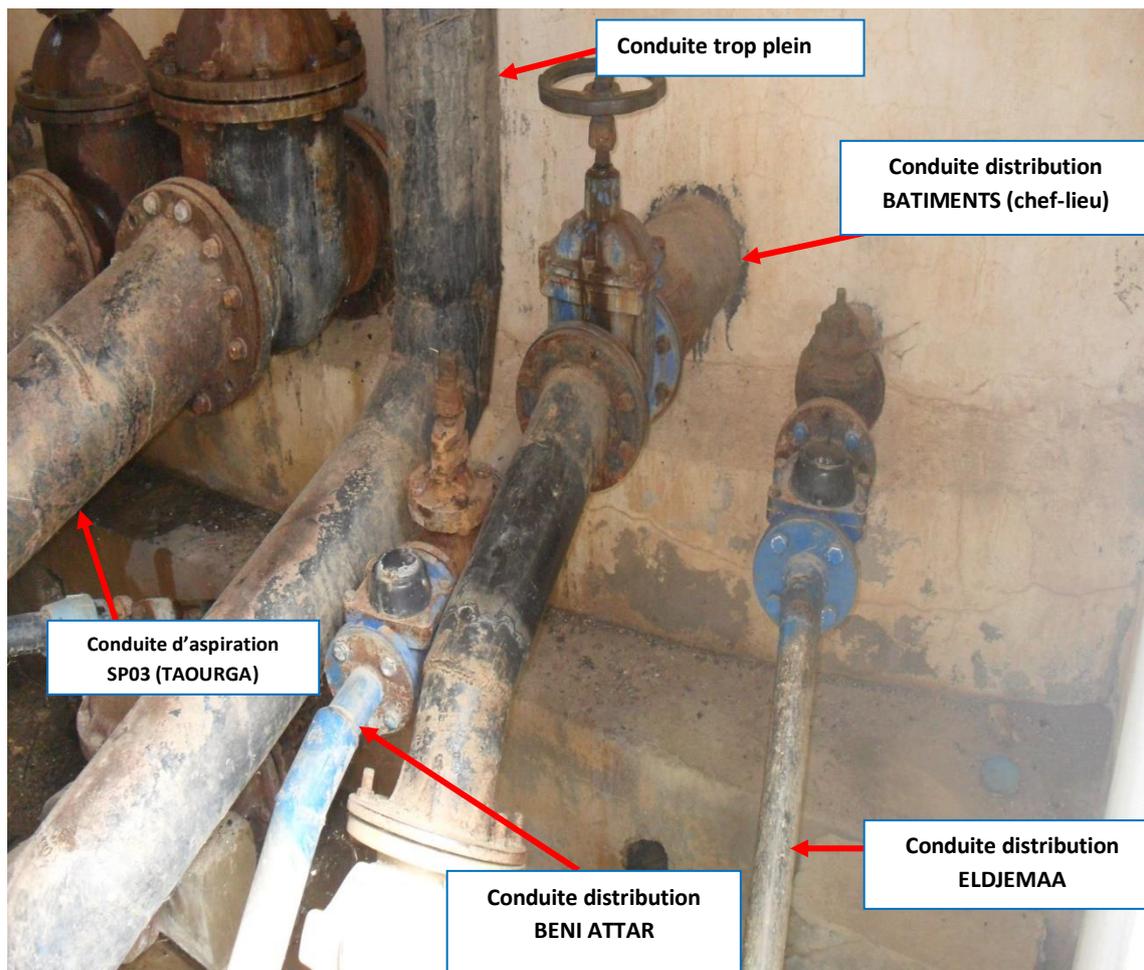


Figure (II. 27) Chambre des vannes

Tableau (II. 7) Diagnostic Réservoir R1 :

Localité	TAOURGA
Capacité (m ³)	700
Forme géométrique	Circulaire, semi enterré
Nature de l'ouvrage	En béton armé
Cote radié (m)	523.65m
Cote trop plein (m)	527.65
L'accès extérieur	Facile
La clôture	Etat moyen
Portail d'accès	Etat moyen
L'accès intérieur	Facile

Recommandations et travaux d'urgence :

- Mettre en place de l'éclairage intérieur et extérieur ;
- Mettre un système d'évacuation des eaux pluviales ;
- Réhabilitation générale de la chambre des vannes (Tuyauteries et vannes).

II.2.6 Réservoir R2 200m³ TAOURGA:

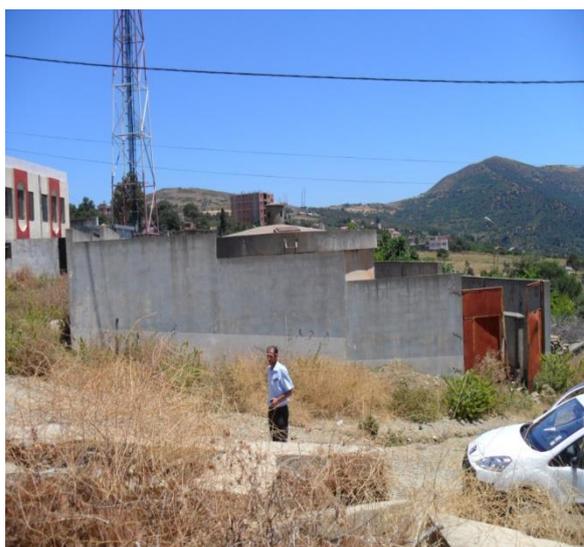


Figure (II. 28) Vue générale de réservoir



Figure (II. 29) Chambre des vannes



Figure (II. 30) Conduite d'arrivée



Figure (II. 31) Echelle extérieur



Figure (II. 32) Echelle intérieur



Figure (II. 33) Etat de la trappe

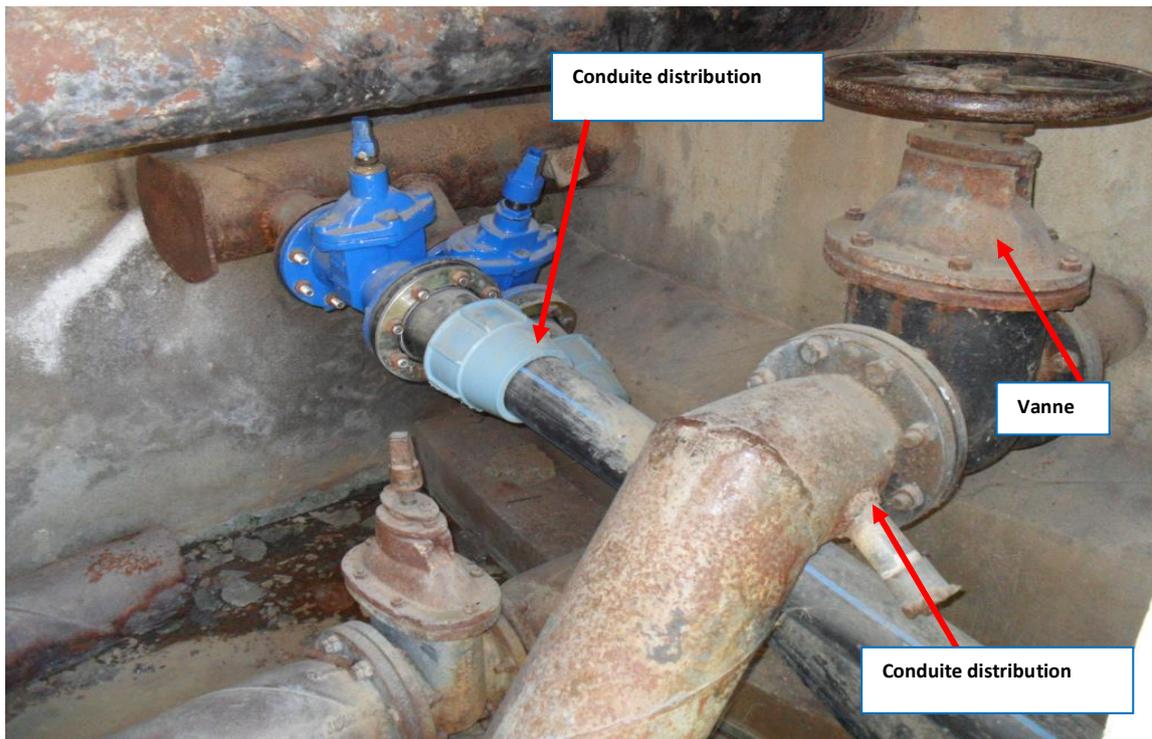


Figure (II. 34) chambre des vannes

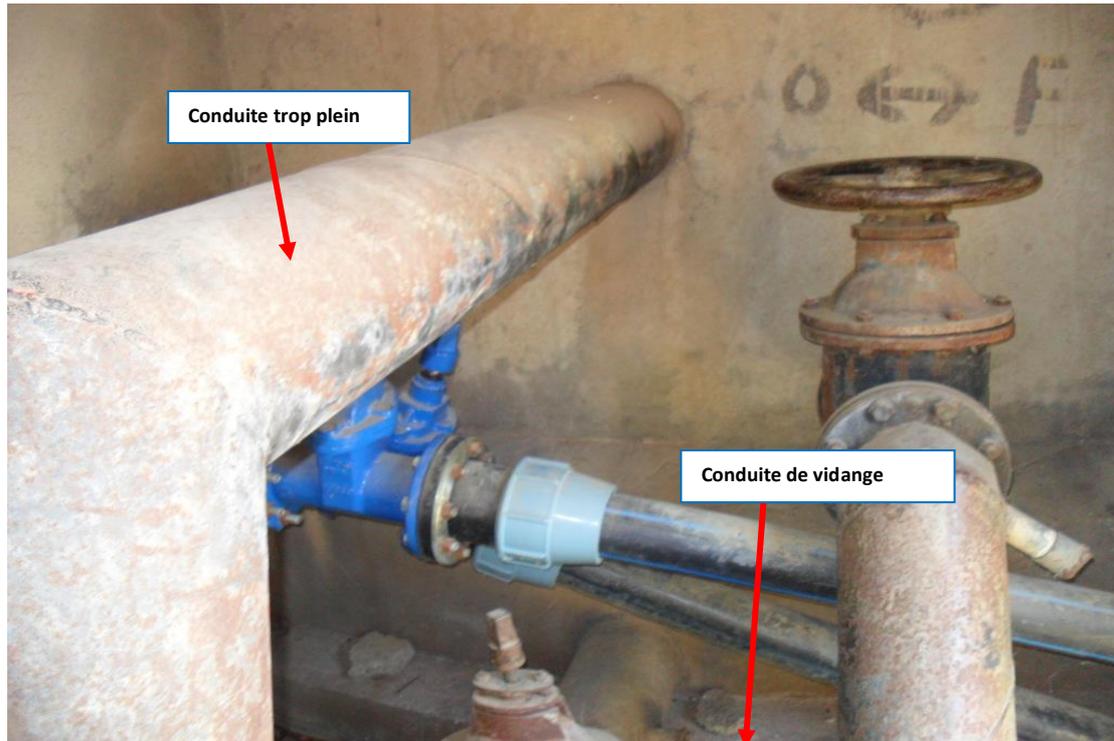


Figure (II. 35) chambre des vannes

Tableau (II.8) Diagnostic Réservoir R2

Localité	TAOURGA
Capacité (m ³)	200
Forme géométrique	Circulaire, semi enterré
Nature de l'ouvrage	En béton armé
Cote radier (m)	486.00m
Cote trop plein (m)	490.00m
L'accès extérieur	Facile
La clôture	Etat moyen
Portail d'accès	Etat mauvais
L'accès intérieur	Facile
Eclairage	Sans éclairage

Recommandations et travaux d'urgence :

- Mettre en place l'éclairage intérieur;
- Mettre un système d'évacuation des eaux pluviale ;
- Réhabilitation générale de la chambre des vannes (Tuyauteries et vannes) ;
- Placer l'échelle intérieure du réservoir ;
- Placer une porte de la chambre des vannes

II.2.7 Réservoir R3 100m3 EL-DJEMAA :



Figure (II. 36) Vue générale du réservoir



Figure (II. 37) Chambre des vannes



Figure (II. 38) Etat de la trappe



Figure (II. 39) Conduite d'arrivée



Figure (II. 40) Conduite de distribution



Figure (II. 41) Conduite trop plein et d'arrivée

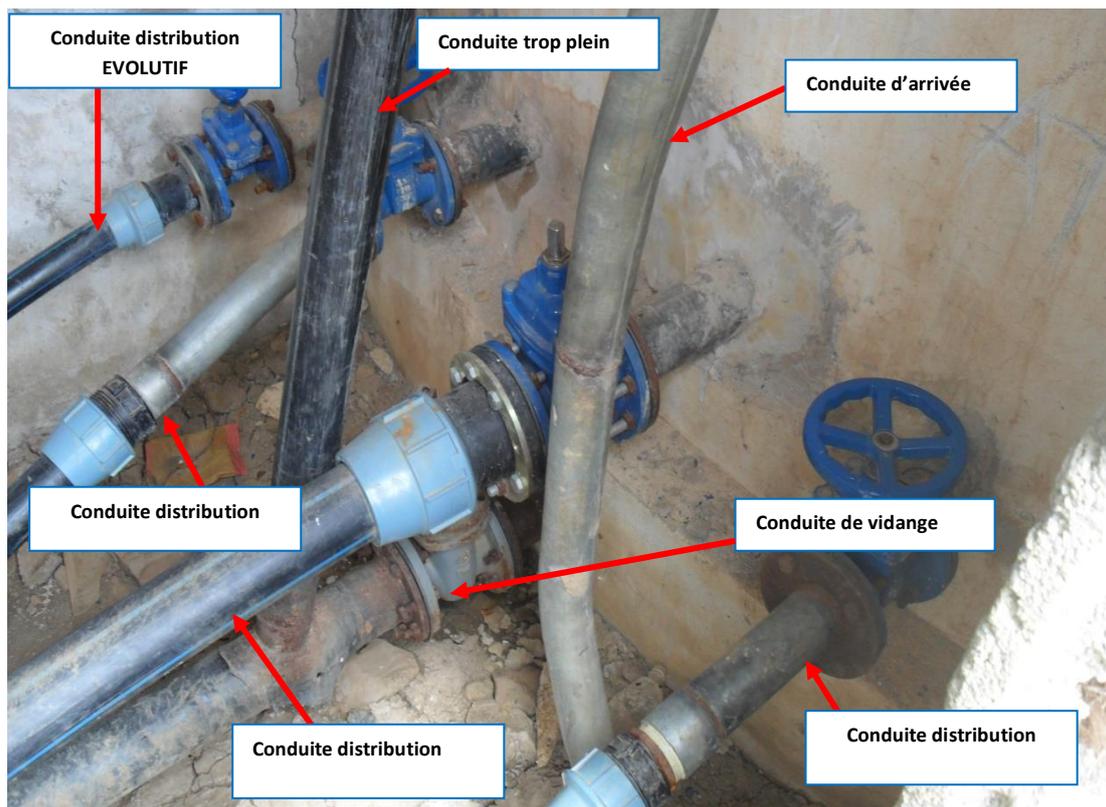


Figure (II. 42) Conduites, Vannes

Tableau (II. 9) Diagnostic réservoir R3

Localité	EL-DJEMAA
Capacité (m³)	100
Forme géométrique	Circulaire, semi enterré
Nature de l'ouvrage	En béton armé
L'accès extérieur	Facile
La clôture	Etat mauvais
Portail d'accès	Bonne état
L'accès intérieur	Facile
Eclairage	Sans éclairage

Recommandations et travaux d'urgence :

- Mettre en place de l'éclairage intérieur et extérieur ;
- Mettre un système d'évacuation des eaux pluviale ;
- Réhabilitation générale de la chambre des vannes (Tuyauteries et vannes) ;
- Réparation des fissures de la clôture ;
- Placer une échelle à l'extérieur et l'intérieure du réservoir ;
- Mettre en portail ;
- Remplacer la porte de la chambre des vannes.

II.3 Conclusion

Dans ce présent chapitre on a fait un diagnostic sur le réseau qui nous a permis de conclure que le réseau d'AEP de la commune Taourga (forages, réservoirs, stations de pompages) présente des anomalies et des défaillances, peuvent causer des dysfonctionnements.

Chapitre III
Réservoirs

III.1 Introduction

Les réservoirs servent à stocker temporairement l'eau potable en attendant sa distribution. Ils permettent essentiellement de réguler la pression et le débit entre la phase de production (du forage vers le stockage) et la phase de consommation (du stockage à la consommation).

Donc le but de ce chapitre est de déterminer les volumes de stockage nécessaires et les vérifier de telle façon qu'on assure le meilleur fonctionnement des réseaux.

III.2 Rôles des réservoirs:

Les réservoirs jouent un rôle d'intermédiaire entre le réseau de distribution et le réseau d'adduction, ils occupent donc une place essentielle et importante dans le réseau d'alimentation en eau potable, de plus ils peuvent jouer plusieurs rôles tels que [2]:

➤ **Régulateur et accumulateur**

Dans un réseau d'alimentation en eau potable, le débit refoulé par les pompes n'est toujours pas égale au débit consommé, un réservoir donc s'avère indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé.

➤ **Régularise la pression et le débit dans le réseau de distribution**

Afin d'assurer la pression nécessaire dans le point le plus éloigné, on aura donc besoin d'un réservoir d'équilibre qui est placé à un point et à une altitude précise.

➤ **Régularise le fonctionnement de la pompe**

Il permet de réduire la consommation et la dépense d'énergie en faisant le stockage la nuit et la distribution gravitaire pendant les heures de pointes.

➤ **Utilisé pour briser la charge**

Il est utilisé pour briser la charge, quand le terrain se trouve dans un relief accidenté en certains points du réseau ou on peut avoir des pressions non admissibles.

➤ **Assurer la réserve d'incendie**

Le réservoir doit toujours contenir, une réserve suffisante pour faire face aux besoins instantanés très importants du service chargé de la lutte contre l'incendie.

III.3 Classification des réservoirs

On peut classer les réservoirs selon [2]:

III.3.1 La position du réservoir par rapport au sol

- Enterrés ;
- Semi-enterrés ;
- Surélevé.

III.3.2 La forme de la cuve

- Réservoir carré ;
- Réservoir rectangulaire
- Réservoir circulaire ;
- Réservoir de forme quelconque.

III.3.3 La nature des matériaux

- Réservoir métallique ;
- Réservoir en maçonnerie ;
- Réservoir en béton armée.

III.3.4 Selon le mode de fermeture

- Réservoir non couvert ;
- Réservoir couvert.

III.3.5 Selon la complexité de la construction

- Réservoir simple ;
- Réservoir multiple ;
- Réservoir superposé ;
- Réservoir superposé et multiple.

III.4 Choix du type de réservoir

On a opté pour des réservoirs circulaires semi-enterrés pour les raisons suivantes :

- L'étude architecturale simplifiée ;
- L'étanchéité facile à réaliser ;
- Conservation de l'eau à une température constante ;
- Les frais de terrassement sont moins onéreux.

Le schéma du réservoir semi-enterré est illustré dans la figure(III.1) ci-dessous :

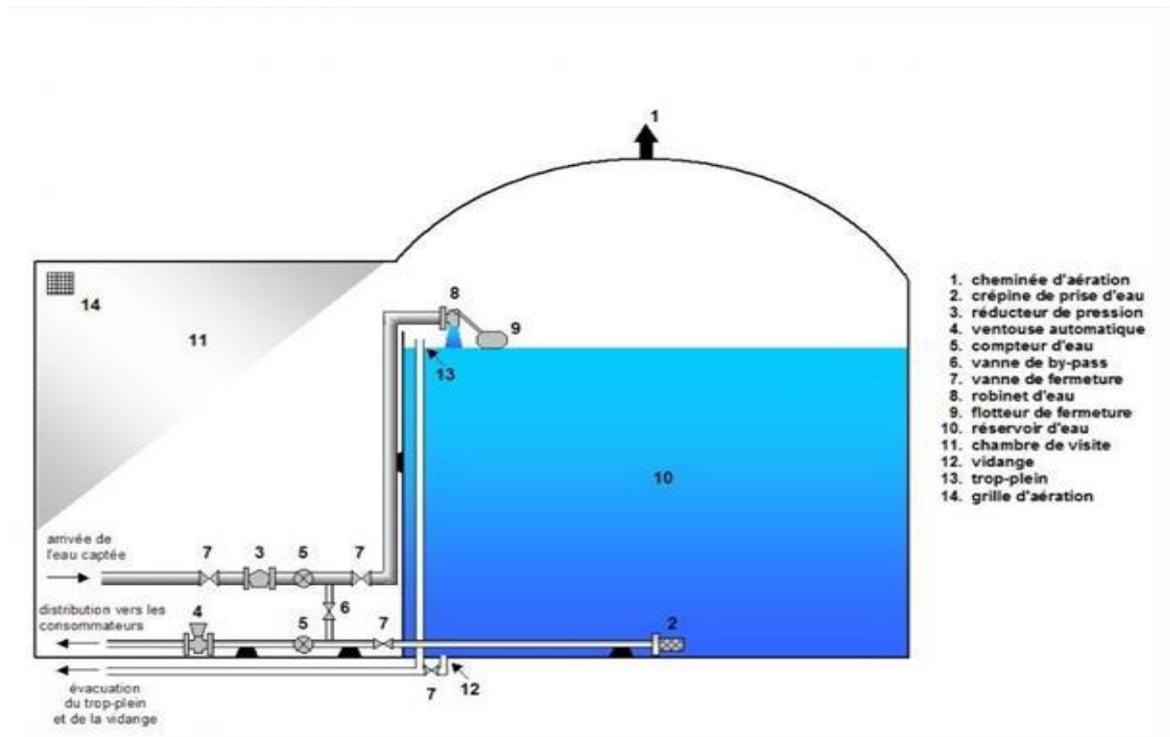


Figure (III. 1) Coupe transversale d'un réservoir semi enterré cylindrique.

III.5 Capacité du réservoir :

Le volume attribuer au réservoir dépend principalement du débit entrant qui est uniformément réparti sur les heures de pompage, et du débit sortant qui est variable suivant la consommation horaire de la journée la plus chargée de l'année.

A partir de la différence entre le débit entrant et le débit sortant du réservoir, on calculera le volume de régulation. Le calcul de la capacité du réservoir se fait par deux méthodes :

- Méthode analytique
- Méthode graphique

Pour satisfaire le rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité suffisante. Le volume maximal de stockage du réservoir est déterminé par la formule suivante :

$$V_r = \frac{P(\%) \times Q_{\max j}}{100} \quad \text{(III.1)}$$

Avec :

- V_r : Volume maximal de stockage pour la consommation (m3) ;
- $Q_{\max j}$: Consommation maximale journalière (m3/j) ;
- $P\%$: Résidu maximal dans le réservoir en %.

III.5.1 Détermination de la valeur de (P%) :

- Connaissant la valeur de $K_{\max h}$, on répartit la consommation maximale journalière sur 24h.
- On répartit ensuite, le débit de pompage qui se fait sur 20h tout au long de la journée.

- La différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, nous donne soit un surplus soit un déficit.
- On détermine le résidu dans le réservoir pour chaque heure, ce qui nous donnera la valeur maximale de P%, qui sera calculé par la formule suivant :

$$P_{max} = | + R_{max} (%) | + | - R_{min} (%) | \quad (III.2)$$

Avec :

- **R_{max}** : Les résidus maximaux trouvés dans la journée;
- **R_{min}** : Les résidus minimaux trouvés dans la journée.

III.5.2 Le volume total du réservoir :

Le volume total du réservoir (V_T) sera calculé en tenant compte de la réserve d'incendie qui est égale à 120 m³ (volume nécessaire pour éteindre un incendie de deux heures)

$$V_T = V_r + V_{inc} \quad (III.3)$$

Avec :

- **V_T** : capacité totale du réservoir (m³) ;
- **V_{inc}** : volume d'incendie estimé à 120 m³.

III.5.3 Dimensionnement des réservoirs projetés :

Après avoir déterminé la capacité des réservoirs, on calcule leurs dimensions à l'aide de la formule suivante :

$$D_r = \left[\frac{4 \times V_r \text{ projeté}}{\pi \times H_r} \right]^{\left(\frac{1}{2}\right)} \quad (III.4)$$

Avec :

- **D_r** : Diamètre du réservoir (m);
- **V_r projeté** : Volume normalisé de réservoir projeté (m³);
- **H_r** : C'est la hauteur de l'eau dans le réservoir.

La hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir est calculée par la formule suivante :

$$H_{incendie} = \left[\frac{4 \times V_{incendie}}{\pi \times D_r^2} \right] \quad (III.5)$$

Avec :

- **H_{incendie}** : Hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir (m).

III.6 Vérification de la Capacité de stockage pour l'horizon d'étude (2045)

Tableau (III. 1) Calcul de débit max journalier pour l'horizon d'étude (2045)

Zone d'étude	Nombre d'habitants	Q doms (m3/j)	Débit Équip (m3/j)	Débit total (m3/j)	Débit max (m3/j)	α_{\max}	β_{\max}	$K_{\max.h}$
(R1)Partie n°01	4711	942,2	886,88	1829,08	2633,76	1,3	1,45	1,885
(R2)Partie n°02	3769	753,8	301,52	1055,32	1519,66	1,3	1,55	2,015
(R3)Partie n°03	942	188,44	75,378	263,82	379,90	1,3	2	2,6
TOTAL	9422	1884	1264	3148	4533	/	/	/

III.7 Capacité des ouvrages existants

La capacité des ouvrages existants est portée dans le tableau(III.2) suivant :

Tableau (III. 2) Tableau donnant la capacité des réservoirs existants

Zone	Capacité (m ³)	CTP (m)	CR(m)
(R1)Partie n°01	700	522	518
(R2)Partie n°02	200	481	477
(R3)Partie n°03	100	662,4	659,4

III.8 Détermination des capacités des réservoirs :

III.8.1 Dimensionnement de la Bâche semi enterrée 700m³ TAOURGA R1:

Ce réservoir assure une distribution vers la partie 01 et une adduction gravitaire vers le réservoir R2 et une adduction par refoulement vers le réservoir R3.

La population de la partie 01 est **4711** habitants, ce qui donne

$$\alpha_{\max} = 1,3 \text{ et } \beta_{\max} = 1,45$$

Donc : $K_{\max.h} = 1,885$ un débit $Q_{\max,j} = 2633,76 \text{ m}^3/\text{j}$

Tableau (III. 3) Dimensionnement Bâche semi enterre TAOURGA R1

Heures	apporte		distribution		adduction Vers R2		adduction Vers R3		Surp	Déf	Résidu
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%
0-1	5	226,65	0,49385	22,386	1,4	63,470	0,418	18,995	2,68815		2,6881
01-02	5	226,65	0,49385	22,386	1,4	63,470	0,418	18,995	2,68815		5,3763
02-03	5	226,65	0,49385	22,386	1,4	63,470	0,418	18,995	2,68815		8,0644
03-04	5	226,65	0,581	26,337	1,4	63,470	0,418	18,995	2,601		10,6654
04-05	5	226,65	1,5687	71,111	1,4	63,470	0,418	18,995	1,6133		12,2787
05-06	5	226,65	2,7307	123,786	1,4	63,470	0,418	18,995	0,4513		12,7300
06-07	5	226,65	3,10835	140,906	1,4	63,470	0,418	18,995	0,07365		12,803
07-08	5	226,65	3,39885	154,074	1,4	63,470	0,418	18,995		-0,216	12,5868
08-09	5	226,65	2,6145	118,51	1,4	63,470	0,418	18,995	0,5675		13,1543
09-10	5	226,65	2,4402	110,617	1,4	63,470	0,418	18,995	0,7418		13,8961
10-11	5	226,65	3,1955	144,856	1,4	63,470	0,418	18,995		-0,013	13,88265
11-12	5	226,65	4,3575	197,532	1,4	63,470	0,418	18,995		-1,175	12,707
13-13	5	226,65	4,5899	208,067	1,4	63,470	0,418	18,995		-1,407	11,299
13-14	5	226,65	3,68935	167,243	1,4	63,470	0,418	18,995		-0,507	10,791
14-15	5	226,65	3,0212	136,955	1,4	63,470	0,418	18,995	0,1608		10,952
15-16	5	226,65	2,7888	126,420	1,4	63,470	0,418	18,995	0,3932		11,345
16-17	5	226,65	2,324	105,3504	1,39	63,016	0,418	18,995	0,868		12,213
17-18	5	226,65	2,6145	118,5192	1,39	63,0169	0,418	18,995	0,5775		12,791
18-19	5	226,65	3,6022	163,29312	1,39	63,0169	0,418	18,995		-0,410	12,381
19-20	5	226,65	3,3117	150,12432	1,39	63,0169	0,418	18,995		-0,119	12,261
20-21	0	0	3,1955	144,856	1,39	63,0169	0	0		-4,585	7,676
21-22	0	0	1,743	79,0128	1,39	63,0169	0	0		-3,133	4,543
22-23	0	0	1,162	52,6752	1,39	63,0169	0	0		-2,552	1,991
23-00	0	0	0,581	26,3376	1,39	63,0169	0	0		-1,971	0,02
Total	100	4533	58,1	2633,76	33,52	1519,66	8,36	379,9	16,1125	-16,08	/

D'où on aura :

$$R_{\max} = 13,896$$

$$R_{\min} = 0,02$$

Donc:

$$P\% = 13,916$$

$$V_r = 13,916 \times 4533 / 100 = 1792,09 \text{ m}^3.$$

$$V_r = \mathbf{630,81 \text{ m}^3}.$$

$$V_T = \mathbf{630,81} + 120 = 750,81 \text{ m}^3.$$

$$V_T = \mathbf{750,81 \text{ m}^3}.$$

La capacité de ce réservoir existant 700m³ est inférieure à celle calculée 800m³, par conséquent, il faudra projeter un autre réservoir dont la capacité est de 100m³.

III.8.2 Dimensionnement du réservoir R2

Ce réservoir assure une distribution vers la partie 02 dont La population est 3769 habitants, ce qui donne

$$\alpha_{\max.} = 1,3 \text{ et } \beta_{\max} = 1,55$$

Donc : $K_{\max.h} = 2,015$ un débit $Q_{\max.j} = 1519,66 \text{ m}^3/\text{j}$

Tableau (III.4) Dimensionnement du réservoir R2

heures	apports		distribution		Surp	Déf	Résidu
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%
0-1	4,16	63,217856	0,75	11,39745	3,41		3,41
01-02	4,16	63,217856	0,75	11,39745	3,41		6,82
02-03	4,16	63,217856	1	15,1966	3,16		9,98
03-04	4,16	63,217856	1	15,1966	3,16		13,14
04-05	4,16	63,217856	3	45,5898	1,16		14,3
05-06	4,16	63,217856	5,5	83,5813		-1,34	12,96
06-07	4,16	63,217856	5,5	83,5813		-1,34	11,62
07-08	4,16	63,217856	5,5	83,5813		-1,34	10,28
08-09	4,17	63,369822	3,5	53,1881	0,67		10,95
09-10	4,17	63,369822	3,5	53,1881	0,67		11,62
10-11	4,17	63,369822	6	91,1796		-1,83	9,79
11-12	4,17	63,369822	8,5	129,1711		-4,33	5,46
déc-13	4,17	63,369822	8,5	129,1711		-4,33	1,13
13-14	4,17	63,369822	6	91,1796		-1,83	-0,7
14-15	4,17	63,369822	5	75,983		-0,83	-1,53
15-16	4,17	63,369822	5	75,983		-0,83	-2,36
16-17	4,17	63,369822	3,5	53,1881	0,67		-1,69
17-18	4,17	63,369822	3,5	53,1881	0,67		-1,02
18-19	4,17	63,369822	6	91,1796		-1,83	-2,85
19-20	4,17	63,369822	6	91,1796		-1,83	-4,68
20-21	4,17	63,369822	6	91,1796		-1,83	-6,51
21-22	4,17	63,369822	3	45,5898	1,17		-5,34
22-23	4,17	63,369822	2	30,3932	2,17		-3,17
23-00	4,17	63,369822	1	15,1966	3,17		0
Total	100	1519,66	100	1519,66	23,49	-23,49	/

D'où on aura :

$$R_{\max} = 14,3$$

$$R_{\min} = -6,51$$

Donc:

$$P\% = 20,81$$

$$V_r = 20,81 \times 1519,66 / 100 = 316,24 \text{ m}^3.$$

$$V_r = 316,24 \text{ m}^3.$$

$$V_T = 316,24 + 120 = 436,24 \text{ m}^3.$$

$$V_T = 436,24 \text{ m}^3.$$

La capacité de ce réservoir existant 200m³ est inférieure à celle calculée 500m³, par conséquent, il faudra projeter un autre réservoir dont la capacité est de 300m³.

III.8.3 Dimensionnement du réservoir R3

Ce réservoir assure une distribution vers la partie 03 dont La population est 942 habitants, ce qui donne

$$\alpha_{\max.} = 1,3 \text{ et } \beta_{\max} = 2$$

Donc : $K_{\max.h} = 2,6$ un débit $Q_{\max,j} = 379,90 \text{ m}^3/\text{j}$

Tableau (III. 5) Dimensionnement du réservoir R3

heures	apports		distribution		Surp	Déf	Résidu
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%
0-1	5	18,995	0,6	2,2794	4,4		4,4
01-02	5	18,995	0,6	2,2794	4,4		8,8
02-03	5	18,995	1,2	4,5588	3,8		12,6
03-04	5	18,995	1,2	4,5588	3,8		16,4
04-05	5	18,995	3,5	13,2965	1,5		17,9
05-06	5	18,995	3,5	13,2965	1,5		19,4
06-07	5	18,995	4,5	17,0955	0,5		19,9
07-08	5	18,995	10,2	38,7498		-5,2	14,7
08-09	5	18,995	8,8	33,4312		-3,8	10,9
09-10	5	18,995	6,5	24,6935		-1,5	9,4
10-11	5	18,995	4,1	15,5759	0,9		10,3
11-12	5	18,995	4,1	15,5759	0,9		11,2
12-13	5	18,995	3,5	13,2965	1,5		12,7
13-14	5	18,995	3,5	13,2965	1,5		14,2
14-15	5	18,995	4,7	17,8553	0,3		14,5
15-16	5	18,995	6,2	23,5538		-1,2	13,3
16-17	5	18,995	10,4	39,5096		-5,4	7,9
17-18	5	18,995	9,4	35,7106		-4,4	3,5
18-19	5	18,995	7,3	27,7327		-2,3	1,2
19-20	5	18,995	1,6	6,0784	3,4		4,6

20-21	0	0	1,6	6,0784		-1,6	3
21-22	0	0	1	3,799		-1	2
22-23	0	0	0,6	2,2794		-0,6	1,4
23-00	0	0	0,6	2,2794		-0,6	0,8
Total	100	379,9	100	379,9	28,4	-27,6	/

D'où on aura :

$$R_{\max} = 19,9$$

$$R_{\min} = 0,8$$

Donc:

$$P\% = 20,7$$

$$V_r = 20,7 \times 379,9 / 100 = 78,64 \text{ m}^3.$$

$$V_r = 78,64 \text{ m}^3.$$

$$V_T = 78,64 + 120 = 198,64 \text{ m}^3.$$

$$V_T = 198,64 \text{ m}^3.$$

La capacité de ce réservoir existant 100m³ est inférieure à celle calculée 200m³, par conséquent, il faudra projeter un autre réservoir dont la capacité est de 100m³.

III.8.4 Dimensionnement des réservoirs projetés :

Après avoir déterminé la capacité des réservoirs, on calcule leurs dimensions à l'aide de la formule suivante :

$$D_r = \left[\frac{4 \times V_r \text{ projeté}}{\pi \times H_r} \right]^{(1/2)} \quad \text{(III.6)}$$

Avec :

- **D_r** : Diamètre du réservoir (m);
- **V_r projeté** : Volume normalisé de réservoir projeté (m³);
- **H_r** : C'est la hauteur de l'eau dans le réservoir, comprise entre 5 m et 6 m . On prend H=5 m

La hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir est calculée par la formule suivante :

$$H_{\text{incendie}} = \left[\frac{4 \times V_{\text{incendie}}}{\pi \times D_r^2} \right] \quad \text{(III.7)}$$

Avec :

- **H_{incendie}** : Hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir (m).

Tableau (III. 6) Dimensionnement des réservoirs projetés

Réservoir projeté	Capacité (m ³)	Diamètre (m)	H _{incendie} (m)
R1	100	5	6,11
R2	300	9	1,89
R3	100	5	6,11

III.9 Conclusion :

Après avoir effectué tous les calculs sur le dimensionnement des réservoirs afin de garantir une distribution continue en eau potable pour toute la localité, il s'est avéré nécessaire de projeter trois réservoirs, à savoir :

- Un réservoir d'une capacité de 100 m³,
- Un réservoir d'une capacité de 300 m³,
- Un réservoir d'une capacité de 100 m³.

Chapitre IV
Adduction et
Pompes

IV.1 Introduction

Le but de ce chapitre est de faire une étude techno-économique pour dimensionner le réseau d'adduction afin de combler le déficit de différentes agglomérations en eau potable nous allons également faire l'étude et le choix de la pompe idéal adapté à l'usage de notre projet et qui nous permet d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau des trois stations de pompage le long de l'adduction.

IV.2 Types d'adduction

De par leurs fonctionnements, les adductions peuvent être classées selon leurs charges [3]:

- Soit en adduction par refoulement;
- Soit en adduction gravitaire;
- Soit en adduction mixte.

IV.2.1 Adduction par refoulement

Le point de captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation.

L'adduction est réalisée en charge c'est-à-dire dans les conduites sous pression, du moment que les eaux de captage sont relevées par une station de pompage dans la conduite de refoulement.

IV.2.2 Adduction gravitaire

Le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle des réservoirs de desserte, c'est-à-dire sans pression, l'air étant présent dans les canalisations.

IV.2.3 Adduction mixte

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

IV.3 Choix du tracé

Le choix du tracé tient compte des impératifs suivants que l'on doit respecter dans la mesure du possible [3] :

- Pour des raisons économiques, il est nécessaire d'opter le tracé le plus court possible;
- Il serait préférable de suivre l'accotement des routes, pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement des travaux;
- Eviter les contres pentes susceptibles de créer des cantonnements d'air aux points hauts qui sont plus ou moins difficiles à éviter ; dans le cas de refoulement il peut résulter en ces points une cavitation par suite d'arrêt inopiné pouvant occasionner l'éclatement des canalisations ;
- Les coudes doivent être largement ouverts afin d'éviter les butées importantes et afin de diminuer les pertes de charge ;
- Eviter les profils horizontaux qui peuvent perturber le régime d'écoulement.

IV.4 description du schéma d'adduction

Le système d'adduction de la commune de taourga se compose de trois (03) chaînes :

Une chaîne de refoulement alimentée à partir de la station de pompage tazrout vers la bêche semi en terre R1, ce dernier desservira gravitairement le réservoir R2.

Une autre chaîne de refoulement alimentée à partir de la station de pompage taourga vers le réservoir R3 qui alimente l'agglomération de la partie(03).

IV.5 Choix du type des conduites [3] :

Il est difficile de prétendre qu'un matériau est meilleur qu'un autre. Le choix d'un type de canalisation devra se faire en fonction de nombreux critères parmi lesquels :

- Les conditions d'utilisation, (adduction, réseau, pression).
- La nature des réseaux déjà existants.
- La proximité des usines de fabrication.
- Les facilités d'approvisionnement en pièces spéciales et pièces de rechanges.
- Les critères économiques en y incluant le stock de pièces de réparation.
- La qualification des exploitants.
- Les usages locaux.
- Les facilités d'entretien et de modification.

Il existe plusieurs types de matériaux de conduites, chacun ayant ses avantages et ses inconvénients, les plus utilisées dans l'alimentation en eau potable sont :

- Conduite en acier,
- Conduite en fonte ductile,
- Conduite en PVC (chlorure de polyvinyle),
- Conduite en PEHD (polyéthylène haute densité).

Dans le cas de notre projet, on a opté pour des conduites en fonte ductile et en PEHD, vu les avantages qu'elles présentent :

✓ Avantages des conduites en PEHD :

Le PEHD a des caractéristiques très intéressantes à savoir :

- Une très bonne rugosité (coefficient de rugosité faible);
- Bonne résistance aux sollicitations internes et externes ;
- Insensibilité à la corrosion et à la chimie de l'eau ;
- Disponibilité sur le marché.

✓ Avantages des conduites en fonte ductile :

Les conduites en fonte ductile ont plusieurs avantages:

- Une bonne résistance mécanique à la pression externe et interne ;
- Facilité d'assemblage ;
- Longue durée de vie ;
- Une très bonne résistance à la corrosion ;
- Les tuyaux en fonte ductile tolèrent d'importantes déviations angulaires au niveau de leurs joints.

IV.6 Etude technico-économique

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

IV.6.1 Calcul du diamètre économique

- Pour les conduites de refoulement, ce diamètre est déterminé approximativement par les deux formules suivantes :

- Formule de BONNIN :

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{IV.1})$$

- Formule de BRESS :

$$D = 1,5\sqrt{Q} \quad (\text{IV.2})$$

- Pour les conduites gravitaires, ce diamètre est déterminé approximativement avec le choix de la vitesse d'écoulement qui est comprise entre V_{\max} et V_{\min} :

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{\max}}} \quad (\text{IV.3})$$

$$D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{\min}}} \quad (\text{IV.4})$$

Avec :

- V_{\min} : La vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0,5 m/s ;
- V_{\max} : La vitesse maximale de l'écoulement qui est de 1,5 m/s ;
- D_{\min} : Le diamètre minimal de la conduite (m) ;
- D_{\max} : Le diamètre maximal de la conduite (m) ;
- Q : Le débit qui doit transiter dans la conduite.

IV.6.2 Calcul de la vitesse

La vitesse d'écoulement se calcule à partir de la formule suivante :

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

Avec :

- V : Vitesse d'écoulement (m/s) ;
- D : Diamètre de la conduite (m).

IV.6.3 Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge correspondent aux pertes d'énergie de l'eau sur son parcours. On distingue :

- Les pertes de charge linéaire;
- Les pertes de charge singulières.

IV.6.3.1 Les pertes de charge linéaire (HL)

Elles sont données par la formule de DARCY-WEISBACH :

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

Avec :

- J : Perte de charge linéaire (m/ml) ;
- g : Accélération de la pesanteur (9,81 m/s²) ;
- L : Longueur de la conduite (m) ;
- λ : Coefficient de frottement de Darcy.

Le calcul du coefficient de Darcy se détermine par les formules suivantes :

➤ **Régime turbulent rugueux**

Il est donné par la formule de NIKURADAZI

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \left(\frac{k}{D} \right))^{-2} \quad (\text{IV.7})$$

➤ **Régime transitoire**

Il est donné par la formule de COLEBROOK

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

Avec :

K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie comme suit :

- **Pour les tubes en PEHD :**

$$K = 0.01 \text{ si } D < 200 \text{ mm;} \\ K = 0.02 \text{ si } D > 200 \text{ mm.}$$

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

Avec :

- **Re** : Nombre de Reynolds donné par la formule suivante :
- **ν** : Viscosité cinématique de l'eau,
 - À 10°C : $\nu = 1.31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$;
 - À 20°C : $\nu = 1.00 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$;
 - À 30°C : $\nu = 0.08 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

- **Pour les conduites en fonte ductile :**

La viscosité cinématique est donnée par la formule de stocks :

$$\nu = \frac{0,0178}{(1+0,0337.t+0,000221.t^2)} \quad (\text{IV.10})$$

À t = 20°C: $\nu = 0.01 \text{ Stokes} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

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

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...

Donc pour les conduites en fonte ductile **K = 0.1**

IV.6.3.2 Les pertes de charge singulières (Hs)

Elles sont estimées à 15 % des pertes de charges linéaires :

$$H_s = 0,15 \times H_L \quad \text{(IV.11)}$$

Avec :

- H_s : Perte de charge singulière (m) ;
- H_L : Perte de charge linéaire (m).

IV.6.3.3 Les pertes de charge totale (HT)

Représentent la somme des deux pertes de charge H_s et H_L.

$$H_T = 1.15 \times H_L \quad \text{(IV.12)}$$

IV.6.4 Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation (HMT)

Elle est donnée par la relation suivante :

$$HMT = H_g + H_T \quad \text{(IV.13)}$$

Avec :

- HMT : Hauteur manométrique totale (m) ;
- H_g : Hauteur géométrique (m).

IV.6.5 Calcul de la puissance absorbée par la pompe

Elle est exprimée par la formule suivante :

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

Avec :

- P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;
- η : Rendement de la pompe (%) (généralement on prend 75%) ;

IV.6.6 Calcul de l'énergie consommée par la pompe

Elle se calcule comme suit :

$$E = P_a \times t \times 365 \quad \text{(IV.15)}$$

Avec :

- E : Energie consommée par la pompe (KWh) ;
- t : Le temps de pompage par jour (t=20h).

IV.6.7 Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation se calculent comme suit :

$$F_{exp} = E * e_u \quad \text{(IV.16)}$$

Avec :

- F_{exp} : Frais d'exploitation (DA) ;
- e_u : Prix unitaire du KWh. Fixé à 4,67 DA.

IV.6.8 Calcul des frais d'amortissement

Les frais d'amortissement se calculent comme suit :

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

Avec :

- F_{am} : Frais d'amortissement (DA)
- P_u : Prix du mètre linéaire de la conduite (DA/ml) ;
- A : L'amortissement annuel, elle est déterminée comme suit :

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

Avec :

- i : Taux d'intérêt, on prend 8%.
- n : Nombre d'années d'amortissement (n=30ans).

D'où

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

$$A = 0,0888274$$

IV.6.9 Calcul du bilan

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

$$B_L = F_{exp} + F_{am} \quad (IV.19)$$

Avec :

- B_L : Le bilan en (DA).

IV.7 Prix et diamètre des conduites :

Le prix des conduites est pris en tenant compte des coûts de transport et de pose des conduites par mètre linéaire.

- Prix de revient des conduites en fonte ductile (voir annexe IV.2)
- Prix de revient des conduites en PEHD (PN10, PN16) (voir annexe IV.3)

IV.8 Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction

IV.8.1 Dimensionnement de l'adduction par refoulement

IV.8.1.1 Tronçon SP TAZROUT vers R01

- **Caractéristiques du tronçon**

- ✓ Le débit refoulé : $Q = 0,0525 \text{ m}^3/\text{s}$;
- ✓ La longueur : $L = 4800 \text{ m}$;
- ✓ Cote trop plein: CTP (R1) = 522 m ;
- ✓ Cote radier: CR (SP) = 284,37 m ;

- ✓ Hauteur géométrique : $H_g = 237,63$ m ;
- ✓ **DBONNIN** = 0,229 m ;
- ✓ **DBRESS** = 0,344 m ;

On choisit la fonte ductile comme matériau, les diamètres normalisés sont: 250, 300 et 350 mm.

• **Détermination de la hauteur manométrique totale (HMT)**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.1) ci-dessous :

Tableau (IV. 1) Calcul de la HMT 1

Dext (mm)	Dint (mm)	V (m/s)	Re	λ	J (m/ml)	Ht (m)	HMT (m)
250	238,4	1,1767	280532,638	0,01631993	0,0048313	26,6689	264,2989
300	287,6	0,8085	232541,658	0,01566737	0,0018152	10,0200	247,6500
350	333	0,6031	200837,78	0,0151844	0,0008453	4,6665	242,2965

• **Étude économique**

a) **Frais d'exploitation**

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau(IV.2) ci-dessous :

Tableau (IV. 2) Calcul des frais d'exploitation 1

Dext (mm)	Dint (mm)	Pa (k.w)	E (k.w.h)	eu (DA/k.w.h)	Fexp (DA)
250	238,4	181,4941109	1324907,01	4,67	6187315,735
300	287,6	170,0613102	1241447,565	4,67	5797560,128
350	333	166,3850488	1214610,856	4,67	5672232,698

b) **Frais d'amortissement**

Le calcul des frais d'amortissement est donné dans le tableau(IV.3) ci-dessous :

Tableau (IV. 3) Calcul des frais d'amortissement 1

Dext (mm)	Dint (mm)	Pu (DA/ml)	L (m)	A	Fam (DA)
250	238,4	07461,72	4800	0,0888274	3181466,094
300	287,6	08948,09	4800	0,0888274	3815212,168
350	333	12318,19	4800	0,0888274	5252127,368

c) **Bilan global des frais**

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement, on peut déduire le bilan global des frais, qui est donnée dans le tableau(IV.4) ci-dessous.

Tableau (IV. 4) Calcul du bilan global 1

Dext (mm)	Dint (mm)	V (m/s)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Bilan (DA)
250	238,4	1,1767	6187315,735	3181466,094	9368781,829
300	287,6	0,8085	5797560,128	3815212,168	9612772,296
350	333	0,6031	5672232,698	5252127,368	10924360,07

Conclusion :

Selon la combinaison des frais d’amortissement et d’exploitation, on opte pour un diamètre de 250 mm, avec une vitesse de 1,1767 m/s, une hauteur manométrique totale de 264,2989 m et sur une longueur de 4800 m.

IV.8.1.2 Tronçon SP TAOURGA vers R03 :

- **Caractéristiques du tronçon**

- ✓ Le débit refoulé : $Q = 0,0044\text{m}^3/\text{s}$;
- ✓ La longueur : $L = 2000\text{ m}$;
- ✓ Cote trop plein: CTP (R3) = 662,40 m ;
- ✓ Cote radier: CR (SP) = 518 m ;
- ✓ Hauteur géométrique : $H_g = 144,4\text{ m}$;
- ✓ **DBONNIN** = 0,066 m ;
- ✓ **DBRESS** = 0,099 m ;

On choisit la fonte ductile comme matériau, les diamètres normalisés sont: 80 et 100 mm.

- **Détermination de la hauteur manométrique totale (HMT)**

Les calculs sont regroupés dans le tableau(IV.5) ci-dessous :

Tableau (IV. 5) Calcul de la HMT 2

Dext (mm)	Dint (mm)	V (m/s)	Re	λ	J (m/ml)	Ht (m)	HMT (m)
80	70,4	1,13093	79617,834	0,0217615	0,02015089	46,3470	190,7470
100	90,4	0,68587	62003,269	0,0204439	0,00542237	12,4714	156,8714

- **Étude économique**

- a) **Frais d’exploitation**

Les frais d’exploitation sont représentés dans le tableau(IV.6) ci-dessous :

Tableau (IV. 6) Calcul des frais d’exploitation 2

Dext (mm)	Dint (mm)	Pa (k.w)	E (k.w.h)	eu (DA/k.w.h)	Fexp (DA)
80	70,4	10,97787467	80138,48511	4,67	374246,7255
100	90,4	9,028266113	65906,34262	4,67	307782,62

b) Frais d'amortissement

Le calcul des frais d'amortissement est donné dans le tableau(IV.7) ci-dessous :

Tableau (IV. 7) Calcul des frais d'amortissement 2

Dext (mm)	Dint (mm)	Pu (DA/ml)	L (m)	A	Fam (DA)
80	70,4	2691,25	2000	0,0888274	478113,6602
100	90,4	3458,30	2000	0,0888274	614383,8258

c) Bilan global des frais

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement, on peut déduire le bilan global des frais, qui est donnée dans le tableau(IV.8) ci-dessous.

Tableau (IV. 8) Calcul du bilan global 2

Dext (mm)	Dint (mm)	V (m/s)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Bilan (DA)
80	70,4	1,13093	374246,7255	478113,6602	852360,3857
100	90,4	0,68587	307782,62	614383,8258	922166,4458

Conclusion :

Le bilan des frais d'amortissement et d'exploitation, nous montre que le diamètre de 80 mm est le plus économique, avec une vitesse de 1,13093m/s, une hauteur manométrique totale de 190,7470m et sur une longueur de 2000 m.

IV.8.2 Dimensionnement de l'adduction gravitaires

IV.8.2.1 Tronçon R01 vers R02 :

• **Caractéristiques du tronçon**

- ✓ Débit : $Q = 0,01759 \text{ m}^3/\text{s}$;
- ✓ La longueur : $L = 295 \text{ m}$;
- ✓ Cote trop plein: CTP (R02) = 481 m ;
- ✓ Cote radier: CR (R01) = 518 m ;
- ✓ Hauteur géométrique : $H_g = 37 \text{ m}$;

$D_{min} = 0,12222 \text{ m}$; $D_n = 125 \text{ mm}$.

$D_{max} = 0,21169 \text{ m}$; $D_n = 250 \text{ mm}$.

On choisit le PEHD (PN10) comme matériau, les diamètres normalisés sont: 125, 160,200 et 250 mm.

• **Calcul de la perte de charge totale (HT)**

Les calculs sont regroupés dans le tableau(IV.9) ci-dessous :

Tableau (IV. 9) Calcul de la HT du tronçon (R01-R02)

Dext (mm)	Dint (mm)	L (m)	V (m/s)	Re	λ	J (m/ml)	HL (m)	HT (m)
125	110,2	295	1,8451	203336,146	0,0136848	0,02154886	6,356914	7,310451494
160	141	295	1,1270	158919,456	0,0130306	0,00598359	1,765161	2,029936
200	176,2	295	0,7217	127171,642	0,0124786	0,00188031	0,554692	0,637896292
250	220,4	295	0,4612	101668,073	0,011958	0,00058846	0,1735980	0,199637801

Pour que l'eau arrive au réservoir, il faut que $H_t < H_g$.

On optera pour un diamètre de **160 mm** avec une perte de charge $H_t=2,0299$ m qui est inférieure à $H_g = 37$ m, avec une vitesse acceptable de **1,127 m/s**.

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

- Calcul des pertes de charge créées par la vanne

$$J_v = H_g - H_t$$

$$J_v = 37 - 2,029936 = 34,970064 \text{ m.}$$

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

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

Donc :

$$\xi = J_v \times \frac{2g}{V^2} \quad (\text{IV.21})$$

$$\xi = 34,970064 \times (2 \times 9,81) / (1,127^2) = 537,52 \text{ m}$$

- Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne α (Annexe V.4).

Le type de la vanne sera une vanne à papillon, avec un angle d'ouverture de 67° .

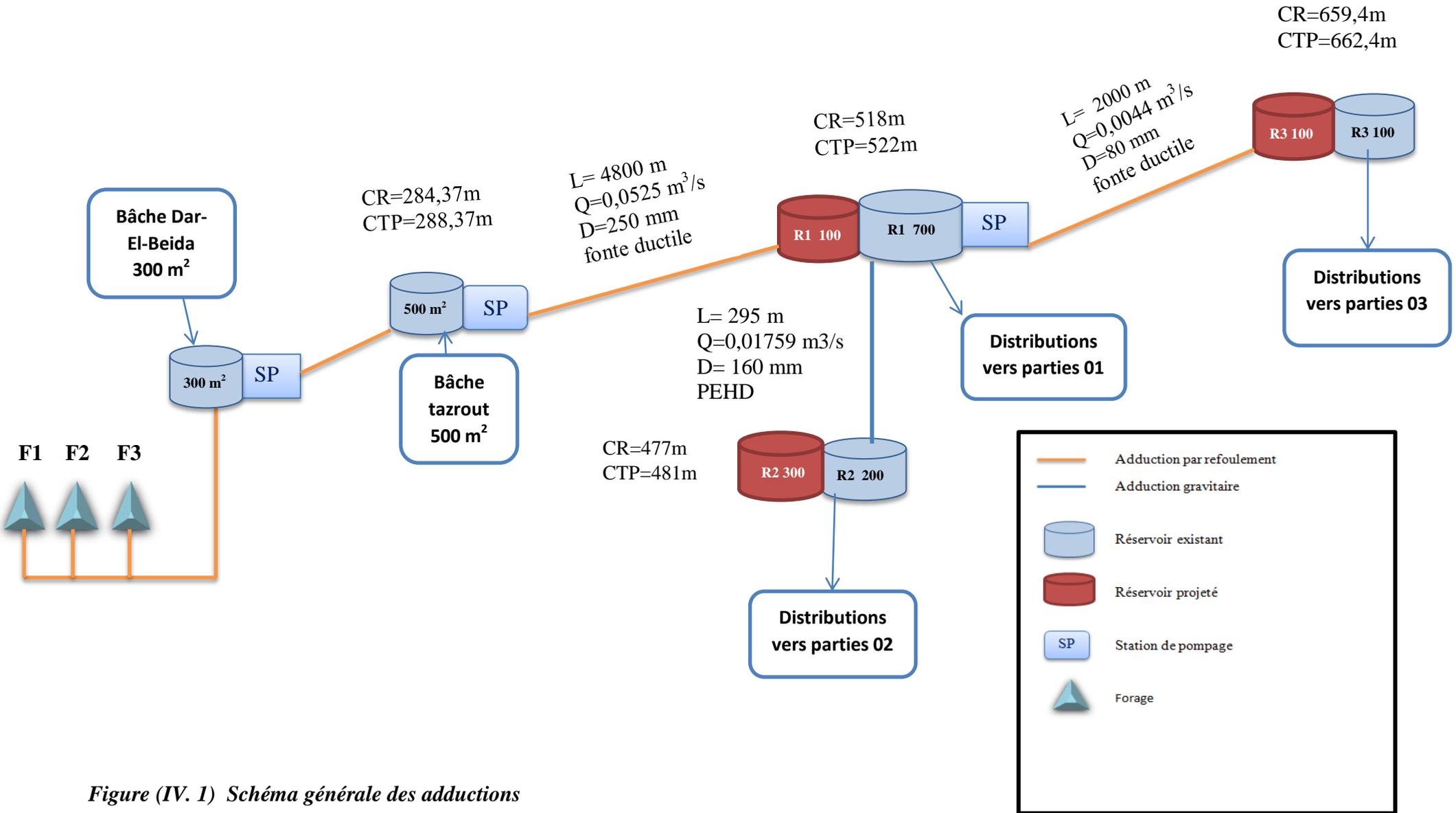


Figure (IV. 1) Schéma générale des adductions

IV.9 Les pompes

Les pompes sont des machines hydrauliques dont le rôle consiste à aspirer un débit d'une zone à basse pression pour le refouler vers une région à plus grande pression. Son fonctionnement consiste à transformer l'énergie mécanique, de son moteur d'entraînement, en énergie hydraulique.

Les pompes sont classées en deux grandes familles :

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

Les pompes centrifuges qui font partie de la famille des pompes dynamiques sont plus universellement utilisées. Le développement de ces dernières a été très rapide grâce au progrès réalisé dans l'emploi de la force motrice électrique, accouplées aux moteurs électriques, elles constituent des groupes légers, peu encombrants, peu coûteux et d'un très bon rendement.

IV.9.1 Choix du type de la pompe

Le choix du type de la pompe se base sur plusieurs critères à savoir [4]:

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

Dans notre étude on a opté pour des pompes centrifuges à axe horizontal pour les avantages qu'elles présentent, à savoir :

- Elles constituent des groupes légers peu encombrante;
- Elles assurent le refoulement des débits important à des hauteurs considérables;
- Elles sont susceptibles de travailler dans des conditions maximum de rendement élevé.

IV.9.2 Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges [4]

IV.9.2.1 Hauteur manométrique totale (HMT)

Elle est obtenue en sommant la hauteur géométrique et les pertes de charge totales à l'aspiration ainsi qu'au refoulement. Cette hauteur est donnée comme suit:

$$HMT = Hg + J_{asp} + J_{ref} \quad (IV.22)$$

Avec :

- Hg : hauteur géométrique en (m) ;
- J_{asp} : Pertes de charge à l'aspiration en (m) ;
- J_{ref} : Pertes de charge au refoulement en (m)

IV.9.2.2 Le débit (Q)

Le débit fourni par une pompe centrifuge est le volume refoulé pendant l'unité de temps, il s'exprime en (l/s).

IV.9.2.3 La vitesse de rotation (N)

La vitesse de rotation (N) représente le nombre de tour effectué par la pompe par unité de temps.

IV.9.2.4 Les puissances

➤ **La puissance absorbée par la pompe (Pa)**

Elle est exprimée par la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe en (KW).

➤ **La puissance utile (Pu)**

Elle traduit la puissance transmise au fluide par la pompe, elle est donnée par :

$$Pu = g \times HMT \times Q \quad (IV.23)$$

IV.9.2.5 Le rendement (η)

C'est le rapport entre la puissance utile Pu et la puissance absorbée par la pompe Pa, noté η

$$\eta = \frac{Pu}{Pa} \quad (IV.24)$$

IV.9.3 Les Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

Les performances des pompes peuvent être représentées principalement par trois courbes qui sont [9] :

IV.9.3.1 La courbe hauteur-débit « $H=f(Q)$ »

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

IV.9.3.2 La courbe rendement-débit « $\eta=f(Q)$ »

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

IV.9.3.3 La courbe de la puissance absorbée « $P=f(Q)$ »

Elle représente la variation de la puissance absorbée en fonction du débit refoulé par la pompe. Les différentes courbes définies ci-dessus sont représentées dans la figure(IV.2) ci-dessous :

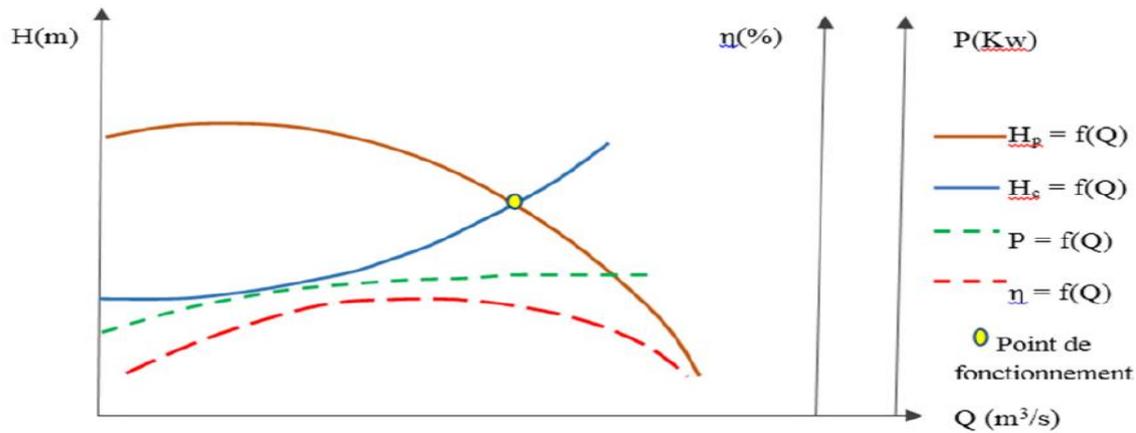


Figure (IV. 2) Courbes caractéristiques des pompes et des conduites.

IV.9.4 Le point de fonctionnement d'une pompe

Le point de fonctionnement du système pompe-conduite est déterminé par la comparaison des deux courbes caractéristiques suivantes [4] :

- La courbe caractéristique Hauteur-Débit de la pompe considérée ;
- La courbe caractéristique de la conduite reliée à la pompe.

Et le point de fonctionnement d'une pompe est celui où il y a égalité arithmétique pour un débit donné, entre la HMT de la pompe d'une part et la hauteur géométrique augmenté des pertes de charge des conduites d'autre part.

Notons que la caractéristique de la conduite est déterminée par la formule suivante :

$$H_c = H_g + R \times Q^2 \quad (IV.25)$$

Avec :

- H_g : La hauteur géométrique (m) ;
- R : Le coefficient qui caractérise la résistance de la conduite, il est déterminé comme suit :

$$R = \frac{8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5} \quad (IV.26)$$

Avec :

- D : Le diamètre de la conduite (m) ;
- L : La longueur de la conduite (m) ;
- g : L'accélération de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$) ;
- λ : Le coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, on sera dans l'obligation d'apporter quelques modifications à savoir :

- **Première variante: « modification du temps de pompage »**

La méthode consiste à garder le point de fonctionnement obtenue, et on cherche le nouveau temps de pompage, tout en conservant le volume d'eau constant à l'aide de l'équation suivante:

• Le volume d'eau sera : $Q_1 \times T_1 = C_{et}$ (IV.27)

- Ce même volume sera obtenu par le refoulement d'un débit Q' pendant un temps T'. Donc on peut écrire :

$$Q_1 \times T_1 = Q' \times T' \quad (IV.28)$$

D'où :

$$T' = \frac{Q_1 \times T_1}{Q'} \quad (IV.29)$$

Avec :

- T' : Le nouveau temps de pompage ;
- T1 : Temps de pompage, pour notre cas est 20h;
- Q' : Le débit au point de fonctionnement après changement de temps de pompage;
- Q1 : Le débit au point de fonctionnement désiré.

➤ **Deuxième variante « Régulation par étouffement (le vannage) »**

Cette méthode se fait on acceptant la caractéristique de la pompe $H = f(Q)$, et on vanne sur le refoulement pour créer des pertes de charge afin d'obtenir le débit désiré. La puissance absorbée sera :

$$Pa = \frac{g \times H'' \times Q_1}{\eta} \quad (IV.30)$$

Avec :

$$H'' = H_1 + h \quad (IV.31)$$

Ou :

- H'' : La distance qui sépare le point de l'intersection de la verticale passant par le Point désiré avec la courbe caractéristique de la pompe ;
- h : La Perte de charge engendrée par le vannage (m) ;
- η : Le rendement (%) ;
- Pa : La puissance absorbée par la pompe ;
- Q1 : Le débit au point de fonctionnement désiré.

➤ **Troisième variante : « Rognage de la roue »**

La méthode consiste à changer le diamètre de la roue en gardant la même vitesse de rotation, afin de ramener le point de fonctionnement obtenue au point voulu, et cela ,en traçant une droite passant par l'origine et par le point (Q1,H1) de la conduite réseau, celle-ci coupe la courbe caractéristique de la pompe au point (Q2,H2) avant le rognage qui est le point homologue du point désiré. Cette modification sera suivant les lois ci-après :

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{H_1}{H_2} \quad (IV.32)$$

D'où :

- Q1 : Le débit au point de fonctionnement désiré ;
- H1 : La hauteur au point de fonctionnement désiré ;
- Q2 : Le débit au point homologue du point désiré ;
- H2 : La hauteur au point homologue du point désiré.

Et
$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{\frac{1}{2}} \quad (IV.33)$$

- m : coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage sera de : $r = 1 - m$ (%)

Inconvénient :

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

➤ **Quatrième variante : « Variation de la vitesse »**

La méthode c'est d'agir sur la vitesse de rotation (N) de la pompe, la diminution de cette dernière, entraînera la diminution du débit, ce qui engendrera la diminution de la puissance fournie à la pompe, on cherche alors la vitesse N' , donc on trace une parabole d'équation $H=a \times Q^2$ passant par l'origine et par le point P1 ($Q1, H1$) et coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P3 ($Q3, H3$).

Dans cette méthode, la nouvelle vitesse de rotation sera :

$$N' = N \times \frac{Q1}{Q3} \quad \text{(IV.34)}$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$Pa = \frac{g \times Q1 \times H1}{\eta} \quad \text{(IV.35)}$$

Avec :

- N : La vitesse de rotation de la pompe (tr / min) ;
- N' : La nouvelle vitesse de rotation (tr / min) ;
- η : Le rendement (%) ;
- Pa : La puissance absorbée par la pompe ;
- $Q1$: Le débit au point de fonctionnement désiré ;
- $Q3$: Le débit au point homologue de P1.

IV.9.5 Le phénomène de cavitation

La cavitation est un phénomène physique très complexe, qui se manifeste lorsque la pression absolue du liquide descend au-dessous de la tension de vapeur du liquide. Il se forme des bulles d'air, qui, dans les zones de pression les plus élevées, provoquent d'importantes perturbations ; bruits dans l'écoulement, des vibrations, ce qui entraîne la détérioration des caractéristiques hydrauliques (le rendement, la hauteur de refoulement,...) et l'érosion des matériaux au niveau de la pompe [4].

Pour éviter tout phénomène de cavitation, la charge minimale disponible à l'aspiration (NPSH)_d donnée par l'utilisateur doit être supérieure à la charge nette minimale à l'aspiration (NPSH)_r donnée par le constructeur, (NPSH)_d > (NPSH)_r, avec :

- La charge nette minimale à l'aspiration (NPSH)_r est une hauteur minimale du liquide supposée à sa température d'ébullition, nécessaire au-dessus de l'aspiration, pour empêcher la cavitation.
- La charge minimale disponible à l'aspiration (NPSH)_d est une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression de la pompe, deux cas sont possibles:

✓ Pour une installation en charge

$$(NPSH)d = \frac{P_0}{g \times \rho} + H_a - (J_{asp} + T_v) \quad (IV.36)$$

✓ Pour une installation en dépression

$$(NPSH)d = \frac{P_0}{g \times \rho} - H_a - (J_{asp} + T_v) \quad (IV.37)$$

Avec :

$$\frac{P_0}{g \times \rho} = 10,33 - (0,0012 \times Ca) \quad (IV.38)$$

- H_a : La hauteur d'aspiration (m);
- J_{asp} : Les pertes de charge à l'aspiration (m) ;
- $\frac{P_0}{g \times \rho}$: La Pression en mètre colonne d'eau au point d'aspiration ;
- Ca : La côte d'aspiration (m) ;
- T_a : La pression de vapeur d'eau maximal qui est fonction de la température.

Dans notre étude on prend T= 20 °C.

Tableau (IV. 10) Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.

T (°C)	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
Tv(m)	0,06	0,083	0,125	0,24	0,43	0,75	1,26	2,03	4,1	4,8	10,3

IV.9.6 Etude et choix des pompes du projet

Notre projet est composé de deux stations de pompage :

IV.9.6.1 Elévation de l'eau de la SP TAZROUT vers R01

✓ *Caractéristiques de la conduite*

$$Q = 52,5 \text{ l/s}; \quad H_g = 237,63 \text{ m}; \quad \text{HMT} = 264,29 \text{ m.}$$

✓ *Caractéristiques de la pompe*

D'après le logiciel CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire pour haut pression à axe horizontal de type (PM 125/ 5 F) dont ces caractéristiques sont (voir annexe V.5):

$$\begin{aligned} H &= 273 \text{ m}; & (NPSH) r &= 4,82 \text{ m}; & \eta &= 75 \% ; \\ Q &= 60,7 \text{ l/s}; & N &= 2980 \text{ tr/min}; & P_a &= 217 \text{ KW}. \end{aligned}$$

On remarque que le point de fonctionnement (**60,7 ; 273**) ne coïncide pas avec le point désiré (**52,5 ; 264,29**).

Les différentes courbes sont représentées dans la figure(IV.3)

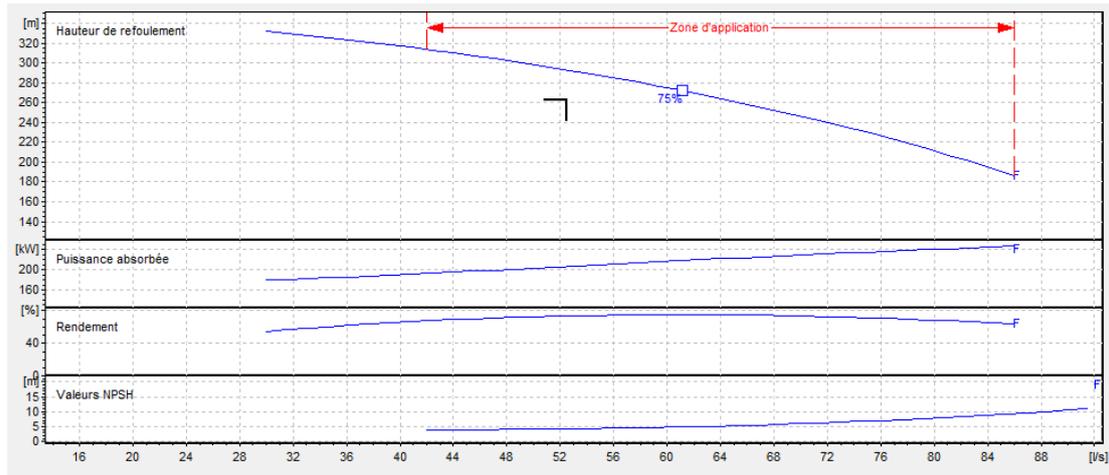


Figure (IV. 3) Les courbes caractéristiques de la pompe SP TAZROUT.

✓ *Etude des variantes*

Dans le but d’optimiser la modification qui sera apportée au fonctionnement de la pompe, nous étudions chaque variante séparément, ensuite nous calculons le cout de chaque technique, et le meilleur compromis « faisabilité-cout » sera retenue.

a) 1ere variante : modification du temps de pompage

Afin d’adapter la pompe aux conditions de fonctionnement désirée, il y a lieu de varier le temps de pompage qui sera :

$$Q1 \times T1 = Q' \times T'$$

D’où

$$T' = \frac{Q1 \times T1}{Q'} = \frac{52,5 \times 20}{60,7} = 17,3 \text{ h}$$

- La puissance absorbée sera :

$$Pa = \frac{g \times H' \times Q}{\eta} = \frac{9,81 \times 273 \times 0,0525}{0,75} = 187,47 \text{ KW}$$

- Les frais d’exploitation seront :

$$Fexp = 187,47 \times 17,3 \times 365 \times 4,67$$

D’où :

$$Fexp = 5528249,40 \text{ DA.}$$

b) 2eme variante : Régulation par étouffement (le vannage)

La perte de charge crée par la vanne d’étouffement est égale à :

$$h = H'' - H_1 = 293 - 264,29 = 28,71 \text{ m.}$$

- La puissance absorbée sera :

$$Pa = \frac{g \times H'' \times Q1}{\eta} = \frac{9,81 \times 293 \times 0,0525}{0,75} = 201,02 \text{ KW}$$

- Les frais d’exploitation seront :

$$Fexp = 201,02 \times 20 \times 4,67 \times 365 = 6852972,82$$

D’où :

$$Fexp = 6852972,82 \text{ DA}$$

c) 3eme variante : Rognage de la roue

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

d) 4eme variante : Variation de la vitesse

- La nouvelle vitesse de rotation s'écrit comme suit : $N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3}$
- La courbe iso-rendement s'écrit :

$$H = a \times Q^2 = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2 = 0,096 \times Q^2$$

Tableau (IV. 11) Les points de la courbe caractéristique

Q	30	40	50	60	70
H _p	332	317	298	275	246
H=a×Q ²	86,4	153,6	240	345,6	470,4

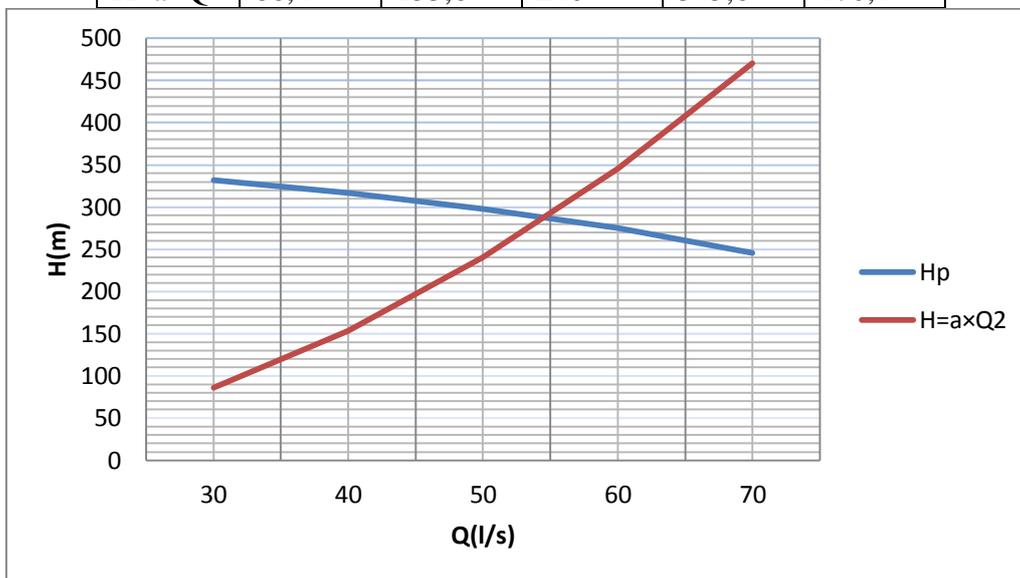


Figure (IV. 4) La caractéristique du point de fonctionnement pour la pompe

La courbe iso-rendement coupe la caractéristique de la pompe au point A (Q₃, H₃). Les coordonnées du point A sont (54,5 l/s ; 285 m) voir figure (V.4).

D'où : $N' = 2980 \times \frac{52,5}{54,5} = 2870,64 \text{ tr/min}$

- La puissance absorbée sera :

$$Pa = \frac{9,81 \times 264,29 \times 0,0525}{0,75} = 181,49 \text{ KW}$$

Les frais d'exploitation seront :

$$F_{exp} = 181,49 \times 20 \times 365 \times 4,67$$

D'où :

$$F_{exp} = 6187175 \text{ DA.}$$

Remarque :

Notre choix se portera sur la première variante qui présente une meilleure économie.

✓ *Etude de la cavitation*

- La cote du plan d'aspiration : Ca = 284,37 m ;
- Hauteur d'aspiration : Ha= 1 m ;
- Perte de charge d'aspiration : Jasp= 0 (négligeable) ;
- (NPSH) r = 4,82 m.

Calcul de la pression à la cote d'aspiration

$$P_0 = 10,33 - (0,0012 \times Ca) = 10,33 - (0,0012 \times 284,37) = 9,99 \text{ m}$$

$$(NPSH)d = \frac{P_0}{g \times \rho} + H_a - (J_{asp} + T_v) = 9,99 + 1 - (0 + 0,24) = 9,75$$

$$NPSHd > NPSHr$$

En conclusion la pompe est en dehors de la zone de cavitation.

IV.9.6.2 *Élévation de l'eau de la SP TAOURGA vers R03*

✓ *Caractéristiques de la conduite*

Q = 4,4 l/s; Hg = 144,4 m; HMT = 190,75m.

✓ *Caractéristiques de la pompe*

D'après le logiciel CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire de surface à axe horizontal de type (HMU40-1/ 8A) dont ces caractéristiques sont (voir annexe V.6):

H= 194 m ; (NPSH) r = 2,16 m ; η = 66,4% ;
 Q=4,53 l/s; N = 2950 tr/min; Pa = 12,9KW.

On remarque que le point de fonctionnement (4,53; 194) ne coïncide pas avec le point désiré (4,4; 191).

Les différentes courbes sont représentées dans la figure (IV.5) suivante :

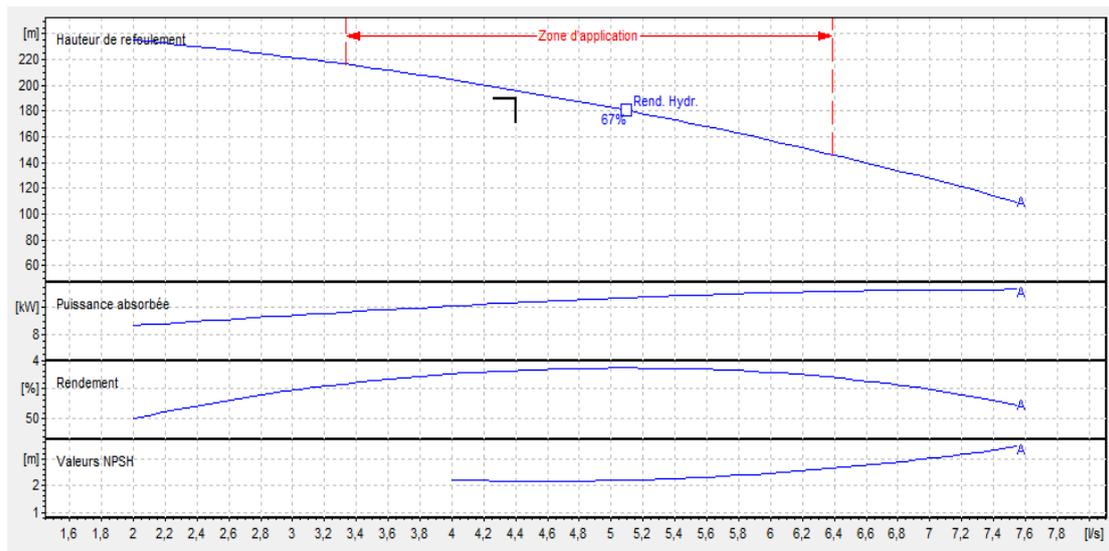


Figure (IV. 5) Les courbes caractéristiques de la pompe SP TAOURGA.

✓ *Etude des variantes*

Dans le but d'optimiser la modification qui sera apportée au fonctionnement de la pompe, nous étudions chaque variante séparément, ensuite nous calculons le cout de chaque technique, et le meilleur compromis « faisabilité-cout » sera retenue.

a) 1ere variante : modification du temps de pompage

Afin d'adapter la pompe aux conditions de fonctionnement désirée, il y a lieu de varier le temps de pompage qui sera :

$$Q_1 \times T_1 = Q' \times T'$$

D'où

$$T' = \frac{Q_1 \times T_1}{Q'} = \frac{4,4 \times 20}{4,53} = 19,4 \text{ h}$$

- La puissance absorbée sera :

$$Pa = \frac{g \times H' \times Q}{\eta} = \frac{9,81 \times 194 \times 0,0044}{0,664} = 12,61 \text{ KW}$$

- Les frais d'exploitation seront :

$$F_{exp} = 12,61 \times 19,4 \times 365 \times 4,67$$

D'où :

$$F_{exp} = 416990,88 \text{ DA.}$$

b) 2eme variante : Régulation par étouffement (le vannage)

La perte de charge crée par la vanne d'étouffement est égale à :

$$h = H'' - H_1 = 196 - 190,75 = 5,25 \text{ m.}$$

- La puissance absorbée sera :

$$Pa = \frac{g \times H'' \times Q_1}{\eta} = \frac{9,81 \times 196 \times 0,0044}{0,664} = 12,74 \text{ KW}$$

- Les frais d'exploitation seront :

$$F_{exp} = 12,74 \times 20 \times 4,67 \times 365 = 6852972,82$$

D'où :

$$F_{exp} = 434319,34 \text{ DA}$$

c) 3eme variante : Rognage de la roue

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

d) 4eme variante : Variation de la vitesse

- La nouvelle vitesse de rotation s'écrit comme suit : $N' = N \times \frac{Q_1}{Q^3}$

- La courbe iso-rendement s'écrit :

$$H = a \times Q^2 = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2 = 9,85 \times Q^2$$

Tableau (IV. 12) Les points de la courbe caractéristique

Q	2	3	4	5	6	7
H _p	235	222	204	183	157	128
H=a×Q ²	39,4	88,65	157,6	246,25	354,6	482,65

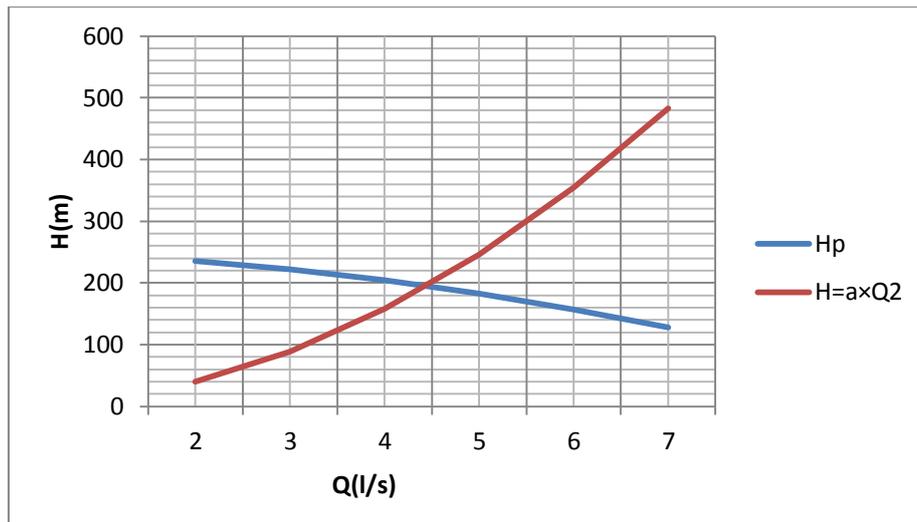


Figure (IV. 6) Point de fonctionnement de la pompe

La courbe iso-rendement coupe la caractéristique de la pompe au point A (Q₃, H₃). Les coordonnées du point A sont (4,45 l/s ; 195 m).

D'où :
$$N' = 2950 \times \frac{4,4}{4,45} = 2916,85 \text{ tr/min}$$

- La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{9,81 \times 190,75 \times 0,0044}{0,664} = 12,4 \text{ KW}$$

Les frais d'exploitation seront :

$$F_{exp} = 12,4 \times 20 \times 365 \times 4,67$$

D'où :

$$F_{exp} = 422728,4 \text{ DA.}$$

Remarque :

Notre choix se portera sur la première variante qui présente une meilleure économie.

✓ **Etude de la cavitation**

- La cote du plan d'aspiration : Ca = 518m ;
- Hauteur d'aspiration : Ha= 1 m ;
- Perte de charge d'aspiration : Jasp= 0 (négligeable) ;
- (NPSH) r = 2,16 m.

Calcul de la pression à la cote d'aspiration

$$P_0 = 10,33 - (0,0012 \times Ca) = 10,33 - (0,0012 \times 518) = 9,71 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g \times \rho} + H_a - (Jasp + Tv) = 9,71 + 1 - (0 + 0,24) = 10,47$$

$$NPSH_d > NPSH_r$$

En conclusion la pompe est en dehors de la zone de cavitation.

IV.10 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons traité deux types d'adduction, à savoir ; l'adduction par refoulement et l'adduction gravitaire, nous avons calculé les différents paramètres pour une étude technico-économique des conduites d'adduction, nous avons aussi opté pour le PEHD et la fonte ductile, ainsi nous avons déterminé à l'aide du catalogue *CAPRARI* le type de pompes qui assurant le débit et la charge nécessaires pour le transport de l'eau vers le point considéré.

Chapitre V
protection contre le
phénomène de coup
de bélier

V.1 Introduction

Les conduites d'adduction gravitaire ou par refoulement, sont soumises au risque lié au phénomène du coup de bélier résultant d'un écoulement non permanent dans les conduites. Ces changements des régimes, plus ou moins rapides ou brusques qui se manifestent sous forme d'ondes de surpressions et de dépressions provoqué par le phénomène du coup de bélier peuvent causer la rupture de la canalisation.

C'est pourquoi, il est très important d'étudier les moyens de protection pour limiter ses effets.

V.2 Protection des conduites contre le coup de bélier :

V.2.1 Description du phénomène :

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites par un changement entre deux régimes d'écoulements.

D'où l'apparition d'une série d'ondes de pression qui se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient, en s'amortissant progressivement en raison des pertes d'énergies dues aux frottements. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité d'onde. Elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite [5].

V.2.2 Causes du coup de bélier

Les principales causes de ce phénomène sont les suivantes [6] :

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

V.2.3 Analyse physique du coup de bélier :

Nous sommes en présence d'un phénomène de propagation d'ondes, caractérisé par une vitesse de propagation et comportant quatre phases de durée (L/a).

L'analyse physique dans le cas de l'arrêt d'une pompe sur une conduite de refoulement est comme suit [7] :

- **Phase 1 à l'instant ($t = L/a$) :** L'onde de dépression se propage vers le réservoir en laissant derrière elle une conduite contractée dans laquelle l'eau est immobile.

A l'instant $t = L/a$, toute la longueur de la conduite est en dépression.

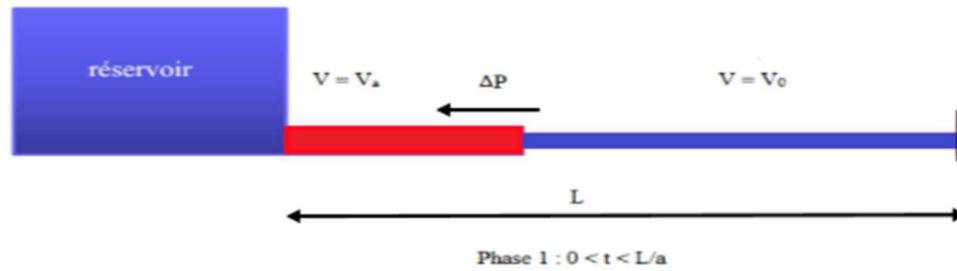


Figure (V. 1) (phase 1 de phénomène), contraction de la conduite

- **Phase 2 à l'instant ($t = 2L/a$) :** Lorsque l'onde atteint le réservoir, il y a réflexion avec changement de signe provoquant une onde de surpression qui repart vers le clapet. La conduite reprend sa section initiale induisant un retour d'eau. A l'instant $t = 2L/a$, la conduite a repris sa forme initiale et l'onde de surpression est réfléchiée sur le clapet.

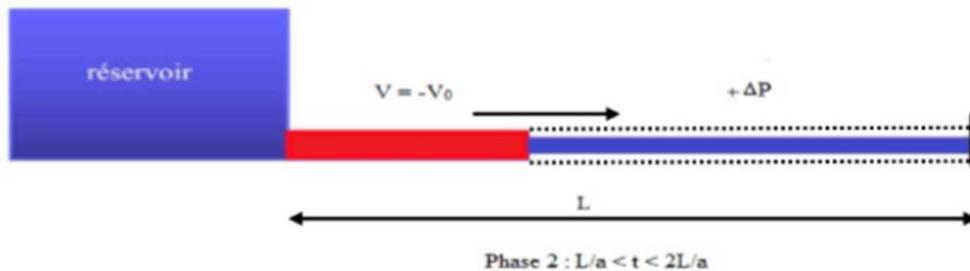


Figure (V. 2) (phase 2 de phénomène), écoulement au sens inverse

- **Phase 3 à l'instant ($t = 3L/a$) :** en raison de cet arrêt, la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée, entraînant une dilatation de la conduite. Les tranches qui suivent vont subir le même sort avec les mêmes conséquences pour la conduite, l'onde de pression gagne de proche en proche, dans le sens pompe-réservoir, toute la canalisation. Au bout d'un nouveau temps L/a , c'est-à-dire $3L/a$ depuis l'origine, toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

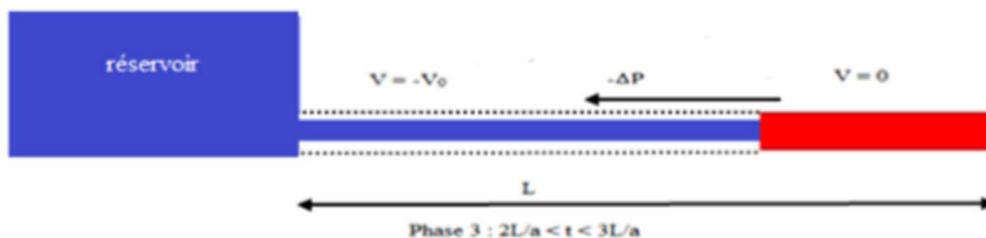


Figure (V. 3) (phase 3 de phénomène), Distension de la conduite

- **Phase 4 à l'instant ($t = 4L/a$) :** A l'instant $t = 3L/a$, une onde réfléchiée sur l'extrémité libre du réservoir repars vers le clapet en annulant la dilatation de la conduite et provoquant un écoulement dans la direction du réservoir. Lorsque l'onde atteint le clapet a $t = 4L/a$, la conduite et l'écoulement

deviennent identiques à ce qu'ils étaient à l'instant $t = 0$ et les quatre phases se répètent une nouvelle fois. Le coup de bélier dans une conduite simple est donc un phénomène périodique de $4L/a$, comportant une succession de phases de dépressions et de phases de surpression

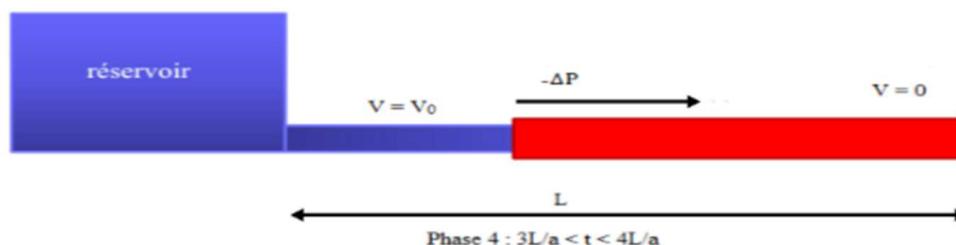


Figure (V. 4) (phase 4 de phénomène), Retours aux conditions initiales

V.2.4 Les conséquences du coup de bélier[7] :

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 produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrée par les manœuvres brusques.

V.2.4.1 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 risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints.

V.2.4.2 Cas de la 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 cette pression devient inférieure à 10 mce, il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie 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.2.4.3 Fatigue de la canalisation

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

V.2.5 Moyens de protection contre le coup de bélier

Il est impossible de supprimer définitivement les effets du coup de bélier. Mais il ya des dispositifs de protection engagés ont un rôle de limiter les variations de la pression (surpression ou dépression) dans la conduite, Les appareils les plus adaptés sont les suivants [7] :

V.2.5.1 Volant d'inertie

C'est un moyen dont la spécificité est qu'il continue à assurer l'alimentation et ceux malgré l'arrêt du moteur.

Ce volant est une roue de masse assez importante qui est placé sur l'arbre du groupe constitue l'un de ces moyens. Grâce à l'énergie cinétique qu'il accumule pendant la marche normale, le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi de prolonger le temps d'arrêt de l'ensemble du groupe, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier.

Ce système est généralement peu où non utilisable, car :

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

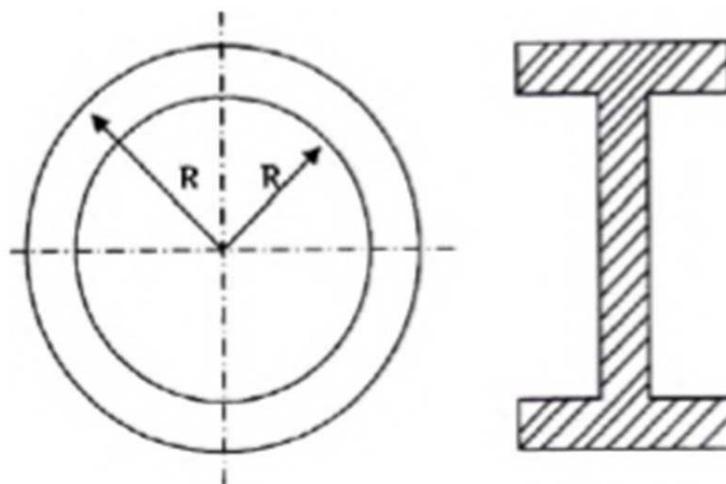


Figure (V. 5) Volant d'inertie

V.2.5.2 Les ventouses

Appelées aussi reniflards, elles ont pour rôle principal l'évacuation de l'air contenu dans la conduite et permettent aussi l'admission de l'air dans ces conduites lorsqu'on procède à leur vidange, ou généralement lorsqu'il y a apparition de la cavitation en un point haut.

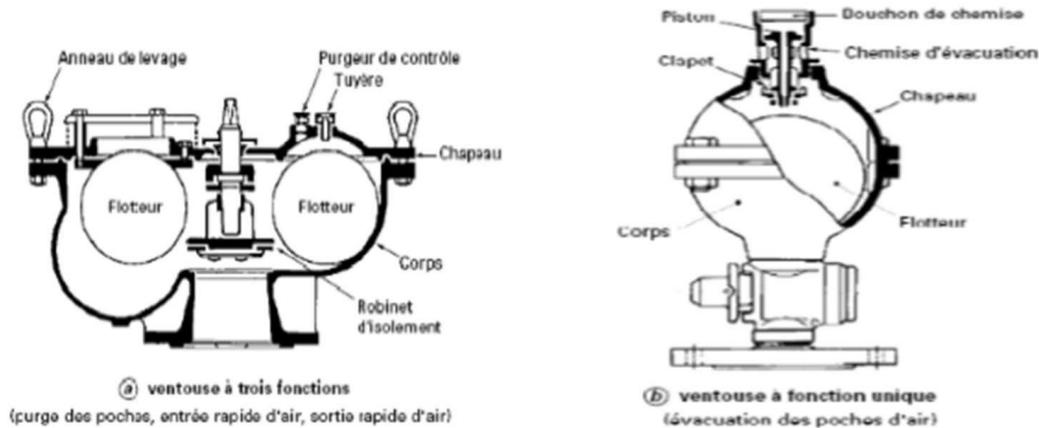


Figure (V. 6) Ventouse à trois fonctions et Ventouse à fonction unique

V.2.5.3 Soupapes de décharge

Les soupapes de décharge s'ouvrent pour réduire la surpression à une valeur acceptable. Ces dispositifs sont généralement constitués d'une soupape maintenue par un ressort, cette soupape ne doit s'ouvrir que sur une pression déterminée, légèrement supérieure à (5%) à la pression maximale de fonctionnement normale.

L'ouverture de la soupape doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération soit efficace, et laisse passer un débit qui doit être évacué vers l'extérieur. L'utilisation des soupapes de décharge nécessite un entretien suivi et une surveillance attentive.

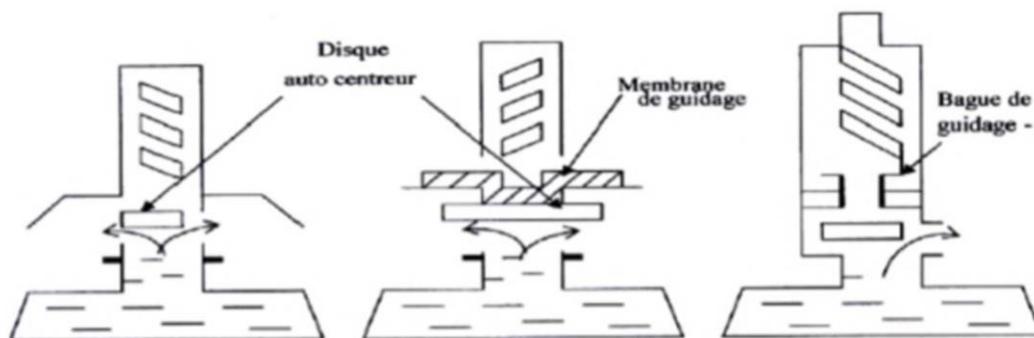


Figure (V. 7) Fonctionnement d'une soupape de décharge

V.2.5.4 Réservoir d'air

C'est une réserve d'eau accumulée sous pression dans une cuve métallique disposée dans la station de pompage et raccordée à l'aval du clapet de côté refoulement. A la disjonction on aura dépression, une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. Après diminution progressive puis annulation du débit dans la conduite, l'eau revient en arrière et remonte dans la cloche.

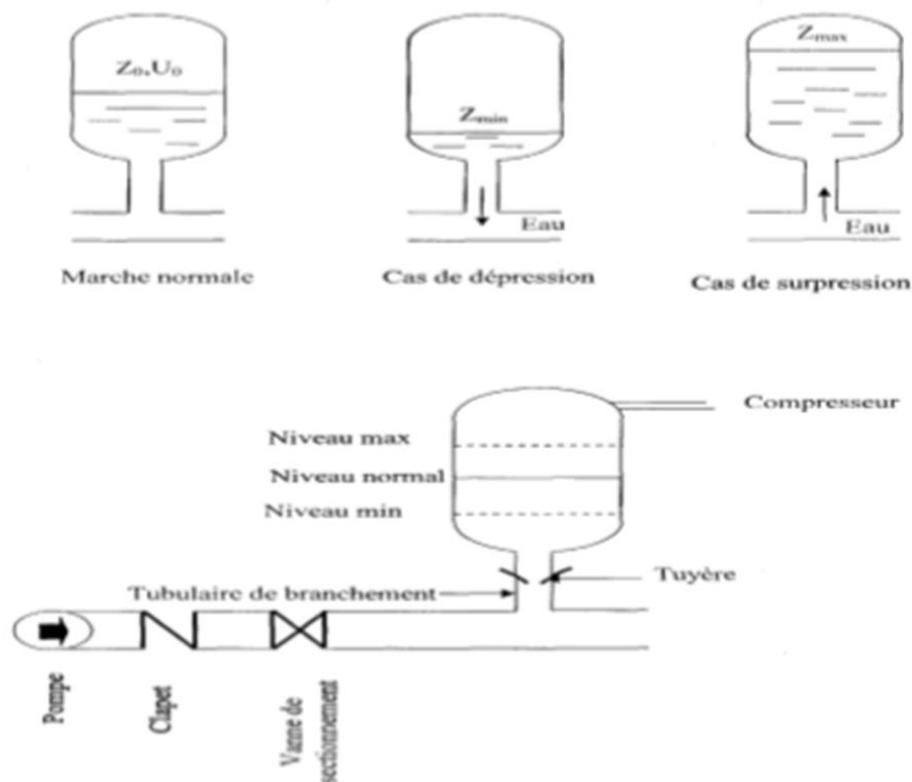


Figure (V. 8) Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air

V.2.5.5 Cheminée d'équilibre

Une cheminée d'équilibre est constituée d'un réservoir cylindrique à l'air libre et à l'axe vertical. Elle joue le même rôle que les réservoirs d'air, mais on arrive à des ouvrages de dimensions assez considérables dans le cas des hauteurs de refoulement moyennes ou grandes.

Une cheminée d'équilibre est généralement aménagée en dérivation à la jonction d'une galerie d'amenée en charge et d'une conduite forcée dans le but de réduire la valeur des surpressions produites par le coup de bélier, elle est aussi utilisée sur le tracé de refoulement qui comporte des points hauts où peut survenir une cavitation en régime transitoire.

Elle présente certains avantages, à savoir:

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

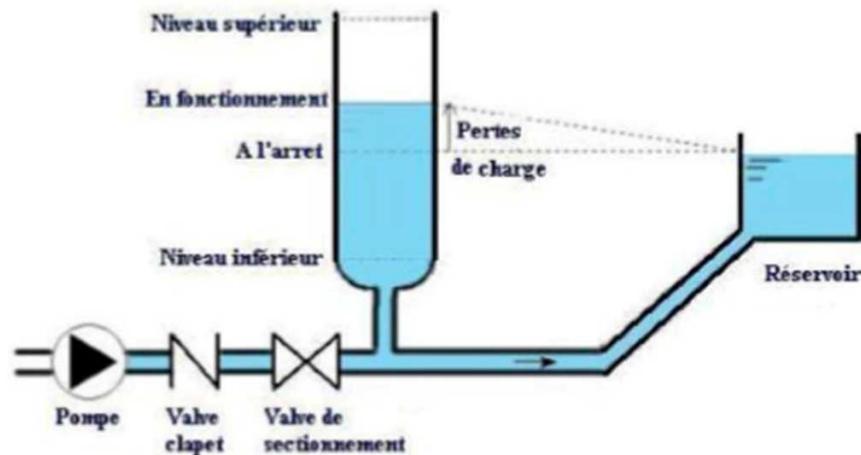


Figure (V. 9) Cheminée d'équilibre

V.2.6 Etude du coup de bélier [6]

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

V.2.6.1 La valeur du coup de bélier

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

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

Avec :

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

Où :

- K = 83 pour le PEHD.

➤ 1er Cas : Fermeture brusque :

Dans le cas où la fermeture est brusque, le temps de fermeture est :

$$t_f \leq 2L / a \quad (V.2)$$

Avec :

- L : Longueur de la conduite ;
- a : la célérité de l'onde (m/s).

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$b = a \times V_0 / g \quad (V.3)$$

Avec :

- b : La valeur du coup de bélier (m) ;
- a : La célérité de l'onde (m/s) ;

- V_0 : Vitesse d'écoulement (m/s) ;
- g : Accélération de la pesanteur (m/s²).

- **La valeur maximale de la pression (surpression) (Z_{max}) sera :**

$$Z_{max} = Z_0 + b \quad (V.4)$$

- **La valeur maximale de la pression (dépression) (Z_{min}) sera :**

$$Z_{min} = Z_0 - b \quad (V.5)$$

Où :

- Z_0 : La pression absolue au point le plus haut de la conduite, tel que :

$$Z_0 = H_g + 10 \quad (V.6)$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique de refoulement ;
- **10** : Pression atmosphérique ;
- **Z0** : Pression absolue de la conduite.

➤ **2eme Cas : Fermeture lente**

Dans le cas où la fermeture est brusque le temps de fermeture est :

$$t_f > 2L / a \quad (V.7)$$

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

$$b = 2 \times L \times V_0 / g \times t_f \quad (V.8)$$

V.2.7 Application numérique du coup de bélier

Tableau (V. 1) les valeurs numériques de coup de bélier pour les tronçons de refoulement et gravitaires

tronçon	matériau	D (mm)	Ep (mm)	V (m/s)	Z0 (m)	a (m/s)	b (m)	Z _{max} (m)	Z _{min} (m)	PN (m)
SP-R1	Fonte-D	250	11.6	1,1767	247,63	1265.17	151.68	399.31	95.95	400
R1-R2	PEHD	160	9.6	1.1270	47	261.65	30.06	77.06	16.94	100
Sp-R3	Fonte-D	80	19	1,1309	154.4	1362.64	154.10	314.48	0.3	400

V.3 conclusion

Les résultats de calcul des valeurs du coup de bélier pour les tronçons (**SP-R1**), (**R1-R2**) et (**SR-R3**) montrent que les tronçons vérifient la pression minimale de service en surpression et n'admettent pas des valeurs négatives en dépression, ce qui ne nécessite pas de dispositif anti bélier.

Chapitre VI
Distribution

VI.1 Introduction

Le but principal d'un réseau de distribution est d'amener l'eau aux différentes catégories de consommateurs, et à tous les points de l'agglomération, sans oublier de satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression. Pour cela, les différents tronçons des canalisations du réseau doivent avoir des diamètres optimaux et ils seront dimensionnés en conséquence.

Le réseau de distribution peut prendre plusieurs schémas, qui seront choisis selon l'importance de l'agglomération. Ces réseaux peuvent être mailles ou ramifiés. Mais le plus utilisé c'est le réseau maillé.

VI.2 Classification des réseaux de distribution

Les réseaux peuvent être classés selon les différents types pour l'alimentation des villes en eau potable sont les suivants [8] :

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

VI.2.1 Le réseau ramifié

Les conduites ne comportent aucune alimentation en retour (alimentation à sens unique). Il présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture c'est-à-dire un accident sur la conduite principale prive tous les abonnés à l'aval.

VI.2.2 Le réseau maillé

Il permet, à la conduite, une alimentation en retour, une simple manœuvre de robinet permet d'isoler le tronçon accédant et de poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés à l'aval. Il est plus coûteux, mais préférable au réseau ramifié, pour la commodité et la sécurité qu'il procure.

VI.2.3 Le réseau mixte

Un réseau dit mixte (ramifié et maillé), lorsque ce dernier est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillé. Il est constitué de réseau indépendant, permet d'éviter les hautes pressions en cas de reliefs accidentés et des dénivèlles importantes. Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par ramification issues des mailles utilisées dans le centre de cette ville.

VI.3 Choix du tracé

Pour définir le tracé définitif, il est important de penser aux points suivants [9]:

- Minimiser le nombre de passages difficiles: traversée de route, de ravine,... etc;
- Éviter les pentes trop fortes : difficulté d'ancrage des tuyaux;
- Éviter les zones rocheuses : une tranchée devra être creusée;
- Préférer les zones accessibles, le long des chemins existants (routes, ...etc.) ;

- Penser aux problèmes de propriété de terrain et d'autorisation.

VI.4 Choix des conduites de distribution

Pour choisir le type de matériau à utiliser dans la construction des conduites, il faut prendre en considération les critères suivants [9]:

- Le diamètre ;
- La pression de service supportée ;
- Les conditions de pose et de transport ;
- Le prix ;
- La durée de vie ;
- La disponibilité sur le marché.

Pour notre cas, on a choisi comme matériau pour les conduites du réseau de distribution, le PEHD, en raison des caractéristiques mécaniques et hydrauliques qu'il présente :

- Facilité de pose (grande flexibilité);
- Faible au niveau des branchements (réduction de risque de fuite) ;
- Résiste à l'entartage;
- Résiste à la corrosion interne et externe et microbiologique;
- Durée de vie prouvée par l'expérience. Le test de vieillissement qui est théoriquement de 50 ans à une température de 20°C ;
- Bonnes caractéristiques hydrauliques;
- Coefficient de la rugosité très faible;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Disponibilité sur le marché ;
- Bonne résistance mécanique, et existence d'une large gamme PN06, PN10, PN16, PN20, PN25.

VI.5 Description du réseau projeté

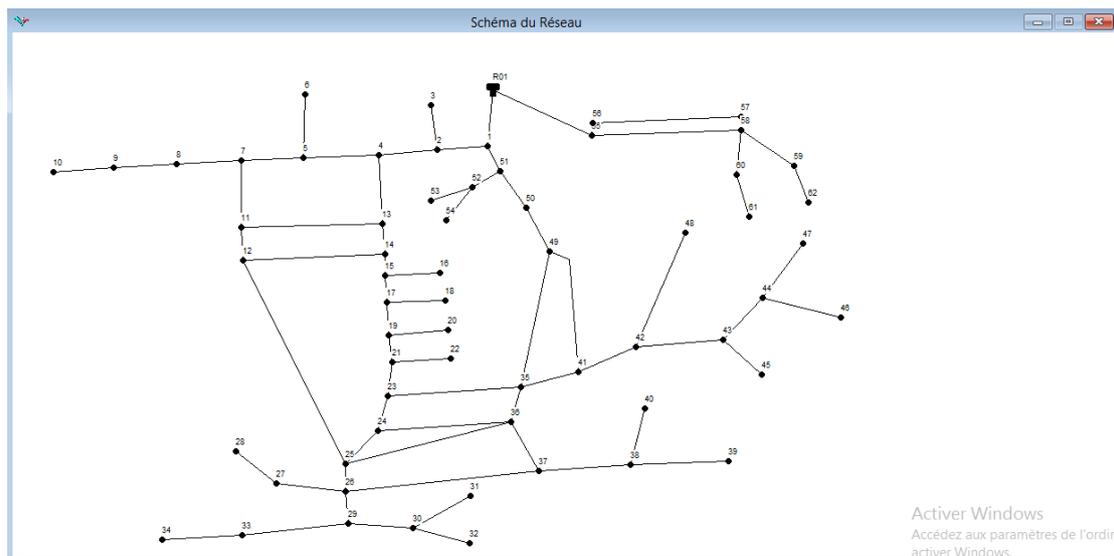


Figure (VI. 1) Schéma représentatif du réseau de distribution

VI.6 Calcul hydraulique du réseau de distribution

La détermination des débits dans un réseau s'effectue de la manière suivante [9] :

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé et celui ramifié
- On détermine le débit spécifique en considérant les débits en route ;
- On calcul les débits en route pendant l'heure de pointe ;
- Connaissant les débits en route et ceux concentrés, on détermine les débits supposé concentrés aux nœuds.

VII.6.1 Détermination des débits

VI.6.1.1 Débit de pointe

Le débit de pointe (Q_p) représente la consommation maximale horaire qui est donnée par les résultats obtenus lors de l'établissement des consommations horaires, les heures de pointe sont de (12h à 13h) avec un pourcentage de 7,9 % de la consommation journalière voir (annexe I.1), dans notre cas le débit de pointe est :

$$Q_p = \frac{Q_{\max.j} \times P_m}{100} = \frac{2633,76 \times 7,9}{100} = 208,07 \text{ m}^3/h \quad (\text{VI.1})$$

$$Q_p = 57,8 \text{ l/s}$$

Avec :

- Q_p : Débit de pointe (m³/h) ;
- P_m : Pourcentage horaire (%) ;
- $Q_{\max.j}$: Consommation maximale journalière (m³/j).

VI.6.1.2 Débit spécifique

Il est défini comme étant le volume d'eau transitant dans un mètre de canalisation pendant une seconde, il se calcule d'après la formule ci-après :

$$Q_s = \frac{Q_p}{\Sigma L_i} \quad (\text{VI.2})$$

$\Sigma L_i = 10598 \text{ m}$

$$Q_s = \frac{57,8}{10598} = 0,0054539 \text{ l/s/m}$$

Avec :

- Q_s : Le débit spécifique (l/s/ml) ;
- ΣL_i : Somme des longueurs du réseau en (m).

VI.6.1.3 Débit en route

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

$$Q_r = Q_s \times L_i \quad (\text{VI.3})$$

Avec :

- Q_r : Débit en route (l/s) ;

- Q_s : Débit spécifique (l/s/ml) ;
- L_i : Longueur du tronçon concerné(m).

VI.6.1.4 Débits aux nœuds

C'est le débit concentré en chaque point de jonction des conduites du réseau, il est déterminé comme suit :

$$Q_n = 0,5 \times \Sigma Q_r + \Sigma Q_c \quad \text{(VI.4)}$$

Avec :

- Q_n : Débit au nœud (l/s)
- ΣQ_r : Somme des débits de route autour du nœud considéré (l/s) ;
- ΣQ_c : Somme des débits localisés au nœud considéré (l/s).

VI.7 Calcul des différents débits du réseau

Les différents résultats de calcul des débits est regroupés dans le tableau (VI.1) ci-dessous :

Tableau (VI. 1) Détermination des débits aux nœuds.

N° de nœud	N° de tronçon	L (m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)	N° de nœud	N° de tronçon	L (m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
R01	R1-1	50	0,272695	0,5099397	36	36-35	50	0,272695	1,6034466
						36-37	355	1,936135	
	R1-55	137	0,747184			36-24	70	0,381773	
						36-25	113	0,616291	
1	1-R1	50	0,272695	0,7771808	37	37-36	355	1,936135	1,527092
	1-2	150	0,818085			37-26	150	0,818085	
	1-51	85	0,463582			37-38	55	0,299965	
2	2-1	150	0,818085	0,818085	38	38-37	55	0,299965	0,5372092
	2-3	93	0,507213			38-39	89	0,485397	
	2-4	57	0,310872			38-40	53	0,289057	
3	3-2	93	0,507213	0,2536064	39	39-38	89	0,485397	0,2426986
4	4-2	57	0,310872	1,0226063	40	40-38	53	0,289057	0,1445284
	4-5	103	0,561752						
	4-13	215	1,172589						
5	5-4	103	0,561752	1,1916772	41	41-35	23	0,12544	1,1725885
						41-49	341	1,85978	
	5-6	117	0,638106			41-42	66	0,359957	
	5-7	217	1,183496						
6	6-5	117	0,638106	0,3190532	42	42-41	66	0,359957	0,8426276
						42-43	66	0,359957	
						42-48	177	0,96534	
7	7-5	217	1,183496	1,7179785	43	43-42	66	0,359957	0,654468
	7-8	110	0,599929			43-45	126	0,687191	
	7-11	303	1,652532			43-44	48	0,261787	
8	7-8	110	0,599929	3,1278117	44	44-43	48	0,261787	0,4772163
	8-9	1037	5,655694			44-46	102	0,556298	
						44-47	25	0,136348	
9	9-8	1037	5,655694	3,6268435	45	45-43	126	0,687191	0,3435957
	9-10	293	1,597993						
10	10-9	293	1,597993	0,7989964	46	46-44	102	0,556298	0,2781489

11	11-7	303	1,652532	1,4834608	47	47-44	25	0,136348	0,0681738						
	11-13	192	1,047149												
	11-12	49	0,267241												
12	12-11	49	0,267241	1,5461807	48	48-42	177	0,96534	0,4826702						
	12-14	187	1,019879												
	12-25	331	1,805241												
13	13-4	215	1,172589	1,2462162	49	49-35	335	1,827057	1,9852196						
	13-11	192	1,047149			49-41	341	1,85978							
	13-14	50	0,272695			49-50	52	0,283603							
14	14-13	50	0,272695	0,7008262	50	50-49	52	0,283603	0,3654113						
	14-12	187	1,019879			50-51	82	0,44722							
	14-15	20	0,109078												
15	15-14	20	0,109078	0,2127021	51	51-50	82	0,44722	0,4826702						
	15-16	45	0,245426			51-1	85	0,463582							
	15-17	13	0,070901			51-52	10	0,054539							
16	16-15	45	0,245426	0,1227128	52	52-51	10	0,054539	0,3954078						
						52-53	69	0,376319							
						52-54	66	0,359957							
17	17-15	13	0,070901	0,2508794	53	53-52	69	0,376319	0,1881596						
	17-18	45	0,245426												
	17-19	34	0,185433												
18	18-17	45	0,245426	0,1227128	54	54-52	66	0,359957	0,1799787						
	19	19-17	34	0,185433						0,2945106	55	55-R1	137	0,747184	1,8515991
		19-21	35	0,190887								55-56	10	0,054539	
20	20-19	39	0,212702	0,1063511	56	55-58	532	2,901475	3,2805209						
						56-55	10	0,054539							
						56-57	1193	6,506503							
21	21-19	35	0,190887	0,4144964	57	57-56	1193	6,506503	3,2532514						
	21-22	55	0,299965												
	21-23	62	0,338142												
22	22-21	55	0,299965	0,1499823	58	58-55	532	2,901475	2,1079324						
						58-59	116	0,632652							
						58-60	125	0,681738							
23	23-21	62	0,338142	0,5562978	59	59-58	116	0,632652	0,493578						
	23-35	89	0,485397			59-62	65	0,354504							
	23-24	53	0,289057												
24	24-23	53	0,289057	0,6081099	60	60-58	125	0,681738	1,2816665						
	24-36	70	0,381773			60-61	345	1,881596							
	24-25	100	0,54539												
25	25-36	113	0,616291	1,8161487	61	61-60	345	1,881596	0,9407978						
	25-24	100	0,54539												
	25-12	331	1,805241												
	25-26	122	0,665376												
26	26-25	122	0,665376	1,5080034	62	62-59	65	0,354504	0,1772518						
	26-37	150	0,818085												
	26-27	192	1,047149												
	26-29	89	0,485397												

27	27-26	192	1,047149	1,0771453
	27-28	203	1,107142	
28	28-27	203	1,107142	0,5535709
29	29-26	89	0,485397	1,148046
	29-30	50	0,272695	
	29-33	282	1,538	
30	30-29	50	0,272695	0,5426631
	30-32	46	0,250879	
	30-31	103	0,561752	
31	31-30	103	0,561752	0,2808759
32	32-30	46	0,250879	0,1254397
33	33-29	282	1,538	1,4125601
	33-34	236	1,28712	
34	34-33	236	1,28712	0,6435602
35	35-23	89	0,485397	1,3552942
	35-36	50	0,272695	
	35-41	23	0,12544	
	35-49	335	1,827057	

VI.8 Modélisation et simulation du réseau

A l'aide du logiciel EPANET, on peut modéliser un système de distribution d'eau suivant les étapes présente [10]:

- Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau ;
- Saisir les propriétés des éléments du réseau ;
- Décrire le fonctionnement du système ;
- Sélectionner un ensemble d'option de simulation ;
- Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité ;
- Visualiser les résultats d'une simulation ;
- Choisir les diamètres qui donnent des vitesses entre 0.5 et 1.5 m/s.

VI.8.1 Formule de pertes de charge utilisées

VI.8.1.1 Pertes de charge linéaires

La formule utilisée pour la détermination des pertes de charge linéaires est celle de Darcy- Weisbach :

$$J_l = \frac{\lambda L V^2}{2 g D} \quad (\text{VI.5})$$

Avec :

- J_l : Perte de charge linéaire (m/m) ;
- D : Diamètre de la conduite (m) ;
- g : Accélération de la pesanteur (9.81 m/s²) ;
- L : Longueur de la conduite (m) ;
- λ : Coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

Le coefficient λ est déterminé à partir de la formule de COLBROOK-WHITE :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{K}{3,71.D} + \frac{2,51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{VI.6})$$

Avec :

- Re : Nombre de Reynolds est donnée par la formule suivante :

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

- V : Viscosité cinématique de l'eau donnée par la formule de STOCKS ci-après :

$$\nu = \frac{0,0178}{(1+0,0337.t+0,000221.t^2)} \quad (\text{VI.8})$$

D'où, à T = 20° C, la viscosité cinématique sera de $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

Les valeurs de la rugosité utilisées en pratique pour les conduites en PEHD sont :

K = 0.01 mm pour D ≤ 200 mm

K = 0.02 mm pour D > 200 mm.

VI.8.1.2 Pertes de charge totales

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

$$H_t = J_l + J_s \quad (\text{VI.9})$$

Avec

- J_s : Elles sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires pour les conduites en PEHD

VI.8.2 Résultats de la simulation du réseau avec EPANET

Après avoir introduire les débits et les altitudes de chaque nœud ainsi que la longueur et des diamètres de chaque arc (conduite), on lance la simulation du réseau. Suite à plusieurs tâtonnements concernant les diamètres conduites, et dans l'objectif d'avoir des vitesses de chaque conduite dans l'intervalle [0.5 – 1.5], sachant que la pression aux nœuds ne doit pas dépasser 100 m.c.e (10 bars) alors notre choix c'est porté sur des conduites en PEHD PN10.

Les diamètres normalisés des conduites en PEHD PN 10 sont donnés en *Annexe IV.3*

Les résultats de simulation des arcs (conduites) obtenus pour notre réseau, sont regroupés dans le tableau(VI.2) et la figure(VI.2) suivant :

Tableau (VI. 2) Les résultats de la simulation des arcs (conduites).

N° de tronçon	L (m)	D ext	D int	Q (l/s)	V (m/s)	Pertes de charge unitaire (m/km)
Tuyau 1	50	315	277,6	43,9	0,73	1,54
Tuyau 2	150	200	176,2	21,62	0,89	3,82
Tuyau 3	93	25	21	0,25	0,73	37,41
Tuyau 4	57	200	176,2	20,54	0,84	3,48
Tuyau 5	103	160	141	10,5	0,67	3,03
Tuyau 6	117	25	21	0,32	0,92	56,18

Tuyau 7	217	125	110,2	8,99	0,94	7,53
Tuyau 8	110	125	110,2	7,55	0,79	5,5
Tuyau 9	1037	90	79,2	4,43	0,9	10,33
Tuyau 10	293	40	35,2	0,8	0,82	23,94
Tuyau 11	215	160	141	9,02	0,58	2,31
Tuyau 12	50	110	96,8	4,68	0,64	4,33
Tuyau 13	20	63	55,4	2,33	0,97	18,33
Tuyau 14	13	63	55,4	2	0,83	13,87
Tuyau 15	34	63	55,4	1,62	0,67	9,57
Tuyau 16	35	50	44	1,22	0,8	17,49
Tuyau 17	62	40	35,2	0,66	0,68	17
Tuyau 18	53	90	79,2	3,61	0,73	7,16
Tuyau 19	100	75	66	3,25	0,95	14,27
Tuyau 20	303	50	44	0,28	0,18	1,32
Tuyau 21	49	50	44	1,33	0,88	20,36
Tuyau 22	331	63	55,4	1,43	0,59	7,61
Tuyau 23	192	90	79,2	3,1	0,63	5,44
Tuyau 24	187	63	55,4	1,64	0,68	9,76
Tuyau 25	45	20	16	0,12	0,61	38,45
Tuyau 26	45	20	16	0,12	0,61	38,45
Tuyau 27	39	20	16	0,11	0,53	29,96
Tuyau 28	55	20	16	0,15	0,75	54,65
Tuyau 29	122	110	96,8	6,57	0,89	8
Tuyau 30	192	63	55,4	1,63	0,68	9,64
Tuyau 31	203	32	28	0,55	0,9	37,47
Tuyau 32	89	90	79,2	4,15	0,84	9,21
Tuyau 33	50	40	35,2	0,95	0,98	32,56
Tuyau 34	103	25	21	0,28	0,81	44,81
Tuyau 35	46	20	16	0,13	0,62	39,95
Tuyau 36	282	63	55,4	2,06	0,85	14,6
Tuyau 37	236	40	35,2	0,64	0,66	16,29
Tuyau 38	70	32	28	0,25	0,4	8,95
Tuyau 39	113	75	66	3,71	1,09	18,17
Tuyau 40	89	90	79,2	3,51	0,71	6,79
Tuyau 41	50	125	110,2	8,73	0,92	7,15
Tuyau 42	150	40	35,2	0,48	0,5	9,77
Tuyau 43	355	90	79,2	3,17	0,64	5,67
Tuyau 44	55	40	35,2	0,92	0,95	31,07
Tuyau 45	89	25	21	0,24	0,7	34,62
Tuyau 46	53	20	16	0,14	0,72	51,21
Tuyau 47	23	90	79,2	4,37	0,89	10,09
Tuyau 48	66	75	66	3,15	0,92	13,48
Tuyau 49	66	63	55,4	1,82	0,76	11,75
Tuyau 50	48	40	35,2	0,82	0,85	25,27
Tuyau 51	25	20	16	0,07	0,34	13,9
Tuyau 52	102	25	21	0,28	0,8	44,05
Tuyau 53	126	25	21	0,34	0,99	64,1
Tuyau 54	177	32	28	0,48	0,78	29,36

Tuyau 55	335	125	110,2	9,23	0,97	7,9
Tuyau 56	341	125	110,2	8,69	0,91	7,08
Tuyau 57	52	200	176,2	19,9	0,82	3,29
Tuyau 58	82	200	176,2	20,27	0,83	3,4
Tuyau 59	85	200	176,2	21,51	0,88	3,79
Tuyau 60	10	40	35,2	0,76	0,78	22,07
Tuyau 61	66	20	16	0,18	0,9	75,37
Tuyau 62	69	20	16	0,19	0,94	81,54
Tuyau 63	137	160	141	13,39	0,86	4,7
Tuyau 64	10	110	96,8	6,53	0,89	7,91
Tuyau 65	1193	75	66	3,25	0,95	14,31
Tuyau 66	532	110	96,8	5	0,68	4,89
Tuyau 67	125	63	55,4	2,22	0,92	16,79
Tuyau 68	345	40	35,2	0,94	0,97	32,06
Tuyau 69	116	40	35,2	0,67	0,69	17,53
Tuyau 70	65	20	16	0,18	0,88	73,36

La simulation a donné les résultats des pressions et des charges au niveau des noeuds, qui sont représentés dans le tableau (VI.3) et la figure (VI.2) ci-dessous :

Tableau (VI. 3) Les pressions et les charges au niveau des noeuds du réseau

Nœuds	Demande de base (l/s)	Altitude (m)	Charge (m)	Pression (m)
1	0,78	508,92	519,92	11
2	0,82	499,92	519,35	19,43
3	0,25	490,02	515,87	25,85
4	1,02	494,67	519,15	24,48
5	1,19	486,31	518,84	32,53
6	0,32	480,37	512,27	31,9
7	1,72	474,28	517,21	42,93
8	3,13	470,91	516,6	45,69
9	3,63	420	505,89	85,89
10	0,8	410	498,87	88,87
11	1,48	461	517,61	56,61
12	1,55	463,48	516,61	53,13
13	1,25	479,28	518,66	39,38
14	0,7	474,29	518,44	44,15
15	0,21	471,77	518,07	46,3
16	0,12	471,07	516,34	45,27
17	0,25	472,07	517,89	45,82
18	0,12	408,97	516,16	107,19
19	0,29	469,65	517,57	47,92
20	0,11	469,29	516,4	47,11
21	0,41	467,1	516,95	49,85
22	0,15	463,95	513,95	50
23	0,56	463,08	515,9	52,82
24	0,61	458,98	515,52	56,54
25	1,82	453,52	514,09	60,57

26	1,51	448,59	513,12	64,53
27	1,08	444,62	511,27	66,65
28	0,55	440,47	503,66	63,19
29	1,15	450,66	512,3	61,64
30	0,54	453	510,67	57,67
31	0,28	451,94	506,05	54,11
32	0,13	456,82	508,83	52,01
33	1,41	433,55	508,18	74,63
34	0,64	414,56	504,34	89,78
35	1,36	459,51	516,51	57
36	1,6	458,31	516,15	57,84
37	1,53	441,57	514,14	72,57
38	0,54	438,49	512,43	73,94
40	0,14	433,92	509,71	75,79
39	0,24	434,62	509,35	74,73
41	1,17	459,88	516,74	56,86
42	0,84	445,62	515,85	70,23
43	0,65	437,61	515,07	77,46
44	0,48	441,34	513,86	72,52
45	0,34	425,58	507	81,42
46	0,28	429,67	509,37	79,7
47	0,07	444,47	513,51	69,04
48	0,48	457,87	510,65	52,78
49	1,99	482,22	519,15	36,93
50	0,37	482,65	519,32	36,67
51	0,48	492,8	519,6	26,8
52	0,4	492,75	519,38	26,63
53	0,19	492,31	513,75	21,44
54	0,18	489,35	514,41	25,06
55	1,85	512,06	519,36	7,3
56	3,28	512	519,28	7,28
57	3,25	486,71	502,2	15,49
58	2,11	500,4	516,76	16,36
59	0,49	493,86	514,72	20,86
60	1,28	493,98	514,66	20,68
61	0,94	476,18	503,6	27,42
62	0,18	483,97	509,95	25,98
R01	/	518	520	2

Remarque

Les pressions aux nœuds 55 et 56 sont inférieurs à 100 m donc ils ne peuvent assurer une alimentation convenable de l'eau potable.

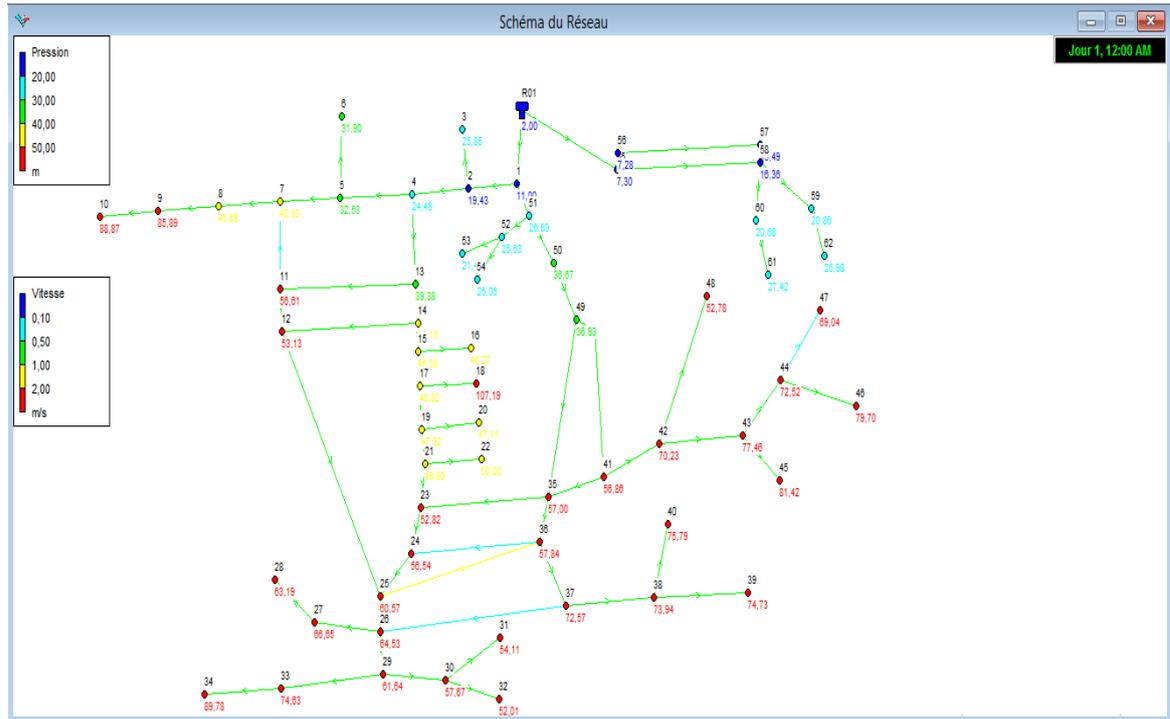


Figure (VI.2) Etat des nœuds et des arcs (conduites) du réseau.

VI.9 Conclusion

Dans ce chapitre consacré au dimensionnement du réseau de distribution du chef-lieu de TAOURGA (partie 01) dont le réseau est de type mixte, on a déterminé les diamètres des différents tronçons en vérifiant les paramètres de vitesse et pression, au niveau de ces tuyaux et des jonctions, et cela a été effectué à l'aide du logiciel EPANET.

On a opté pour des conduites en PEHD PN10 par mesure de sécurité et de bon fonctionnement de l'alimentation.

Chapitre VII :
système
d'information
géographique

VII.1 Introduction

La gestion d'un réseau d'alimentation en eau potable nécessite le suivi du comportement hydraulique de tous les accessoires du réseau (conduites, vannes, pompes, ouvrages de stockage ...).

L'élaboration d'un système d'information géographique (S.I.G) servira d'outil d'aide à la gestion pouvant donner l'information complète sur tous les paramètres du réseau, en temps opportun, avec une mise à jour suite à chaque modification opérée sur le réseau.

VII.2 Présentation du système d'information géographique SIG

VII.2.1 système d'information géographique (SIG) [13]

Le système d'information géographique (SIG), est un système informatisé comprenant plusieurs bases de données géographiques, un logiciel de gestion et d'accès aux informations dont le but est d'organiser, de gérer, manipuler, d'analyser et de représenter les données à références spatiales, afin de permettre la résolution des problèmes d'aménagement et de gestion.

VII.2.2 Composantes d'un SIG

Les systèmes d'information géographique sont composés de :

- **Les ressources humaines :** (les personnes): C'est l'élément le plus important dans un SIG. Les personnes doivent définir les traitements et développer les procédures d'exploitation.
- **Les données organisées en base :** elles conditionnent les possibilités d'interrogation et d'analyse.
- **Les Matériels informatique :** Les capacités du matériel conditionnent la rapidité d'exploitation, la facilité d'utilisation et le type de sortie possible.
- **Les logiciels :** on entend par là les SIG, mais aussi les logiciels de bases de données, de dessin, de statistiques d'imagerie ou d'applications spécifiques.
- **Les procédures de traitement de l'information :** Afin d'obtenir les réponses aux questions posées, une série d'étapes doit être suivie.

VII.2.3 Fonctionnalités d'un SIG

Les fonctions attendues d'un SIG sont définies par les ' 5A ' qui sont : Abstraction, Acquisition, Archivage, Analyse et Affichage. [11].

- **Abstraction :** C'est la modélisation du monde réel suivant différents prismes. Elle se fait en deux étapes :
 - La construction du schéma conceptuel de données.
 - Trouver le logiciel qui soit capable de transcrire et de stocker le schéma.
- **Acquisition :** C'est de trouver l'information auprès des organismes nationaux ou internationaux producteurs ou revendeurs. Et si la donnée n'existe pas, il

est possible de la créer soi-même ou par un prestataire (numérisation du cadastre, levé topographique).

- **Archivage** : Cette fonction de SIG permet de stocker et de retrouver facilement les données acquises.
- **Analyse** : Le système d'information géographique est un outil au service de l'information géographique qui se base sur deux analyses :
 - **Analyse spatiale à partir de la sémantique** : description qualitative et quantitative d'un espace.
 - **Analyse spatiale géométrique** : elle se base sur la position de l'objet, sa forme, et les relations éventuelles entre ces objets.
- **Affichage** : Le but de l'affichage est de permettre à l'utilisateur d'appréhender des phénomènes spatiaux dans la mesure où la représentation graphique respecte les règles de la cartographie et cela sert à communiquer.

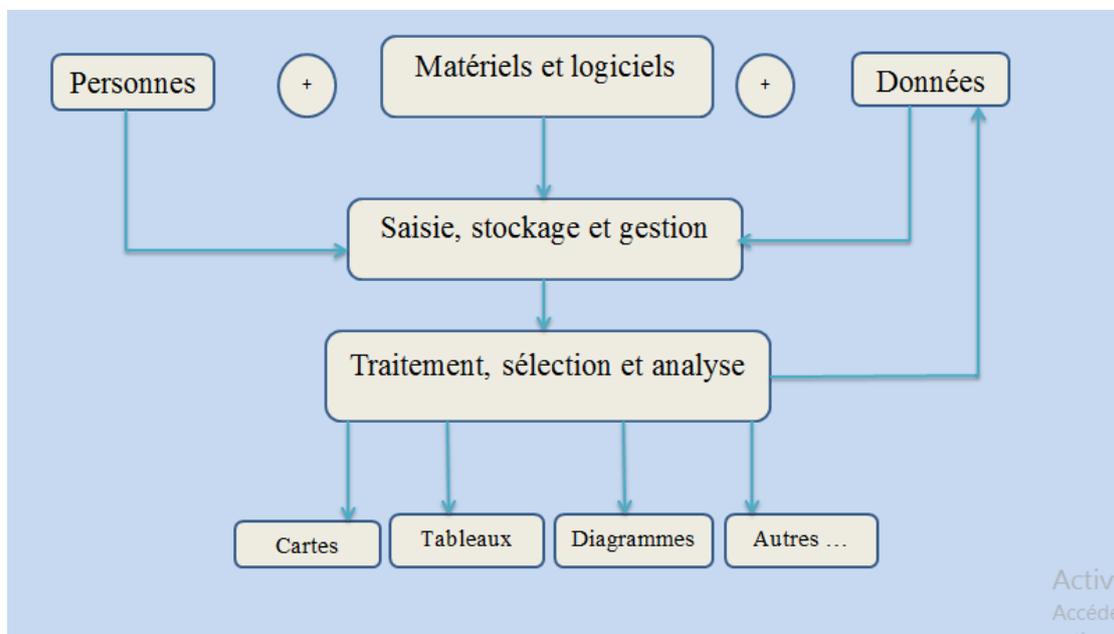


Figure (VII. 1) Organigramme d'un SIG.

VII.2.4 Utilité des SIG

De nombreuses organisations ayant intégré l'usage d'un SIG ont constaté qu'un des principaux bénéfices obtenus, concerne la gestion de leurs propres ressources.

Les SIG permettant de lier entre elles toutes sortes d'informations par le biais de la géographie, offrent les avantages suivants :

- Le stockage de gros volumes de données géographiques de manière centralisé et durable sous forme numérique,
- Un accès à l'information plus facile,
- Afficher et consulter les données sur l'écran, par superposition de plusieurs couches d'informations de différentes natures (topographiques, environnementales, économique... etc.),
- Croisement de données de différentes sources,

- Réalisation rapide de cartes thématiques,
- Un meilleur partage de l'information et une meilleure communication entre les différents services,
- Actualiser ou recréer des données sans avoir à recréer un document,
- Apporter ou extraire des données, les transformer pour les mettre à disposition d'un prestataire ou d'un décideur,
- Editer des plans et des cartes à la demande.

VII.2.5 Les avantages d'un SIG

Les SIG possèdent plusieurs avantages qui sont [12] :

- Capacité et fiabilité de stockage
- Rapidité de restitution des données (gain de temps)
- Intégration et combinaison de données de sources différentes
- Précision des processus cartographiques
- Facilite de mise à jour (outils de suivi)
- Analyse des relations spatiales (intégration, requête spatiale, combinaison et superposition de cartes)
- Production de cartes (bon rapport qualité/prix).et des contraintes, qui sont :
 - ✓ Le manque de personnel spécialisé ;
 - ✓ Coût élevé et problèmes technique pour l'acquisition des données faibles ;
 - ✓ Non standardisation des formats de données ;
 - ✓ Nécessité d'une mobilisation contenue des acteurs.

VII.2.6 Elaboration d'un SIG

Avant d'entreprendre la mise en place d'un SIG, il est primordial d'évaluer les besoins des futurs utilisateurs du système et c'est à partir de cette analyse que dépendra la structure de la base de données. Plusieurs Logiciels sont utilisés pour l'élaboration d'un SIG tels que:

- Arc GIS (Arc Info, Arc View ...).
- Auto CAD Map 3D.
- MapInfo.

Ce qui est de notre cas nous allons utiliser le logiciel MapInfo.

VII.3 Présentation du logiciel MapInfo [13]

VII.3.1 Définition

MapInfo est un :

- Outil de type système d'information géographique.
- Permet de lier les données d'une base ou d'un tableur à des entités (caractères) spatiales.
- Il combine un puissant gestionnaire de données à des outils de dessin et de présentation facile à utiliser.
- Permet d'analyser et de présenter les données sur une carte à l'aide de couleurs, d'hachure, de type de ligne et de symboles.
- Fournit un ensemble d'outils pour visualiser, exploiter, interroger, modifier et d'analyser des informations géographique et présenter les résultats sur des documents cartographique de qualité.

VII.3.2 Interface de travail

L'environnement de travail MapInfo se présente comme suit :

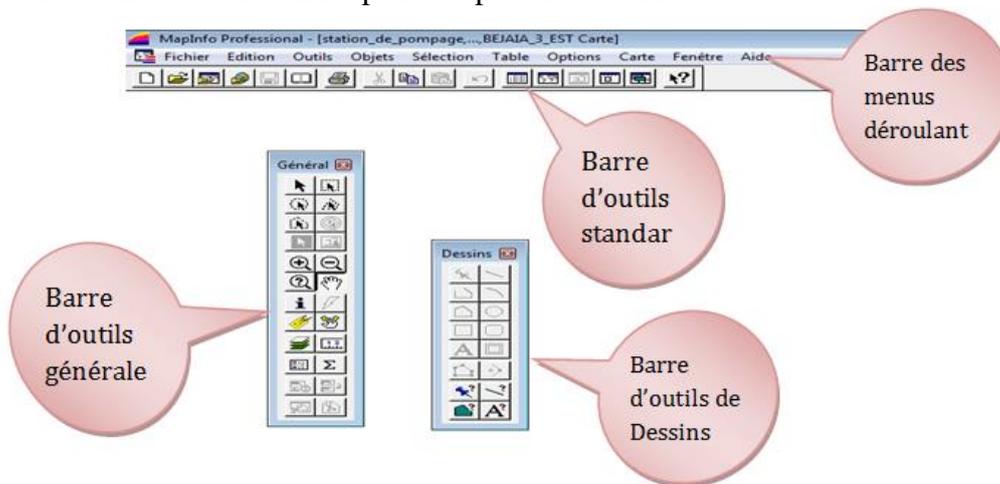


Figure (VII. 2) Interface de travaille MapInfo

V.4. Création du système d'information géographique du réseau d'AEP de la commune deTAOURGA

VII. 4.1 Préparation du fond de la carte

Le réseau d'AEP du Chef-Lieu Taourga se localise spatialement dans le système de coordonnées « Universal Transverse Mercator » (UTM), fuseau 31(longitude supérieure 3°875', longitude inférieure 4°)

Nous avons utilisé comme support de digitalisation de la chaine d'adduction une carte de la partie de Boumerdes a une échelle de 1/25000, et pour le réseau de distribution une photo satellite de la zone d'étude obtenue sur Google earth.

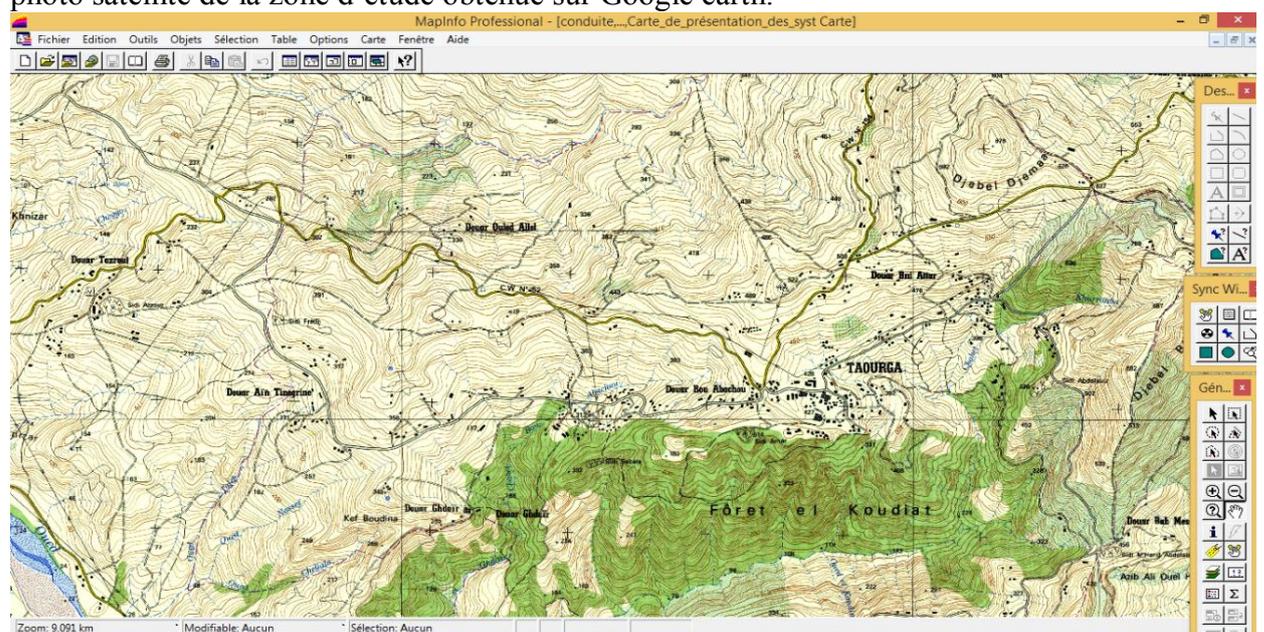


Figure (VII. 3) Fond de carte la zone d'étude

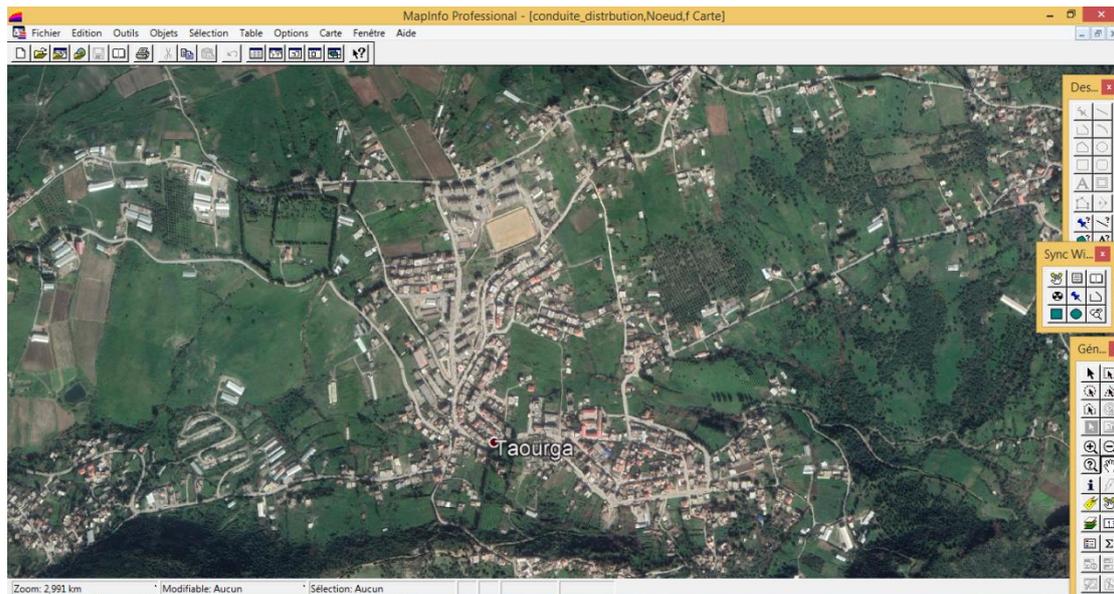


Figure (VII. 4) photo satellite de la zone d'étude obtenue sur Google earth

VII.4.2 Création des tables

Le but essentiel attendu d'un SIG est de réaliser une base d'information fiable et organisée en plusieurs couches superposables en forme de fenêtre carte, c'est pour cela qu'il faut accorder une particulière attention lors de la définition de la structure des tables de la base de données, en fonction des ressources et des données gérées. Les structures des tables créées sont les suivantes :

conduite	nœud	réservoir	Station de pompage
ID_ Conduite, Longueur _ m, Diamètre _ mm, Vitesse _ m _ par _ s, Débit_ m3 _ par _ s, Type _ matériau, Perte_ de_ charge_ m,	ID _ nœud, Altitude _ nœud _ m, Pression _ m, Longitude, Latitude.	ID _ réservoir, Localisation, Cote _ radié _ m, Cote _ trop _ plein _ m, Capacité m3, Longitude, Latitude.	ID _ station _ de _ pompage, Altitude _ m, Débit _ m3 _ par _ s Longitude, Latitude.

VII.4.3 La vectorisation du réseau d'AEP sur MapInfo

La vectorisation du réseau consiste à attribuer aux données spéciales des données alphanumériques. Les données spatiales représentent des objets géographiques associés à leurs localisations dans le monde réel. Les objets géographiques sont représentés sur les cartes par des points (nœuds), des lignes (conduites), des objets (réservoir, captage, station de pompage ...ect). Les données attributaires décrivent des propriétés particulières des objets géographiques.

VII.4.3.1 Vectorisation du réseau d'adduction

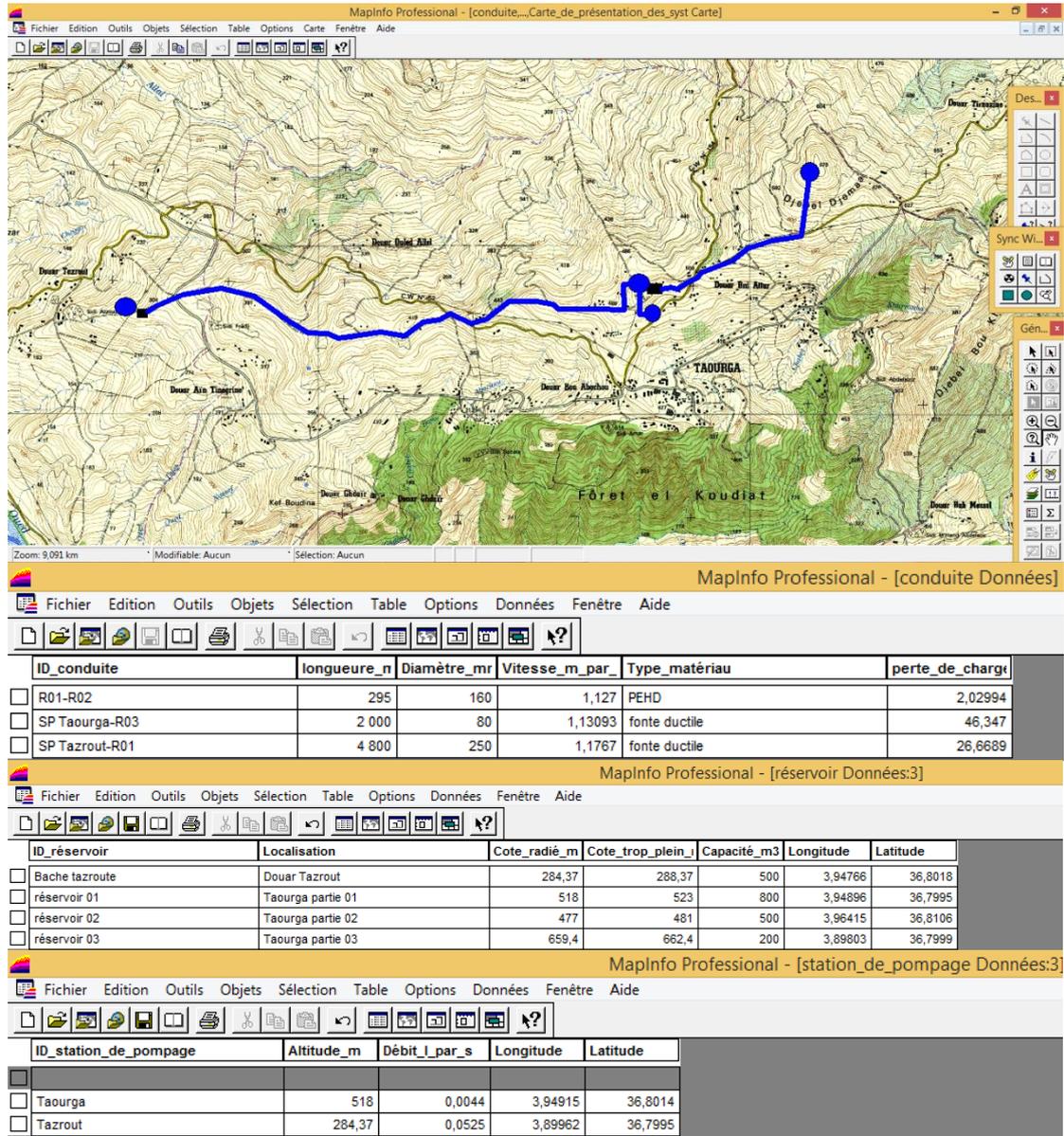


Figure (VII. 5) Résultat de la vectorisation du réseau d'adduction

V.4.3.2 Vectorisation du réseau de distribution :

MapInfo Professional - [conduite_distribution.Noeud.f Carte]

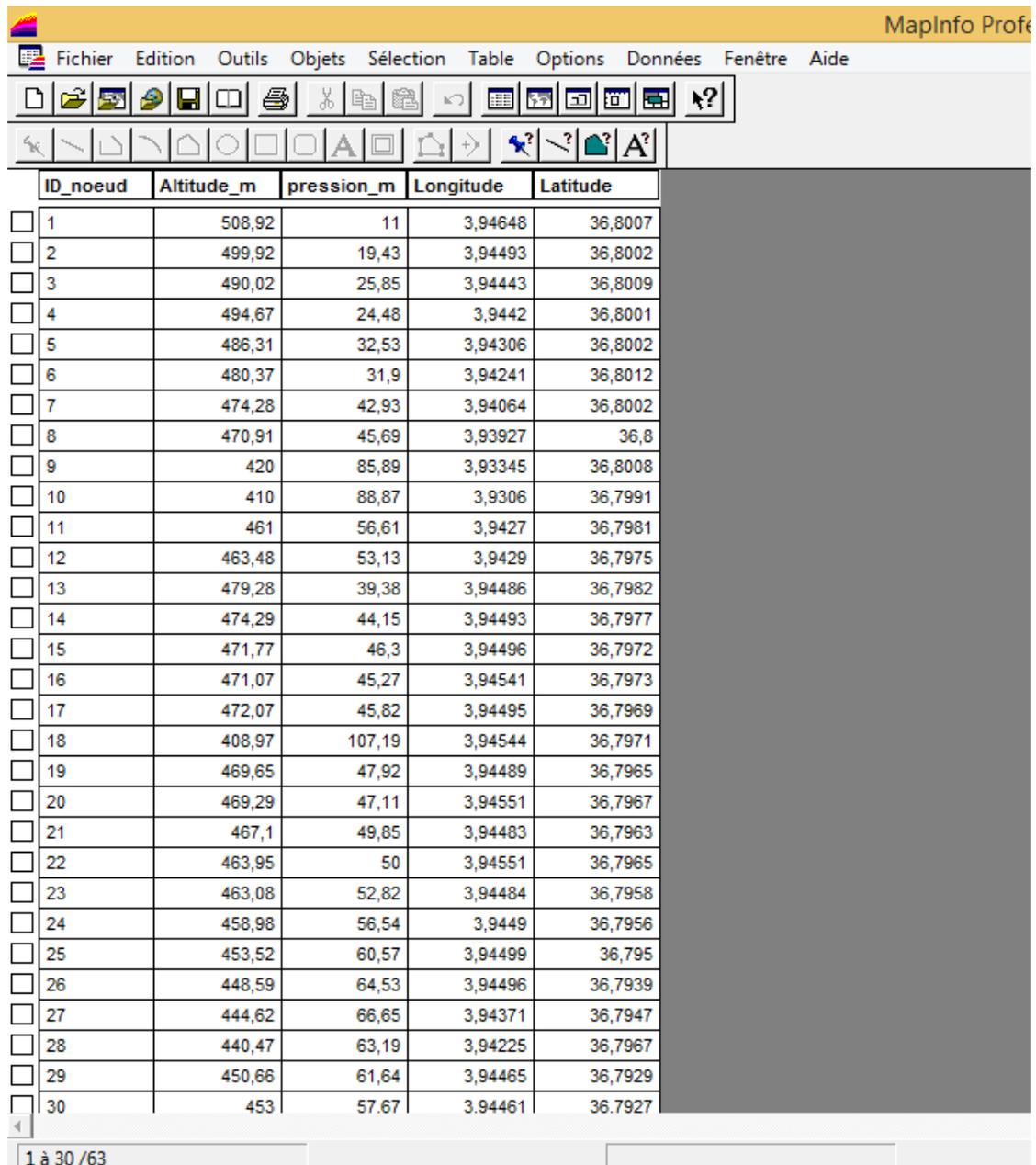
Fichier Edition Outils Objets Sélection Table Options Carte Fenêtre Aide

Zoom: 2,923 km Modifiable: Aucun Sélection: Aucun

MapInfo Professional - [co

Fichier Edition Outils Objets Sélection Table Options Données Fenêtre Aide

	ID_conduite	Longueur_r	Diamètre_m	Vitesse_m_par_	Type_matériau	Pertes_de_charge_un
<input type="checkbox"/>	Tuyau 1	50	315	0,73	PEHD	1,54
<input type="checkbox"/>	Tuyau 2	150	200	0,89	PEHD	3,82
<input type="checkbox"/>	Tuyau 3	93	25	0,73	PEHD	37,41
<input type="checkbox"/>	Tuyau 4	57	200	0,84	PEHD	3,48
<input type="checkbox"/>	Tuyau 5	103	160	0,67	PEHD	3,03
<input type="checkbox"/>	Tuyau 6	117	25	0,92	PEHD	56,18
<input type="checkbox"/>	Tuyau 7	217	125	0,94	PEHD	7,53
<input type="checkbox"/>	Tuyau 8	110	125	0,79	PEHD	5,5
<input type="checkbox"/>	Tuyau 9	1 037	90	0,9	PEHD	10,33
<input type="checkbox"/>	Tuyau 10	293	40	0,82	PEHD	23,94
<input type="checkbox"/>	Tuyau 11	215	160	0,58	PEHD	2,31
<input type="checkbox"/>	Tuyau 12	50	110	0,64	PEHD	4,33
<input type="checkbox"/>	Tuyau 13	20	63	0,97	PEHD	18,33
<input type="checkbox"/>	Tuyau 14	13	63	0,83	PEHD	13,87
<input type="checkbox"/>	Tuyau 15	34	63	0,67	PEHD	9,57
<input type="checkbox"/>	Tuyau 16	35	50	0,8	PEHD	17,49
<input type="checkbox"/>	Tuyau 17	62	40	0,68	PEHD	17
<input type="checkbox"/>	Tuyau 18	53	90	0,73	PEHD	7,16
<input type="checkbox"/>	Tuyau 19	100	75	0,95	PEHD	14,27
<input type="checkbox"/>	Tuyau 20	303	50	0,18	PEHD	1,32
<input type="checkbox"/>	Tuyau 21	49	50	0,88	PEHD	20,36
<input type="checkbox"/>	Tuyau 22	331	63	0,59	PEHD	7,61
<input type="checkbox"/>	Tuyau 23	192	90	0,63	PEHD	5,44
<input type="checkbox"/>	Tuyau 24	187	63	0,68	PEHD	9,76
<input type="checkbox"/>	Tuyau 25	45	20	0,61	PEHD	38,45
<input type="checkbox"/>	Tuyau 26	45	20	0,61	PEHD	38,45
<input type="checkbox"/>	Tuyau 27	39	20	0,53	PEHD	29,96
<input type="checkbox"/>	Tuyau 28	55	20	0,75	PEHD	54,65
<input type="checkbox"/>	Tuyau 29	122	110	0,89	PEHD	8
<input type="checkbox"/>	Tuyau 30	192	63	0,68	PEHD	9,64



	ID_noeud	Altitude_m	pression_m	Longitude	Latitude
<input type="checkbox"/>	1	508,92	11	3,94648	36,8007
<input type="checkbox"/>	2	499,92	19,43	3,94493	36,8002
<input type="checkbox"/>	3	490,02	25,85	3,94443	36,8009
<input type="checkbox"/>	4	494,67	24,48	3,9442	36,8001
<input type="checkbox"/>	5	486,31	32,53	3,94306	36,8002
<input type="checkbox"/>	6	480,37	31,9	3,94241	36,8012
<input type="checkbox"/>	7	474,28	42,93	3,94064	36,8002
<input type="checkbox"/>	8	470,91	45,69	3,93927	36,8
<input type="checkbox"/>	9	420	85,89	3,93345	36,8008
<input type="checkbox"/>	10	410	88,87	3,9306	36,7991
<input type="checkbox"/>	11	461	56,61	3,9427	36,7981
<input type="checkbox"/>	12	463,48	53,13	3,9429	36,7975
<input type="checkbox"/>	13	479,28	39,38	3,94486	36,7982
<input type="checkbox"/>	14	474,29	44,15	3,94493	36,7977
<input type="checkbox"/>	15	471,77	46,3	3,94496	36,7972
<input type="checkbox"/>	16	471,07	45,27	3,94541	36,7973
<input type="checkbox"/>	17	472,07	45,82	3,94495	36,7969
<input type="checkbox"/>	18	408,97	107,19	3,94544	36,7971
<input type="checkbox"/>	19	469,65	47,92	3,94489	36,7965
<input type="checkbox"/>	20	469,29	47,11	3,94551	36,7967
<input type="checkbox"/>	21	467,1	49,85	3,94483	36,7963
<input type="checkbox"/>	22	463,95	50	3,94551	36,7965
<input type="checkbox"/>	23	463,08	52,82	3,94484	36,7958
<input type="checkbox"/>	24	458,98	56,54	3,9449	36,7956
<input type="checkbox"/>	25	453,52	60,57	3,94499	36,795
<input type="checkbox"/>	26	448,59	64,53	3,94496	36,7939
<input type="checkbox"/>	27	444,62	66,65	3,94371	36,7947
<input type="checkbox"/>	28	440,47	63,19	3,94225	36,7967
<input type="checkbox"/>	29	450,66	61,64	3,94465	36,7929
<input type="checkbox"/>	30	453	57,67	3,94461	36,7927

1 à 30 / 63

Figure (VII. 6) Résultat de la vectorisation du réseau de la distribution

Une fois la vectorisation achevée on active l'icône information, et on pointe le curseur sur n'importe quel composant du réseau d'AEP, une fenêtre d'information sera affichée contenant toutes les informations concernant l'objet que nous lui avons attribuées précédemment.

Infos	
ID_conduite:	Tuyau 2
Longueur_m:	150
Diamètre_m:	200
Vitesse_m_par_s:	0,89
Type_matériau:	PEHD
Pertes_de_charge_unitaire:	3,82

<< >> Liste conduite_distribution

Figure (VII. 7) Information attributaires des composantes du réseau

VII.5 La gestion du réseau d'alimentation en eau potable [14]:

La problématique des exploitants des réseaux d'AEP se pose en plusieurs points : une démographie galopante, une urbanisation mal contrôlée, des réseaux et par parties mal connus, un déficit de la ressource, une gestion administrative laborieuse et une consommation incontrôlée rendant nécessaire la mise en place de moyens modernes et efficaces.

L'objectif de la gestion d'un réseau d'AEP est d'assurer les fonctions de stockage, de distribution et de production. Et cela pour optimiser la consommation et minimiser les fuites dans le réseau.

VII.5.1 La gestion classique des réseaux d'AEP :

La gestion classique des réseaux présente beaucoup d'inconvénient car les supports cartographiques sur lesquels sont portés les objets sont difficilement manipulables. Cette gestion est aussi très limitée. Ils présentent les problèmes suivants :

- L'archivage des documents cartographiques et les fiches techniques du réseau en support papier,
- la perte de temps pour la recherche d'une information bien déterminé,
- la difficulté de la mise à jour,
- la facilité de prendre les informations à cause de la mémorisation et l'archivage anarchique,[14]

VII.5.2 Gestion informatisé des réseaux d'AEP :

Pour répondre à toutes les difficultés trouvées dans la gestion classique des réseaux d'AEP, une gestion informatisée s'avère indispensable et cela est rendu possible grâce aux progrès de l'informatique.

Elle présente les avantages suivants :

- Améliorer la connaissance des réseaux étudiés,
- Détecter et comprendre le désordre pouvant se produire sur le réseau,

- Simuler sur une période d'au moins une journée le comportement du réseau afin d'en optimiser les ressources, les capacités de stockage, les pompages,
- Dimensionner les extensions, le renforcement ou les aménagements nécessaires pour satisfaire les nouveaux besoins, [14]

VII.5.3 Gestion des réseaux d'AEP par SIG :

Le SIG joue le rôle d'aide à la décision pour les gestionnaires des réseaux d'AEP et cette gestion est liée à la structure du réseau et aux conditions d'exploitation. Différentes techniques ont été développées pour la gestion des réseaux par SIG.

VII.5.3.1 Requêtes SQL :

L'interrogation d'une base de données relationnelle se fait par l'intermédiaire d'un langage de Requêtes SQL (Structured Query Language) ; ce langage permet de formuler des Requêtes sur une base de données en s'appuyant sur des opérateurs de l'algèbre relationnel.

La commande SQL la plus riche sémantiquement est de l'ordre SELECT. Dont la forme la plus simple comprend les clauses Select, From et Where.

- **Select (liste des attributs) :** permet d'exprimer la projection sur la liste d'attributs.
- **From (liste des tables) :** permet de citer la liste des tables.
- **Where(condition) :** regroupe un ensemble de condition et permet d'exprimer l'objet de la restriction.

✓ Exemple de requêtes sur le SIG du réseau de distribution de la localité de Taourga:

Nous avons analysé notre réseau selon le critère : fonte ductile, nous avons obtenues les résultats suivants :

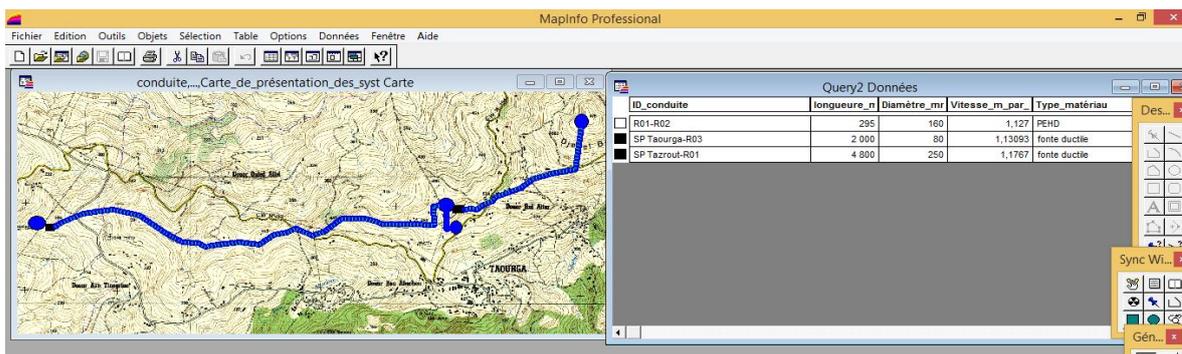
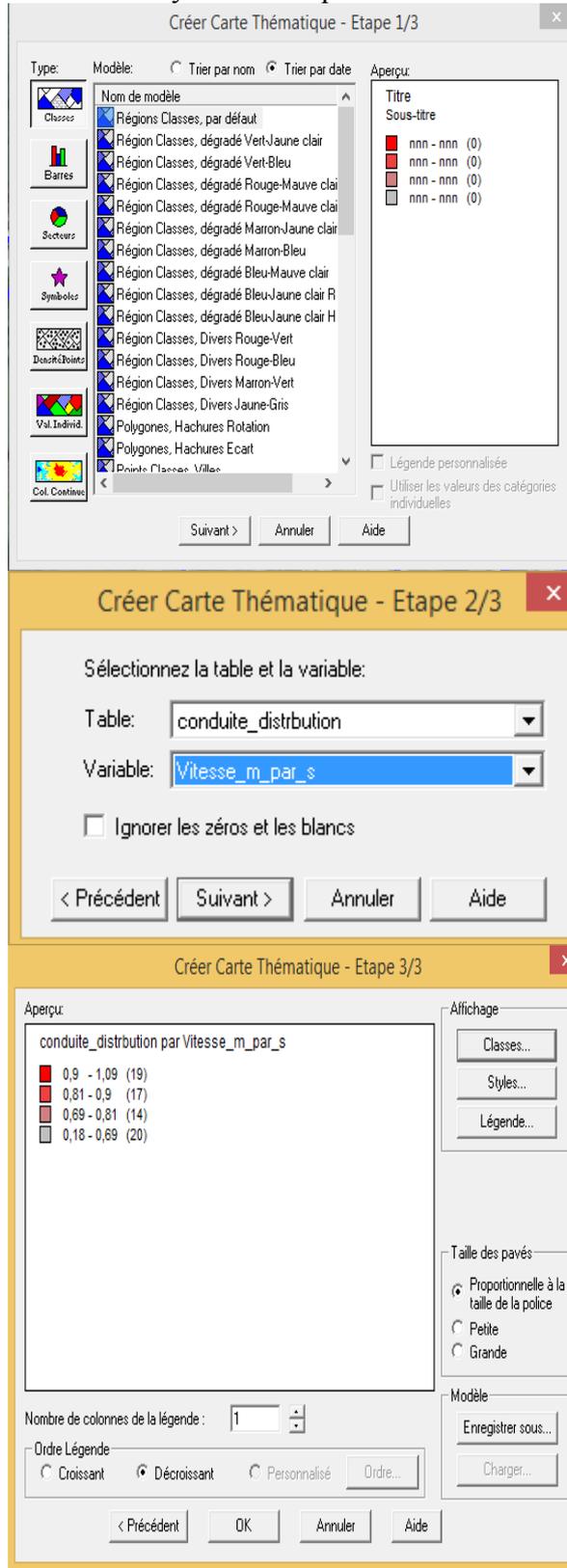


Figure (VII. 8) Résultats d'une sélection SQL

VII.5.3.2 Analyse thématique :

Une analyse thématique c'est une fonction pour visualiser les composantes de la carte dans sa forme graphique, pour lancer cette analyse une superposition de couches doit être ouverte on procédant comme suite :

Carte >> Analyse thématique.



Etape 1 : Choix d'analyse

- Dans cette étape on va choisir le type d'analyse.
- Sur la gauche on a un exemple d'analyse.

Etape 2 : Choix de la table et la variable

Etape 3 : Visualisation

- **Classe** : mode de répartition des individus
- **Styles** : choix de couleur
- **Légende** : choix des attributs de la légende

Figure (VII.9) Les étapes de l'Analyse thématique

Quand on termine les trois étapes on obtient la Figure(VII.10) suivant

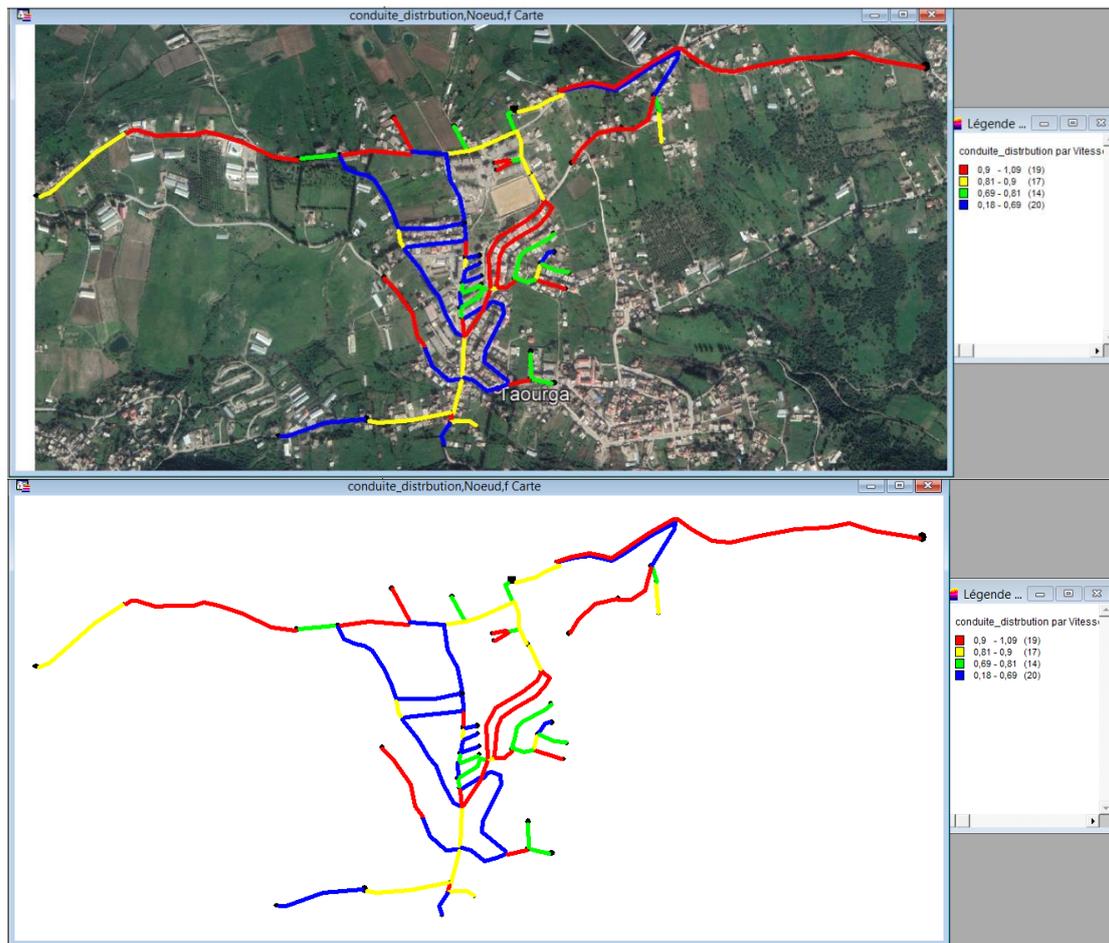


Figure (VII. 10) résultats de l'Analyse thématique (vitesse des conduites)

VII.6 Conclusion :

L'élaboration d'un système d'informations géographique a eu comme but principale la création d'une banque de données en relation avec le modèle numérique de terrain (MNT) à travers ce dit modèle, nous avons pu proposer quelques techniques de gestion par SIG dans lesquelles nous avons illustré les résultats de la requête SQL et de l'analyse thématique.

Il s'avère que l'élaboration d'un système d'information géographique pour les réseaux, notamment les réseaux d'AEP est non seulement une nouveauté mais aussi une opportunité incontournable pour toute éventuelle conception, réhabilitation ou gestion.

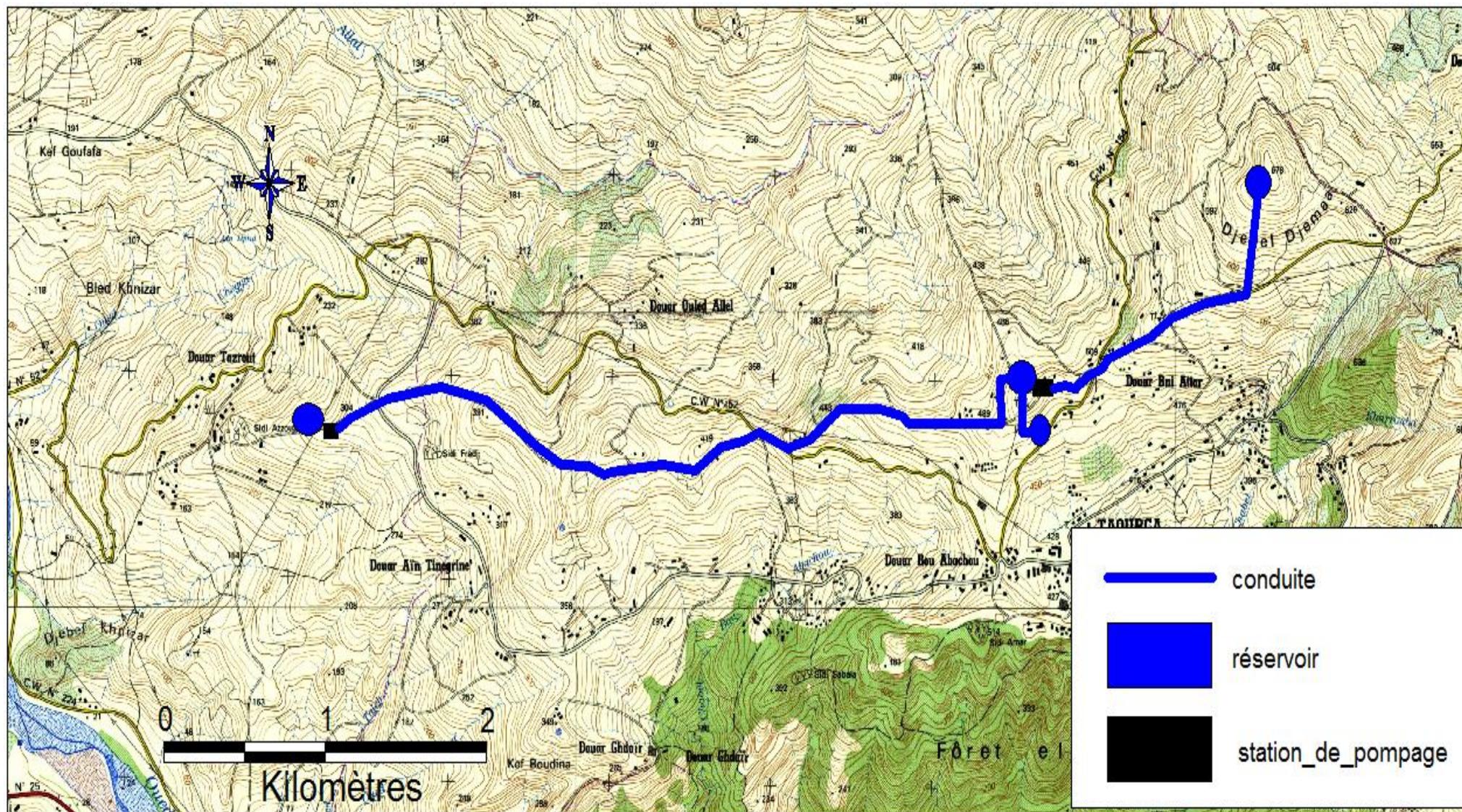


Figure (VII. 11) Tracé du réseau d'adduction géo-référencé de la zone d'étude

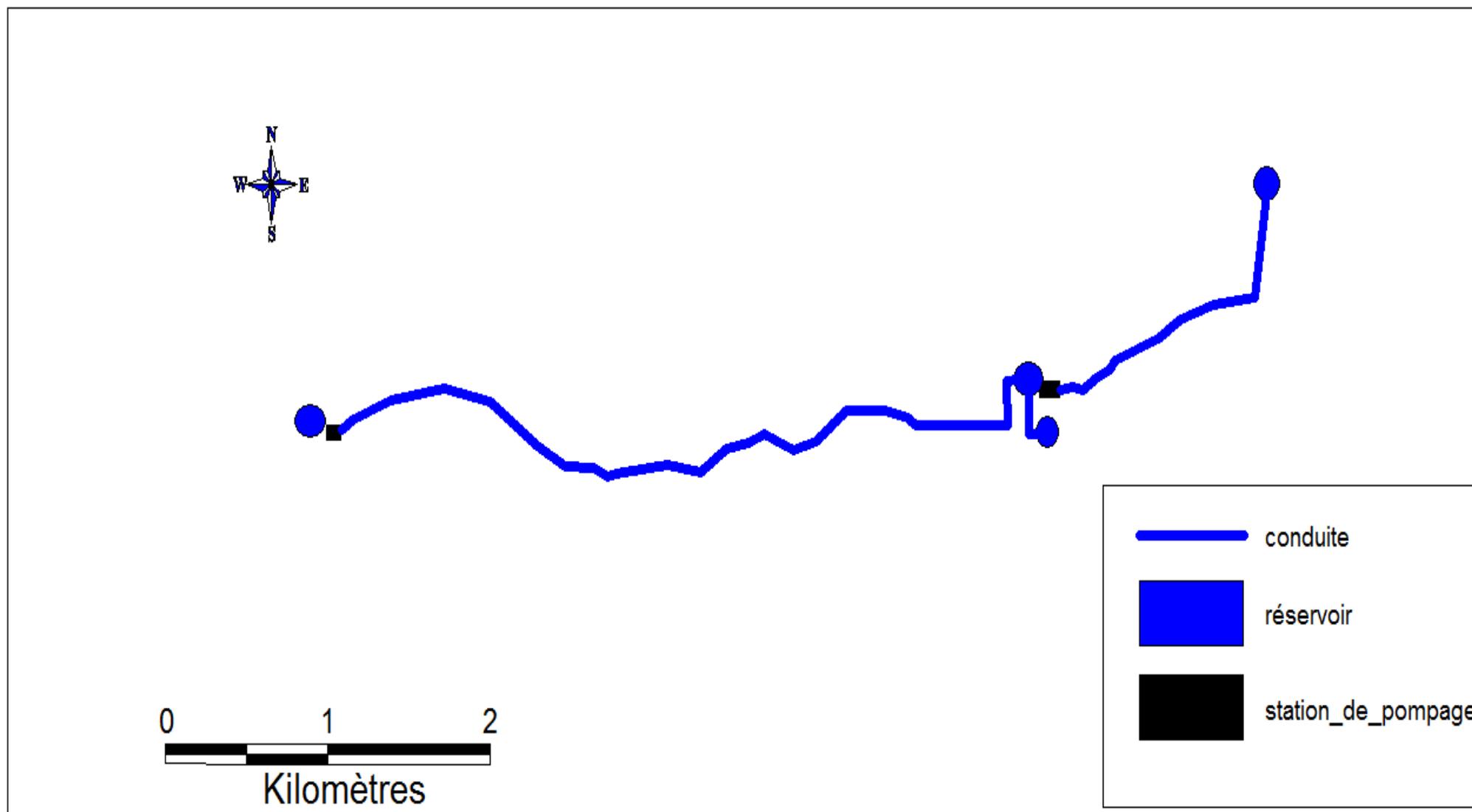


Figure (VII. 12) Tracé du réseau d'adduction de la zone d'étude

Conclusion générale

Conclusion générale :

Au cours de ce projet d'étude, nous avons pu englober toutes les étapes essentielles pour la résolution de la problématique de diagnostic et étude du réseau d'alimentation en eau potable de la commune TAOURGA.

Après avoir présenté en détail le réseau d'alimentation existant de centre urbaine de la commune de TAOURGA et ses ressources en eau qui est d'une production moyenne de **(17 l/s)** exploité des eaux des forages, on a calculer le nombre d'habitant à l'horizon 2045, qui atteindra les **9442** habitants et estimé les différents besoins en eau de la population avec un débit actuel de **(32.23 l/s)** qui atteindra les **(52,45 l/s)** au future, ce qui nous donne un déficit de **(35.45 l/s)**, pour cela on a donc proposé augmenter le débit refoulé par la station de pompage TAZROUT selon les besoins de nos agglomérations, afin d'arriver à combler le déficit trouver dans le bilan hydrique.

Par la suite le diagnostic physique du système d'alimentation en eau potable est caractérisé par plusieurs anomalies et défaillance dont il nécessite un remplacement des différents équipements hydrauliques défaillants, et faire des travaux de réhabilitation de génie-civil pour une protection des infrastructures et le bon fonctionnement du réseau à moyen et long terme. Pour cette dernière partie de notre travail, elle est consacré aux vérifications hydrauliques ce qui nous en mènes à conclure :

La capacité des réserves de stockage existantes est insuffisante, il s'est avéré nécessaire de projeter trois réservoirs, à savoir :

- Un réservoir d'une capacité de 100 m³,
- Un réservoir d'une capacité de 300 m³,
- Un réservoir d'une capacité de 100 m³.

Afin d'assurer l'alimentation continue en eau potable.

Pour ce qui est du système d'adduction, nous avons opté pour des conduites en PEHD (PN16) et en fonte ductile, avec des diamètres qui nous donnent une vitesse acceptable.

En ce qui concerne les pompes, nous avons opté pour des pompes centrifuge multicellulaire à axe horizontal, offrant un meilleur rendement et sa grâce au catalogue CAPRARI qui nous a aidés à faire notre choix.

Ensuite on est passé à la vérification du risque d'apparition du coup de bélier afin de protéger le système d'adduction, après avoir faire les calculs des dépressions et surpressions nous avons constaté que les tronçons ne nécessitent pas de dispositifs anti-bélier.

Concernant le réseau de distribution qui prend une ossature mixte,, à l'aide du logiciel EPANET nous avons modifié quelques points dans le réseau existant et nous avons remédiés au changement des anciennes conduites par des conduites en PEHD (PN10) puis on a déterminer les diamètres des différents tronçons de telle sorte à obtenir une vitesse comprise entre [0,5 m/s ; 1,5 m/s] et une pression qui dépasse pas les 100 m.

Conclusion générale :

Enfin nous avons élaboré un système d'informations géographiques avec le logiciel MapInfo dont le but est de créer une banque de donnée en relation avec le modèle numérique du terrain susceptible de fournir des opportunités pour la conception d'une part et de la gestion du réseau d'autre part.

A la fin, on souhaite avoir trouvé les meilleures solutions nécessaires pour résoudre le problème de l'alimentation d'eau potable de centre urbain de la commune TAOURGA wilaya de BOUMERDES.

*Références
Bibliographiques*

Références bibliographiques

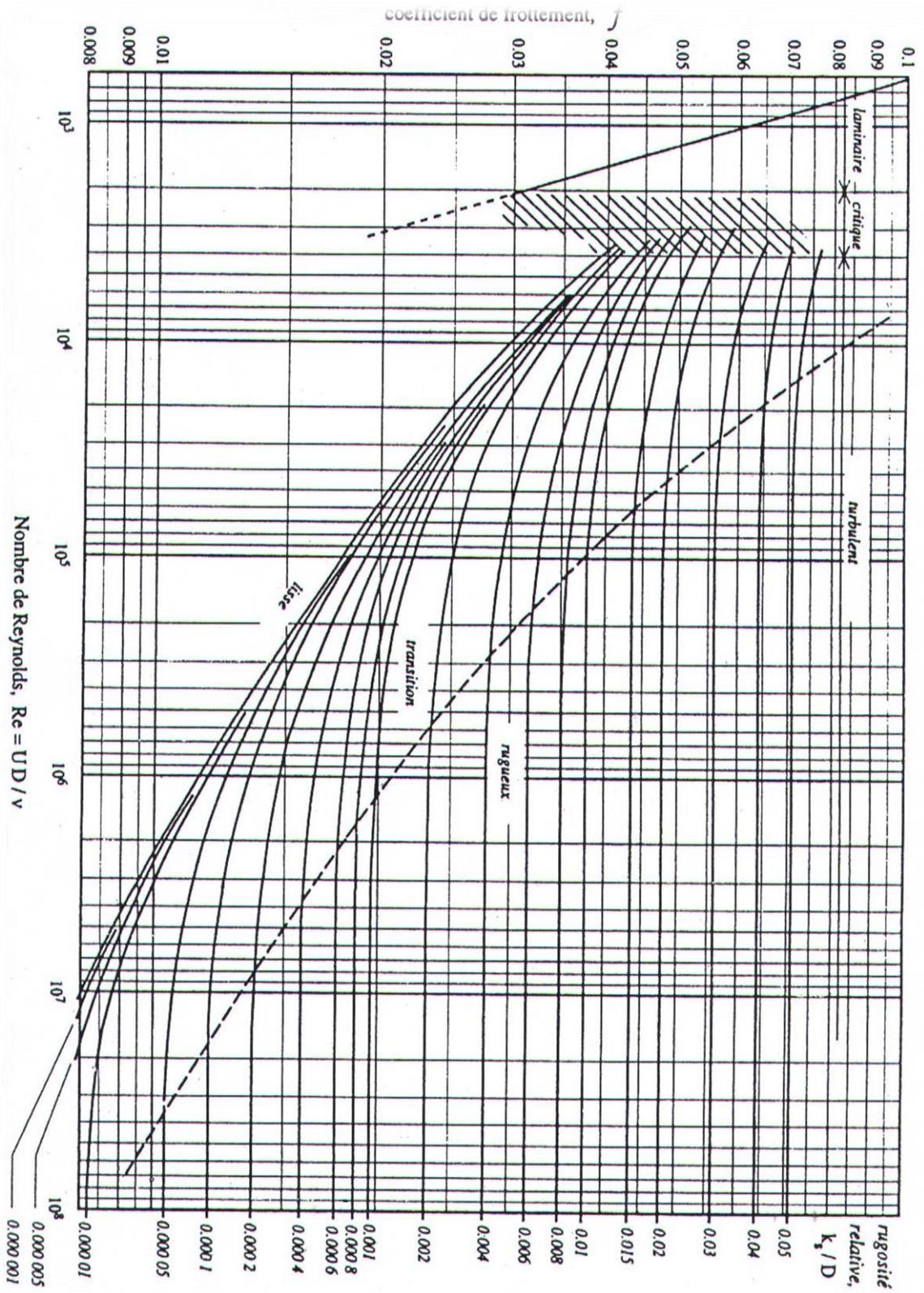
- [1] **Données** (situation géographique, topographie, pluviométrie,...etc.) recueillies auprès du service du patrimoine de l'APC de TAOURGA.
- [2] **MADDI,M.et SLAMANI,M.** : "Diagnostic et réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable de la commune d'el HAMADIA wilaya de BORDJ BOU ARRERIDJ ". Mémoire de fin d'études, Université de Béjaia, juin 2018.
- [3] **AREZKI, H. et BOUALI, F.** : " Contribution à l'étude de renforcement et de réhabilitation de la chaîne d'A.E.P. de la Commune de Mekla à partir du barrage de Taksebt". Thèse d'ingénieur en Agronomie U.M.M.T.O, (2008).
- [4] **CHOUIREF,N .et SLIMANI,N** : "Etude d'alimentation en eau potable la commune HAIZER wilaya de BOUIRA" . Mémoire de fin d'études, Université de Béjaia, juin 2018.
- [5] **Mr. CHOUGAR, Abdelhadi.** : " étude du Réseau d'AEP du chef-lieu adduction et la distribution de la commune khemis el khechna , wilaya de boumerdes"'.mémoire fin d'étude 2017.
- [6] **ALIANE, A. et AMRIOUT, A.** : Diagnostic et étude du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Tinebder Wilaya de Bejaia. Mémoire de fin d'études, Université de Béjaia, juin 2016.
- [7]**BENAZIZA, Khireddine.MEKHALFA ,Ismail** : Elaboration D'un Système D'Informations Géographique Cas Du Renforcement De Réseau D'Aep De Djebel Ouagueb Commune De Oued Athmania a Partir DES Eaux du Barrage De Beni Haroun (w) De Mila. Mémoire de fin d'études, Université de Béjaia,juin 2018.
- [8] **DUPONT, A** : "Hydraulique urbaine» .Tome II: Ouvrage de transport, élévation et distribution des eaux". Edition EYROLLES, 1979.
- [9] **BRIERE, F, G.** : Distribution et collecte des eaux, Edition presses internationales polytechniques, 2012.
- [10] **ROUSSMAN, Lewis A.** : Water Supply and Water Resources Division "Manuel de l'utilisation d'EPANET 2.0 ".US.Environmental Protection Agency, Version Française, 2003.
- [11] **Tarfaya, C.** Approche méthodologique pour le diagnostic des réseaux d'eau, *mémoire de magistère*, Université Hadj Lakhdhar de Batna, Algérie, Avril 2012.
- [12] : **LYAZID, S.,** "constitution d'une base de donnée du bassin versant de Kebir el Rhumel via SIG et application du modèle hydrologique HEC-HMS sur ce bassin", mémoire de fin d'étude, école nationale polytechnique Alger, 2007

[13] **ISTED, .CNIG, .and DRAST.** , la gestion des réseaux SIG et gestion durable de l'eau ; Troisième Forum mondial sur l'eau ; Kyoto 2003 ; pp. 65-104 février, 2003e moniteur

[14] **ABDELBAKI, C.**, Modélisation d'un réseau d'AEP contribution à sa gestion à l'aide d'un SIG-cas du groupement urbain de Tlemen-, Thèse de doctorat, université Abou Bakr Belkaid Tlemnce , Algérie, 139 pages, décembre 2014.

Annexes

Annexe IV.2 : Abaque de Moody



Annexe IV.2 : Prix de revient des conduites en fonte ductile

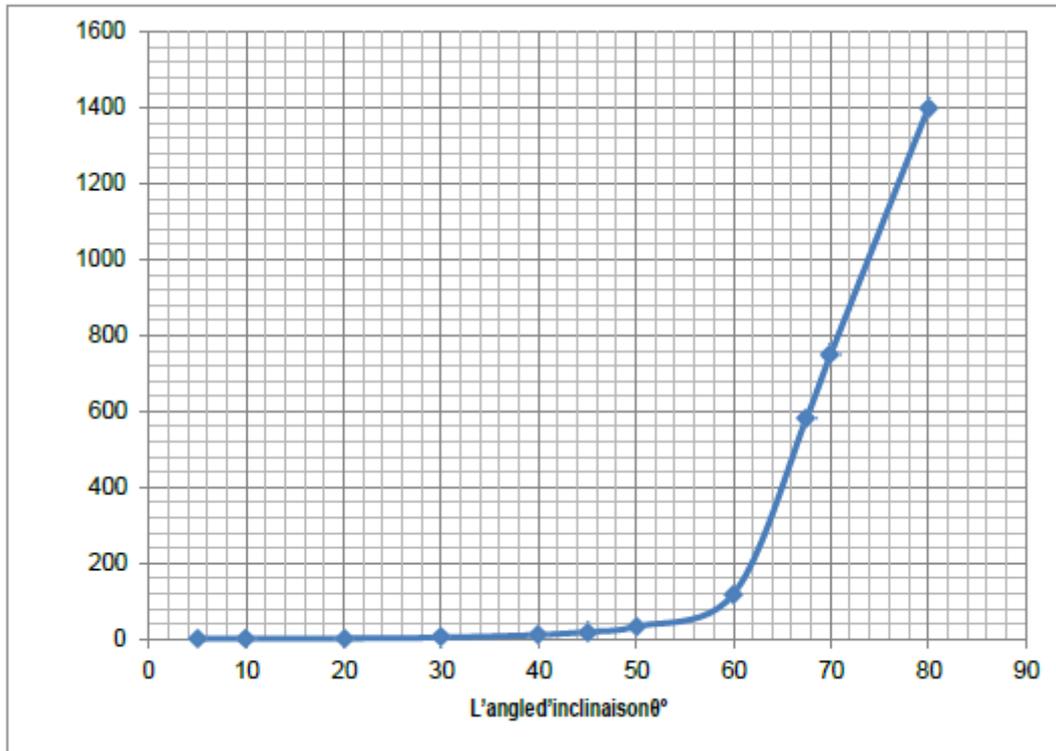
Diamètre Extérieur (mm)	Diamètre Intérieur (mm)	Prix de revient (DA)	Classe
60	50,4	2052	C40
80	70,4	02691,25	C40
100	90,4	03458,30	C40
125	120,2	04029,42	C40
150	140	04428,24	C40
200	189,2	05663,86	C40
250	238,4	07461,72	C40
300	287,6	08948,09	C40
350	333	12318,19	C40
400	384,4	14136,10	C40
450	-	17614,03	C40
500	-	19617,93	C40

Annexe IV.3 : prix des canalisations en PEHD (PN10, PN16)

Tuyaux en PEHD PN 10 bars					Tuyaux en PEHD PN 16 bars				
Diamètre Extérieur (mm)	Diamètre Intérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Qualité de produit	Prix M/L (DA)	Diamètre Extérieur (mm)	Diamètre Intérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Qualité de produit	Prix M/L (DA)
20	16	2	PE 80	31.48	20	16	2.0	PE 80	35.52
25	21	2		39.80	25	20.4	2.3		56.46
32	28	2.0		61.83	32	26	3.0		88.71
40	35.2	2.4		96.79	40	32.6	3.7		136.70
50	44	3.0		147.86	50	40.8	4.6		212.38
63	55.4	3.8		233.89	63	51.4	5.8		335.55
75	66	4.5		330.68	75	61.4	6.8		475.85
90	79.2	5.4	PE 100	387.50	90	73.6	8.2	PE 100	566.74
110	96.8	6.6		577.28	110	90	10.0		840.88
125	110.2	7.4		735.44	125	102.2	11.4		1088.66
160	141	9.5		1204.65	160	130.8	14.6		1779.29
200	176.2	11.9		1829.83	200	163.6	18.2		2794.15
250	220.4	14.8		2890.41	250	204.6	22.7		4323.02
315	277.6	18.7		4479.51	315	257.8	28.6		6565.32
400	352.6	23.7		7374.35	400	327.4	36.3		10661.29
500	440.6	29.7		11312.40	500	409.2	45.4		16486.28
630	555.2	37.4		17101.74	630	515.6	57.2		25408.31

Annexe IV.4 : évolution du coefficient de pertes de charge ξ d'une vanne à papillon en fonction de son degré de fermeture

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



Représentation graphique de l'évolution du coefficient de singularité d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture.

Annexe V.5

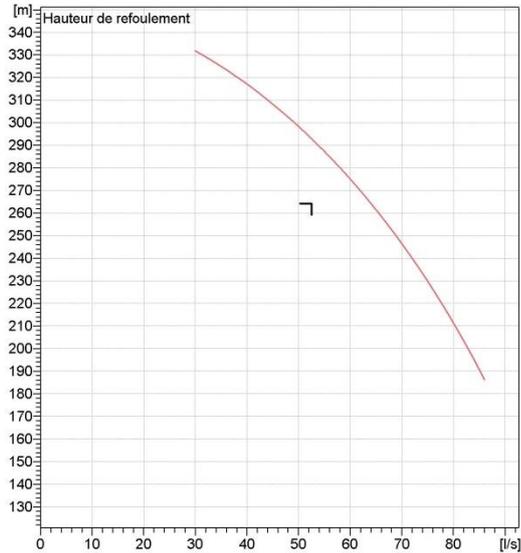


Caractéristiques techniques

COMPANY WITH INTEGRATED
MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV
= ISO 9001:2000 =
ISO 14001:2004

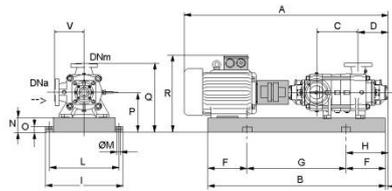
PM 125/ 5 F	
Caractéristiques requises	
Débit	52,5 l/s
Hauteur de refoulement	264 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	60,7 l/s
Hauteur de refoulement	273 m
Puissance absorbée	217 kW
Rendement	75%
Hauteur manométrique H(Q=0)	349 m
Orif. de refoulement	DN 125 (UNI PN40)
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2980 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	315 kW
Intensité nominale	517 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s
P2 maxi arbre pompe	522 kW
Caractéristiques générales	
Poids	2260 kg

Matériaux	
Corps de refoulement	Fonte
Corps aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Stuffing box	Fonte
Packing	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement				
ISO 9906 GRADE 2				
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

- Dimensions mm**
- A = 2812
 - B = 2680
 - C = 545
 - D = 337
 - DNa = 150/PN8-25
 - DNm = DN 125 (UNI PN40)
 - E = 181
 - F = 400
 - G = 1880
 - H = 581
 - I = 870
 - L = 820
 - M = 22
 - N = 180
 - O = 50
 - P = 535
 - Q = 855
 - R = 1080
 - V = 320



Notes:

Date 03.05.2019	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

Annexe V.6



Caractéristiques techniques

COMPANY WITH INTEGRATED
MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV
= ISO 9001:2000 =
ISO 14001:2004

HMU40-1/ 8A Caractéristiques requises Débit 4,4 l/s Hauteur de refoulement 191 m Fluide Eau potable Type d'installation Pompe seule N.be de pompes 1																								
Caractéristiques de la pompe Débit 4,53 l/s Hauteur de refoulement 194 m Puissance absorbée 12,9 kW Rendement 66,4% Hauteur manométrique H(Q=0) 249 m Orif. de refoulement DN40 (UNI PN40)																								
Caractéristiques moteur Fréquence 50 Hz Tension nominale 400 V Vitesse nominale 2950 1/min Nombre de pôles 2 Puissance P2 15 kW Intensité nominale 0 A Type de moteur 3~ Classe d'isolation F Degré de protection IP 55																								
Limites opérationnelles Démarrages / h max. 10 Température maxi. du liquide pompé 90 °C Teneur maximum en matières solides 20 g/m³ Densité max. 998 kg/m³ Viscosité maxi. 1 mm²/s																								
Caractéristiques générales Poids 286 kg		Caractéristiques de fonctionnement ISO 9906 GRADE 2 <table border="1"> <thead> <tr> <th>Q [l/s]</th> <th>H [m]</th> <th>P [kW]</th> <th>Rend. [%]</th> <th>NPSH [m]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> </tr> </tbody> </table>	Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]																	
Q [l/s]	H [m]		P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]																			
Matériaux <table border="1"> <tr> <td>Corps de refoulement</td> <td>Fonte</td> </tr> <tr> <td>Corps aspiration</td> <td>Fonte</td> </tr> <tr> <td>Chaise -palier</td> <td>Fonte</td> </tr> <tr> <td>Roue</td> <td>Alliage de cuivre</td> </tr> <tr> <td>Corps d'étage</td> <td>Fonte</td> </tr> <tr> <td>Chemise</td> <td>Fonte</td> </tr> <tr> <td>Arbre</td> <td>Acier inox</td> </tr> <tr> <td>Douille arbre</td> <td>Acier inox</td> </tr> <tr> <td>Roulements a billes</td> <td>Acier</td> </tr> <tr> <td>Stuffing box</td> <td>Fonte</td> </tr> <tr> <td>Packing</td> <td>Tresse graphitée</td> </tr> </table>		Corps de refoulement	Fonte	Corps aspiration	Fonte	Chaise -palier	Fonte	Roue	Alliage de cuivre	Corps d'étage	Fonte	Chemise	Fonte	Arbre	Acier inox	Douille arbre	Acier inox	Roulements a billes	Acier	Stuffing box	Fonte	Packing	Tresse graphitée	Dimensions mm A = 1513 B = 504 C = 1360 D = 13 DNa = 65/PN16 DNm = 40/PN40 E = 200 F = 960 For/Holes ? = 18 For/Holes No = 4 G = 213 H = 430 I = 390 L = 16 M = 38 N = 80 O = 240 P = 415 Q = 490 Ra = 122 R m = 87 Sa = 145 S m = 110 Ta = 185 T m = 150
Corps de refoulement	Fonte																							
Corps aspiration	Fonte																							
Chaise -palier	Fonte																							
Roue	Alliage de cuivre																							
Corps d'étage	Fonte																							
Chemise	Fonte																							
Arbre	Acier inox																							
Douille arbre	Acier inox																							
Roulements a billes	Acier																							
Stuffing box	Fonte																							
Packing	Tresse graphitée																							
Notes:																								
Date 03.05.2019	Page 1	Offre n°	Pos.N°																					

PumpTutor Version 3.5 - 01.06.2011 (Build 25)

Résumé

Après avoir présenté le site global du projet ,et l'étude des besoins en eau actuel et futur des différentes catégories d'usage qui émerge les différents débits nous avons entamé dans le diagnostic physique du réseau puis, nous avons dimensionné les réservoirs suivant le régime de consommation des agglomérations Suivie d'une étude technico-économique de l'adduction, et nous avons fait le choix des pompes adéquates de chaque station de pompage ainsi que la vérification de l'apparition du phénomène du coup de bélier, Ensuite nous avons conçu et dimensionné un réseau de distribution, nous avons opté pour la partie 01.

En dernier lieu l'élaboration du système d'information géographique servant de base de données pour optimiser et la gestion ultérieure du réseau.

Mot clés : Alimentation en eau potable ; diagnostique ; Réservoirs ; Adduction ; Refoulement ; Pompes ; Coup de bélier ; Distribution ; système d'information géographique.

Abstract

After presenting the project site and calculating the current and future water needs of the different categories of use. we began in the physical diagnostic of the network then we sized the tanks according to the consumption regime of the agglomerations, those tanks were equipped with the necessary fountain, Followed by a technical and economic study of the adduction pipes and we chose the right pumps for each pickup station.as well as the checking process of the apparition the water hammer phenomenon, then we have made and sized the distribution network, we opted for the part 01 network.

Finally the development of geographic information system for basic data to optimize and subsequent management of the network.

Key Word: Drinking water supply; diagnostic; Tanks, adduction, pumps, pressure, water hammer, distribution network; geographic information system

المخلص

بعد قيامنا بعرض موقع المشروع وحساب احتياجات السكان من المياه في الحاضر والمستقبل تطرقنا لتشخيص نظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب لمدينة تاورقة ثم إنتقلنا إلى تحجيم خزانات المياه وفقا لنظام استهلاك المواطنين، متبعًا بدراسة تقنية واقتصادية حول خطّ السحب، كما قمنا باختيار مضخّات ملائمة لكلّ محطة ضخ مياه، وكذلك التحقق من ظهور ظاهرة المطرقة المائية ، ثم قمنا بتصميم وحساب شبكة التوزيع اخترنا الجزء 01 وأخيرًا، يعمل تطوير نظام المعلومات الجغرافية كقاعدة بيانات لتحسين الإدارة اللاحقة للشبكة.

الكلمات المفتاحية: تزويد المياه الصالحة للشرب، التشخيص المضخات، المطرقة المائية، شبكة توزيع المياه نظام المعلومات الجغرافية