



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique

Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

M. MIMOUNI Hakim

M. REZZOUK Lyes

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE :

ETUDE DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DU VILLAGE TIZI EL KORN (Wilaya de BEJAIA)

Soutenu le **13/07/2022** devant le jury composé de :

- Président : **M. IKNI Tahar**
- Promoteur (s) : **M. BENZERRA Abbas**

M. BERREKSI Ali

- Examineur (s) : **M. BEDJOU Abdelhamid**
- Invité : **M. IHDEN Idriss**

Remerciements

Nous remercions Dieu le Tout-Puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer puis de terminer ce travail. Un remerciement tout particulier à nos chers parents pour leurs sacrifices consentis pour notre éducation et formation.

La réalisation de ce document a été possible grâce au concours de plusieurs personnes à qui nous témoignons toute notre gratitude.

Nous avons l'honneur et le plaisir de présenter notre profonde gratitude et nos sincères remerciements à nos deux encadreurs, Messieurs BENZERRA Abbas & BERREKSI Ali, pour leurs patiences, leurs disponibilités et surtout leurs judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter nos réflexions.

Nous remercions l'ensemble du personnel du bureau d'ingénierie & études techniques EDEN Ingénierie.

Nos remerciements s'adressent également aux membres du jury pour avoir accepté de juger notre travail.

Nous remercions également toute l'équipe pédagogique du département d'hydraulique de l'Université de Bejaia, et surtout, nous adressons nos sincères remerciements à tous les enseignants qui, par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé nos réflexions et nous ont accompagnés dès notre première année à l'Université.

Nos profonds remerciements vont également à toutes les personnes qui nous ont aidés et soutenues de près ou de loin.

Hakim & Lyes

Dédicaces

D'abord je tiens à remercier le Bon Dieu de m'avoir appris, protégé, guidé tout au long de ma vie.

Je dédie ce modeste mémoire :

À mes très chers parents, source de vie, d'amour et d'espoir.

Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ma gratitude et ma reconnaissance envers vous. Ce travail est le fruit de vos sacrifices que vous avez consentis pour mon éducation et ma formation et sans vous je n'aurais jamais été ce que je suis. Que Dieu, le Tout-Puissant, vous préserve et vous accorde santé, longue vie et bonheur.

À ma chère sœur Hakima, et sa fille le petit ange Aylene, notre porte-bonheur.

À toute ma famille, mes oncles & mes cousin(e)s, paternels et maternels.

À ma très chère Sonia pour son soutien et l'encouragement qu'elle m'a accordé.

À mon ami et camarade de lutte Idriss.

À mes amis Lamine, Youcef Messouci et Youcef Rassoul.

À mon ami et binôme Lyes, ainsi qu'à sa famille.

À Hicham pour son aide.

À vous chers lecteurs.

MIMOUNI Hakim

Dédicaces

D'abord je tiens à remercier le Bon Dieu de m'avoir appris, protégé, guidé tout au long de ma vie.

Je dédie ce modeste mémoire :

À mes très chers parents, source de vie, d'amour et d'espoir.

Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ma gratitude et ma reconnaissance envers vous. Ce travail est le fruit de vos sacrifices que vous avez consentis pour mon éducation et ma formation et sans vous je n'aurais jamais été ce que je suis. Que Dieu, le Tout-Puissant, vous préserve et vous accorde santé, longue vie et bonheur.

À ma chère soeur, Tassadit pour son soutien et encouragements.

À mes chers frères, Nacer et Mohamed.

À toute ma famille.

À mes amis Sofiane, Housseem, Rabah, Makhlouf pour l'encouragement.

À mon ami et binôme Hakim, ainsi qu'à sa famille.

À vous chers lecteurs.

REZZOUK Lyes

SOMMAIRE

Liste des symboles
 Liste des figures
 Liste des tableaux

Introduction générale.....	2
Chapitre I : Présentation de la zone d'étude et estimation des besoins en eau.....	3
I.1. Introduction.....	4
I.2. Présentation de la zone d'étude.....	4
I.2.1. Présentation de la commune Taourirt Ighil.....	4
I.2.1.1. Situation géographique.....	4
I.2.1.2. Situation topographique.....	5
I.2.1.3. Situation climatique.....	5
I.2.1.4. Situation hydrologique.....	6
I.2.2. Caractéristiques du village Tizi El Korn.....	6
I.2.2.1. Situation géographique.....	6
I.2.2.2. Perspective démographique.....	6
I.2.2.3. Infrastructures existantes.....	10
I.2.2.4. Situation hydraulique.....	11
I.3. Estimation des besoins en eau.....	14
I.3.1. Étude démographique.....	14
I.3.2. Norme de consommation.....	14
I.3.3. Détermination de la consommation moyenne journalière.....	15
I.3.4. Les besoins en eau des infrastructures.....	15
I.3.4.1. Les besoins en eau socioculturels.....	15
I.3.4.2. Les besoins en eau commerciaux.....	16
I.3.4.3. Les besoins en eau cheptel.....	16
I.3.4.4. Les besoins en eau scolaires.....	16
I.3.4.5. Les besoins en eau administratifs.....	17
I.3.4.6. Les besoins en eau sanitaires.....	17
I.3.5. Majoration de la consommation moyenne journalière.....	17
I.3.6. Étude des variations des débits journaliers.....	18
I.3.6.1. Coefficients d'irrégularité journalière.....	19
I.3.6.2. Consommation maximale journalière.....	19
I.3.6.3. Consommation minimale journalière.....	19
I.3.7. Étude des variations des débits horaires.....	20

I.3.7.1. Débit moyen horaire.....	20
I.3.7.2. Coefficients d'irrégularité horaires.....	21
I.3.7.3. Débit maximal horaire.....	22
I.3.7.4. Débit minimal horaire.....	22
I.4. Conclusion.....	24
Chapitre II : Les réservoirs.....	25
II.1. Introduction.....	26
II.2. Fonctions des réservoirs.....	26
II.3. Classification des réservoirs.....	26
II.4. Qualité de l'eau dans les réservoirs.....	27
II.5. Emplacement du réservoir.....	27
II.6. Fontaineries et équipements du réservoir.....	28
II.6.1. Conduite d'adduction.....	28
II.6.2. Conduite de distribution.....	29
II.6.3. Conduite de trop-plein.....	29
II.6.4. Conduite de vidange.....	30
II.6.5. Conduite by-pass.....	30
II.6.6. Conduite ligne pilote.....	31
II.6.7. Système de matérialisation de la réserve d'incendie.....	31
II.6.7.1. Le système à deux prises.....	31
II.6.7.2. Le système à siphon.....	32
II.7. Alimentation des réservoirs.....	32
II.7.1. Réservoirs alimentés gravitairement.....	32
II.7.2. Réservoirs alimentés par refoulement.....	32
II.8. Capacité d'un réservoir.....	32
II.8.1. Méthode analytique.....	33
II.8.2. Méthode graphique.....	34
II.9. Forme des réservoirs.....	34
II.10. Dimensionnement des réservoirs de la zone d'étude.....	35
II.10.1. Dimensionnement du réservoir projeté (RP).....	35
II.10.2. Dimensionnement du réservoir Thiharkine (R1).....	37
II.10.3. Dimensionnement du réservoir Tizi El Korn centre (R2).....	38
II.10.4. Dimensionnement de la station de pompage Al-Insser.....	39
II.11. Conclusion.....	42

Chapitre III : Étude de l'adduction	43
III.1. Introduction.....	44
III.2. Types d'adduction.....	44
III.2.1. Adduction gravitaire.....	44
III.2.2. Adduction par refoulement.....	44
III.3. Description du schéma d'adduction.....	44
III.4. Critères de choix du tracé.....	44
III.5. Choix du matériau de la conduite.....	45
III.6. Les équipements du système d'adduction.....	45
III.7. Prix des conduites.....	46
III.8. Etude technico-économique.....	46
III.8.1. Calcul du diamètre avantageux pour les conduites en refoulement.....	46
III.8.2. Calcul du diamètre avantageux pour les conduites gravitaires.....	46
III.8.3. Calcul de la vitesse V	47
III.8.4. Calcul des pertes de charge ΔH	47
III.8.4.1. Pertes de charge linéaires ΔH_L	47
III.8.4.2. Pertes de charge singulières ΔH_s	48
III.8.5. Calcul de la hauteur manométrique totale (Hmt).....	48
III.8.6. Calcul de la puissance absorbée par la pompe (Pa).....	48
III.8.7. Calcul de l'énergie consommée par la pompe (E).....	49
III.8.8. Calcul des frais d'exploitation (F_{exp}).....	49
III.8.9. Calcul des frais d'amortissement (F_{am}).....	49
III.8.10. Calcul du bilan (B_L).....	50
III.9. Dimensionnement de l'adduction gravitaire.....	50
III.9.1. Tronçon RT 500 m ³ - RP 200 m ³	50
III.9.2. Tronçon RT 500 m ³ - R1 100 m ³	51
III.9.3. Tronçon R1 100 m ³ - R2 150 m ³	52
III.10. Dimensionnement de l'adduction par refoulement.....	53
III.10.1. Tronçon STP 150 m ³ - R2 150 m ³	53
III.11. Conclusion.....	56
Chapitre IV : Pompes et coup de bélier	57
IV.1. Introduction.....	58
IV.2. Les pompes.....	58
IV.2.1. Choix de la pompe.....	58
IV.2.2. Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	58

IV.2.2.1. La courbe hauteur-débit ($H=f(Q)$).....	58
IV.2.2.2. La courbe rendement-débit ($\eta=f(Q)$).....	58
IV.2.2.3. La courbe des puissances absorbées-débit ($P_a=f(Q)$).....	58
IV.2.3. Courbe Caractéristique d'une conduite.....	59
IV.2.4. Point de fonctionnement.....	59
IV.2.4.1. Première variante : Modification du temps de pompage.....	60
IV.2.4.2. Deuxième variante : Régulation par étouffement (le vannage).....	61
IV.2.4.3. Troisième variante : Rognage de la roue.....	61
IV.2.4.4. Quatrième variante : Variation de la vitesse de rotation.....	62
IV.2.5. Etude de la cavitation.....	63
IV.2.5.1. NPSH requis (NPSH) _r	63
IV.2.5.2. NPSH disponible (NPSH) _d	63
IV.2.6. Choix du type de pompe.....	65
IV.2.6.1. Pompe de la station de reprise Al-Insser (STP).....	65
IV.3. Protection contre le coup de bélier.....	69
IV.3.1. Causes du coup de bélier.....	69
IV.3.2. Conséquences du coup de bélier.....	69
IV.3.3. Moyens de protection des installations.....	69
IV.3.4. Définition des pressions.....	70
IV.3.4.1. Pression nominale.....	70
IV.3.4.2. Pression maximale admissible.....	70
IV.3.5. Etude du coup de bélier.....	70
IV.3.5.1. Valeurs numériques du coup de bélier.....	70
IV.3.6. Calcul de la valeur du coup de bélier pour les différents tronçons.....	71
IV.4. Conclusion.....	72
Chapitre V : Distribution	73
V.I. Introduction.....	74
V.2. Choix du matériau des conduites.....	74
V.3. Types de réseaux.....	74
V.3.1. Les réseaux maillés.....	74
V.3.2. Les réseaux ramifiés.....	74
V.3.3. Les réseaux étagés.....	74
V.3.4. Le réseau combiné.....	75
V.4. Conception d'un réseau.....	75
V.5. Description du réseau de distribution.....	75

V.5. Exigences du réseau de distribution.....	76
V.6. Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	76
V.6.1. Débit de pointe.....	76
V.6.2. Débit spécifique	77
V.6.3. Débit de route.....	77
V.6.4. Débit au nœud.....	77
V.6.5. Calcul de la pression.....	77
V.7. Calcul des débits en route et les débits aux nœuds.....	78
V.8. Modalisation et simulation du réseau.....	79
V.8.1. Présentation du logiciel EPANET.....	79
V.8.2. Étapes d'utilisation du logiciel EPANET.....	79
V.8.3. Modélisation du réseau.....	80
V.8.3.1. Au niveau des nœuds	80
V.8.3.2. Au niveau des arcs.....	80
V.8.3.3. Au niveau des réservoirs.....	80
V.8.4. Simulation du réseau.....	80
V.9. Conclusion.....	85
Conclusion générale.....	87
Références bibliographiques.....	89

LISTE DES SYMBOLES

À : Amortissement annuel.

AEP : Alimentation En Eau Potable.

APC : Assemblée Populaire Communale.

α : Célérité de l'onde (m/s).

B : Valeur du coup de bélier (m).

B_L : Bilan (DA).

°C : Degré Celsius.

C_p : Côte de l'axe de la pompe (m).

CP_{amont} : Côte piézométrique du nœud amont (m).

CP_{aval} : Côte piézométrique du nœud aval (m).

CR : Cote Radier (m).

CS : Coefficient de Sécurité (%).

CTN_{aval} : Côte du terrain naturel du nœud aval (m).

CTP : Côte Trop Plein (m).

D : Diamètre de la conduite en (m).

D_{ext} : Diamètre extérieur de la conduite (m).

D_{int} : Diamètre intérieur de la conduite (m).

D_{max} : Diamètre maximal de la conduite (m).

D_{min} : Diamètre minimal de la conduite (m).

D_n : Diamètre Normalisé (m).

Dot : Dotation moyenne journalière (l/j/habitant).

D_c : Diamètre de la cuve du réservoir (m).

D1 : Diamètre donné par Bonnin (m).

D2 : Diamètre donné par Bress (m).

E : Énergie consommée par la pompe (Kwh/an).

e : Épaisseur de la conduite (mm).

eu : Le prix unitaire du Kwh en (DA).

F_{am} : Frais d'amortissement (DA).

F_{exp} : Frais d'exploitation (DA).

g : Accélération de la pesanteur ($g=9.81 \text{ m/s}^2$).

H : Hauteur manométrique au point désiré (m).

H' : La distance séparée entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par même point avec la caractéristique de la pompe (m).

H_a : Hauteur d'aspiration en (m).

H_d : Valeur minimale de la pression-dépression (m).

H_g : Hauteur géométrique (m).

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

H_r : Hauteur du réservoir (m).

H_s : Valeur maximale de la pression-surpression (m).

H₀ : Pression absolue de la conduite (m).

H₁ : Hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (m).

h : Perte de charge engendrée par le vannage (m).

i : Taux d'annuité, 8% en Algérie.

J_{asp} : Perte de charge à l'aspiration en (m).

K : Rugosité absolue de la conduite.

K_c : Coefficient dépendant de la nature de la conduite.

K_{max,h} : Coefficient de variation maximale horaire.

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

K_{min,h} : Coefficient de variation minimale horaire.

K_{min,j} : Coefficient d'irrégularité minimal.

L : Longueur de la conduite en (m).

L_{ij} : Longueur du tronçon (i - j) en (m).

m : Coefficient de majoration prenant en compte les pertes imprévisibles dans le réseau selon le niveau d'entretien.

m' : Coefficient de rognage.

N : Vitesse de rotation (tr/min).

N_{pf} : Nombre de population future (2052).

N_{pa} : Nombre de population actuelle (2022).

N' : Nouvelle vitesse de rotation (tr/min).

N_i : Nombre d'habitants.

NPSH_d : Charge nette disponible à l'aspiration (m).

NPSH_r : Charge nette requise à l'aspiration de la pompe pour un fonctionnement sans cavitation donnée par le constructeur (m).

N_i : Nombre d'années envisagées pour l'étude (30 ans).

ONS : Office National de la Santé.

P : Précipitation.

P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW).

P'_a : Nouvelle puissance absorbée par la pompe(KW).

P_{atm} : Pression atmosphérique au niveau de la mer, qui est de 10.33 m.

P_{aval} : Pression au sol du nœud aval (m).

P_g : Plus grand pourcentage horaire du régime de la variation de la consommation (%).

P_{max}(%) : Résidu maximal dans le réservoir en (%).

P_u : Prix du mètre linéaire de la conduite (DA/ml).

P₀ : Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration (m).

PDAU : Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme.

PE : Polyéthylène.

PEHD : Polyéthylène Haute Densité.

PMA : Pression Maximale Admissible.

PN : Pression Nominale.

PNS : Pression Nominale de Service.

PVC : Poly Chlorure de Vinyle.

Q : Débit véhiculé dans la conduite (m³/s).

Q_c : La somme des débits localisés au nœud considéré (l/s).

Q_{dom,actuel} : Besoins domestiques en 2022 (m³/j).

Q_{dom,futur} : Besoins domestiques en 2052 (m³/j).

Q_{equip,actuel} : Besoins d'équipements en 2022 (m³/j).

Q_{equip,futur} : Besoins d'équipements en 2052 (m³/j).

Q_{majoré,j} : Débit majoré journalier (m³/j).

Q_{max,h} : Débit maximum horaire (m³/h).

Q_{max,j} : Débit maximum journalier (m³/j).

Q_{min,h} : Débit minimum horaire (m³/h).

Q_{min,j} : Débit minimum journalier (m³/j).

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

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

Q_n : Débit au nœud (l/s).

Q_p : Débit de pointe (m³/h).

Q_r : Débit de route (l/s).

Q_s : Débit spécifique (l/s.m).

Q₁ : Débit correspondant au point de fonctionnement (m³/s).

R : Réservoir

R_e : Nombre de Reynolds.

R⁺max : Résidu maximum positif.

R⁻min : Résidu maximum négatif.

RGPH : Recensement Globale de la Population et de l'Habitat.

r : Coefficient de rognage.

STP : Station de pompage

S_r : Surface du réservoir (m²).

T : Taux d'accroissement de la population (T=1.15 %).

T' : Temps d'arrêt de pompage (h).

T_f : Temps de fermeture de la vanne (s).

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

T° : Température de l'eau en degré.

T°_{moy} : Température moyenne.

t_p : Temps de pompage par jour (t_p=4h).

t'_p : Nouveau temps de pompage (h).

V : Vitesse de l'écoulement dans la conduite (m/s).

V_e : Volume d'eau entrant dans le réservoir (m^3).

V_{inc} : Volume d'incendie ($V_{inc} = 120 m^3$).

V_{max} : Vitesse maximale de l'écoulement qui est de 2 m/s.

V_{min} : Vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0.5 m/s.

V_n : Volume normalisé du réservoir (m^3).

V_r : Volume de régularisation du réservoir (m^3).

V_T : Volume total du réservoir en (m^3).

V_0 : Vitesse de l'eau dans la conduite en régime permanent initial (m/s).

α_{max} : Coefficient qui tient compte du confort et des équipements de l'agglomération.

α_{min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail.

β_{max} : Coefficient qui varie en fonction du nombre d'habitants.

β_{min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population

θ : Angle de la vanne.

η : Rendement de la station de reprise (%).

ν : Viscosité cinématique de l'eau (m^2/s).

λ : Coefficient de frottement de Darcy.

ξ : Coefficient d'ouverture de la vanne.

δ : Altitude du plan d'aspiration en (m).

ρ : La masse volumique (Kg/m^3).

θ : Angle de la vanne.

ΔH_t : Perte de charge totale (m).

ΔH_v : Pertes de charge créées par la vanne (m).

ΔH_L : Pertes de charge linéaires (m).

ΔH_s : Pertes de charge singulières (m).

LISTE DES FIGURES

Figure (I.1) : Présentation géographique de la commune Taourirt Ighil wilaya de Bejaia	5
Figure (I.2) : Division des districts et des îlots du village Tizi El Korn, district 11	10
Figure (I.3) : Division des districts et des îlots du village Tizi El Korn 12	10
Figure (I.4) : schéma du réseau d'adduction existant du village Tizi El Korn.....	14
Figure (II.1) : Schéma d'un réservoir semi-enterré circulaire.....	26
Figure (II.2) : Emplacement d'un réservoir	27
Figure (II.3) : Équipements d'un réservoir d'eau potable.....	28
Figure (II.4) : Adduction avec chute libre	29
Figure (II.5) : Adduction noyée.....	29
Figure (II.6) : Conduite de distribution	30
Figure (II.7) : Conduite de trop-plein	31
Figure (II.8) : Conduite de vidange.....	31
Figure (II.9) : Conduite de by-pass	31
Figure (II.10) : Système à deux prises.....	32
Figure (II.11) : Système à siphon	33
Figure (II.12) : Schéma synoptique des réservoirs des différentes zones concernées par l'étude	42
Figure (III.1) : Schéma général de l'adduction de la zone d'étude	55
Figure (IV.1) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge	59
Figure (IV.2) : Point de fonctionnement d'une pompe	59
Figure (IV.3) : Recherche du point de fonctionnement désiré par réduction du temps de pompage	61
Figure (IV.4) : Recherche du point de fonctionnement désiré par vannage	62
Figure (IV.5) : Recherche du point de fonctionnement désiré par rognage.....	63
Figure (IV.6) : Recherche du point de fonctionnement désiré par la variation de la vitesse de rotation	63
Figure (IV.7) : Schéma de l'installation d'une pompe en charge	65
Figure (IV.8) : Schéma de l'installation d'une pompe en dépression.....	65
Figure (IV :9) : Courbes caractéristiques de la pompe de la station de pompage (STP)	67
Figure (V.1) : Schéma d'ossature du réseau de distribution de Tizi El Korn centre	75
Figure (V.2) : Résultats de la simulation sans réducteur de pression du réseau du Tizi El Korn centre	81
Figure (V.3) : Résultats de la simulation avec réducteurs de pression (Tizi El Korn centre) ..	84

LISTE DES TABLEAUX

Tableau (I.1) : Agglomération Chef-Lieu Tizi El Korn, district 011	7
Tableau (I.2) : Agglomération Chef-Lieu Tizi El Korn, district 012	8
Tableau (I.3) : Infrastructures existantes dans le village Tizi El Korn.....	11
Tableau (I.4) : Le réseau d'adduction actuel dans la zone d'étude	12
Tableau (I.5) : Évaluation de la population de Tizi El Korn à l'horizon 2052	14
Tableau (I.6) : Consommation moyenne journalière à différents horizons au niveau du village Tizi El Korn.....	15
Tableau (I.7) : Les besoins en eau socioculturels de la zone d'étude	15
Tableau (I.8) : Les besoins en eau commerciaux de la zone d'étude.....	16
Tableau (I.9) : Les besoins en eau du cheptel de la zone d'étude	16
Tableau (I.10) : Les besoins en eau scolaires de la zone d'étude.....	17
Tableau (I.11) : Les besoins en eau administratifs de la zone d'étude.....	17
Tableau (I.12) : Les besoins en eau sanitaires de la zone d'étude.....	17
Tableau (I.13) : Consommation moyenne journalière majorée à différents horizons du village Tizi El Korn.....	18
Tableau (I.14) : Tableau récapitulatif des consommations $Q_{maj.j}$, $Q_{min.j}$ et $Q_{max.j}$ dans la zone d'étude	20
Tableau (I.14) : Tableau récapitulatif des consommations $Q_{maj.j}$, $Q_{min.j}$ et $Q_{max.j}$ dans la zone d'étude (suite et fin).....	20
Tableau (I.15) : Valeurs du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitants	21
Tableau (I.16) : Variation du coefficient β_{min}	22
Tableau (I.17) : Les consommations moyennes, minimales et maximales horaires	22
Tableau (II.1) : Tableau récapitulatif des réservoirs de la zone d'étude	36
Tableau (II.2) : Calcul de la capacité du réservoir projeté (RP)	36
Tableau (II.3) : Calcul de la capacité du réservoir Thiharkine (R1)	38
Tableau (II.4) : Calcul de la capacité du réservoir tizi El Korn centre (R2)	39
Tableau (II.5) : Calcul de la capacité de la station de pompage Al-Insser.....	40
Tableau (III.1) : Tableau récapitulatif des tronçons de l'adduction gravitaire de la zone d'étude	50
Tableau (III.2) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon RT – RP.....	50
Tableau (III.3) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon RT – R1	51
Tableau (III.4) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon R1 – R2.....	52
Tableau (III.5) : Tableau récapitulatif du tronçon de l'adduction par refoulement de la zone d'étude.....	53
Tableau (III.6) : Calcul de la Hmt du tronçon STP – R2	53
Tableau (III.7) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement (STP-R2).....	53
Tableau (III.8) : Calcul du bilan (STP-R2)	54
Tableau (III.9) : Les diamètres calculés, la pression nominale et le matériau choisi pour chaque conduite de l'adduction étudiée.....	54
Tableau (IV.1) : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température	66

Tableau (IV.2) : Caractéristiques des tronçons (gravitaire et refoulement) de la zone d'étude 72

Tableau (IV.3) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier (gravitaire et refoulement) 73

Tableau (V.1) : Débit aux nœuds de la zone Tizi El Korn centre 78

Tableau (V.2) : État des conduites du réseau sans réducteur de pression (Tizi El Korn centre)

..... 81

Tableau (V.3) : État des nœuds du réseau sans réducteur de pression (Tizi El Korn centre) .. 83

Tableau (V.4) : État des nœuds du réseau avec réducteurs de pression (Tizi El Korn centre)

..... 84

Introduction générale

Introduction générale

L'eau est un élément indispensable à la vie, il n'y a pas de vie humaine digne sans accès à l'eau de qualité et en quantité suffisante. Cette source de vie par excellence, est notre or bleu, elle est un bien commun à toute l'humanité, elle contribue par de multiples façons à la qualité de notre vie et au développement d'une région dans tous les domaines.

De ce point de vue, l'eau prend une autre importance plus que les besoins de l'être humain et devient de plus en plus une richesse menacée à cause de la mauvaise gestion de cette-ci, surtout au niveau des réseaux d'alimentation en eau potable là ou de grandes quantités sont perdues dans ces derniers ou par les consommateurs.

En Algérie l'eau est considérée comme un enjeu majeur, vue sa répartition géographique inégale, dont la plus grande superficie occupée par un climat sec, et la croissance démographique qui a atteint un taux de 3%, qui s'associe à une augmentation continue des besoins en eau. Face à cette situation délicate, l'état doit fournir de grands efforts pour remédier au déficit en eau.

Dans ce contexte s'inscrit le thème de présent Mémoire de Fin d'Études, qui a pour objectif l'étude du réseau d'alimentation en eau potable du village Tizi El Korn, relevant de la commune de Taourirt Ighil, Wilaya de Bejaia.

Afin d'aboutir aux objectifs visés, le travail sera articulé sur les points suivants :

Nous débuterons notre travail par une présentation globale du site en se basant sur la situation géographique, topographique, climatique et hydraulique, d'une part, et l'estimation des besoins en eau, d'autre part. Ceci est le but du premier chapitre.

Au cours du deuxième chapitre, nous effectuerons le dimensionnement des réservoirs en comparant leurs capacités avec celles des réservoirs existants et de projeter si-nécessaire d'autres réservoirs pour satisfaire les besoins de la population.

Le troisième chapitre est consacré au dimensionnement des différents tronçons de l'adduction, et ceci en passant par une étude techno-économique afin de déterminer les diamètres les plus économiques pour le cas des conduites par refoulement. Comme on doit faire certaines conditions de vitesse et de pertes de charge pour les conduites gravitaires.

Par la suite, deux parties importantes seront développées dans le quatrième chapitre. Il s'agit du choix de la pompe adéquate qui devrait répondre aux exigences du projet, d'une part, et l'analyse du phénomène du coup de bélier afin de protéger les installations des éventuels risques qu'il peut engendrer, d'autre part.

L'objectif du cinquième et dernier chapitre est la conception et le dimensionnement du réseau de distribution du centre du village Tizi El Korn. Une modélisation du réseau sous EPANET sera effectuée afin de vérifier les conditions hydrauliques d'écoulement.

Une conclusion générale achèvera la présente étude.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude et estimation des besoins en eau

I.1. Introduction

La présente étude a pour objectif l'alimentation en eau potable du village Tizi El Korn relevant de la commune Taourirt Ighil, située dans la daïra d'Adekar, wilaya de Bejaia. Pour cela, on a commencé ce travail par une collecte de données nécessaires à cet effet.

Ce chapitre est consacré à la présentation de l'aire d'étude du point de vue géographique, topographique, climatique, hydrologique, hydraulique et démographique d'une part, et à l'estimation des besoins en eau d'autre part.

I.2. Présentation de la zone d'étude

I.2.1. Présentation de la commune Taourirt Ighil

I.2.1.1. Situation géographique

Taourirt Ighil est une commune qui se situe à quelques cinquantaines de kilomètres du chef-lieu de Bejaia et à 181 km de la capitale Alger. Le territoire de la commune s'étend sur une superficie de 71,34 km².

Les coordonnées géographiques sont : 36°42 N 4°42E

Le chef-lieu de la commune Taourirt Ighil, à savoir Tizi El Korn, se situe à 5 km de la daïra d'Adekar, wilaya de Bejaia.

La commune est délimitée par :

- au Nord par la commune de Beni Ksila ;
- au Nord-Est et Est par la commune d'El-Kseur ;
- au Sud-Est par la commune de Fenai Il-Maten ;
- au Sud par les communes de Tifra et Fenaia Il-Maten ;
- au Sud-Ouest par les communes Tifra et Adekar ;
- à l'Ouest par la commune d'Adekar ;
- au Nord-Ouest par les communes de Beni Ksila et Adekar.

La situation géographique de la commune Touarirt Ighil est illustrée dans la figure (I.1) ci-dessous.

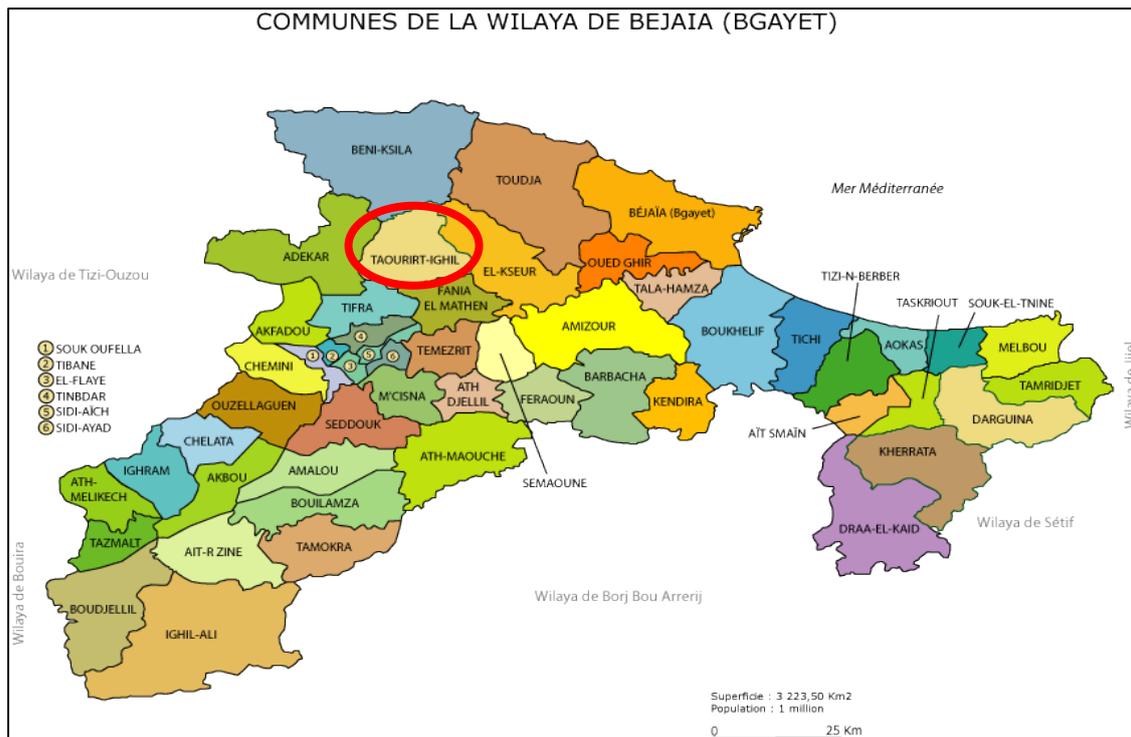


Figure (I.1) : Présentation géographique de la commune Taourirt Ighil wilaya de Bejaia

I.2.1.2. Situation topographique

Taourirt Ighil est caractérisée principalement par un relief montagneux, l'activité agricole est limitée voir faible, elle regroupe peu de superficies agricoles, cela est probablement dû au déséquilibre topographique. La région est caractérisée par un sol difficile à exploiter, son relief accidenté freine et forme une contrainte au développement, car les investissements deviennent coûteux et pratiquement hors de prix [1].

I.2.1.3. Situation climatique

L'analyse des paramètres températures et précipitations nous permet de situer le climat de la zone d'étude. Cependant, il existe une différence entre le micro climat du fond de la vallée de la Soummam et celui de la zone montagneuse.

Sur les hauteurs les hivers sont plus froids, les étés plus frais et les précipitations plus abondantes que dans les parties basses.

La température moyenne varie entre 9°C et 15°C pendant la période hivernale, le mois le plus chaud c'est le mois d'Août.

Les vents dominants sont orientés Nord-Ouest Sud alors que les vents du Sud sont moins fréquents. La sécheresse s'étale généralement sur 4 mois, à savoir du mois de juin au mois de septembre, elle est plus intense au mois de juillet et au mois d'août qui sont les moins arrosés et les plus chauds.

À cause de sa situation géographique et son relief accidenté, la commune de Taourirt Ighil a un climat assez rude.

Les neiges accumulées sur les sols d'Akfadou jouent un rôle important dans l'adoucissement du climat en période estivale.

La région est l'une des riches régions en pluviométrie avec une moyenne annuelle de 600 à 800 mm, allant même jusqu'à 1000 mm dans le meilleur des cas. Seulement des variations interannuelles menant à des périodes de sécheresse sont enregistrées [1].

1.2.1.4. Situation hydrologique

La topographie en accordéon de la région dote celle-ci en torrents et Oueds (Oued Oufenas et Oued Ighzer Arkoub) recueillant les eaux de ruissellement qui sont drainées vers la mer. La situation est dramatique, tandis que les Oueds drainent chaque année des millions de m³ vers la mer, la population de la région souffre d'un manque d'eau surtout en été avec la chute du niveau des puits et fontaines, ...etc. La situation devient quasi-sèche.

1.2.2. Caractéristiques du village Tizi El Korn

1.2.2.1. Situation géographique

Le village est délimité par :

- au Nord : village Ait Idir ;
- au Nord-Ouest : village Hallafa ;
- à l'Est : village Aguemoun Nath Amar ;
- au Sud : village Taourit Ighil centre ;
- à l'Ouest : Adekar centre.

1.2.2.2. Perspective démographique

L'évaluation effective des besoins en eaux est étroitement attachée à l'accroissement de la population dans le temps et dans l'espace. Le village Tizi El Korn se divise essentiellement en deux grands districts. Le premier, soit le 011, est composé des îlots allant de 0002 au 0034 où on dénombre un total de 276 logements avec un total de 863 habitants. Quant au deuxième, soit le district 012, est composé des îlots allant de 0001 au 0029 où on dénombre un total de 218 logements avec un total de 865 habitants. Le nombre total d'habitants est 1728 [2].

Les îlots allant de 0002 au 0034, soit dans le premier district 011 du village Tizi El Korn, sont illustrés dans le tableau (I.1) suivant :

Tableau (I.1) : Agglomération Chef-Lieu Tizi El Korn, district 011 [2]

Ilot	Nombre de logements	Nombre de constructions	Populations	Habité	Inhabité
0002	13	12	48	10	03
0003	16	11	48	14	03
0010	08	08	17	05	03
0011	08	07	41	05	02
0012	04	04	10	01	03
0013	03	03	15	03	03
0014	23	23	71	16	07
0015	18	12	86	17	03
0016	30	26	93	23	06
0017	19	17	71	13	06
0030	71	67	222	43	30
0031	21	20	42	10	11
0032	12	12	34	07	06
0033	12	12	30	08	04
0034	18	18	35	08	08
Total	276	252	863	183	98

Les îlots allant de 0001 au 0029, soit dans le deuxième district 012, du village Tizi El Korn sont illustrés dans le tableau (I.2) suivant :

Tableau (I.2) : Agglomération Chef-Lieu Tizi El Korn, district 012 [2]

Ilot	Nombre de logements	Nombre de constructions	Populations	Habité	Inhabité
0001	12	10	42	11	01
0004	12	10	72	11	01
0005	02	02	00	00	02
0006	01	02	00	00	02
0007	01	02	00	00	02
0008	09	10	45	08	03
0009	05	05	21	04	01
0018	18	15	77	12	07
0019	26	20	113	25	02
0020	02	02	15	02	00
0021	10	10	42	07	04
0022	08	09	50	08	01
0023	01	01	00	00	01
0024	08	09	24	03	06
0025	04	03	11	02	02
0026	11	10	43	09	03
0027	44	38	164	31	13
0028	01	01	05	01	01
0029	43	47	141	27	22
Total	218	206	865	161	74

La figure (I.2) ci-dessous représente les districts et les îlots du village Tizi El Korn.

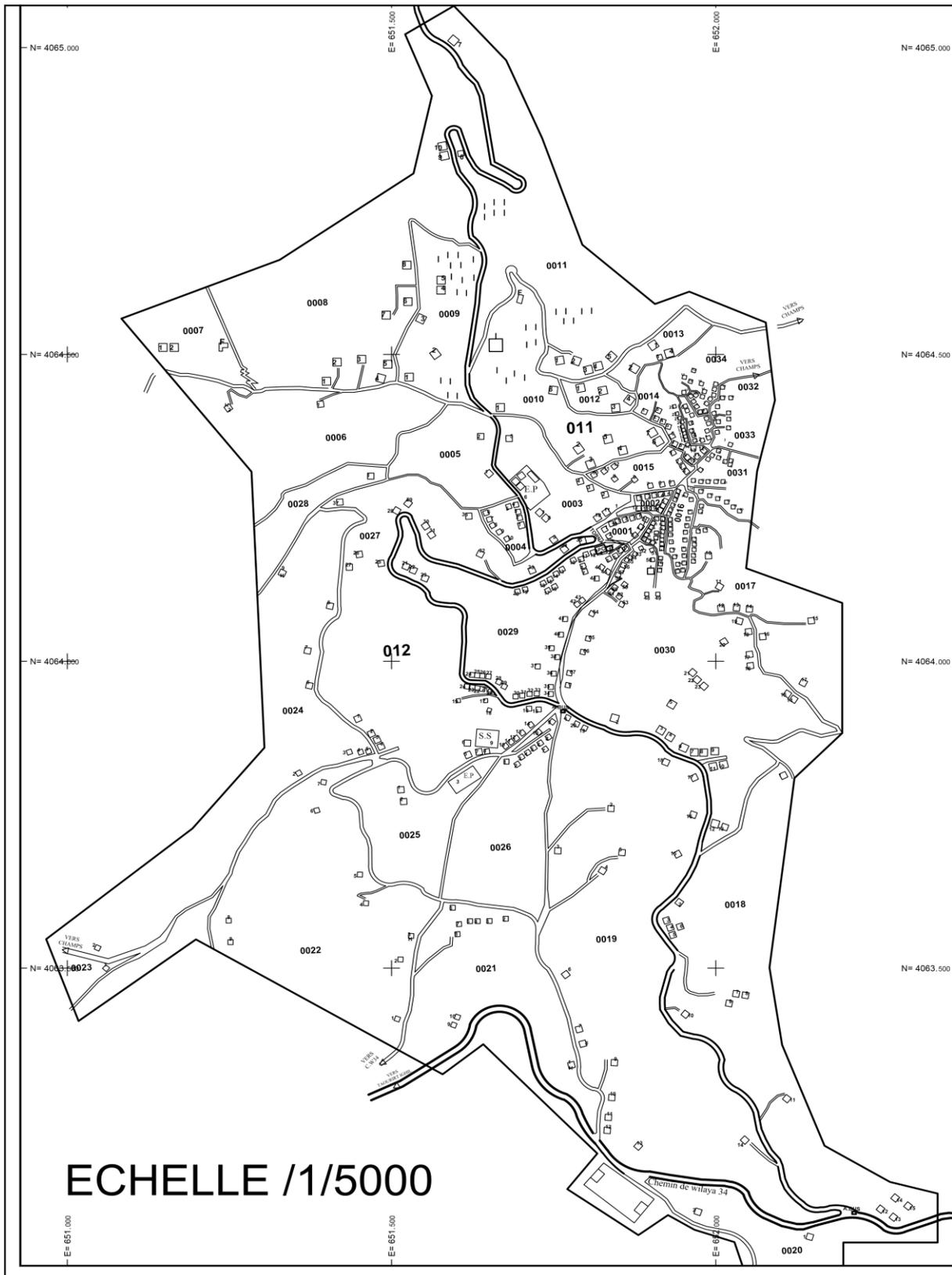


Figure (I.2) : Division des districts et des îlots du village Tizi El Korn [3]

I.2.2.3. Infrastructures existantes

Les différentes infrastructures existantes sont :

- équipements socioculturels ;
- équipements commerciaux ;
- cheptels ;
- équipements scolaires ;
- équipements administratifs ;
- équipements sanitaires.

Ci-dessous, le tableau (I.3) représente les infrastructures existantes au sein du village Tizi El Korn [1].

Tableau (I.3) : Infrastructures existantes dans le village Tizi El Korn [1]

Besoins	Désignation	Nombre	Nombre d'utilisateurs
Socioculturels	Maison de jeunes	1	200
	Association	5	60
	Equipements de loisirs	3	100
	Mosquée	2	250
	S/total		610
Commerciaux	Alimentation générale	10	10
	Cafétéria	2	70
	Librairie	3	7
	Unité froid	2	2
	Restaurant	1	15
	Magasin de vêtement	3	3
	Coiffeur / coiffeuse	4	40
	Magasin de meubles	1	1
	Menuiserie bois et aluminium	2	4
	Fruits / légumes	2	4
	Soudeur	2	2
	S / total		158
Cheptels	Ovin	/	60
	Bovin / Caprin	/	200
	Poulaillers	26	78000
	S / total		78260
Scolaires	Primaire	1	250
	S / total		250
Administratifs	Siège d'APC	1	50
	Poste	1	4
	S / total		54
Sanitaires	Dispensaire	1	15
	S / total		15

1.2.2.4. Situation hydraulique

Le système d'adduction actuel du village Tizi El Korn se compose d'une partie dont l'écoulement est gravitaire et une partie par refoulement [3].

- Le réservoir **RT (500 m³)** situant à Taourirt Ighil alimente gravitairement **R1 (100 m³)** de Thiharkine avec une conduite en acier noir de 160 mm de diamètre sur une longueur de 886,13 m.
- Grâce à une vanne située près du réservoir **R1** on peut orienter le débit vers **R2 (150 m³)** du centre du village Tizi El Korn avec une conduite en PEHD de diamètre 90 mm sur une longueur de 473,25 m.
- Le réservoir de la station de pompage **SP (150 m³)** est alimenté à partir de deux captages de la source Al-Insser qui achemine l'eau vers un regard de collecte.
- La station de pompage **STP (150 m³)** qui se situe à Al-Insser alimente par refoulement grâce à une pompe de HMT = 150 m le réservoir **R2 (150 m³)** du centre du village Tizi El Korn avec une conduite en acier noir de diamètre 125 mm sur une longueur de 512,29 m.

Le tableau (1.4) ci-dessous nous permet de résumer les détails concernant la station de pompage et les réservoirs du village Tizi El Korn [3].

Tableau (I.4) : Le réseau d'adduction actuel dans la zone d'étude [3]

Réservoirs	RT Tourirt Ighil	R1 Thiharkine	R2 Tizi El Korn centre	Station de pompage STP	Source	
Forme du réservoir	Circulaire	Circulaire	Circulaire	Circulaire	/	
Type	Semi-enterré	Semi-enterré	Semi-enterré	Semi-enterré	Affleurement	
Volume (m ³)	500	100	150	150	30	
Distance (m)	886,13	473,25	512,29	/		
Conduite	Acier noir ø 160 mm - PEHD ø 90 mm - Acier noir ø 125 mm				/	
Coordonnées X : Y : Z :	651620,00 4063043,00 1007	651758,8211 4063648,7999 893,22	651807,7416 4064099,8662 780,55	652162,6604 4064413,7632 641,19	CTP1 652157,5213 4064369,4714 663,12	CTP1 652172,1724 4064375,2137 660,41
Type de pompe	/	/	/	Horizontal	/	/
Marque de la pompe	/	/	/	ROVATTI ME40K80- 45/3P	/	/
Débit de la pompe (m ³)	/	/	/	15 à 48	/	/
Hauteur manométrique totale (m)	/	/	/	Entre 166 et 151	/	/
Puissance de la pompe (Kw)	/	/	/	30	/	/

La figure (I.3) ci-dessous représente le schéma du réseau d'adduction de la zone d'étude.

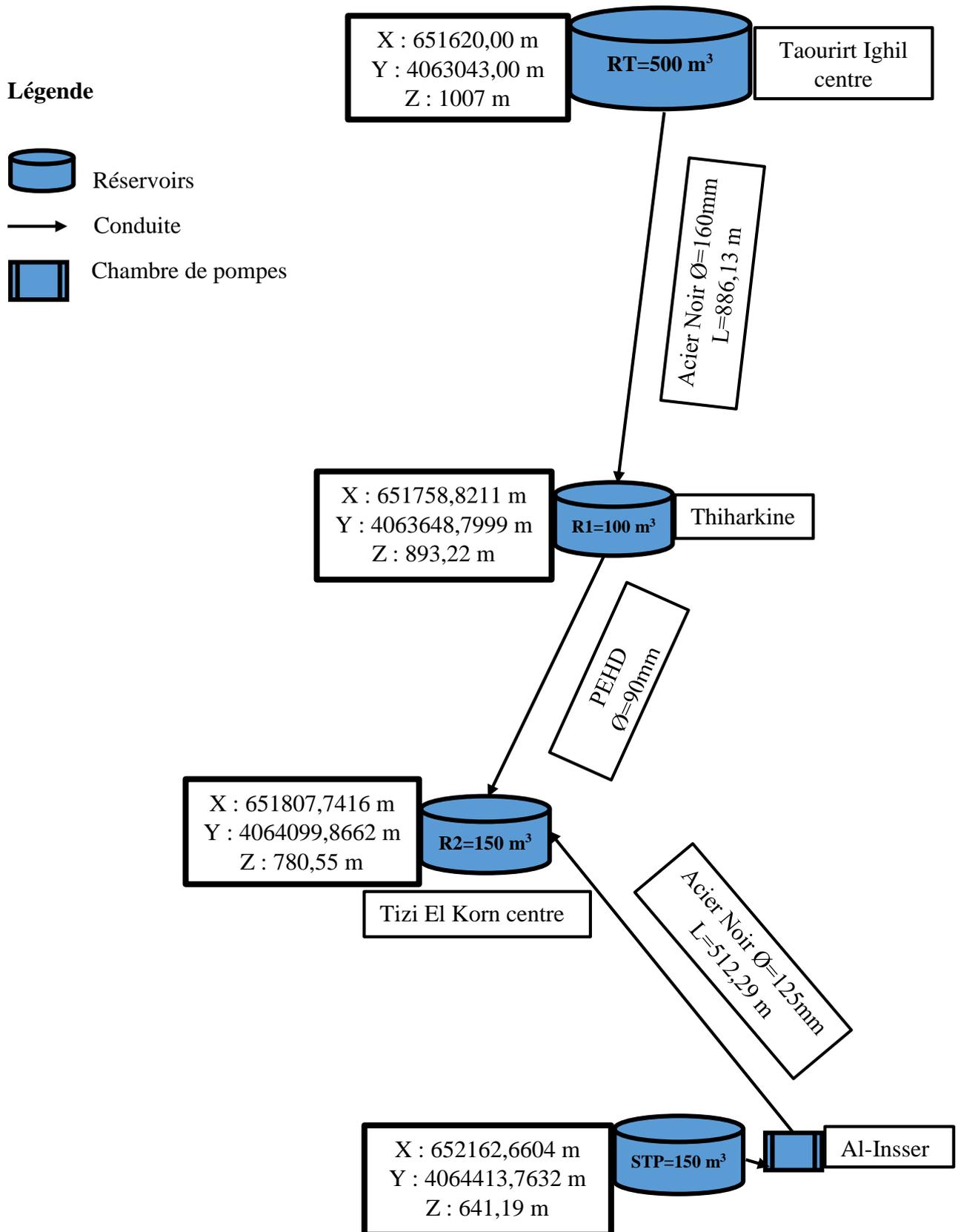


Figure (I.3) : schéma du réseau d'adduction existant du village Tizi El Korn

I.3. Estimation des besoins en eau

I.3.1. Étude démographique

La démographie est l'étude quantitative et qualitative de l'âge des populations et de leurs dynamiques à partir des caractéristiques telles que la natalité, la fécondité, la mortalité, la nuptialité et la migration. Le démographe analyse les variations de ces phénomènes dans le temps et dans l'espace en fonction des milieux socio-économiques et culturels. Dans le domaine de l'alimentation en eau potable, la détermination de la croissance démographique aura des répercussions sur l'estimation et la satisfaction des besoins de la population en eau potable, et aussi sur le dimensionnement des différents ouvrages hydrauliques. Dans chaque étude démographique, on est obligé de prendre en considération la croissance dans les horizons futurs, pour assurer le bon fonctionnement de ses ouvrages et la satisfaction des besoins dans les années prochaines.

Selon le recensement le plus récent (RGPH 2020) le nombre d'habitants actuels du village Tizi El Korn est de 1 728 [4]. Le taux d'accroissement égal 0.5% [5].

On utilisera la formule ci-dessous pour l'estimation du nombre d'habitants sur un horizon de 30 ans :

$$N_{pf}(n) = N_{pa} * (1+T)^n \quad (I.1)$$

Où :

- N_{pf} : Population future (2052) ;
- N_{pa} : Population actuelle (2022) ;
- T : Taux d'accroissement (0,5) ;
- N_i : Nombre d'années envisagées pour l'étude (30 ans).

Les résultats de calcul du nombre de population pour différents horizons sont regroupés dans le tableau (I.5).

Tableau (I.5) : Évaluation de la population de Tizi El Korn à l'horizon 2052

Horizon	2020	2022	2052
Population du village Tizi El Korn	1728	1745	2027

I.3.2. Norme de consommation

Pour la présente étude, la dotation moyenne selon les services techniques de l'APC de Taourirt Ighil et les services de la subdivision d'hydraulique de la daïra d'Adekar est de l'ordre de 200 l/habitant/jour [5].

I.3.3. Détermination de la consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière se détermine à partir de la formule suivante :

$$Q_{moy.j} = (D * N_p / 1000) \quad (I.2)$$

Où :

- $Q_{moy.j}$: Débit moyen de consommation en (m^3 / j) ;
- Dot : Dotation (l/j/hab) ;
- N_p : Nombre d'habitants.

Le tableau (I.6) donne la consommation moyenne journalière à différents horizons.

Tableau (I.6) : Consommation moyenne journalière à différents horizons au niveau du village Tizi El Korn

Annexe	2020	2022	2052
Population	1728	1745	2027
Dotation (l/j/hab)	200	200	200
Consommation (m^3/j)	345,6	349	405,4

I.3.4. Les besoins en eau des infrastructures

I.3.4.1. Les besoins en eau socioculturels

Les besoins en eau socioculturels sont donnés dans le tableau (I.7) suivant :

Tableau (I.7) : Les besoins en eau socioculturels de la zone d'étude

Besoins	Désignation	Nombre	Nombre d'usagers	Dotation (l/j)	Besoins en eau (m^3/j)
Socioculturels	Maison de jeunes	1	200	10	2
	Association	5	60	10	0,6
	Équipements de loisirs	3	100	100	10
	Mosquée	2	250	10	2,5
	S/total	/	610	/	15,1

I.3.4.2. Les besoins en eau commerciaux

Les besoins en eau commerciaux sont donnés dans le tableau (I.8) suivant :

Tableau (I.8) : Les besoins en eau commerciaux de la zone d'étude

Besoins	Désignation	Nombre	Nombre d'usagers	Dotation (l/j)	Besoins en eau (m ³ /j)
Commerciaux	Alimentation générale	10	10	10	0,1
	Cafétéria	2	70	10	0,7
	Librairie	3	7	10	0,007
	Unité froid	2	2	10	0,02
	Restaurant	1	15	10	0,15
	Magasin de vêtement	3	3	10	0,03
	Coiffeur / coiffeuse	4	40	20	0,8
	Magasin de meubles	1	1	10	0,01
	Menuiserie bois et aluminium	2	4	10	0,04
	Fruits / légumes	2	4	10	0,04
	Soudeur	2	2	10	0,02
	S / total	/	158	/	1,98

I.3.4.3. Les besoins en eau cheptel

Les besoins en eau cheptel sont donnés dans le tableau (I.9) suivant :

Tableau (I.9) : Les besoins en eau du cheptel de la zone d'étude

Besoins	Désignation	Nombre	Nombre d'usagers	Dotation (l/j)	Besoins en eau (m ³ /j)
Cheptels	Ovin	/	60	50	3
	Bovin / Caprin	/	200	5	1
	Poulaillers	26	78000	1	78
	S / total	/	78260	/	82

I.3.4.4. Les besoins en eau scolaires

Les besoins en eau scolaires sont donnés dans le tableau (I.10) suivant :

Tableau (I.10) : Les besoins en eau scolaires de la zone d'étude

Besoins	Désignation	Nombre	Nombre d'usagers	Dotation (l/j)	Besoins en eau (m ³ /j)
Scolaires	Primaire	1	250	10	2,5
	S / total	/	250	/	2,5

I.3.4.5. Les besoins en eau administratifs

Les besoins en eau administratifs sont donnés dans le tableau (I.11) suivant :

Tableau (I.11) : Les besoins en eau administratifs de la zone d'étude

Besoins	Désignation	Nombre	Nombre d'usagers	Dotation (l/j)	Besoin en eau (m ³ /j)
Administratifs	Siège d'APC	1	50	10	0,5
	Poste	1	4	10	0,04
	S / total	/	54	/	0,54

I.3.4.6. Les besoins en eau sanitaires

Les besoins en eau sanitaires sont donnés dans le tableau (I.12) suivant :

Tableau (I.12) : Les besoins en eau sanitaires de la zone d'étude

Besoins	Désignation	Nombre	Nombre d'usagers	Dotation (l/j)	Besoins en eau (m ³ /j)
Sanitaires	Dispensaire	1	15	10	0,15
	S / total	/	15		0,15

I.3.5. Majoration de la consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière est majorée de 20% pour éviter toute insuffisance dans la consommation journalière, et pour combler les fuites qui sont dues, soit :

- à la consommation non quantifiée (illégal) ;
- aux fuites dans le réseau d'adduction ;
- aux fuites chez le consommateur (robinets) ;
- aux fuites dans le système de distribution qui sont en fonction du type de tuyau, vieillissement du réseau, les différents équipements hydrauliques, la nature du terrain et la qualité d'entretien.

La majoration de la consommation moyenne journalière peut-être exprimée comme suit :

$$Q_{\text{maj.j}} = Q_{\text{moy.j}} + Q_{\text{fuites}} \quad (\text{I.3})$$

$$Q_{\text{fuites}} = Q_{\text{moy.j}} * (20/100) \quad (\text{I.4})$$

$$Q_{\text{maj.j}} = m * Q_{\text{moy.j}} \quad (\text{I.5})$$

Avec :

- $Q_{\text{maj.j}}$: le débit majoré journalier (m³/j) ;
- $Q_{\text{moy.j}}$: Débit moyen journalier (m³/j) ;
- Q_{fuites} : Débit de fuite (m³/j) ;

- m : Coefficient de majoration prenant en compte les pertes imprévisibles dans le réseau selon le niveau d'entretien.

Les valeurs de m sont [6] :

- réseau neuf ou bien entretenu : $m=1,2$
- réseau moyennement entretenu : $m=1,25$ à $1,35$
- réseau vétuste ou mal entretenu : $m=1,5$

Dans la présente étude on effectue une majoration de 20% c'est-à-dire : $m=1,2$ puisque c'est un nouveau réseau.

Le débit majoré journalier pour divers horizons est indiqué dans le tableau (I.13) suivant :

Tableau (I.13) : Consommation moyenne journalière majorée à différents horizons du village Tizi El Korn

Année	Population	Qmoy.j (m ³ /j)	Qmoy j majoré (m ³ /j)
2020	1728	447,87	537,44
2022	1745	451,27	541,52
2052	2027	507,67	609,20

I.3.6. Étude des variations des débits journaliers

Pendant l'année, on a une journée où la consommation est élevée (débit maximal ou de pointe), et on a une journée où la consommation est faible (débit minimal). Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité $K_{max,j}$ et $K_{min,j}$.

I.3.6.1. Coefficients d'irrégularité journalière

A. Coefficients d'irrégularité journalière maximum

Le coefficient d'irrégularité journalière maximum ($K_{max,j}$) qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau et des gaspillages, peut être obtenu par le rapport de la consommation maximale journalière et de la consommation moyenne journalière, tel que :

$$K_{max,j} = Q_{max,j} / Q_{moy,j} \quad (I.6)$$

Où :

- $K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière maximum ;
- $Q_{max,j}$: Débit maximal journalier (m³/j).

$K_{max,j} \in [1,1 - 1,3]$ pour les petites villes, on prend $K_{max,j} = 1,2$.

Ce coefficient permet de savoir de combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

B. Coefficients d'irrégularité journalière minimum

Il est défini comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière, tel que :

$$K_{min.j} = Q_{min.j} / Q_{moy.j} \quad (I.7)$$

Où :

- $K_{min.j}$: Coefficient d'irrégularité journalière minimum ;
- $Q_{min.j}$: Débit minimal journalier (m^3/j).

$K_{min.j} \in [0,7 - 0,9]$, pour les petites villes, on prend $K_{min.j} = 0,8$.

Ce coefficient nous indique de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière.

I.3.6.2. Consommation maximale journalière

Le débit maximum journalier est défini comme étant le débit de la journée la plus chargée de l'année, où la consommation est la plus forte, avec :

$$Q_{max.j} = Q_{moy.j} * K_{max.j} \quad (I.8)$$

I.6.3.3 Consommation minimale journalière

Le débit minimum journalier est défini comme étant le débit de la journée la moins chargée de l'année, où la consommation est la plus faible, avec :

$$Q_{min.j} = Q_{moy.j} * K_{min.j} \quad (I.9)$$

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont regroupées dans le tableau (I.14) suivant :

Tableau (I.14) : Tableau récapitulatif des consommations $Q_{maj.j}$, $Q_{min.j}$ et $Q_{max.j}$ dans la zone d'étude

Année	2020	2022	2052
Q majoré (m^3/j)	537,44	541,52	609,20
K max	1,2	1,2	1,2
Q max j (m^3/j)	644,93	649,82	731,04

Tableau (I.14) : Tableau récapitulatif des consommations $Q_{maj.j}$, $Q_{min.j}$ et $Q_{max.j}$ dans la zone d'étude (suite et fin)

Année	2020	2022	2052
Q majoré (m ³ /j)	537,44	541,52	609,20
K min	0,8	0,8	0,8
Q min j (m ³ /j)	429,96	433,22	487,36

I.3.7. Étude des variations des débits horaires

Pendant la journée la plus chargée de l'année, il y'a des heures où la consommation est élevée (heure de pointe), et des heures où la consommation est faible (heure creuse). On distingue le débit maximum horaire et le débit minimum horaire. Ils sont caractérisés par des coefficients d'irrégularité $K_{max h}$ et $K_{min h}$.

I.3.7.1. Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est utile pour le dimensionnement des prises d'eau et des stations de traitements. Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy h} = Q_{max j} / 24 \quad (I.10)$$

Avec :

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

I.3.7.2. Coefficients d'irrégularité horaires

A. Coefficient d'irrégularité horaire maximum

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire durant la journée. Il est déterminé par la formule suivante :

$$K_{max h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \quad (I.11)$$

Avec :

- $K_{max h}$: Coefficient d'irrégularité horaire maximum ;
- α_{max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie de 1,2 à 1,4 ;
Pour la zone d'étude on prend $\alpha_{max} = 1,3$;
- β_{max} : Un coefficient lié à l'accroissement de la population, sa valeur est obtenue à partir du tableau (I.15) suivant :

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

Nombre d'habitants *(10 ³)	<1	1,5	2,5	4,0	6,0	10	20	30	100	300	>1000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1

Pour le village Tizi El Korn, on a : $P_{2052} = 2027$ habitants, d'où $\beta_{\max} = 1,69$ après interpolation.

B. Coefficient d'irrégularité horaire minimum

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire qui permet d'évaluer le fonctionnement du réseau du point de vue pression :

$$K_{\min h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} \quad (\text{I.12})$$

Avec :

- $K_{\min h}$: Coefficient d'irrégularité minimale horaire ;
- α_{\min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail. Il varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0,5$;
- β_{\min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Le tableau (I.16) suivant donne la variation du coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitants.

Tableau (I.16) : Variation du coefficient β_{\min}

Nombre d'habitants *(10 ³)	<1	1,5	2,5	4,0	6,0	10	20	30	50	100
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,63	0,7

Pour le village Tizi El Korn, on a : $P_{2052} = 2027$ habitants, d'où $\beta_{\min} = 0,1$.

I.3.7.3. Débit maximal horaire

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

$$Q_{\max h} = Q_{\text{moy } h} * K_{\max h} \quad (\text{I.13})$$

Avec :

- $Q_{\max h}$: Débit maximal horaire (m³/h).

I.3.7.4. Débit minimal horaire

Il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\min h} = Q_{\text{moy } h} * K_{\min h} \quad (\text{I.14})$$

Avec :

- $Q_{\min h}$: Débit minimal horaire (m³/h).

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

Tableau (I.17) : Les consommations moyennes, minimales et maximales horaires

Q_{moy h} (m³/h)	α max	β max	K_{max h}	Q_{max h} (m³/h)	α min	β min	K_{min h}	Q_{min h} (m³/h)
30,46	1,3	1,69	2,2	67,012	0,5	0,1	0,05	1,52

I.4. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté dans la première partie les informations nécessaires concernant la commune de Taourirt Ighil et du village Tizi El Korn concerné par l'étude, et ceci du point de vue géographique, climatique, hydraulique et démographique. Les ressources d'eau et le système d'adduction actuel sont également fournis.

Pour la deuxième partie, on a estimé les besoins en eau de la zone étudiée. On a trouvé que les débits maximum journaliers actuels (2022) et à l'horizon futur (2052) pour le village Tizi El Korn sont respectivement de **649,82 m³ /j** et **731,04 m³ /j**.

Le but à présent est de vérifier les capacités de stockage des réservoirs existants pour l'horizon d'étude 2052, ceci est l'objectif du chapitre II.

Chapitre II

Les réservoirs

II.1. Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques permettant l'accumulation des eaux et leur distribution d'une façon continue, et assurent la régularisation des débits et des pressions dans le réseau de distribution. Leur dimensionnement doit être bien fait, pour assurer un bon fonctionnement dans le temps et une quantité d'eau nécessaire et suffisante lors des heures de pointe.

II.2. Fonctions des réservoirs

Les réservoirs sont en général nécessaires pour pouvoir alimenter convenablement une agglomération en eau potable. Les principales fonctions des réservoirs sont [6] :

- la régulation du débit entre le régime de l'adduction (déterminé par le pompage et le traitement) et le régime de distribution (déterminé par la consommation) ;
- la régulation de pression en tout point du réseau : le réservoir permet de fournir aux abonnés une pression suffisante et plus ou moins constante, et la pression fournie par les stations de pompage peut varier au moment de la mise en marche et de l'arrêt des pompes ;
- la sécurité vis-à-vis des risques d'incendie, de demande en eau exceptionnelle, comme ils offrent d'autres avantages, à savoir :
 - ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau, ... etc.) ;
 - offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas ;
 - régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant ;
 - simplification de l'exploitation ;
 - sollicitation régulière des points d'eau qui ne sont pas l'objet des variations journalières au moment de la pointe ;
 - régularité des pressions dans le réseau.

II.3. Classification des réservoirs

Les réservoirs, pour accomplir convenablement les fonctions auxquelles ils sont conçus, peuvent occuper les différentes dispositions suivantes [6] :

- enterrés ;
- semi-enterrés ;
- sur sol ;
- sur tour ou surélevé (château d'eau).

Plusieurs facteurs interviennent dans la détermination du type de réservoir, comme :

- conditions topographiques de la région à desservir ;
- conditions hydrauliques de la distribution : volume du réservoir, pression à assurer, ...etc ;
- type de décideur : maître d'ouvrage, maître d'œuvre ou exploitation.

Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :

- les facteurs économiques ;

- la sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation ;
- les possibilités d'adaptation au réseau ;
- les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site.

Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme :

- **Rectangulaire ou carrée** : en règle générale, les réservoirs sont rectangulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit s'adapter à la forme de la parcelle ou aux conditions du terrain). Ces formes permettent une construction statique sans surprises et adaptable, une exécution solide ainsi que des agrandissements ultérieurs sans difficulté majeure.
- **Circulaire** : de grands réservoirs circulaires peuvent être réalisés en béton précontraint. Dans la plupart des cas, on ne réalise pas d'économies substantielles par rapport aux réservoirs rectangulaires. Les avantages sont une bonne stabilité des talus d'excavation et un moindre risque de fissuration. Ce type d'exécution ne convient pas dans un terrain en pente soumis à des sollicitations dissymétriques.

Ci-dessous, la figure (II.1) illustre le schéma d'un réservoir semi-enterré.

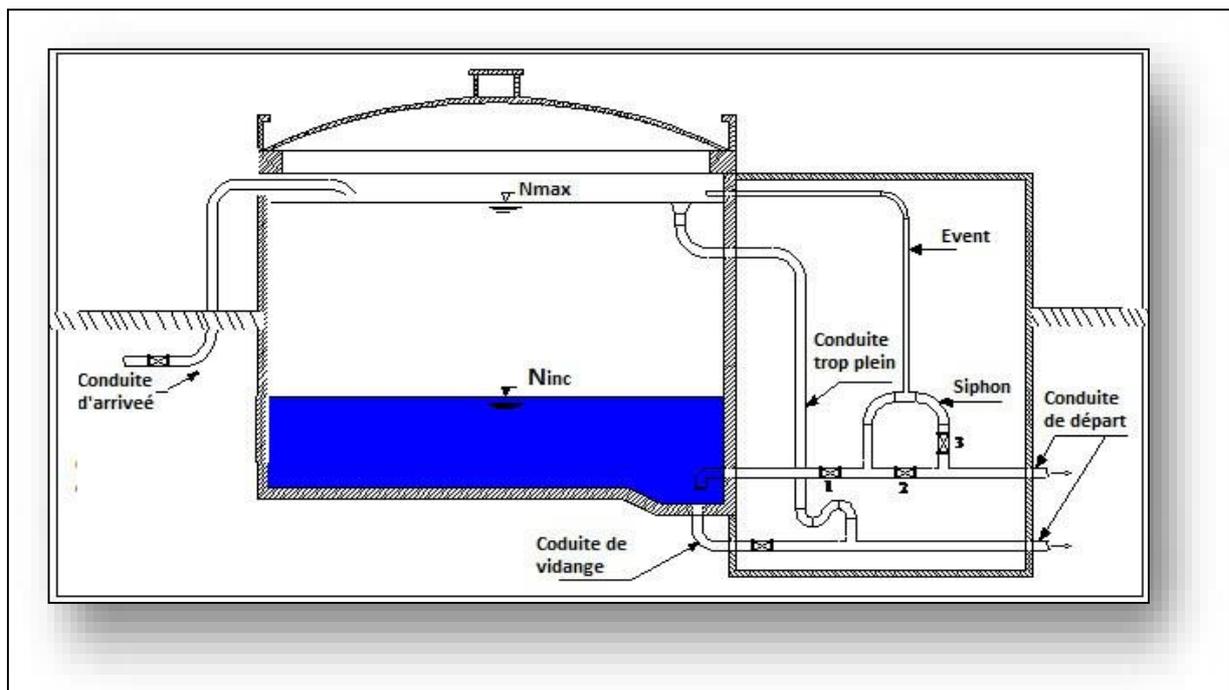


Figure (II.1) : Schéma d'un réservoir semi-enterré circulaire [7]

II.4. Qualité de l'eau dans les réservoirs

Afin d'éviter une dégradation de la qualité de l'eau lors de la traversée d'un réservoir, il convient [6]:

- d'assurer l'étanchéité de l'ouvrage : terrasse, radier et parois pour les réservoirs au sol ou semi-enterrés ;

- de veiller à ce que les entrées d'air (ventilations, trop-pleins, ...etc.) soient correctement protégées contre les entrées de poussière, d'insectes et d'animaux ;
- de limiter l'éclairage naturel de l'intérieur du réservoir ;
- de procéder à un nettoyage au moins annuel du réservoir.

II.5. Emplacement du réservoir

L'emplacement du réservoir a pour condition l'assurance d'une pression suffisante aux abonnés au moment du débit de pointe. Le meilleur emplacement n'est déterminé qu'après une étude technico-économique approfondie, en prenant en considération les conditions suivantes [6] :

- L'emplacement des réservoirs dépend essentiellement de :
 - données topographiques ;
 - la nature du terrain.
- On doit aussi tenir compte des considérations suivantes :
 - l'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés en pression suffisante ;
 - l'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou au centre de la ville (pour diminuer la perte de charge) ;
 - la distribution se fait par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.

Le schéma d'emplacement du réservoir est illustré dans la figure (II.2) ci-dessous.

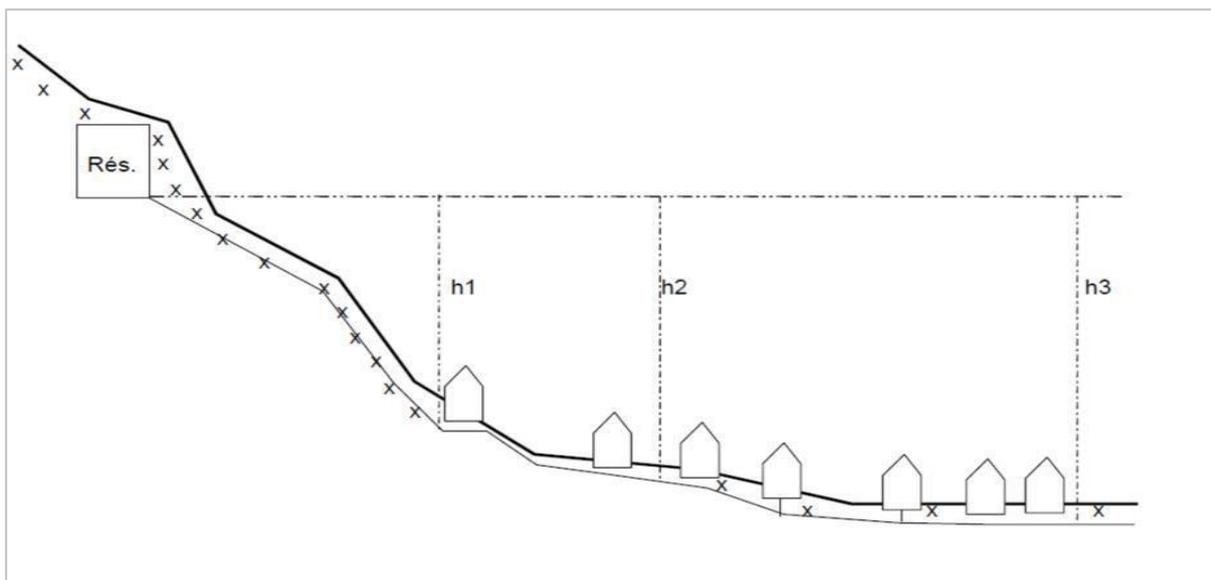


Figure (II.2) : Emplacement d'un réservoir [8]

II.6. Fontaineries et équipements du réservoir

Un réservoir doit être équipé de [9] :

- une conduite d'arrivée ou d'alimentation (d'adduction) ;
- une conduite de départ ou de distribution ;
- une conduite de vidange ;
- une conduite de trop plein ;
- une conduite de by-pass, dans certains cas ;
- un système de matérialisation de la réserve d'incendie.

Les réservoirs alimentés à partir d'adduction gravitaire seront commandés par robinet à flotteur ou obturateur. Toutes les conduites doivent, normalement, aboutir dans une chambre de manœuvre accolée au réservoir.

Le schéma d'équipements d'un réservoir d'eau potable est illustré dans la figure (II.3) ci-dessous.

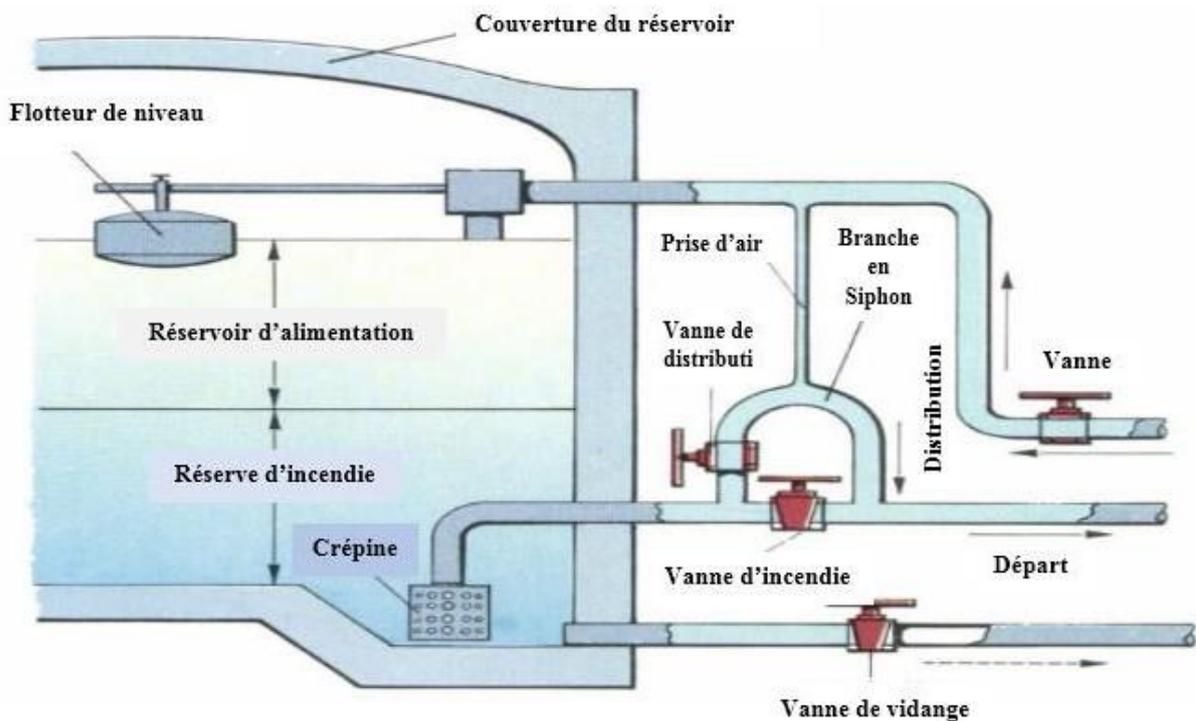


Figure (II.3) : Équipements d'un réservoir d'eau potable [7]

II.6.1. Conduite d'adduction

La conduite d'adduction à son débouché dans le réservoir, doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal. Ceci peut se faire par [9] :

- obturation par robinet flotteur si l'adduction est gravitaire ;
- un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

L'adduction s'effectue par surverse, soit en chute libre en provoquant à l'arrivée dans le réservoir une oxygénation de l'eau, ce qui peut être favorable pour les eaux souterraines, ordinairement pauvres en oxygène, soit en prolongeant la conduite de façon à ce que l'extrémité soit toujours noyée. L'installation du robinet flotteur interrompt l'arrivée de l'eau quand le réservoir atteint son niveau maximal.

Les schémas de la conduite d'adduction sont illustrés dans les figures (II.4) et (II.5) ci-après.

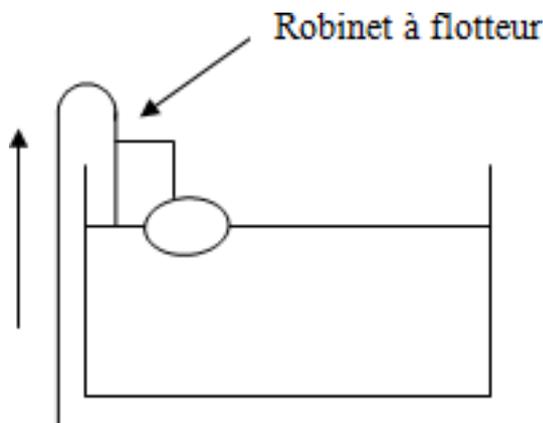


Figure (II.4) : Adduction avec chute libre [10]

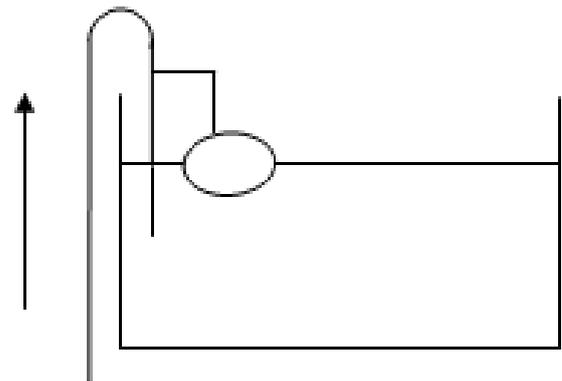


Figure (II.5) : Adduction noyée [10]

II.6.2. Conduite de distribution

Le départ de la conduite de distribution dans le réservoir doit être à l'opposé de celle d'arrivée, à environ 0,15 à 0,20 m au-dessus du radier. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite [9].

Le schéma de la conduite de distribution est illustré dans la figure (II.6) ci-dessous.

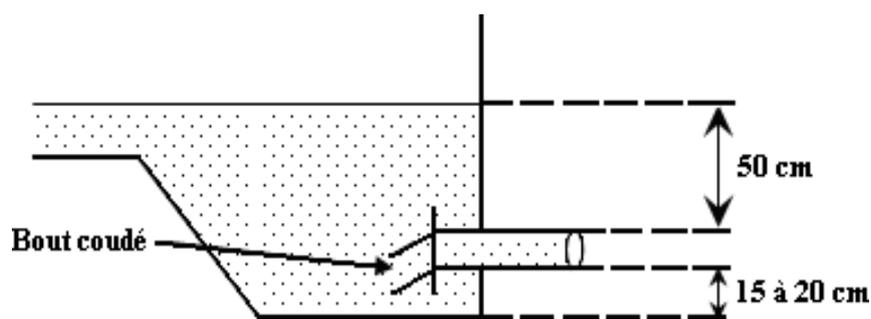


Figure (II.6) : Conduite de distribution [10]

II.6.3. Conduite de trop-plein

Cette conduite devra évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir quand l'eau atteint sa limite maximale ou en cas de défaillance du système d'arrêt des pompes, la canalisation de trop-plein débouchera à un exutoire voisin. Afin d'éviter la pollution ou une introduction d'animaux qui

pourrait pénétrer dans le réservoir (cuve), on ménage un joint hydraulique constitué par un siphon avec une garde d'eau suffisante [9].

Le schéma de la conduite de trop plein est illustré dans la figure (II.7) ci-après.

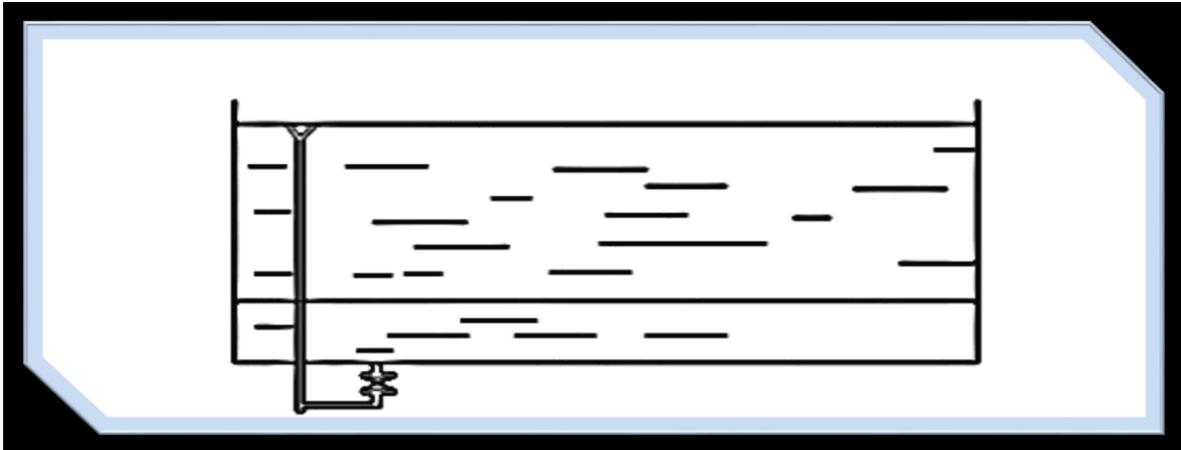


Figure (II.7) : Conduite de trop-plein [8]

II.6.4. Conduite de vidange

La conduite de vidange se trouve au point le plus bas du réservoir, elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable [9].

Le schéma de la conduite de vidange est illustré dans la figure (II.8) ci-dessous.

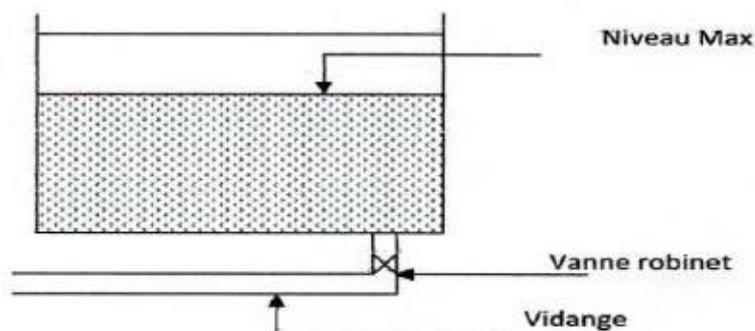


Figure (II.8) : Conduite de vidange [10]

II.6.5. Conduite by-pass

La distribution d'eau pendant le nettoyage du réservoir est assurée par un dispositif, qui est le by-pass, reliant la conduite d'adduction à celle de distribution, son principe de fonctionnement est comme suit [9] :

- en temps normal : (01) et (03) sont ouvertes et (02) est fermée ;
- en by-pass : (01) et (03) sont fermées et (02) est ouverte.

Le schéma de la conduite by-pass est illustré dans la figure (II.9) ci-après.

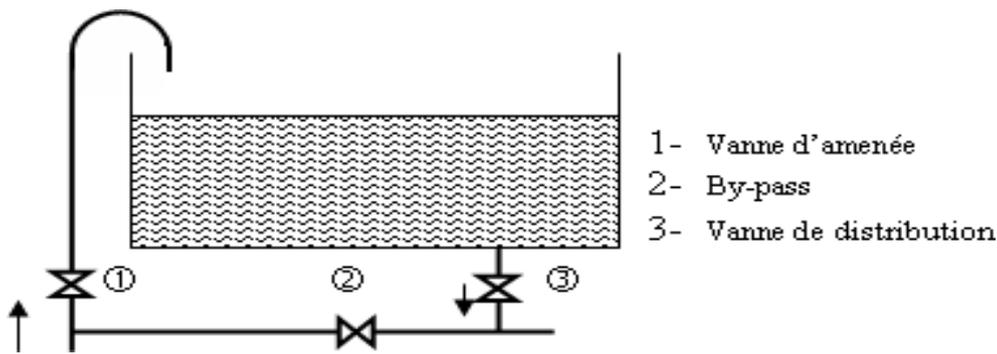


Figure (II.9) : Conduite de by-pass [10]

II.6.6. Conduite ligne pilote

Un interrupteur à flotteur va être disposé à la partie haute d'un réservoir. Il est relié au contacteur du moteur de la pompe qui enclenche ce dernier pour un niveau d'eau inférieur, et le déclenche pour un niveau supérieur.

II.6.7. Système de matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre un incendie, il faut en interdire matériellement son utilisation en service normal, et la rendre accessible par la manœuvre d'une vanne spéciale en cas de nécessité, à cet effet on utilise deux solutions, en l'occurrence [9] :

II.6.7.1. Le système à deux prises

Il consiste à distribuer l'eau en régime normal à partir d'une prise située au-dessus du volume réservé et commandée par la vanne 2. La prise située au voisinage du fond est condamnée par la vanne 1 (vanne d'incendie), qui peut avantageusement être télécommandée en cas de sinistre. L'inconvénient de cette solution est que, sauf en cas d'alimentation du réservoir par le fond, il subsiste entre les prises 1 et 2 une zone mal renouvelée, où il y'a un risque de développement de micro-organismes qui peuvent contaminer toute l'eau du réservoir et risquant de lui donner un goût désagréable.

- en un temps normal, 1 est fermée et 2 est ouverte ;
- en cas d'incendie, 1 est ouverte.

Le schéma du système à deux prises est illustré dans la figure (II.10) ci-dessous.

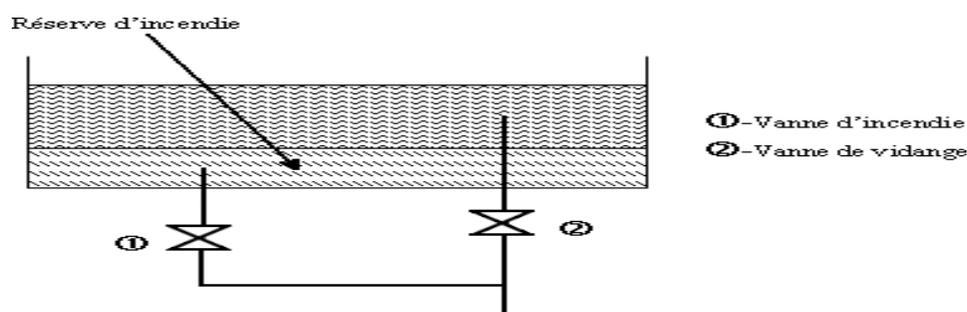


Figure (II.10) : Système à deux prises [10]

II.6.7.2. Le système à siphon

Le système à siphon consiste à prélever, dans tous les cas, l'eau au voisinage du fond du réservoir, mais en la faisant transiter au service normal par un siphon, situé à la côte supérieure de la réserve d'incendie, et muni d'un évent qui la désamorce dès que l'eau atteint ce niveau. En cas de sinistre, la vanne 2 (vanne d'incendie) court-circuite le siphon et assure la mise en service de la réserve d'incendie. Cette solution présente l'avantage d'éviter la stagnation de l'eau au voisinage du fond du réservoir.

- en temps normal, 1 et 3 sont ouvertes et 2 fermée ;
- en cas d'incendie, 2 est ouverte et 1 est fermée.

Le schéma du système à siphon est illustré dans la figure (II.11) ci-dessous.

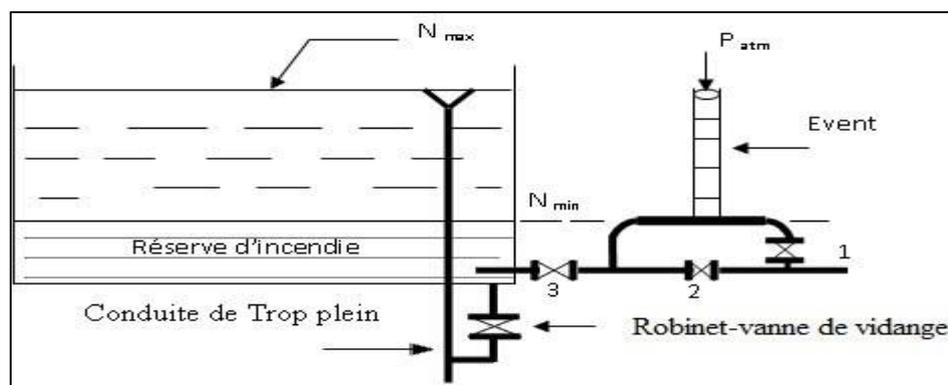


Figure (II.11) : Système à siphon [10]

II.7. Alimentation des réservoirs

II.7.1. Réservoirs alimentés gravitairement

Les réservoirs alimentés gravitairement, que ce soit des réservoirs terminaux, des réservoirs tampons ou des bâches de reprise, possèdent à leurs entrées des obturateurs à disques auto-centreurs qui contrôlent le niveau haut des réservoirs et détruisent la charge résiduelle au droit de l'entrée des réservoirs. Ces dispositifs nécessitent un certain volume d'eau pour permettre la dissipation de l'énergie résiduelle à la sortie de la vanne [6].

II.7.2. Réservoirs alimentés par refoulement

Ces réservoirs doivent disposer d'un volume suffisant entre le niveau haut d'arrêt des pompes et le niveau de remise en charge de ces dernières, ceci dans le but de limiter le nombre d'arrêts de mise en charge des pompes de la station d'alimentation [6].

II.8. Capacité d'un réservoir

La capacité d'un réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée et à la sortie, c'est-à-dire, d'une part, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont (adduction et station de reprise), et d'autre part du régime de distribution (consommation maximale journalière de l'agglomération).

La capacité du réservoir est déterminée avec deux méthodes :

- la méthode analytique ;
- la méthode graphique.

II.8.1. Méthode analytique

Le volume maximal de stockage du réservoir, pour la consommation, est déterminé par la formule suivante [6] :

$$V_{\max} = P_{\max}(\%) * (Q_{\max j}/100) \quad (\text{II.1})$$

Avec :

- **V_{max}** : Volume maximal de stockage pour la consommation (m³) ;
- **P_{max}** : Résidu maximal dans le réservoir (%) ;
- **Q_{max j}** : Débit maximum journalier (m³/j).

La détermination de la valeur de P_{max} se fait en suivant les étapes ci-après :

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

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

- la répartition de la consommation maximale journalière sur les 24 heures se détermine à l'aide du tableau de distribution du débit journalier (Annexe (1)) ;
- on répartit ensuite le débit de pompage tout au long de la journée ;
- la différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, sera portée dans la colonne des surplus ou des déficits selon son signe ;
- on détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée (P_{max}) sera le pourcentage du volume de stockage, avec :

$$P_{\max} = |R_{\max +}| + |R_{\max -}| \quad (\text{II.3})$$

Avec :

- **R_{max+}** : Résidu maximum positif (%) ;
- **R_{max-}** : Résidu minimum négatif (%).

Où :

- R_{max +} : excédent en eau à différentes heures de la journée ;
- R_{max +} = Apport - sortie si Apport > Sortie ;
- R_{max -} : insuffisance en eau à différentes heures de la journée ;
- R_{max -} = Sortie - Apport si Sortie > Apport.

II.8.2. Méthode graphique

C'est une transcription graphique de la méthode analytique. Elle tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir de coefficients de variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage. La capacité est déduite à partir des extremums des cumuls de la consommation vis-à-vis de celle des apports. On trace, sur un même graphique, les courbes cumulées des débits d'apports et de consommation en fonction du temps. Le volume maximal de stockage est obtenu en sommant en valeur absolue les écarts des deux extremums par rapport à la courbe d'apport [6].

$$P_{\max} = |\Delta V_{+}| + |\Delta V_{-}| \quad (\text{II.4})$$

Remarque : le volume maximal sera déterminé de la même façon que la méthode analytique.

Le volume total du réservoir est :

$$V_T = V_u + V_{inc} \quad (\text{II.5})$$

Avec :

- V_T : Volume total du réservoir ;
- V_u : Volume utile de stockage du réservoir (m^3) ;
- V_{inc} : Volume d'incendie ($120 m^3$).

II.9. Forme des réservoirs

En ce qui concerne la forme des réservoirs, on opte pour la forme circulaire. La hauteur d'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne, toutefois, les réservoirs de grande capacité dans les agglomérations importantes peuvent présenter des hauteurs d'eau comprises entre 7 et 10 m. Dans la présente étude, nous optons pour une hauteur de 4 m.

A- Le diamètre D de la cuve

La détermination du diamètre de la cuve se fait en suivant les étapes ci-après :

$$S_r = V_n/h \rightarrow (\pi * D^2)/4 = V_n/h \rightarrow D_c = \sqrt{(4 * V_n / (\pi * h))} \quad (\text{II.6})$$

Avec :

- V_n : capacité normalisée du réservoir (m^3) ;
- S_r : section du réservoir (m^2) ;
- D_c : diamètre de la cuve (m) ;
- h : hauteur d'eau (m).

B- La hauteur de la réserve d'incendie (h_{inc})

La formule donnant la hauteur de la réserve d'incendie est comme suit :

$$h_{inc} = V_{inc} / S_r \quad (\text{II.7})$$

II.10. Dimensionnement des réservoirs de la zone d'étude

Après calculs, le tableau (II.1) donne les caractéristiques des réservoirs du village Tizi El Korn qui assurent le refoulement, le stockage et la distribution en eau potable.

Tableau (II.1) : Tableau récapitulatif des réservoirs de la zone d'étude

Réservoir	Réservoir à projeter (RP)	Réservoir Thiharkine (R1)	Réservoir Tizi El Korn centre (R2)	Station de pompage (STP)	TOTAL
Q_{max-j/R} (m³/j)	167,11	190,29	373,64	30	731,04
α_{max}	1,30	1,30	1,30	1,3	-
β_{max}	2,00	2,00	2,05	2	-
K_{max,h}	2,60	2,60	2,67	2,60	-
K_{max,h} choisi	2,5	2,5	2,5	2,5	-

Remarque : les responsables des différents secteurs de l'hydraulique au niveau de la zone d'étude (services techniques de l'APC Taourirt Ighil ainsi que la subdivision de l'hydraulique de la daïra d'Adekar) nous ont informé qu'il y'a un nouveau réservoir à projeter (RP) dans la zone d'étude.

II.10.1. Dimensionnement du réservoir projeté (RP)

Le réservoir projeté (RP) assure le stockage de l'eau entrant du réservoir Taourirt Ighil et assure la distribution en eau potable pour l'ensemble de la population d'un quartier du village Tizi El Korn dont le nombre d'habitants est de l'ordre de 410 avec $Q_{max,j} = 167,11 \text{ m}^3/\text{j}$, à l'horizon 2052.

La vérification de la capacité du réservoir projeté (RP) est donnée dans le tableau (II.2) ci-après.

Tableau (II.2) : Calcul de la capacité du réservoir projeté (RP)

Volume RP						
Heure	K _{max,h} 2,5	Q _{max,j} (m ³ /j)	Vers la distribution (m ³)	Apport (m ³)	Surp/ Déficit (m ³)	Résidu (m ³)
0-1	0,6	167,11	1,00	6,96	5,96	5,96
1-2	0,6	167,11	1,00	6,96	5,96	11,92
2-3	1,2	167,11	2,01	6,96	4,96	16,88
3-4	2	167,11	3,34	6,96	3,62	20,50
4-5	3,5	167,11	5,85	6,96	1,11	21,61
5-6	3,5	167,11	5,85	6,96	1,11	22,73

Tableau (II.2) : Calcul de la capacité du réservoir projeté (RP) (suite et fin)

Volume RP						
Heure	Kmax.h 2,5	Qmax.j (m ³ /j)	Vers la distribution (m ³)	Apport (m ³)	Surp/ Déficit (m ³)	Résidu (m ³)
6-7	4,5	167,11	7,52	6,96	-0,56	22,17
7-8	10,2	167,11	17,05	6,96	-10,08	12,09
8-9	8,8	167,11	14,71	6,96	-7,74	4,34
9-10	6,5	167,11	10,86	6,96	-3,90	0,45
10-11	4,1	167,11	6,85	6,96	0,11	0,56
11-12	4,1	167,11	6,85	6,96	0,11	0,67
12-13	3,5	167,11	5,85	6,96	1,11	1,78
13-14	3,5	167,11	5,85	6,96	1,11	2,90
14-15	4,7	167,11	7,85	6,96	-0,89	2,01
15-16	6,2	167,11	10,36	6,96	-3,40	-1,39
16-17	10,4	167,11	17,38	6,96	-10,42	-11,81
17-18	9,4	167,11	15,71	6,96	-8,75	-20,55
18-19	7,3	167,11	12,20	6,96	-5,24	25,79
19-20	1,6	167,11	2,67	6,96	4,29	-21,50
20-21	1,6	167,11	2,67	6,96	4,29	-17,21
21-22	1	167,11	1,67	6,96	5,29	-11,92
22-23	0,6	167,11	1,00	6,96	5,96	-5,96
23-24	0,6	167,11	1,00	6,96	5,96	0,00
Total	100		167,11	167,11	0	48,52
Volume utile (m³)						48,52
Volume d'incendie (m³)						120
Volume total (m³)						168,52
Volume existant (m³)						0
Volume manquant (m³)						168,52
Volume standard (m³)						200
Diamètre intérieur (m)						7,98
Hauteur de la réserve d'incendie (m)						2,4

Ainsi, la capacité du réservoir projeté doit-être de 200 m³.

II.10.2. Dimensionnement du réservoir Thiharkine (R1)

Le réservoir Thiharkine (R1) assure le stockage de l'eau entrant du réservoir Taourirt Ighil (RT) et alimente gravitairement le réservoir de Tizi El Korn centre, comme il assure la distribution en eau potable pour l'ensemble de la population d'un quartier du village Tizi El Korn, dont le nombre d'habitants est de l'ordre de 490 avec Qmax.j = 190,29 m³/j, à l'horizon 2052.

La vérification de la capacité du réservoir Thiharkine (R1) est donnée dans le tableau (II.3) ci-après.

Tableau (II.3) : Calcul de la capacité du réservoir Thiharkine (R1)

Volume R1						
Heure	Kmax.h 2,5	Qmax.j (m ³ /j)	Vers la distribution (m ³)	Apport (m ³)	Surp/ Déficit (m ³)	Résidu (m ³)
0-1	0,6	190,29	1,14	7,93	6,79	6,79
1-2	0,6	190,29	1,14	7,93	6,79	13,57
2-3	1,2	190,29	2,28	7,93	5,65	19,22
3-4	2	190,29	3,81	7,93	4,12	23,34
4-5	3,5	190,29	6,66	7,93	1,27	24,61
5-6	3,5	190,29	6,66	7,93	1,27	25,88
6-7	4,5	190,29	8,56	7,93	-0,63	25,25
7-8	10,2	190,29	19,41	7,93	-11,48	13,76
8-9	8,8	190,29	16,75	7,93	-8,82	4,95
9-10	6,5	190,29	12,37	7,93	-4,44	0,51
10-11	4,1	190,29	7,80	7,93	0,13	0,63
11-12	4,1	190,29	7,80	7,93	0,13	0,76
12-13	3,5	190,29	6,66	7,93	1,27	2,03
13-14	3,5	190,29	6,66	7,93	1,27	3,30
14-15	4,7	190,29	8,94	7,93	-1,01	2,28
15-16	6,2	190,29	11,80	7,93	-3,87	-1,59
16-17	10,4	190,29	19,79	7,93	-11,86	-13,45
17-18	9,4	190,29	17,89	7,93	-9,96	-23,41
18-19	7,3	190,29	13,89	7,93	-5,96	-29,37
19-20	1,6	190,29	3,04	7,93	4,88	-24,48
20-21	1,6	190,29	3,04	7,93	4,88	-19,60
21-22	1	190,29	1,90	7,93	6,03	-13,57
22-23	0,6	190,29	1,14	7,93	6,79	-6,79
23-24	0,6	190,29	1,14	7,93	6,79	0,00
Total	100		190,29	190,29	0	55,25
Volume utile (m³)						55,25
Volume d'incendie (m³)						120
Volume total (m³)						175,25
Volume existant (m³)						100
Volume manquant (m³)						75,25
Volume standard (m³)						200
Diamètre intérieur (m)						5,64
Hauteur de la réserve d'incendie (m)						4,8

Ainsi, la capacité du réservoir Thiharkine (R1) doit-être de 200 m³. Elle est supérieure à la capacité du réservoir existant (100 m³). Donc, on propose de projeter un réservoir de 100 m³ qui sera jumelé avec celui existant.

II.10.3. Dimensionnement du réservoir Tizi El Korn centre (R2)

Le réservoir Tizi El Korn centre (R2) assure le stockage de l'eau entrant gravitairement du réservoir Thiharkine (R1) et par refoulement de la station de pompage Al-Insser, comme il alimente gravitairement et assure la distribution en eau potable pour l'ensemble de la population d'un quartier du village Tizi El Korn, dont le nombre d'habitants est de l'ordre de 1127 avec $Q_{max,j} = 373,64 \text{ m}^3/\text{j}$, à l'horizon 2052.

La vérification de la capacité du réservoir Tizi El Korn centre (R2) est donnée dans le tableau (II.4) ci-après.

Tableau (II.4) : Calcul de la capacité du réservoir Tizi El Korn centre (R2)

Volume R2								
Heure	Kmax.h 2,5	Q venant de la STP (m ³ /j)	Qmax.j venant de RT (m ³ /j)	Qmax j (m ³ /j)	Vers la distribution (m ³)	Apport (m ³)	Surp/ Déficit (m ³)	Résidu (m ³)
0-1	0,6	30	343,64	373,64	2,24	15,57	13,33	13,33
1-2	0,6	30	343,64	373,64	2,24	15,57	13,33	26,65
2-3	1,2	30	343,64	373,64	4,48	15,57	11,08	37,74
3-4	2	30	343,64	373,64	7,47	15,57	8,10	45,83
4-5	3,5	30	343,64	373,64	13,08	15,57	2,49	48,32
5-6	3,5	30	343,64	373,64	13,08	15,57	2,49	50,82
6-7	4,5	30	343,64	373,64	16,81	15,57	-1,25	49,57
7-8	10,2	30	343,64	373,64	38,11	15,57	-22,54	27,03
8-9	8,8	30	343,64	373,64	32,88	15,57	-17,31	9,71
9-10	6,5	30	343,64	373,64	24,29	15,57	-8,72	1,00
10-11	4,1	30	343,64	373,64	15,32	15,57	0,25	1,25
11-12	4,1	30	343,64	373,64	15,32	15,57	0,25	1,49
12-13	3,5	30	343,64	373,64	13,08	15,57	2,49	3,99
13-14	3,5	30	343,64	373,64	13,08	15,57	2,49	6,48
14-15	4,7	30	343,64	373,64	17,56	15,57	-1,99	4,48
15-16	6,2	30	343,64	373,64	23,17	15,57	-7,60	-3,11
16-17	10,4	30	343,64	373,64	38,86	15,57	-23,29	-26,40
17-18	9,4	30	343,64	373,64	35,12	15,57	-19,55	-45,96
18-19	7,3	30	343,64	373,64	27,28	15,57	-11,71	-57,67
19-20	1,6	30	343,64	373,64	5,98	15,57	9,59	-48,08
20-21	1,6	30	343,64	373,64	5,98	15,57	9,59	-38,49
21-22	1	30	343,64	373,64	3,74	15,57	11,83	-26,65
22-23	0,6	30	343,64	373,64	2,24	15,57	13,33	-13,33
23-24	0,6	30	343,64	373,64	2,24	15,57	13,33	0,00
Total	100				373,64	373,64	0	108,48

Tableau (II.4) : Calcul de la capacité du réservoir Tizi El Korn centre (R2) (suite et fin)

Volume utile (m³)	108,48
Volume incendie (m³)	120
Volume total (m³)	228,48
Volume existant (m³)	150
Volume manquant (m³)	78,48
Volume standard (m³)	250
Diamètre intérieur (m)	5,64
Hauteur de la réserve incendie (m)	4,8

Ainsi, la capacité du réservoir Tizi el Korn centre (R2) doit être de 250 m³. Elle est supérieure à la capacité du réservoir existant (150 m³). Donc, on propose de projeter un réservoir de 100 m³ qui sera jumelé avec celui existant.

II.10.4. Dimensionnement de la station de pompage Al-Insser

La station de pompage STP, qui se situe à Al-Insser, alimente par refoulement grâce au réservoir Thiharkine (R2) avec un débit journalier de 30 m³/j.

La vérification de la capacité de la station de reprise est donnée dans le tableau (II.5) ci-après.

Tableau (II.5) : Calcul de la capacité de la station de pompage Al-Insser

Volume STP						
Heure	Kmax.h 2,5	Qmax.j (m ³ /j)	Vers la distribution (m ³)	Apport (m ³)	Surp/ Déficit (m ³)	Résidu (m ³)
0-1	0,6	30,00	0,18	1,25	1,07	1,07
1-2	0,6	30,00	0,18	1,25	1,07	2,14
2-3	1,2	30,00	0,36	1,25	0,89	3,03
3-4	2	30,00	0,60	1,25	0,65	3,68
4-5	3,5	30,00	1,05	1,25	0,20	3,88
5-6	3,5	30,00	1,05	1,25	0,20	4,08
6-7	4,5	30,00	1,35	1,25	-0,10	3,98
7-8	10,2	30,00	3,06	1,25	-1,81	2,17
8-9	8,8	30,00	2,64	1,25	-1,39	0,78
9-10	6,5	30,00	1,95	1,25	-0,70	0,08
10-11	4,1	30,00	1,23	1,25	0,02	0,10
11-12	4,1	30,00	1,23	1,25	0,02	0,12
12-13	3,5	30,00	1,05	1,25	0,20	0,32
13-14	3,5	30,00	1,05	1,25	0,20	0,52
14-15	4,7	30,00	1,41	1,25	-0,16	0,36
15-16	6,2	30,00	1,86	1,25	-0,61	-0,25
16-17	10,4	30,00	3,12	1,25	-1,87	-2,12
17-18	9,4	30,00	2,82	1,25	-1,57	-3,69
18-19	7,3	30,00	2,19	1,25	-0,94	-4,63

Tableau (II.5) : Calcul de la capacité de la station de pompage Al-Insser (suite et fin)

Volume STP						
Heure	Kmax.h 2,5	Qmax.j (m³/j)	Vers la distribution (m³)	Apport (m³)	Surp/ Déficit (m³)	Résidu (m³)
19-20	1,6	30,00	0,48	1,25	0,77	-3,86
20-21	1,6	30,00	0,48	1,25	0,77	-3,09
21-22	1	30,00	0,30	1,25	0,95	-2,14
22-23	0,6	30,00	0,18	1,25	1,07	-1,07
23-24	0,6	30,00	0,18	1,25	1,07	0,00
Total	100		30,00	30,00	0	8,71
Volume utile (m³)						8,71
Volume incendie (m³)						120
Volume total (m³)						128,71
Volume existant (m³)						150
Volume manquant (m³)						-21,29
Volume standard (m³)						-
Diamètre intérieur (m)						0,00
Hauteur de la réserve incendie (m)						-

On constate que cette station de pompage est d'une capacité de 150 m³. Ainsi, il est suffisant pour répondre aux besoins de cette zone pour l'horizon d'étude.

Le schéma général des réservoirs étudiés pour la zone d'étude, avec leurs caractéristiques, est donné dans la figure (II.12) ci-après.

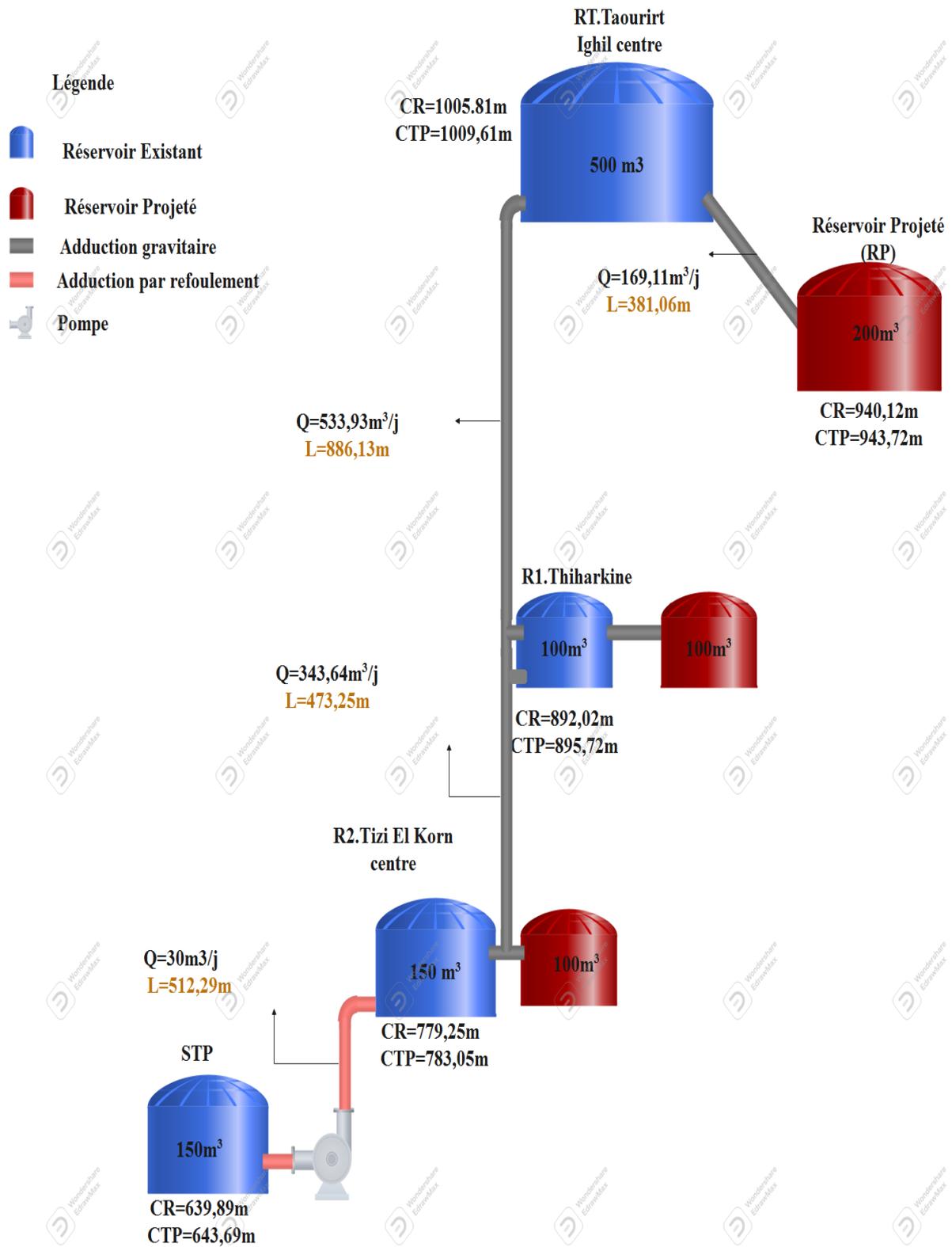


Figure (II.12) : Schéma synoptique des réservoirs des différentes zones concernées par l'étude

II.11. Conclusion

A partir des résultats obtenus, les capacités des trois réservoirs à l'horizon d'étude du village Tizi El Korn ont des capacités respectives de 200 m³ pour le réservoir projeté (RP), de 200 m³ pour le réservoir Thiharkine (R1) et de 250 m³ pour le réservoir Tizi El Korn centre (R2). Par ailleurs, la station de pompage Al-Insser demeurera avec la capacité existante qui est de 150 m³. Après avoir effectué le dimensionnement des réservoirs et de la station de pompage, on intéressera au dimensionnement des conduites d'adduction qui assurent le transport des eaux. Cette étude sera détaillée dans le chapitre suivant.

Chapitre III

Étude de l'adduction

III.1. Introduction

L'adduction des eaux consiste à examiner les installations à prévoir pour diriger l'eau depuis la source, soit vers les zones de leurs consommations, soit vers les lieux d'accumulation lesquels peuvent se trouver parfois très éloignés de la zone d'étude. Ainsi, nous distinguons deux formes d'adductions : l'adduction gravitaire et l'adduction par refoulement. Si la première se fait par la pesanteur, la seconde fait appel à l'utilisation de l'énergie.

Le but de ce chapitre est de dimensionner le réseau transportant l'eau vers les différentes zones concernées par l'étude tout en satisfaisant la condition économique.

III.2. Types d'adduction

On distingue deux types, à savoir [6] :

III.2.1. Adduction gravitaire

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération.

III.2.2. Adduction par refoulement

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydroélectriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation.

III.3. Description du schéma d'adduction

Le point de départ de la chaîne d'adduction du présent projet est le réservoir de Taourirt Ighil (RT) d'une capacité de 500 m³, implanté à une côte radier de 1005,81 m. Ce dernier alimente gravitairement le réservoir projeté (RP) qui est d'une capacité de 200 m³, implanté à une côte radier de 940,12 m. Le réservoir (RT) alimente aussi le réservoir Thiharkine (R1) qui est d'une capacité de 100 m³ implanté à une côte radier de 892,02 m, sur un linéaire de 886,13 m. Ce réservoir R1 alimentera gravitairement le réservoir Tizi El Korn centre (R2) qui est d'une capacité de 150 m³ et d'une côte radier de 779,25 m, sur un linéaire de 473,25 m. Ce dernier sera aussi alimenté par refoulement à partir du réservoir El-Insser qui est d'une capacité de 150 m³ implanté à une côte radier de 639,89 m, sur un linéaire de 512,29 m.

Le schéma du système d'adduction est illustré dans la figure (III.1).

III.4. Critères de choix du tracé

Le choix du tracé se fait en tenant compte de certains impératifs d'ordre techniques, économiques et topographiques, qui se résument comme suit [6,10] :

- le profil doit être le plus régulier et le plus court possible pour faciliter l'exécution des travaux ainsi que l'acheminement de matériaux lors de la réalisation ;
- éviter les contre-pentes qui donnent des cantonnements d'air. En plus, en période d'arrêt de pompe, il peut y avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des aplatissements de canalisation ;

- pour les conduites de longueurs importantes, il sera bon de prévoir quelques vannes de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles ;
- le tracé se fera de préférence le long des routes ou des voies publiques pour faciliter la pose de canalisation et leurs exploitations, et permettre un accès rapide pour l'entretien et la réparation ainsi que la détection des fuites et les vannes défectueuses.

III.5. Choix du matériau de la conduite

Le bon fonctionnement du réseau et le respect des normes techniques ainsi que la bonne gestion nous imposent un bon choix du type de conduites [6].

- Sur le plan technique :
 - résistance aux attaques chimiques, aux pressions et aux charges mobiles ;
 - adaptation aux terrains de pose, bonne étanchéité ;
 - facilité d'entretien et de mise en service.
- Sur le plan économique, cette faisabilité dépend essentiellement :
 - du prix de la fourniture et du transport ;
 - de leur disponibilité sur le marché local.

Les types de conduites les plus utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable sont :

- métallique (Acier, Fonte) ;
- en matière thermoplastique : PVC (Poly Chlorure de Vinyle), PE (Polyéthylène).

Dans le cadre du présent projet, on a choisi des conduites en PEHD (Polyéthylène Haute Densité), tenant compte des avantages qu'elles présentent, dont [9] :

- une durée de vie importante (50 ans à une température de 20°C) ;
- facilité de soudage par bout à bout, confère au réseau une étanchéité quasiment parfaite ;
- une bonne résistance : chimique, aux chocs et aux ultraviolets ;
- résiste à la corrosion, stabilité du réseau en milieu agressif ;
- la propriété de flexibilité permet aux conduites, d'absorber les impacts et les contraintes causées par les mouvements de sol, ainsi à se déformer sans dommage permanent.

Remarque : dans les tuyaux d'adduction d'eau en PEHD on donne plutôt le diamètre extérieur auquel il faut retrancher deux fois l'épaisseur pour avoir le diamètre intérieur.

III.6. Les équipements du système d'adduction

Les accessoires hydrauliques constituant une adduction sont [6] :

- **robinet et vanne :** on distingue les robinets dits quart de tour, robinets-vannes et la vanne papillon. Ces accessoires permettent l'isolement d'une partie de l'adduction en cas de travaux de réparation.
- **ventouses :** le rôle d'une ventouse est essentiellement d'évacuer l'air contenu dans les conduites. Elles seront donc prévues aux points hauts bien définis.

- **décharge** : une décharge n'est autre qu'un robinet disposé aux points bas du tracé en vue de la vidange de la conduite.
- **clapets de retour** : le clapet de retour est destiné à assurer le passage de l'eau dans un sens et à l'arrêter dans le sens opposé.

III.7. Prix des conduites

Les prix des conduites en PEHD sont donnés dans l'annexe (2) [12].

III.8. Etude technico-économique

Le choix le plus économique du diamètre de la conduite se fait selon :

- **critère technique** : le diamètre de la conduite doit pouvoir faire transiter le plus grand débit, en assurant une pression de service compatible avec la résistance de la conduite. La vitesse d'écoulement doit être comprise généralement entre 0,5 et 1,5 m/s.
- **frais d'investissement** : les frais d'exploitation et d'amortissement doivent présenter un bilan minimal et sont proportionnels aux diamètres des conduites.

III.8.1. Calcul du diamètre avantageux pour les conduites en refoulement

Pour les conduites de refoulement, le diamètre est déterminé par les deux formules suivantes [9]:

$$D1 = \sqrt{Q} \text{ (Relation de Bonnin)} \quad (\text{III.1})$$

$$D2 = 1,5 \times \sqrt{Q} \text{ (Relation de Bress)} \quad (\text{III.2})$$

Avec :

- Q : Débit véhiculé dans la conduite (m³ /s).

On prendra tous les diamètres compris entre D1 et D2, mais le choix final se portera sur le diamètre pour lequel le coût sera minimal et la vitesse d'écoulement sera comprise entre 0,5 m/s et 1,5 m/s.

III.8.2. Calcul du diamètre avantageux pour les conduites gravitaires

Pour les conduites gravitaires, le diamètre est déterminé avec le choix de la vitesse d'écoulement qui est comprise entre Vmin et Vmax, tel que :

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

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

Avec :

- **Vmin** : Vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0,5 m/s ;
- **Vmax** : Vitesse maximale de l'écoulement qui est de 1,5 m/s ;
- **Dmin** : Diamètre minimal de la conduite (m) ;
- **Dmax** : Diamètre maximal de la conduite (m).

III.8.3. Calcul de la vitesse V

La vitesse de l'écoulement se détermine par la formule ci-après :

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

Avec :

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

III.8.4. Calcul des pertes de charge ΔH

Les pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations sont de deux types :

- les pertes de charge linéaires ;
- les pertes de charge singulières.

III.8.4.1. Pertes de charge linéaires ΔH_L

Elles se calculent moyennant par la formule de Darcy-Weisbach [13] :

$$\Delta H_L = (\lambda \times L \times V^2) / (2 \times g \times D) \quad (\text{III.6})$$

Avec :

- ΔH_L : Pertes de charge linéaires (m) ;
- g : Accélération de la pesanteur ($g=9,81 \text{ m/s}^2$) ;
- L : Longueur de la conduite (m) ;
- λ : Coefficient de frottement de Darcy.

Le coefficient de Darcy caractérise l'écoulement et la nature de la rugosité des canalisations, il se détermine par les formules suivantes :

- **Régime turbulent rugueux**

Il est donné par la formule de Nikuradzi [13] :

$$\lambda = [1,14 - 0,86 \times \ln (K/ D)]^2 \quad (\text{III.7})$$

- **Régime de transition**

On utilise la formule de Colebrook [13] :

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

Où :

- K : Rugosité absolue de la conduite. Pour les conduites en PEHD la valeur prise est égale à [12] :
 - 0,01 mm pour les diamètres inférieurs ou égaux à 200 mm ($DN \leq 200$) ;
 - 0,02 mm pour les diamètres supérieurs à 200 mm ($DN > 200$).

- **Re** : Nombre de Reynolds donné par la relation ci-après :

$$\mathbf{Re} = \frac{\mathbf{Vx D}}{\mathbf{v}} \quad (\text{III.9})$$

Avec :

- **v** : Viscosité cinématique de l'eau, calculée par la formule de Stocks [8] :

$$\mathbf{V} = \frac{\mathbf{0,0178}}{(\mathbf{1+0,0337 \times T^{\circ} + 0,000221 \times T^{\circ 2}})} \quad (\text{III.10})$$

Avec :

- **T°** : Température de l'eau en degré, à T°=20°C : v=0,01 Stocks =10⁻⁶ m² /s [13].

III.8.4.2. Pertes de charge singulières ΔH_s

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées de 10% à 15% des pertes de charge linéaires. Généralement pour un réseau neuf, on prend 10%.

$$\Delta \mathbf{H_s} = \mathbf{0,1 \times \Delta H_L} \quad (\text{III.11})$$

Avec :

- **ΔH_s** : Pertes de charge singulières (m).

Donc :

$$\Sigma \Delta \mathbf{H} = \mathbf{1,10 \times \Delta H_L} \quad (\text{III.12})$$

III.8.5. Calcul de la hauteur manométrique totale (H_{mt})

La hauteur manométrique totale sera calculée par la relation suivante :

$$\mathbf{H_{mt}} = \mathbf{H_g + \Sigma \Delta H} \quad (\text{III.13})$$

Avec :

- **H_{mt}** : Hauteur manométrique totale (m) ;
- **H_g** : Hauteur géométrique (m).

III.8.6. Calcul de la puissance absorbée par la pompe (Pa)

Elle se calcule comme suit :

$$\mathbf{Pa} = \frac{\mathbf{g.H_{mt}.Q}}{\eta} \quad (\text{kw}) \quad (\text{III.14})$$

Avec:

- **η** : Rendement de la station de reprise (%), on prend η= 75%.

III.8.7. Calcul de l'énergie consommée par la pompe (E)

Elle se détermine par :

$$E = Pa \times t_p \times 365 \quad (\text{III.15})$$

Où :

- **E** : Énergie consommée par la pompe (Kwh/an) ;
- **t_p** : Temps de pompage par jour (t_p=4h).

III.8.8. Calcul des frais d'exploitation (F_{exp})

Les frais d'exploitation se calculent comme suit :

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

Avec :

- **F_{exp}** : Frais d'exploitation (DA) ;
- **eu** : Le prix unitaire du Kwh, il est de 4,67 DA d'après la SONELGAZ.

III.8.9. Calcul des frais d'amortissement (F_{am})

Les frais d'amortissement sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. Il est déterminé par la relation suivante :

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

Avec :

- **F_{am}** : Frais d'amortissement (DA) ;
- **P_u** : Prix du mètre linéaire de la conduite (DA/ml) ;
- **Ā** : L'amortissement annuel, il est donné par la formule suivante :

$$\hat{A} = i / [(1+i)^{ni} - 1] + i \quad (\text{III.18})$$

Avec :

- **i** : Taux d'annuité, 8% en Algérie ;
- **ni** : Nombre d'années d'amortissement (ni= 30 ans).

D'où :

$$\hat{A} = 0,08 / ((1+0,08)^{30} - 1) + 0,08 = 0,0888 = 8,88\%$$

III.8.10. Calcul du bilan (B_L)

Le bilan sera calculé par la formule ci-dessous :

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

III.9. Dimensionnement de l'adduction gravitaire

Les résultats du calcul des diamètres pour les tronçons de l'adduction gravitaire de la zone d'étude sont donnés dans le tableau (III.1) ci-après.

Tableau (III.1) : Tableau récapitulatif des tronçons de l'adduction gravitaire de la zone d'étude

Adduction	Tronçon	Q (m ³ /s)	L (m)	Hg (m)	Dmin (m)	Dmax (m)
Gravitaire	RT-RP	0,0019	381,06	62,09	0,041	0,070
	RT-R1	0,0062	886,13	110,09	0,072	0,125
	R1-R2	0,0040	473,25	108,97	0,058	0,101

III.9.1. Tronçon RT 500 m³ - RP 200 m³

On choisit le PEHD comme matériau et les diamètres normalisés sont : 50, 63 et 75 mm avec une pression nominale de 16 Bars (PN16).

Généralement pour les conduites gravitaires, de préférence la vitesse de l'eau soit de l'ordre de 1 m/s, valeur considérée en pratique comme idéale.

Les résultats de calcul du tronçon RT – RP sont donnés dans le tableau (III.2) ci-après.

Tableau (III.2) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon RT – RP

Dn (m)	Dint (m)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	Hg (m)	ΔH_L (m)	ΔH_s (m)	ΔH_t (m)
0,050	0,0408	1,48	60384	381,06	0,0145512	62,09	15,173	1,517	16,69
0,063	0,0514	0,933	47956,2	381,06	0,0138782	62,09	4,565	0,457	5,022
0,075	0,0614	0,654	40155,6	381,06	0,0133915	62,09	1,812	0,181	1,993

D'après le tableau (III.2) ci-dessus, et pour que l'eau arrive au réservoir RP, il faut que $\Delta H_t \leq H_g$, condition vérifiée pour le diamètre de 63 mm. Ainsi, le diamètre choisi est 63 mm avec une perte de charge $\Delta H_t = 5,022$ m et une vitesse idéale de 0,933 m/s.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le diamètre de 63 mm, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

- **Calcul des pertes de charge créées par la vanne ΔH_v**

$$\Delta H_v = 62,09 - 5,022 = 57,07 \text{ m}$$

- **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ**

$$\xi = \Delta H_v \times (2 \times g) / v^2 = 57,07 \times (2 \times 9,81) / 0,933 = 1286,27$$

- **Calcul de l'angle de la vanne θ**

Le type de vanne sera une vanne à papillon, d'où l'angle d'ouverture de cette dernière sera déterminé à partir de l'abaque donné dans l'Annexe (3).

Pour $\xi = 1286,27$, l'angle d'ouverture de la vanne papillon θ sera de 77° .

III.9.2. Tronçon RT 500 m³ - R1 100 m³

On choisit le PEHD comme matériau et les diamètres normalisés sont : 75, 90, 110 et 125 mm avec une pression nominale de 16 Bars (PN16).

Les résultats de calcul du tronçon RT – R1 sont donnés dans le tableau (III.3) ci-après.

Tableau (III.3) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon RT – R1

Dn (m)	D_{int} (m)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	H_g(m)	ΔH_L (m)	ΔH_s (m)	ΔH_t (m)
0,075	0,0614	2,088	128203,2	886,13	0,0133915	110,09	42,946	4,295	47,240
0,090	0,0736	1,453	106940,8	886,13	0,0129212	110,09	16,740	1,674	18,414
0,110	0,09	0,972	87480	886,13	0,0124276	110,09	5,892	0,589	6,481
0,125	0,1022	0,754	77058,8	886,13	0,0121301	110,09	3,048	0,305	3,352

D'après le tableau (III.3) ci-dessus, et pour que l'eau arrive au réservoir R1, il faut que $\Delta H_t \leq H_g$, condition vérifiée pour le diamètre de 110 mm. Ainsi, le diamètre choisi est 110 mm avec une perte de charge $\Delta H_t = 6,481$ m et une vitesse idéale de 0,972 m/s.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le diamètre de 110 mm, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

- **Calcul des pertes de charge créées par la vanne ΔH_v**

$$\Delta H_v = 110,09 - 6,481 = 103,61 \text{ m}$$

- **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ**

$$\xi = \Delta H_v \times (2 \times g) / v^2 = 103,61 \times (2 \times 9,81) / 0,972 = 962,86$$

- **Calcul de l'angle de la vanne θ**

Le type de vanne sera une vanne à papillon, d'où l'angle d'ouverture de cette dernière sera déterminé à partir de l'abaque donné dans l'Annexe (3).

Pour $\xi = 962,86$, l'angle d'ouverture de la vanne papillon θ sera de 73° .

III.9.3. Tronçon R1 100 m³ – R2 150 m³

On choisit le PEHD comme matériau et les diamètres normalisés sont : 63, 75, 90 et 110 mm avec une pression nominale de 16 Bars (PN16).

Les résultats de calcul du tronçon R1 – R2 sont donnés dans le tableau (III.4) ci-après.

Tableau (III.4) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon R1 – R2

Dn (m)	Dint (m)	V (m/s)	Re	L(m)	λ	Hg (m)	ΔH_L (m)	ΔH_S (m)	ΔH_t (m)
0,063	0,0514	1,918	98585,2	473,25	0,013878	108,97	23,959	2,396	26,354
0,075	0,0614	1,344	82518,61	473,25	0,013392	108,97	9,502	0,950	10,452
0,090	0,0736	0,935	68840,25	473,25	0,012921	108,97	3,705	0,370	4,075
0,110	0,09	0,626	56296,03	473,25	0,012428	108,97	1,303	0,130	1,434

D'après le tableau (III.4) ci-dessus, et pour que l'eau arrive au réservoir R2, il faut que $\Delta H_t \leq H_g$, condition vérifiée pour le diamètre de 90 mm. Ainsi, le diamètre choisi est 90 mm avec une perte de charge $\Delta H_t = 4,075$ m et une vitesse idéale de 0,935 m/s.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le diamètre de 90 mm, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

- **Calcul des pertes de charge créées par la vanne ΔH_v**

$$\Delta H_v = 108,97 - 4,075 = 104,9 \text{ m}$$

- **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ**

$$\xi = \Delta H_v \times (2 \times g) / v^2 = 104,9 \times (2 \times 9,81) / 0,935^2 = 2352,47$$

- **Calcul de l'angle de la vanne θ**

Le type de vanne sera une vanne à papillon, d'où l'angle d'ouverture de cette dernière sera déterminé à partir de l'abaque donné dans l'Annexe (3).

Pour $\xi = 2352,47$, l'angle d'ouverture de la vanne papillon θ sera de 80° .

III.10. Dimensionnement de l'adduction par refoulement

Les résultats du calcul des diamètres pour le tronçon de l'adduction par refoulement (STP-R2) de la zone d'étude sont donnés dans le tableau (III.5) ci-après.

Tableau (III.5) : Tableau récapitulatif du tronçon de l'adduction par refoulement de la zone d'étude

Adduction	Tronçon	Q (m ³ /s)	L (m)	Hg (m)	Dmin (m)	Dmax (m)
Refoulement	STP-R2	0,0021	512,29	143,16	0,046	0,068

III.10.1. Tronçon STP 150 m³ – R2 150 m³

Tenant compte de la hauteur géométrique de ce tronçon, on choisit le PEHD comme matériau et les diamètres normalisés sont : 50, 63 et 75 mm avec une pression nominale de 20 Bars (PN20).

Les résultats du calcul de la Hmt du tronçon STP – R2 sont donnés dans le tableau (III.6) ci-après.

Tableau (III.6) : Calcul de la Hmt du tronçon STP – R2

Dn (m)	Dint (m)	Vitesse (m/s)	Re	L(m)	λ	Hg (m)	ΔH_L (m)	ΔH_s (m)	ΔH_t (m)	Hmt (m)
0,050	0,0388	1,763	68400,2	512,29	0,014704	143,16	30,75	3,075	33,82	176,98
0,063	0,0488	1,114	54383,8	512,29	0,014025	143,16	9,32	0,932	10,25	153,412
0,075	0,0582	0,784	45600,1	512,29	0,013535	143,16	3,73	0,373	4,10	147,261

- **Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement**

Les frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon STP – R2 sont donnés dans le tableau (III.7) ci-dessous.

Tableau (III.7) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement (STP-R2)

Dn (m)	Pa (kw)	E (kwh)	Pe (DA/kwh)	Fexp (DA)	L (m)	Pr (DA/ml)	À	Famo (DA)
0,05	4,82291	7041,4481	4,67	32883,563	512,29	250	0,0888	11372,84
0,063	4,18047	6103,4912	4,67	28503,304	512,29	400	0,0888	18196,5
0,075	4,01285	5858,7609	4,67	27360,413	512,29	560	0,0888	25475,16

- **Calcul du bilan**

Les résultats du bilan du tronçon STP – R2 sont donnés dans le tableau (III.8) ci-dessous.

Tableau (III.8) : Calcul du bilan (STP-R2)

Dn (m)	Fexp (DA)	Famo (DA)	Bilan (DA)
0,05	32883,563	11372,84	44256,40
0,063	28503,304	18196,541	46699,845
0,075	27360,413	25475,157	52835,571

Tenant compte des résultats du tableau (III.8), le diamètre économique est 63 mm avec une vitesse acceptable de 1,114 m/s et un bilan minimal de 46699,845 DA.

En récapitulation, les diamètres calculés et le type de matériau choisi pour les différents tronçons de l'adduction étudiée, sont regroupés dans le tableau (III.9) ci-après.

Tableau (III.9) : Les diamètres calculés, la pression nominale et le matériau choisi pour chaque conduite de l'adduction étudiée

Type d'adduction	Tronçon	Diamètre (mm)	Pression nominale (bar)	Matériau
Gravitaire	RT 500 m ³ – RP 200 m ³	63	16	PEHD
	RT 500 m ³ – R1 100 m ³	110	16	PEHD
	R1 100 m ³ – R2 150 m ³	90	16	PEHD
Refoulement	STP 150 m ³ – R2 150 m ³	63	20	PEHD

Le schéma général de l'adduction étudiée, avec ses caractéristiques, est donné dans la figure (III.1) ci-après.

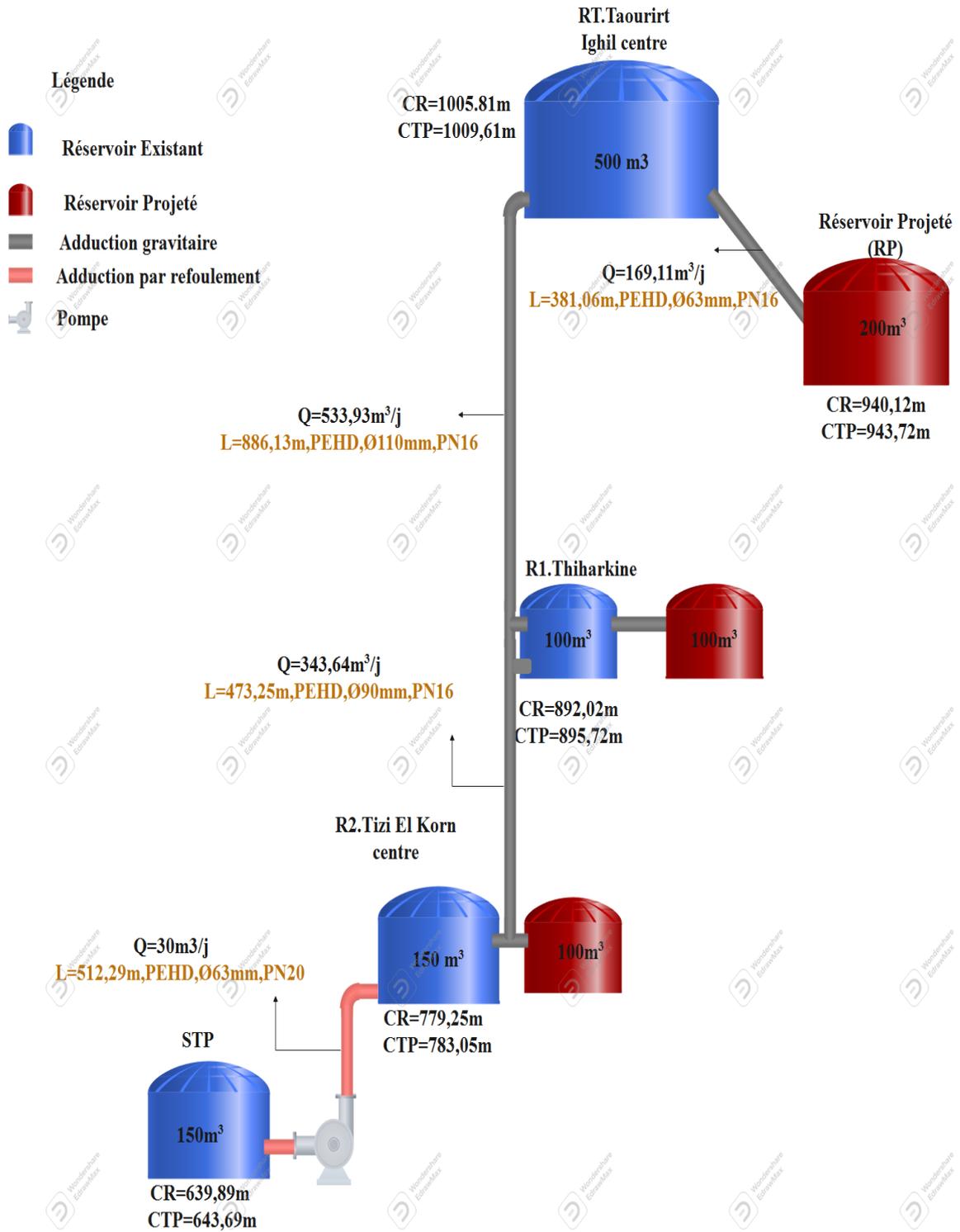


Figure (III.1) : Schéma général de l'adduction de la zone d'étude

III.11. Conclusion

Le dimensionnement des conduites d'adduction a été fait sur la base des besoins maximums en eau de la population. Le choix définitif des diamètres économiques a été fait sur la base d'une étude technico-économique pour assurer une vitesse et une perte de charge acceptable avec un bilan moins coûteux, pour les conduites en refoulement. Par ailleurs, pour les conduites gravitaires, la détermination des diamètres a été faite en respectant les conditions techniques. Le matériau choisi est le PEHD. Les pressions nominales sont de 16 bars pour les conduites en PEHD de l'adduction gravitaire, et de 20 bars pour les conduites en PEHD de l'adduction par refoulement. Les diamètres obtenus après dimensionnement varient de 50 mm jusqu'à 125 mm. Ainsi, il est nécessaire à présent de choisir une pompe qui doit répondre aux conditions d'exploitation désirées et de vérifier le phénomène de coup de bélier.

Chapitre IV

Pompes et coup de bélier

IV.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous spécifions le choix et les caractéristiques hydrauliques de la pompe à l'aide du catalogue numérique CAPRARI afin d'aboutir à une sélection optimale adaptée à l'usage dans le présent projet, et qui permettra d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau de la station de reprise. Par la suite, on va prévoir la protection des installations, si nécessaire, en analysant le phénomène du coup de bélier qui peut apparaître sur la chaîne d'adduction.

IV.2. Les pompes

Du point de vue physique, le fonctionnement d'une pompe consiste à transformer l'énergie mécanique de son moteur d'entraînement en énergie hydraulique. Autrement dit, elle transmet au courant liquide qui la traverse une certaine puissance.

IV.2.1. Choix de la pompe

Le choix du type de pompe à installer se fait de façon à [6] :

- assurer le débit de refoulement et la hauteur manométrique totale ;
- assurer un rendement maximum ;
- avoir une vitesse de rotation importante ;
- vérifier la condition de non-cavitation.

Pour la station de reprise de la zone d'étude, notre choix se portera sur une pompe centrifuge à axe horizontal multicellulaire. Pour cela, on utilisera le catalogue numérique CAPRARI. En plus de ses avantages techniques et mécaniques, ce type de pompe permet le refoulement d'un débit important à une hauteur considérable, avec une vitesse de rotation variable.

IV.2.2. Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

Les courbes principales qui caractérisent une pompe et qui expriment ses performances sont, pour une vitesse de rotation donnée, au nombre de trois comme le montre la figure (IV.1) ci-dessous [6].

IV.2.2.1. La courbe hauteur-débit ($H=f(Q)$)

Elle définit les variations des différentes hauteurs de relèvement en fonction du débit. Le point d'intersection de la courbe $H=f(Q)$ avec l'axe des ordonnées s'appelle le point de barbotage ou point à vanne fermée.

IV.2.2.2. La courbe rendement-débit ($\eta=f(Q)$)

Elle définit les valeurs du rendement en fonction du débit, cette courbe présente un maximum pour une certaine valeur du débit.

IV.2.2.3. La courbe des puissances absorbées-débit ($P_a=f(Q)$)

Elle définit la variation des puissances absorbées en fonction des débits.

Ci-dessous, la figure (IV.1) représente les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.

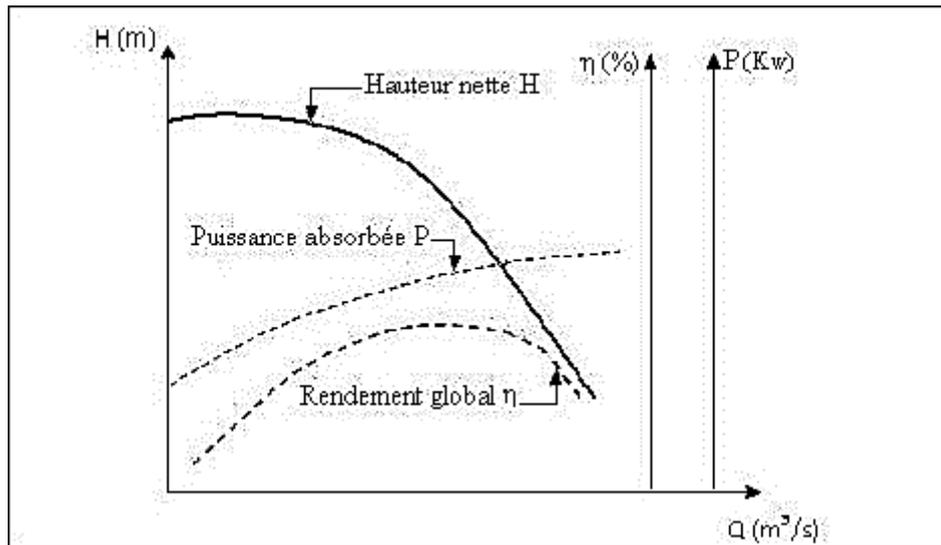


Figure (IV.1) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

IV.2.3. Courbe Caractéristique d'une conduite

Elle est appelée parfois courbe caractéristique du réseau, $H_c=f(Q)$.

IV.2.4. Point de fonctionnement

Il est défini comme étant le point d'intersection de la courbe $H_p=f(Q_p)$ avec la courbe caractéristique de la conduite $H_c=f(Q)$. La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone de non-cavitation. Ce point doit aussi être situé au droit du rendement maximum de la pompe appelé point nominal, comme le montre la figure (IV.2) ci-après.

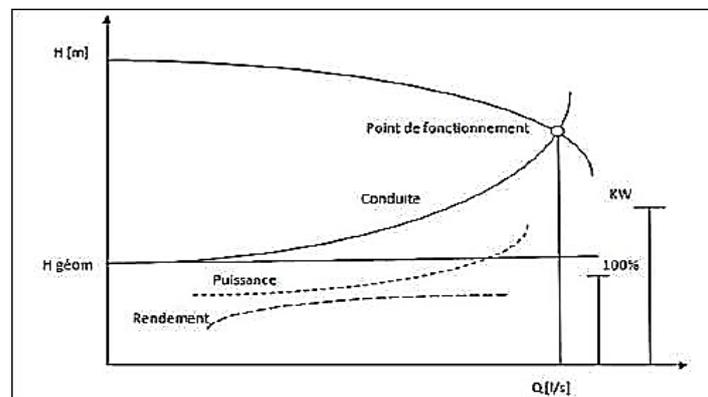


Figure (IV.2) : Point de fonctionnement d'une pompe

En particulier, dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, on sera dans l'obligation d'apporter quelques modifications afin d'adapter la pompe aux conditions de travail désirées [6].

Le point de fonctionnement peut être obtenu par la modification de l'un des paramètres de fonctionnement de la pompe, d'où l'intérêt pratique des lois de similitudes, à savoir :

IV.2.4.1. Première variante : Modification du temps de pompage

Le point de fonctionnement étant à droite de P. Le débit relevé Q_1 sera plus important que Q . Pour cela il faut diminuer le temps de pompage tout en conservant le volume d'eau constant, comme il est illustré dans la figure (IV.3).

Le volume d'eau entrant dans le réservoir pendant un temps $t_p=4$ heures est de :

$$V_e=4 \times Q \quad (IV.1)$$

Ce même volume V_e sera obtenu par refoulement d'un débit Q_1 pendant un temps t'_p . Donc, on peut écrire :

$$t'_p \times Q_1 = t_p \times Q \quad (IV.2)$$

D'où :

$$t'_p = t_p * Q / Q_1 \quad (IV.3)$$

➤ la puissance absorbée par la pompe

La puissance absorbée par la pompe est calculée selon la formule ci-après :

$$P'a = (g * Q_1 * H_1) / \eta \quad (IV.4)$$

Avec :

- **P'a** : Puissance absorbée par la pompe (kw) ;
- **t_p** : Temps de pompage (h) ;
- **t'_p** : Nouveau temps de pompage (h) ;
- **Q** : Débit désiré (m³/s) ;
- **Q₁** : Débit correspondant au point de fonctionnement (m³/s) ;
- **H₁** : Hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (m) ;
- **η** : Rendement correspondant au point P₁ (H₁, Q₁).

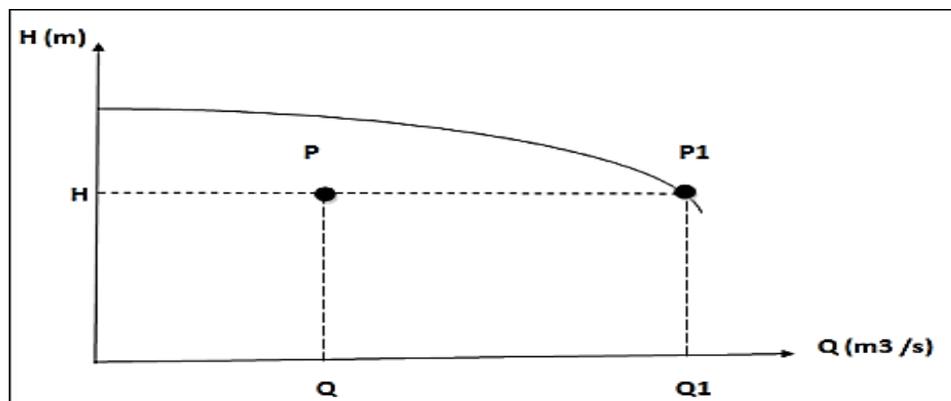


Figure (IV.3) : Recherche du point de fonctionnement désiré par réduction du temps de pompage

IV.2.4.2. Deuxième variante : Régulation par étouffement (le vannage)

La régulation par étouffement ou bien le vannage consiste à vanner au refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q désiré. La figure (IV.4) illustre cette méthode [6].

➤ Puissance absorbée par la pompe

La puissance absorbée est calculée selon la formule suivante :

$$P'a = (g \cdot Q \cdot H') / \eta \quad (\text{kw}) \quad (\text{IV.5})$$

Avec :

$$H' = H + h \quad (\text{IV.6})$$

D'où :

- h : Perte de charge engendrée par le vannage (m) ;
- H' : La distance séparée entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe ;
- H : Hauteur manométrique au point désiré (m) ;
- η : Rendement correspondant au point P (Q, H).

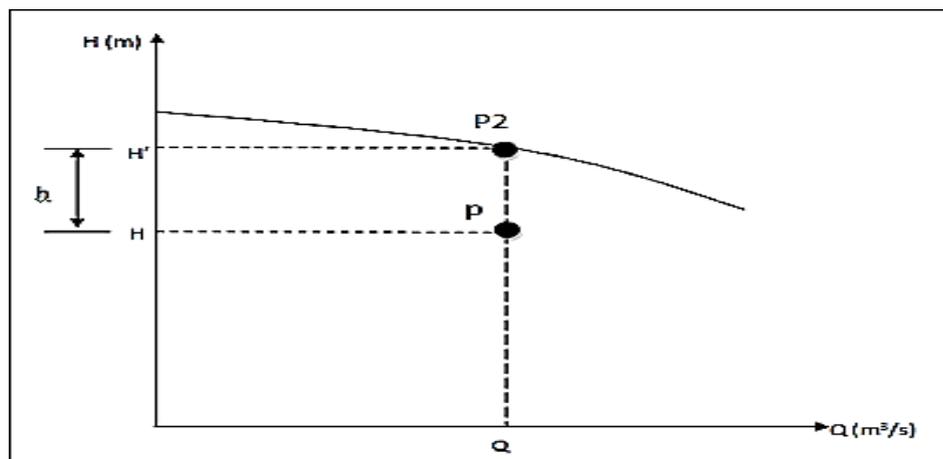


Figure (IV.4) : Recherche du point de fonctionnement désiré par vannage

IV.2.4.3. Troisième variante : Rognage de la roue

Le rognage intervient par la réduction du diamètre extérieur de la roue, ce qui entraîne une diminution de la hauteur d'élévation pour une même vitesse de rotation. A cet effet, on trace une droite passant par l'origine et le point P. Celle-ci coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P3 (Q3, H3) qui est le point homologue de P avant le rognage comme le montre la figure (IV.5) ci-après. On aura alors [6] :

$$m' = \sqrt{\frac{Q}{Q_3}} = \sqrt{\left(\frac{H}{H_3}\right)} \quad (\text{IV.7})$$

➤ **Le pourcentage de rognage (r)**

Le pourcentage de rognage r est :

$$r = 1 - m' \text{ (\%)} \quad (\text{IV.8})$$

Avec :

- **m'**: Coefficient de rognage.

➤ **La puissance absorbée par la pompe**

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P'a = (g * Q * H) / \eta \quad (\text{IV.9})$$

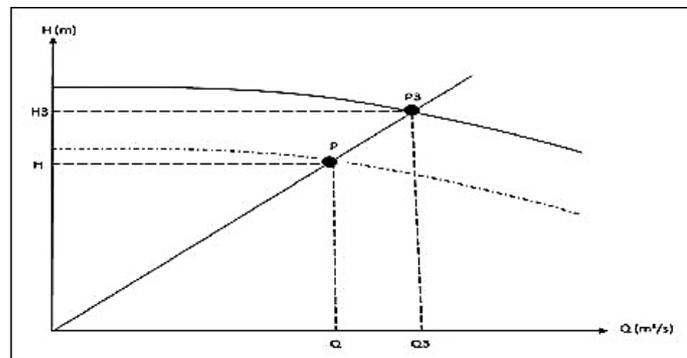


Figure (IV.5) : Recherche du point de fonctionnement désiré par rognage

IV.2.4.4. Quatrième variante : Variation de la vitesse de rotation

La modification de la vitesse de rotation entraîne la variation du débit ainsi que la puissance absorbée. À cet effet, on cherche une vitesse N' , pour cela on trace la courbe iso-rendement ($H_i = a \times Q_i^2$) passant par l'origine et par le point désiré P et coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P4 (Q_4, H_4), comme il est montré dans la figure (IV.6) ci-après [6].

➤ **La nouvelle vitesse de rotation**

La nouvelle vitesse de rotation est calculée par la formule suivante :

$$N' = N * (Q/Q_4) \text{ (tr/min)} \quad (\text{IV.10})$$

➤ **La puissance absorbée par la pompe**

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P'a = (g * Q_4 * H_4) / \eta \quad (\text{IV.11})$$

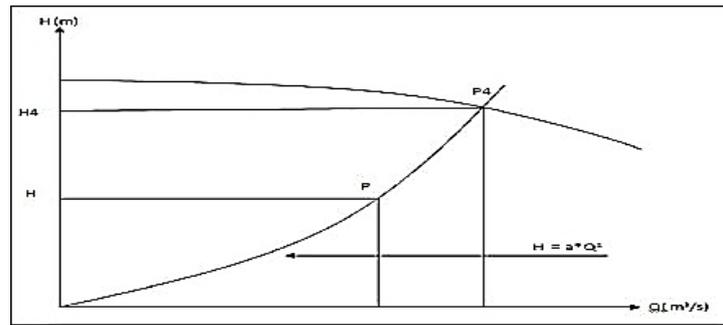


Figure (IV.6) : Recherche du point de fonctionnement désiré par la variation de la vitesse de rotation

IV.2.5. Etude de la 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. Des bulles d'air se forment provoquant d'importantes perturbations dans les zones de pression les plus élevées. La cavitation est reconnaissable à un bruit de cailloux brassés ou à des crépitements. Elle s'accompagne de vibrations, d'érosion des aubages et se traduit par une chute brutale des courbes caractéristiques [6].

Pour qu'une pompe fonctionne normalement et sans cavitation, on doit assurer une certaine pression dite charge nette minimale disponible à l'aspiration (NPSH)_d, donnée par l'utilisateur, et qui sera supérieure à la charge nette minimale requise à l'aspiration (NPSH)_r, donnée par le constructeur. Autrement dit, il faut vérifier la condition suivante [6] :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r \quad (IV.12)$$

IV.2.5.1. NPSH requis (NPSH)_r

C'est la hauteur minimale de liquide, supposée à sa température d'ébullition, nécessaire au-dessus de l'aspiration pour empêcher la cavitation. Il dépend de [6] :

- Type de la pompe ;
- Point de fonctionnement.

Il est donné par le fabricant sous la forme d'une courbe donnant le NPSH requis (en mètre de liquide) en fonction du débit.

IV.2.5.2. NPSH disponible (NPSH)_d

C'est simplement une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression dans la pompe [6].

➤ Pour une alimentation en charge

Le (NPSH)_d est donné par la formule ci-après.

$$(NPSH)_d = P_0 / (g * \rho) + H_a - (J_{asp} + T_v) \quad (IV.13)$$

Avec :

$$P_o/(g \cdot \rho) = P_{atm} - 0,0012 \cdot Z \quad (IV.14)$$

D'où :

$$(NPSH)_d = 10,33 - 0,0012 \cdot Z + H_a - J_{asp} - T_v \quad (IV.15)$$

Ci-dessous, la figure (IV.7) illustre le schéma de l'installation d'une pompe en charge.

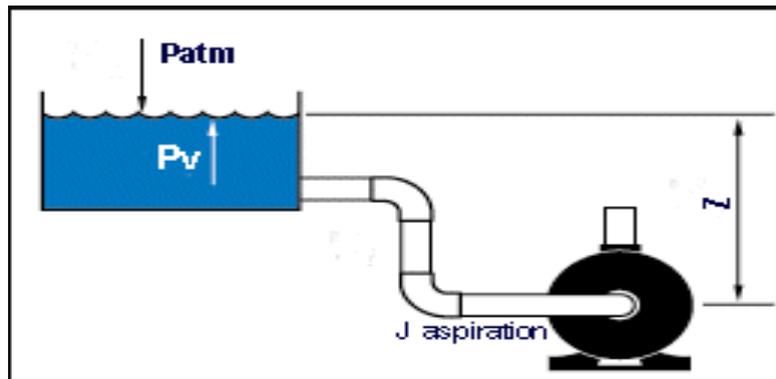


Figure (IV.7) : Schéma de l'installation d'une pompe en charge

➤ **Pour une alimentation en dépression**

Le $(NPSH)_d$ est donné par la formule ci-dessous.

$$(NPSH)_d = P_o/(g \cdot \rho) - H_a - (J_{asp} + T_v) \quad (IV.16)$$

Avec :

- **H_a** : Hauteur d'aspiration (m) ;
- **J_{asp}** : Perte de charge à l'aspiration (m) ;
- **$P_o/(g \cdot \rho)$** : Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration (m) ;
- **P_{atm}** : Pression atmosphérique au niveau de la mer, qui est de 10,33 m ;
- **Z** : Altitude du plan d'aspiration (m) ;
- **T_v** : Pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.

La figure (IV.8) ci-dessous illustre le schéma de l'installation d'une pompe en dépression.

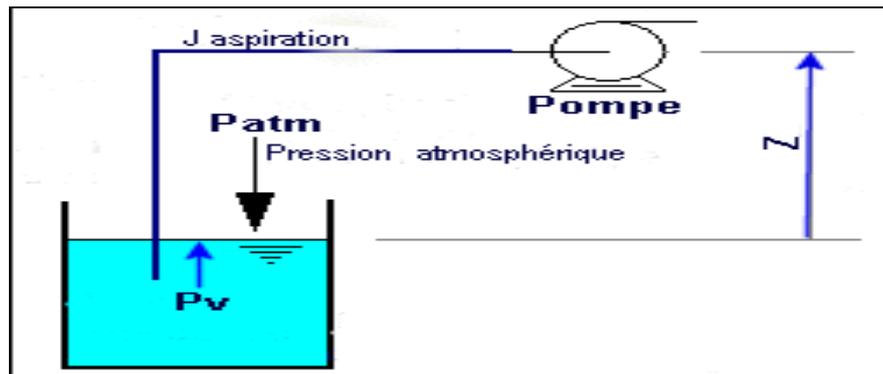


Figure (IV.8) : Schéma de l'installation d'une pompe en dépression

Les valeurs de la tension de vapeur en fonction de la température sont données dans le tableau (IV.1). Dans la présente étude on prend : $T^\circ=20^\circ\text{C}$ [11].

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

$T^\circ(\text{C})$	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
$T_v(\text{m})$	0,06	0,083	0,125	0,24	0,43	0,75	1,26	2,03	4,1	4,8	10,3

Remarque : $J_{asp} = 0$, puisque les pertes de charge dans la conduite d'aspiration sont négligeables.

IV.2.6. Choix du type de pompe

Le choix de la pompe s'effectue en choisissant celle dont les caractéristiques se rapprochent le plus possible des données à respecter (débit, Hmt).

IV.2.6.1. Pompe de la station de reprise Al-Insser (STP)

a. Caractéristiques de la conduite

- $Q = 0,0021 \text{ m}^3/\text{s} = 2,1 \text{ l/s}$
- $H_g = 143,16 \text{ m}$
- $\Delta H_t = 10,252 \text{ m}$
- $H_{mt} = 153,412 \text{ m}$
- $L = 512,29 \text{ m}$
- $CTP \text{ (STP)} = 643,69 \text{ m}$

b. Caractéristiques de la pompe

D'après le catalogue numérique CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type HMU40-1/ 8E (Annexe (4)).

c. Données techniques / Caractéristiques

- $Q_1 = 2,87$ l/s
- $H_1 = 162$ m
- $Pa_1 = 7,54$ Kw
- $(NPSH)_r = 2,58$ m
- $N = 3000$ tr/min
- $\eta = 60,6$ %

- Le point de fonctionnement : P1 ($Q_1 = 2,87$ l/s, $H_1 = 162$ m)
- Le point désiré : P ($Q = 2,1$ l/s, $H = 153,412$ m)

Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de pompage (STP) sont représentées dans la figure (IV.9) ci-après.

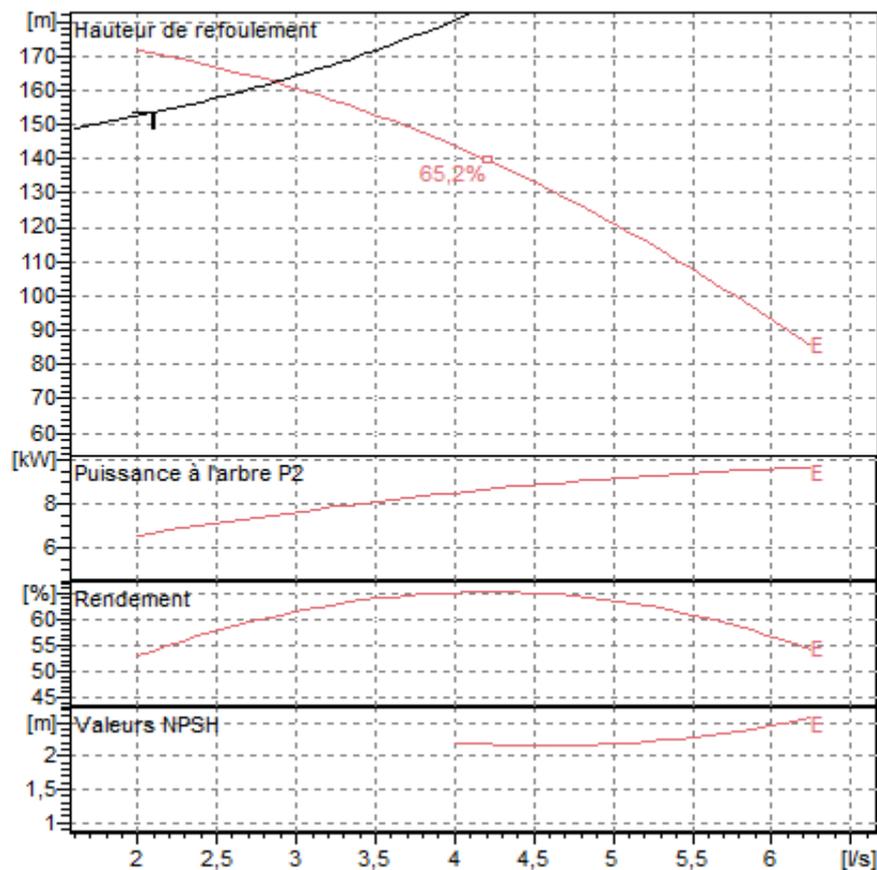


Figure (IV.9) : Courbes caractéristiques de la pompe de la station de pompage (STP)

D'après la figure (IV.9) ci-dessus, on remarque que le point de fonctionnement ($Q_1 = 2,87$ l/s, $H_1 = 162$ m) ne coïncide pas avec le point désiré ($Q = 2,1$ l/s, $H = 153,412$ m), donc cette pompe nécessite des modifications.

- **Réalisation du point de fonctionnement**

➤ *Courbe caractéristique de la pompe*

On a :

$$H_p = a \times Q_p^2 + b \quad (IV.17)$$

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

a) $H_1 = 162 \text{ m}$ $Q_1 = 2,87 \text{ l/s}$

b) $H_1 = 172 \text{ m}$ $Q_1 = 2 \text{ l/s}$

On remplace les coordonnées des points dans l'équation et on va avoir le système d'équations suivant :

- $162 = a \times (2,87)^2 + b$

- $172 = a \times (2)^2 + b$

Donc, l'équation de la courbe caractéristique de la pompe sera comme suit :

$$H_p = - 2,36 \times Q_p^2 + 181,44$$

Pour la réalisation du point désiré, on fait appel soit à :

a. Réduction ou augmentation du temps de pompage

Le nouveau temps de pompage (t'_p) sera :

$$t'_p = t_p \times Q/Q_1 = 4 \times 2,1/2,87 = 2,93 \text{ h}$$

C'est-à-dire :

$$t'_p = 2 \text{ h } 56 \text{ min}$$

Donc :

$$P'_a = g \times Q_1 \times H_1 / \eta = 9,81 \times 2,87 \times 162 / 0,606 = 7,527 \text{ kw}$$

b. Régulation par étouffement (le vannage)

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

$$h = H' - H = 162 - 153,412 = 8,59 \text{ m}$$

La puissance absorbée sera :

$$P'_a = g \cdot H \cdot Q / \eta = 9,81 \cdot 162 \cdot 2,1 / 0,606 = 5,507 \text{ kw}$$

c. 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. Variation de la vitesse de rotation

L'équation de la courbe d'iso-rendement s'écrit :

$$H_i = \frac{H}{Q^2} \times (Q_i)^2 = \frac{153,412}{4,41} \times Q_i^2 = 34,79 \times Q_i^2$$

La courbe iso-rendement coupe celle de la pompe au point P4 (Q4=2,85 l/s, H4= 162 m).

La nouvelle vitesse de rotation de la pompe s'écrit comme suit :

$$N' = N_1 \times Q / Q_4 = 2950 \times 2,1 / 2,85 = 2173,7 \text{ tr/min}$$

La puissance absorbée est :

$$P'_a = g \times H_4 \times Q_4 / \eta = 9,81 \times 162 \times 2,85 / 0,606 = 7,474 \text{ kw}$$

Après comparaison des nouvelles puissances absorbées, on opte pour la deuxième variante qui consiste à la régulation par étouffement (le vannage), car elle donne la plus petite puissance absorbée ($P'_a = 7,474 \text{ Kw}$) de toutes les variantes étudiées. C'est la solution la plus économique.

- Vérification de la cavitation de la pompe choisie

- CTP (STP) = 643,69 m
- Cp = 641,40 m
- Ha = CTP - Cp = 643,69 - 641,40 = 2,29 m
- NPSHr = 2,58 m

Ha > 0, donc la pompe est en charge.

En appliquant la relation (IV.15), on aura :

$$(NPSH)_d = 10,33 - 0,0012 \times [CTP(STP)] + 2,29 - 0,24$$

D'où :

$$(NPSH)_d = 11,61 \text{ m}$$

Remarque : (NPSH)_d > (NPSH)_r , donc cette pompe est correctement installée contre le phénomène de cavitation.

IV.3. Protection contre le coup de bélier

Le coup de bélier résulte d'un écoulement non permanent qui apparaît dans une conduite lorsqu'on provoque une variation importante et souvent rapide du débit à l'extrémité aval de celle-ci. C'est-à-dire que chaque tranche d'eau de la conduite subit des variations brusques de pression et de vitesse à des instants différents (propagation par onde) ; le coup de bélier est donc un phénomène "oscillatoire" [14].

IV.3.1. Causes du coup de bélier

Les principales causes sont [14] :

- fermeture instantanée (trop rapide) d'un robinet vanne placée au bout d'une conduite d'adduction ;
- arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou de plusieurs groupes de pompes, alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir ;
- démarrage d'un groupe d'électropompes à vanne ouverte ;
- démarrage ou arrêt d'une pompe débitant dans une conduite déjà alimentée.

IV.3.2. Conséquences du coup de bélier

Les principales conséquences sont [6] :

- émission de bruit ;
- usure rapide des différents matériels, voire quelques fois leur détérioration brutale ;
- détérioration des joints par suite aux fuites au niveau des raccords ;
- éclatement de la conduite dû à la surpression ;
- écrasement dû à la dépression.

IV.3.3. Moyens de protection des installations

Il n'est pas possible de supprimer totalement les effets du coup de bélier, mais il convient de rechercher leur limitation à une valeur compatible avec la résistance des installations [6].

Les appareils anti-bélier devront donc avoir pour effet :

- de limiter la dépression ;
- de limiter la surpression.

Les conduites de refoulement doivent toujours être examinées du point de vue protection contre les coups de bélier. Il en sera de même pour les conduites d'adduction gravitaire dont le débit se trouve réglé à l'aval par un robinet dont les caractéristiques de fermeture sont connues.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants [14] :

- le volant d'inertie ;
- les soupapes de décharge ;
- les ventouses (les reniflards) ;
- les réservoirs d'air ;
- les cheminées d'équilibre.

IV.3.4. Définition des pressions

En hydraulique, la notion de pression est largement utilisée, mais elle est complexe, car elle comprend plusieurs définitions selon les normes, les règles, l'art ou les régimes d'écoulement auxquelles on se réfère. Ainsi, on distingue [11] :

IV.3.4.1. Pression nominale

La Pression Nominale (PN) est la pression qui sert souvent dans le dimensionnement d'une canalisation en PVC ou en PEHD. Cette valeur est exprimée en bar (pour l'élément de canalisation ou de robinetterie), elle est définie comme étant la pression pour laquelle l'équipement est capable de supporter une pression sans défaillance et avec une sécurité convenable pendant un temps à une température donnée. Cette pression varie dans le temps et selon la température.

IV.3.4.2. Pression maximale admissible

Selon la norme NF EN 805, qui a pour objectif de déterminer les caractéristiques du réseau et de se conformer aux normes et niveaux de services définis pour l'ensemble des conduites d'exploitation, en tenant compte des aspects économiques [15], la Pression Maximale Admissible (PMA) est la pression, y compris le coup de bélier, à laquelle un composant est capable de résister lorsqu'il y est soumis de façon intermittente en service.

IV.3.5. Etude du coup de bélier

Cette étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service.

IV.3.5.1. Valeurs numériques du coup de bélier

La célérité de l'onde (a) est donnée par la formule d'ALLIEVI suivante [6] :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{(48,3 + \frac{Kc \cdot D_{int}}{e})}} \quad (IV.18)$$

Avec :

- a : Célérité de l'onde (m/s) ;
- D_{int} : Diamètre intérieur de la conduite (m) ;
- Kc : Coefficient dépendant de la nature de la conduite ($Kc=83$ pour le PEHD) ;
- e : Épaisseur de la conduite (m).

Pour la valeur maximale du coup de bélier, on distingue deux cas :

a. Cas d'une fermeture brusque

Une fermeture brusque est caractérisée par un temps de fermeture (T_f), tel que :

$$T_f < \frac{2 \cdot L}{a} \quad (IV.19)$$

La valeur maximale du coup de bélier est donnée par :

$$B = a \cdot V_0 / g \quad (IV.20)$$

D'où :

- **B** : Valeur du coup de bélier (m) ;
- **V0** : Vitesse de l'eau dans la conduite en régime permanent initial (m/s) ;

➤ **La valeur maximale de la pression-surpression**

$$H_s = H_0 + B \quad (IV.21)$$

➤ **La valeur minimale de la pression-dépression**

$$H_d = H_0 - B \quad (IV.22)$$

Avec :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (IV.23)$$

D'où :

- **H0** : La pression absolue de la conduite ;
- **Hg** : La hauteur géométrique de refoulement ;
- **10** : La pression atmosphérique.

b. Cas d'une fermeture lente

Une fermeture lente est caractérisée par un temps (Tf), tel que :

$$T_f > \frac{2 \cdot L}{a} \quad (IV.24)$$

La valeur maximale du coup de bélier sera calculée par la formule de MICHAUD [6] :

$$B = 2 \cdot L \cdot V_0 / (g \cdot T_f) \quad (IV.25)$$

Avec :

- **L** : Longueur de la conduite (m) ;
- **Tf** : Temps de fermeture de la vanne (s).

Remarque : la valeur maximale du coup de bélier lors d'une fermeture lente est moins importante que celle de la fermeture brusque. Donc dans la présente étude on considérera le cas le plus défavorable, c'est-à-dire la fermeture brusque.

IV.3.6. Calcul de la valeur du coup de bélier pour les différents tronçons

a. Caractéristiques des tronçons

Les caractéristiques des différents tronçons sont données dans le tableau (IV.2) ci-après.

Tableau (IV.2) : Caractéristiques des tronçons (gravitaire et refoulement) de la zone d'étude

Adduction	Tronçon	Dext (mm)	e (mm)	V (m/s)	L (m)
Gravitaire	RT-RP	63	5,8	0,933	381,06
	RT-R1	110	10	0,972	886,13
	R1-R2	90	8,2	0,935	473,25
Refoulement	STP-R2	63	7,1	1,114	512,29

Les valeurs du coup de bélier pour chaque tronçon sont représentées dans le tableau (IV.3) ci-dessous.

Tableau (IV.3) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier (gravitaire et refoulement)

Tronçon	Hg (m)	H0 (m)	a (m/s)	B (m)	Hs (m)	Hd (m)	PNS (bar)	matériau
RT-RP	62,09	72,09	353,605	33,630	105,72	38,46	16	PEHD
RT-R1	110,09	120,09	351,051	34,783	154,87	85,31	16	PEHD
R1-R2	108,97	118,97	351,498	33,513	152,48	85,46	16	PEHD
STP-R2	143,16	153,16	397,986	45,211	198,37	107,95	20	PEHD

b. Interpellation des résultats

D'après le tableau (IV.3) ci-dessus, la valeur de la surpression pour le tronçon en adduction par refoulement (PEHD DN 63 mm) ne dépasse pas la pression nominale (PN20). La valeur de la dépression est positive, ce qui n'entraîne aucun risque du point de vue coup de bélier pour ce tronçon.

Pour les trois tronçons en adduction gravitaire, à savoir RT-RP et RT-R1 et R1-R2, les dépressions ont des valeurs positives acceptables et ne présentent aucun risque pour les conduites. De même pour les valeurs de la surpression qui ne dépassent pas la pression nominale. Ainsi, ces tronçons ne concourent aucun risque contre le phénomène dangereux du coup de bélier.

IV.4. Conclusion

Dans ce chapitre, l'utilisation du catalogue numérique CAPRARI nous a permis de déterminer le type de pompe à adopter pour la station de reprise. Ainsi, le choix s'est porté sur une pompe centrifuge multicellulaire à axe vertical de type HMU40-1/ 8E. Pour assurer un bon fonctionnement, nous avons apporté des modifications à cette pompe. L'analyse des différentes variantes a conduit à prendre en considération celle qui donne la plus petite puissance absorbée d'entre elles. En plus, nous avons également vérifié la condition de non-cavitation de la pompe utilisée.

D'autre part, l'étude du phénomène du coup de bélier a montré que les valeurs de dépression et de surpression pour la conduite en refoulement et les conduites gravitaires sont très acceptables et ne dépassent pas la pression nominale. Par conséquent, elles ne nécessitent pas de protection anti-bélier.

Chapitre V

Distribution

V.1. Introduction

Après avoir évalué les besoins en eau de l'agglomération, calculé le réseau d'adduction, la station de pompage et la protection des conduites contre le coup de Bélier. Il sera question de concevoir et de dimensionner le réseau de distribution qui va assurer l'alimentation en eau de la zone de Tizi El Korn centre et qui sera alimenté par le réservoir R2.

Le but de la mise en place de ce dernier est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression. Pour cela, les différents tronçons des canalisations du réseau doivent avoir des diamètres optimums et ils seront dimensionnés en conséquence.

V.2. Choix du matériau des conduites

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression supportée, de l'agressivité du sol et de l'ordre économique (coût et disponibilité sur le marché) ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes,...etc.). On a opté pour des conduites en PEHD.

V.3. Types de réseaux

Les réseaux de distribution peuvent être classés comme suit [6] :

- les réseaux ramifiés ;
- les réseaux maillés ;
- les réseaux étagés ;
- les réseaux combinés.

V.3.1. Les réseaux maillés

Pour la distribution en eau des agglomérations de moyenne et de grande importance, ils présentent une solution plus adéquate grâce à leur sécurité et leur souplesse d'utilisation. Ils sont utilisés en général dans les zones urbaines, et tendent à se généraliser dans les agglomérations rurales sous forme associée aux réseaux ramifiés (limitation de nombres de mailles en conservant certaines ramifications). Les réseaux maillés sont constitués principalement d'une série de canalisation disposée de telle manière qu'il soit possible de décrire des boucles fermées ou maillées.

V.3.2. Les réseaux ramifiés

On les appelle ainsi grâce à leur structure arborissante fréquemment utilisés dans les petites agglomérations rurales. Leur inconvénient est que dans les conduites il n'y a qu'un seul cheminement possible, en cas d'incident sur la conduite principale, toute la partie à l'aval sera privée d'eau.

V.3.3. Les réseaux étagés

Lors de l'étude d'un projet d'alimentation d'une ville en eau potable, il arrive que cette dernière présente des différences de niveau importantes. La distribution par le réservoir donne de fortes pressions aux points bas (normes des pressions non respectées). L'installation d'un réservoir intermédiaire alimenté par le premier régularise la pression dans le réseau.

V.3.4. Le réseau combiné

Il est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillée. Ce type de réseau est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par les ramifications issues de mailles utilisées dans le centre-ville.

V.4. Conception d'un réseau

Plusieurs facteurs ont une influence sur la conception du réseau :

- l'emplacement des quartiers ;
- l'emplacement des consommateurs principaux ;
- le relief ;
- le souci est d'assurer un service souple et régulier.

V.5. Description du réseau de distribution

Dans cette étude, on a choisi de faire la distribution pour la zone de Tizi El Korn centre avec un débit maximum journalier total de $373,64 \text{ m}^3 / \text{j}$. Cette distribution se fait par le réservoir R2 dont la côte radier est de $779,25 \text{ m}$ avec une capacité de 250 m^3 . L'ossature du réseau sera ramifiée d'un linéaire de $5440,993 \text{ m}$.

Le tracé du réseau sur EPANET est illustré dans la figure (V.1) ci-après.



Figure (V.1) : Schéma d'ossature du réseau de distribution de Tizi El Korn centre

V.5. Exigences du réseau de distribution

Pour qu'un réseau soit performant, il faut que [6] :

- la pression soit supérieure à 1bar ;
- sur la totalité du réseau, la pression maximale régnante ne doit en aucun cas dépasser les 6 bars (60 mce). Ceci provoquera des désordres. À l'occasion, on peut prévoir une distribution étagée ou installer des réducteurs de pression ;
- les vitesses doivent être entre 0,5 et 1,5 m/s ;
- les diamètres doivent permettre l'écoulement des débits de pointe.

La détermination des débits dans un réseau de distribution s'effectue de la manière suivante :

- ✓ on détermine la longueur de chaque tronçon du réseau ;
- ✓ on détermine le débit spécifique ensuite les débits en route ;
- ✓ ayant les débits en route : on détermine les débits supposés concentrés aux nœuds.

V.6. Calcul hydraulique du réseau de distribution

V.6.1. Débit de pointe

Le débit de pointe correspond au débit horaire le plus élevé de la journée, c'est le débit par lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution, il est donné par la relation suivante :

$$Q_p = Q_{\max.j} \times P_g \quad (V.1)$$

Avec :

- **Q_p** : Débit de pointe (m³/h) ;
- **Q_{max.j}** : Débit maximum journalier (m³/j) ;
- **P_g** : Plus grand pourcentage horaire du régime de la variation de la consommation (%).

Le nombre d'habitants du réseau de distribution est estimé à 1127 habitants.

On a :

$$K_{\max.h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (V.2)$$

D'où :

- **β_{max}** = 1,95, après interpolation ;
- **α_{max}** = 1,3

Ce qui donne **K_{max.h}** = 2,5.

À partir du tableau des régimes de consommation (Annexe 1), l'heure de pointe est de 15h-16h avec un pourcentage de P_g = 10,40% de la consommation journalière.

D'où :

$$Q_p = 373,64 \times 0,104 = 38,86 \text{ m}^3/\text{h} = 10,81 \text{ l/s}$$

V.6.2. Débit spécifique

Il est défini comme étant le volume d'eau transitant dans un mètre de canalisation pendant une seconde, il est donné par la relation suivante :

$$Q_s = Q_p / \sum L_i \quad (V.3)$$

Avec :

- Q_s : Débit spécifique (l/s/m) ;
- Q_p : Débit de pointe (l/s) ;
- $\sum L_i$: La somme des longueurs des tronçons du réseau (m).

V.6.3. Débit de route

C'est le débit circulant à travers un tronçon et supposé être consommé d'une façon uniforme sur toute la longueur de ce dernier, il est donné par la relation suivante :

$$Q_s = Q_r * L_{ij} \quad (V.4)$$

Avec :

- Q_r : Débit de route (l/s) ;
- L_{ij} : Longueur du tronçon (i - j).

V.6.4. Débit au nœud

Les débits aux nœuds sont des débits concentrés en chaque nœud, alimentant la population répartie autour des moitiés des tronçons des conduites ayant en commun les nœuds considérés. Ils sont donnés par la relation suivante :

$$Q_n = 0,5 * \sum Q_r * \sum Q_c \quad (V.5)$$

Avec :

- Q_n : Débit au nœud (l/s) ;
- $\sum Q_r$: La somme des débits de route autour du nœud considéré (l/s) ;
- $\sum Q_c$: La somme des débits localisés au nœud considéré (l/s).

V.6.5. Calcul de la pression

La détermination de la pression de service en un nœud quelconque, est obtenue à partir de la cote piézométrique de ce nœud diminué de sa cote du terrain naturel. Elle se calcule comme suit :

$$P_{aval} = CP_{aval} - CTN_{aval} \quad (V.6)$$

Avec :

- P_{aval} : Pression au sol du nœud aval (m) ;
- CP_{aval} : Cote piézométrique du nœud aval (m) ;
- CTN_{aval} : Cote du terrain naturel du nœud aval (m).

La cote piézométrique d'un nœud se détermine par la relation suivante :

$$CP_{\text{aval}} = CP_{\text{amont}} - \Delta Ht \quad (V.7)$$

Avec :

- CP_{aval} : Côte piézométrique du nœud aval (m) ;
- CP_{amont} : Côte piézométrique du nœud amont (m) ;
- ΔHt : Pertes de charge totales (m).

V.7. Calcul des débits en route et les débits aux nœuds

Les différents résultats des débits sont représentés dans le tableau (V.1) ci-après.

Tableau (V.1) : Débit aux nœuds de la zone Tizi El Korn centre

Tronçon	L (m)	Côte N amont (m)	Côte N aval (m)	Qs (l/s)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
R2-N2	103,293	780,440	766,171	0,00198	0,205	10,81
N2-N4	12,912	766,171	764,631	0,00198	0,026	8,672
N4-N3	59,601	764,631	766,070	0,00198	0,118	0,118
N4-N6	28,000	764,631	758,498	0,00198	0,055	8,528
N6-N5	131,360	758,498	766,070	0,00198	0,26	0,26
N6-N18	21,110	758,498	756,518	0,00198	0,042	8,213
N18-N7	84,850	756,518	750,584	0,00198	0,168	7,555
N7-N8	136,736	750,584	759,080	0,00198	0,271	0,271
N7-N9	234,208	750,584	734,212	0,00198	0,464	7,116
N9-N10	137,143	734,212	741,194	0,00198	0,272	1,782
N10-N11	530,162	741,194	649,554	0,00198	1,05	1,05
N10-N12	232,468	741,194	737,535	0,00198	0,46	0,46
N9-N14	74,877	734,212	727,419	0,00198	0,148	4,87
N14-N13	754,745	727,419	668,790	0,00198	1,494	1,494
N14-N15	817,684	727,419	671,730	0,00198	1,619	3,228
N15-N16	158,838	671,730	675,796	0,00198	0,314	0,314
N15-N17	653,903	671,730	636,749	0,00198	1,295	1,295
N18-N19	77,807	756,518	750,190	0,00198	0,154	0,616
N19-N20	38,854	750,190	750,653	0,00198	0,077	0,077
N19-N21	73,880	750,190	733,730	0,00198	0,146	0,385
N21-N22	71,208	733,730	734,487	0,00198	0,141	0,141
N21-N23	49,629	733,730	728,969	0,00198	0,098	0,098
N2-N24	12,740	766,171	763,818	0,00198	0,025	1,895
N24-N25	102,253	763,818	759,938	0,00198	0,202	0,202
N24-N26	42,428	763,818	755,903	0,00198	0,084	1,668
N26-N27	15,455	755,903	753,479	0,00198	0,031	1,584

Tableau (V.1) : Débit aux nœuds de la zone Tizi El Korn centre (suite et fin)

Tronçon	L (m)	Côte N amont (m)	Côte N aval (m)	Qs (l/s)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
N27-N28	51,863	753,479	748,267	0,00198	0,103	1,035
N28-N29	201,131	748,267	717,094	0,00198	0,398	0,398
N28-N33	7,938	748,267	747,101	0,00198	0,016	0,534
N33-N34	25,389	747,101	743,272	0,00198	0,05	0,05
N33-N35	29,071	747,101	742,816	0,00198	0,058	0,468
N35-N36	24,372	742,816	740,703	0,00198	0,048	0,048
N35-N37	37,743	742,816	743,011	0,00198	0,075	0,362
N37-N38	77,889	743,011	744,463	0,00198	0,154	0,154
N37-N39	67,371	743,011	740,328	0,00198	0,133	0,133
N27-N30	108,225	753,479	748,113	0,00198	0,214	0,518
N30-N31	32,011	748,113	741,861	0,00198	0,063	0,063
N30-N32	121,847	748,113	741,095	0,00198	0,241	0,241
Total	5440,993	/	/	/	/	10,81

V.8. Modalisation et simulation du réseau

L'utilisation des programmes informatiques peut libérer le projecteur des calculs fastidieux et de multiplier sa puissance de travail. Pour ce, nous avons fait appel au logiciel EPANET qui permet d'établir le calcul des paramètres hydrauliques et des pressions [9].

V.8.1. Présentation du logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et de la qualité de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pressions. Il calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes [14].

V.8.2. Étapes d'utilisation du logiciel EPANET

Les étapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un réseau de distribution d'eau sont les suivantes [14] :

- tracé du réseau ;
- saisie des propriétés des éléments du réseau ;
- sélectionner un ensemble d'options de simulation ;
- lancer la simulation ;
- visualiser les résultats d'une simulation.

V.8.3. Modélisation du réseau

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs reliés à des nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande et des réservoirs et baches [14].

Dans le présent projet, la modélisation passe par l'introduction des différentes données du réseau.

V.8.3.1. Au niveau des nœuds

Elles sont :

- l'altitude du nœud par rapport à un plan de référence ;
- la demande en eau (débit prélevé sur le réseau).

V.8.3.2. Au niveau des arcs

Elles sont :

- le nœud initial et final ;
- le diamètre ;
- la longueur ;
- le coefficient de rugosité (pour déterminer les pertes de charge).

V.8.3.3. Au niveau des réservoirs

Elles sont :

- l'altitude du radier ;
- le diamètre.

V.8.4. Simulation du réseau

Afin de déterminer les débits du tronçon qui sont automatiquement calculés par EPANET, on fait introduire quelques données en fixant un diamètre par défaut de 200mm et on lance la simulation.

Après la première simulation, on tire les débits obtenus moyennant le logiciel EPANET pour chaque tronçon afin de calculer les diamètres correspondants.

Pour ce, on fixe une vitesse idéale de 1m/s et on calcule les diamètres suivant la formule $Q=V \times S$.

Pour ce projet, on a choisi des conduites en PEHD PN10 (Annexe 3).

Après avoir introduit les débits et les altitudes de chaque nœud ainsi que la longueur et les diamètres pour chaque conduite, la deuxième simulation peut être lancée dans le but d'avoir des vitesses dans l'intervalle (0,5m/s -1,5m/s) pour chaque conduite et aussi des pressions aux différents nœuds qui ne dépassent pas 60mce.

Les résultats de la simulation sans réducteur de pression sont présentés dans la figure (V.2) ci-après.

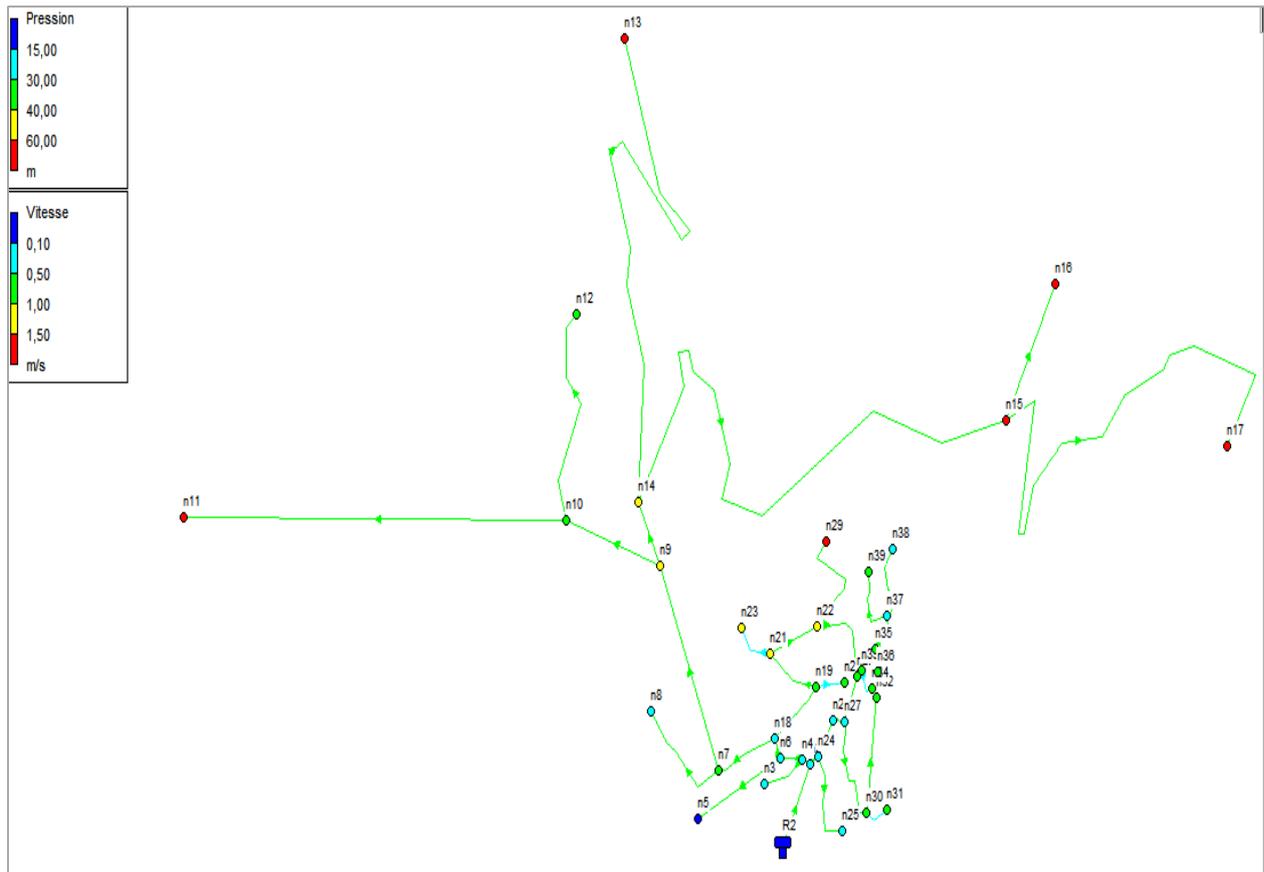


Figure (V.2) : Résultats de la simulation sans réducteur de pression du réseau du Tizi El Korn centre

Les résultats de simulation des tronçons sans réducteur de pression sont regroupés dans le tableau (V.2) ci-après.

Tableau (V.2) : État des conduites du réseau sans réducteur de pression (Tizi El Korn centre)

Tronçon	Longueur (m)	Dint (m)	Q (l/s)	V (m/s)	Pertes de charge unitaires m/km)
R2-N2	103,293	141	10,81	0,69	3,14
N2-N4	12,912	110,2	8,71	0,91	6,93
N4-N3	59,601	16	0,12	0,59	34,95
N4-N6	28,000	110,2	8,56	0,9	6,73
N6-N5	131,360	21	0,26	0,75	38,18
N6-N18	21,110	110,2	8,24	0,86	6,29
N18-N7	84,850	110,2	7,58	0,8	5,41
N7-N8	136,736	21	0,27	0,79	41,03
N7-N9	234,208	96,8	7,14	0,97	9,06
N9-N10	137,143	53,6	1,79	0,79	12,98
N10-N11	530,162	42,6	0,5	0,74	15,23
N10-N12	232,468	27,2	0,46	0,8	30,3
N9-N14	74,877	79,2	4,89	0,99	12,03

Tableau (V.2) : État des conduites du réseau sans réducteur de pression (Tizi El Korn centre)
(suite et fin)

Tronçon	Longueur (m)	Dint (m)	Q (l/s)	V (m/s)	Pertes de charge unitaires m/km)
N14-N13	754,745	53,6	1,5	0,66	9,51
N14-N15	817,684	79,2	3,24	0,66	5,77
N15-N16	158,838	21	0,32	0,91	53,33
N15-N17	653,903	42,6	1,3	0,91	22,08
N18-N19	77,807	34	0,62	0,68	17,5
N19-N20	38,854	16	0,08	0,38	6,8
N19-N21	73,880	27,2	0,39	0,67	22,22
N21-N22	71,208	16	0,14	0,7	47,55
N21-N23	49,629	16	0,1	0,49	25,83
N2-N24	12,740	53,6	1,9	0,84	14,49
N24-N25	102,253	21	0,2	0,59	24,65
N24-N26	42,428	53,6	1,67	0,74	11,56
N26-N27	15,455	53,6	1,59	0,71	10,56
N27-N28	51,863	42,6	1,04	0,73	14,28
N28-N29	201,131	27,2	0,4	0,69	23,54
N28-N33	7,938	27,2	0,54	0,92	39,34
N33-N34	25,389	16	0,05	0,25	8,03
N33-N35	29,071	27,2	0,47	0,81	31,23
N35-N36	24,372	16	0,05	0,24	7,34
N35-N37	37,743	27,2	0,36	0,63	19,96
N37-N38	77,889	16	0,16	0,77	56,03
N37-N39	67,371	16	0,13	0,69	43,53
N27-N30	108,225	27,2	0,52	0,9	37,43
N30-N31	32,011	16	0,06	0,32	12,26
N30-N32	121,847	21	0,24	0,7	33,46

Les résultats de simulation des nœuds sans réducteur de pression sont regroupés dans le tableau (V.3) ci-après.

Tableau (V.3) : État des nœuds du réseau sans réducteur de pression (Tizi El Korn centre)

Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Pression (m)	Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Pression (m)
2	766,171	0,2	17,29	21	733,73	0,15	46,32
3	766,07	0,12	15,33	22	734,487	0,14	42,18
4	764,631	0,03	18,74	23	728,969	0,1	49,8
5	766,07	0,26	12,1	24	763,818	0,03	19,46
6	758,498	0,06	24,69	25	759,938	0,2	20,82
7	750,584	0,17	32,01	26	755,903	0,08	26,89

Tableau (V.3) : État des nœuds du réseau sans réducteur de pression (Tizi El Korn centre) (suite et fin)

Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Pression (m)	Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Pression (m)
8	756,518	0,27	17,9	27	753,479	0,03	29,15
9	734,212	0,47	45,86	28	748,267	0,1	32,75
10	741,194	0,27	39,5	29	717,094	0,4	61,05
11	649,554	1,05	121,06	30	748,113	0,22	33,1
12	737,535	0,46	34,11	31	741,861	0,06	38,53
13	668,79	1,5	103,6	32	741,095	0,24	37,51
14	727,419	0,15	52,15	33	747,101	0,02	32,66
15	671,73	1,63	103,12	34	743,272	0,05	36,07
16	675,796	0,32	64,18	35	742,816	0,06	30,66
17	636,749	1,3	134,6	36	740,703	0,05	32,71
18	756,73	0,04	26,54	37	743,011	0,08	29,96
19	750,19	0,16	31,5	38	744,663	0,16	26,7
20	750,653	0,08	30,39	39	740,328	0,13	31,58

Remarque : d'après les résultats de la simulation obtenus le tableau (V.3), on remarque que la pression au niveau des nœuds **11, 13, 15, 16, 17** et **29** dépasse la pression maximale pour la distribution (60mce). Pour cela, on doit placer des réducteurs pour baisser la pression au niveau de ces nœuds. Ainsi, on commence par placer des réducteurs de pression au niveau des tronçons (N10-N11), (N14-N13), (N14-N15) et (N15-N17), puis on le règle à une pression quelconque. Ensuite on lance la simulation dans le but de vérifier les pressions aux nœuds. On fait varier la valeur de la pression jusqu'à l'obtention des pressions aux nœuds qui varient entre 10mce et 60mce.

Le nombre de réducteurs de pression à utiliser dépend de l'état des nœuds du réseau.

Dans le présent cas, les réducteurs de pressions doivent être positionnés comme suit :

- ✓ le premier réducteur de pression réglé à 70mce sera placé au niveau du tronçon N10-N11 ;
- ✓ le deuxième réducteur de pression réglé à 60mce sera placé au niveau du tronçon N14-N13 ;
- ✓ le troisième réducteur de pression réglé à 48mce sera placé au niveau du tronçon N14-N15 ;
- ✓ le quatrième réducteur de pression réglé à 40mce sera placé au niveau du tronçon N15-N17.

Les résultats de la simulation avec réducteurs de pression sont représentés dans la figure (V.3) ci-après.

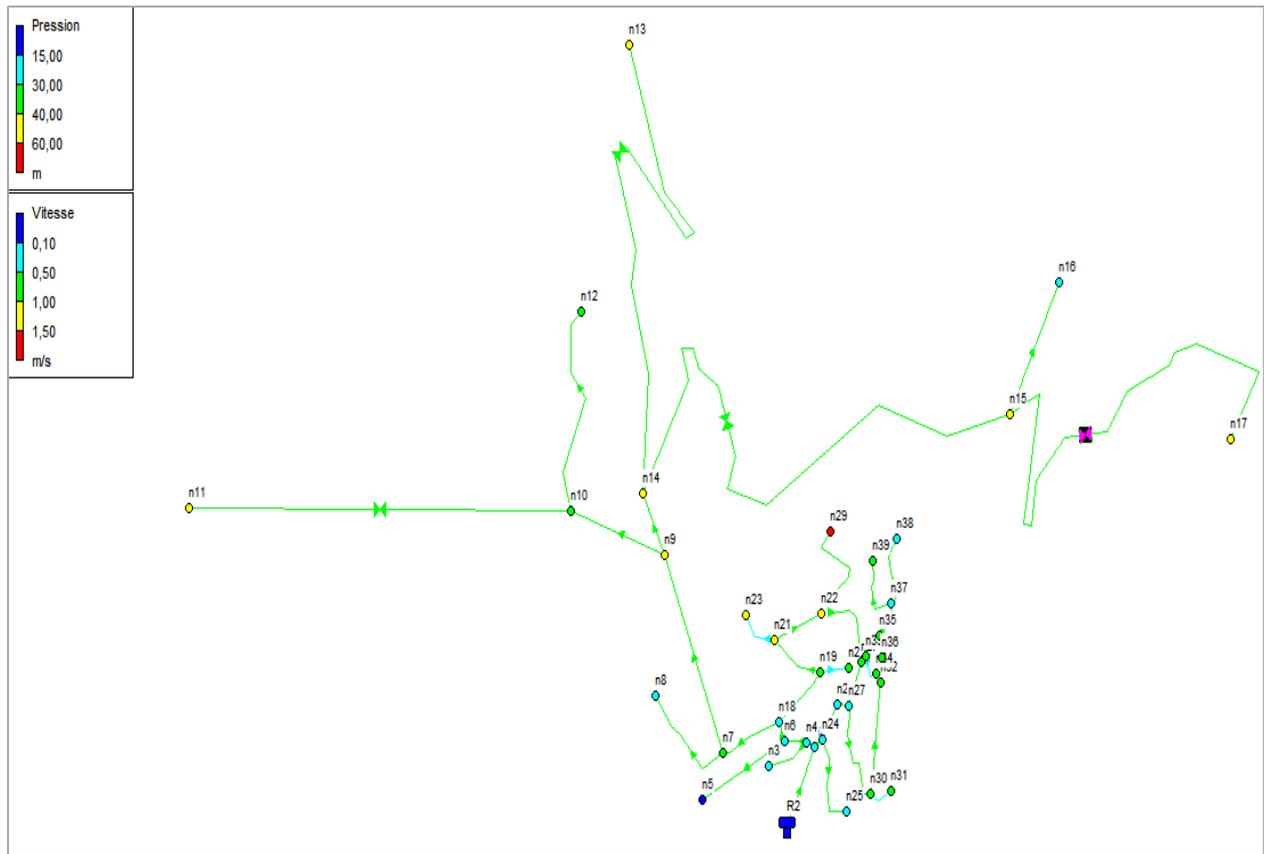


Figure (V.3) : Résultats de la simulation avec réducteurs de pression (Tizi El Korn centre)

Les résultats de simulation des nœuds avec réducteurs de pression sont regroupés dans le tableau (V.4) ci-après.

Tableau (V.4) : État des nœuds du réseau avec réducteurs de pression (Tizi El Korn centre)

Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Pression (m)	Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Pression (m)
2	766,171	0,2	17,29	21	733,73	0,15	46,32
3	766,07	0,12	15,33	22	734,487	0,14	42,18
4	764,631	0,03	18,74	23	728,969	0,1	49,8
5	766,07	0,26	12,1	24	763,818	0,03	19,46
6	758,498	0,06	24,69	25	759,938	0,2	20,82
7	750,584	0,17	32,01	26	755,903	0,08	26,89
8	756,518	0,27	17,9	27	753,479	0,03	29,15
9	734,212	0,47	45,86	28	748,267	0,1	32,75
10	741,194	0,27	39,5	29	717,094	0,4	61,05
11	649,554	1,05	59,14	30	748,113	0,22	33,1
12	737,535	0,46	34,11	31	741,861	0,06	38,53
13	668,79	1,5	50,78	32	741,095	0,24	37,51
14	727,419	0,15	52,15	33	747,101	0,02	32,66
15	671,73	1,63	59,84	34	743,272	0,05	36,07
16	675,796	0,32	20,90	35	742,816	0,06	30,66

Tableau (V.4) : État des nœuds du réseau avec réducteurs de pression (Tizi El Korn centre)
(suite et fin)

Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Pression (m)	Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Pression (m)
17	636,749	1,3	40,00	36	740,703	0,05	32,71
18	756,73	0,04	26,54	37	743,011	0,08	29,96
19	750,19	0,16	31,5	38	744,663	0,16	26,7
20	750,653	0,08	30,39	39	740,328	0,13	31,58

Remarque : après simulation, on remarque la diminution de la pression aux nœuds après l'installation des réducteurs de pression.

V.9. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons déterminé les dimensions du réseau de distribution de la zone Tizi El Korn centre et dont le réseau est du type ramifié avec un linéaire de 5440,993 m. La détermination des paramètres hydrauliques tels que le débit, les pressions et les diamètres a été réalisée à l'aide du logiciel EPANET.

Après simulation on a constaté une forte pression au niveau des nœuds, pour cela on a opté pour l'installation de quatre (04) réducteurs de pression dans certains tronçons. Ces derniers ont permis la réduction de la pression aux nœuds aval. Le réseau est dimensionné avec des conduites en PEHD (PN10) avec des diamètres intérieurs compris entre 16mm et 141mm.

Conclusion générale

Conclusion générale

Au cours de ce travail, nous avons étudié les différentes phases de la réalisation du projet d'alimentation en eau potable du village Tizi El Korn, relevant de la commune de Taourrit Ighil (Wilaya de Bejaia), pour l'horizon 2052. Pour cela, nous avons englobé tous les points qui touchent les objectifs nécessaires à la réalisation du projet d'AEP de la zone d'étude. Les résultats importants obtenus sont :

En réalisant une collecte de données relatives aux besoins, la population a été estimée à 2027 habitants (horizon 2052) en se basant sur un taux d'accroissement moyen annuel de 0,5 %, avec un débit total de consommation journalière de 731,04 m³ /j pour la zone d'étude.

Les capacités des deux (02) réservoirs de distribution, à savoir le réservoir Thiharkine (R1) et le réservoir Tizi El Korn centre (R2) existants sont insuffisantes. Pour cela, on a proposé de projeter respectivement (02) nouveaux réservoirs jumelés avec les anciens d'une capacité de 100 m³ chacun.

La chaîne d'adduction est composée d'un tronçon à écoulement par refoulement de diamètre de 63 mm et de trois (03) autres à écoulement gravitaire de diamètre allant de 63 mm jusqu'à 110 mm que nous avons accompagné de vannes à papillons pour augmenter les pertes d'énergie en eau. Le matériau choisi est dans l'ensemble le PEHD. Les pressions nominales sont de 16 bars pour les tronçons gravitaires et de 20 bars pour le tronçon par refoulement.

L'utilisation du catalogue numérique CAPRARI nous a permis de déterminer le type de pompe à adopter pour la station de reprise. Ainsi, le choix s'est porté sur une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type **HMU40-1 /8^E** que nous avons modifié afin d'améliorer ses conditions de fonctionnement.

Les trois tronçons gravitaires et le tronçon de refoulement ne présentent aucun risque vis-à-vis du phénomène du coup de bélier.

À l'aide du logiciel EPANET, nous avons modélisé puis simulé le comportement hydraulique du réseau de distribution du village Tizi El Korn centre, avec un linéaire de 5440,993 m. Après simulation on a constaté une forte pression au niveau des nœuds, pour cela on a opté pour l'installation de quatre (04) réducteurs de pression. Le réseau est dimensionné avec des conduites en PEHD (PN10) pour des diamètres intérieurs compris entre 16 mm et 141 mm et pour lesquels les pressions et les vitesses sont acceptables.

Enfin, ce Mémoire de Fin d'Études nous a permis de mettre en pratique les connaissances acquises dans le domaine d'hydraulique durant le cycle de formation, et nous souhaitons avoir répondu à l'objectif du projet pour régler l'ensemble des anomalies du réseau d'AEP du village Tizi El Korn.

Références bibliographiques

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **PDAU DE LA COMMUNE TAOURIRT IGHIL.** Données géographiques, topographiques, climatiques, hydrologiques, hydrauliques, démographiques, réseau existant et infrastructures existantes.
- [2] **PDAU INTERCOMMUNAL.** Recensement RGPH 2020 de la commune de Taourirt Ighil et répartition de la population par distinct et îlot.
- [3] Données sur la station de pompage et les réservoirs du village Tizi El Korn par le service technique de l'Assemblée Populaire de la Commune de Taourirt Ighil.
- [4] Données sur le taux d'accroissement et les différentes dotations. Services techniques de l'APC de Taourirt Ighil et les services de la subdivision d'hydraulique de la daïra d'Adekar avec le bureau d'études EDEN INGÉNIERIE.
- [5] **DIOP, N. (2002).** Étude complète de l'alimentation en eau potable du village Ritté DIAW. Projet de Fin d'Études. Université Cheikh ANTA DIOP, Ecole Supérieure Polytechnique, Sénégal, 187 pages.
- [6] **DUPONT, A. (1979).** Hydraulique urbaine. Tome II : Ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux. Édition Eyrolles, Paris, 484 pages.
- [7] **ABBAS, M., BAKOUCHE, H. (2019).** Étude d'alimentation en eau potable de la commune de Kherrata à partir du barrage d'Ighil Emda, wilyaya de Bejaia. Mémoire de Fin d'Études. Master en hydraulique, option hydraulique urbaine. Université de Bejaia, Algérie, 115 pages.
- [8] **AHFIR, A. (2017).** Étude de renforcement en AEP de la commune de Beni Maouche à partir du système d'adduction du couloir Tichi-Haf-Bejaia, Mémoire de Fin d'Études, Master en hydraulique, option hydraulique urbaine. Université de Bejaia, Algérie, 131 pages.
- [9] **BONNIN, J. (1986).** Hydraulique Urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance. Édition Eyrolles, Paris, 228 pages.
- [10] **AMEUR, A., BERKANI, R. (2019).** Alimentation en eau potable des villes Souk El Khmis et Mokrani (wilaya de BOUIRA). Mémoire de Fin d'Études. Master en hydraulique, option hydraulique urbaine. Université de Bejaia, Algérie, 102 pages
- [11] **GOUDJIL, S., SADELLI, H. (2017).** Alimentation en eau potable des localités M'nair I, M'nairII, Heddada, Dhamnet El Fhel, Ain Belkacem et Koudiet El Assa (W. Souk Ahras). Mémoire de Fin d'Études. Master en hydraulique, option hydraulique urbaine. Université de Bejaia, Algérie, 140 pages.
- [12] **CATALOGUE STPM CHIALI.** Catalogue technique de PEHD.
- [13] **CARLIER, M. (1980).** Hydraulique générale et appliquée. Édition Eyrolles, Paris, 588 pages.
- [14] **ROSSMAN, L.A. (2003).** EPANET 2.0, Simulation hydraulique et qualité pour les réseaux d'eau sous pression. Manuel de l'Utilisateur, 222 pages.

Annexes

Annexes

Annexe (1) : régime de consommation des agglomérations

Heure	Régime de consommation des agglomérations											
	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.70	1.80	1.90	2.00	2.50
0-1	3.5	3.25	3.20	3.00	2.50	2.00	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
1-2	3.45	3.25	3.25	3.20	2.65	2.10	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
2-3	3.45	3.30	2.90	2.50	2.20	1.85	1.50	1.00	0.90	0.85	1.00	1.20
3-4	1.00	3.20	2.90	2.60	2.25	1.90	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
4-5	2.00	3.25	3.35	3.50	3.20	2.85	2.50	2.00	1.35	2.70	3.00	3.50
5-6	3.00	3.40	3.75	4.10	3.90	3.70	3.50	3.00	3.85	4.70	5.50	4.50
6-7	5.00	3.85	4.15	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.20	5.35	5.50	10.20
7-8	6.50	4.45	4.65	4.90	5.10	5.30	5.50	6.50	6.20	5.85	5.50	8.80
8-9	6.50	5.20	5.05	4.90	5.35	5.80	6.25	6.50	5.50	4.50	3.50	6.50
9-10	5.50	5.05	5.40	5.60	5.85	6.05	6.25	5.50	5.85	4.20	3.50	4.10
10-11	4.50	4.85	4.85	4.90	5.35	5.80	6.25	4.50	5.00	5.50	6.00	4.10
11-12	5.50	4.60	4.60	4.70	5.25	5.70	6.25	5.50	6.50	7.50	8.50	3.50
12-13	7.00	4.60	4.50	4.40	4.60	4.80	5.00	7.00	7.50	7.90	8.50	3.50
13-14	7.00	4.55	4.30	4.10	4.40	4.70	5.00	7.00	6.70	6.35	6.00	4.70
14-15	5.50	4.75	4.40	4.10	4.60	5.05	5.00	5.50	5.35	5.20	5.00	6.20
15-16	4.50	4.70	4.55	4.40	4.60	5.30	6.00	4.50	4.65	4.80	5.00	10.40
16-17	5.00	4.65	4.50	4.30	4.0	5.45	6.00	5.00	4.50	4.00	3.50	9.40
17-18	6.50	4.35	4.25	4.10	4.60	5.05	5.50	6.50	5.50	4.50	3.50	7.30
18-19	6.50	4.40	4.45	4.50	4.70	4.85	5.00	6.50	6.30	6.20	6.00	1.60
19-20	5.00	4.30	4.40	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.35	5.70	6.00	1.60
20-21	4.50	4.30	4.40	4.50	4.40	4.20	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00	1.60
21-22	3.00	4.20	4.50	4.80	4.20	3.60	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	1.00
22-23	2.00	3.75	4.20	4.60	3.70	2.85	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	0.60
23-24	1.00	3.7	3.50	3.30	2.70	2.10	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60
Total	100%	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

Annexe (2) : Caractéristiques et prix des conduites en PEHD

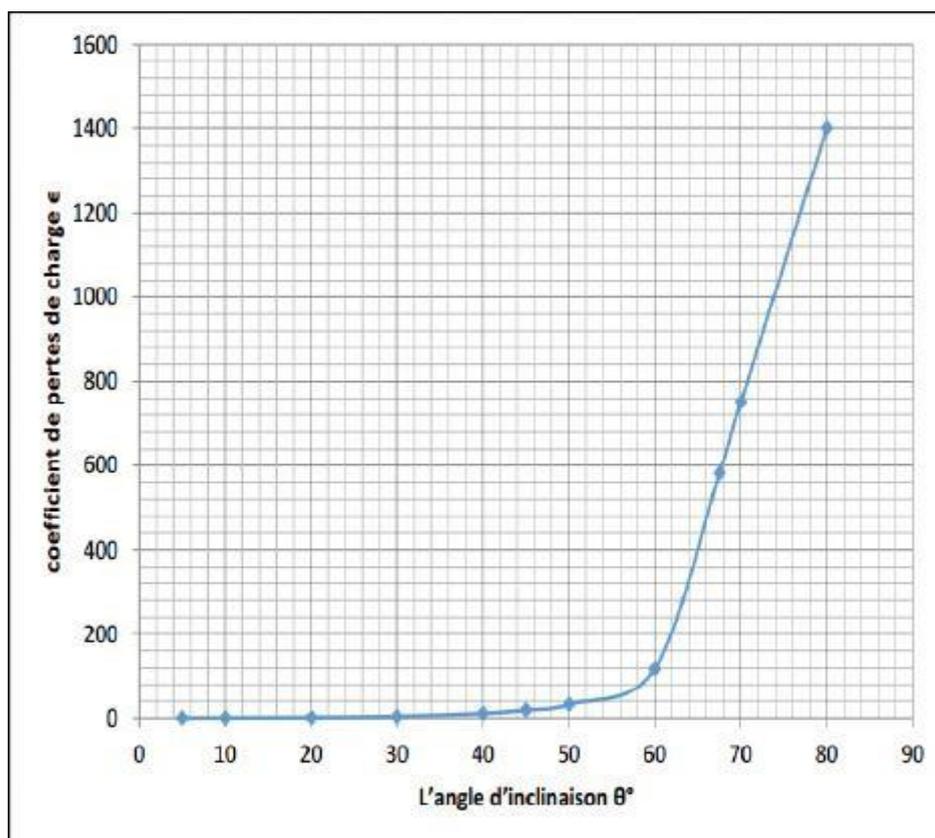
PN 10		
DN	Épaisseur (mm)	Prix (DA)
32	2,0	63
40	2,4	97
50	3,0	150
63	3,8	230
75	4,5	330
90	5,4	460
110	6,6	690
125	7,4	880
160	9,5	1430
PN 16		
DN	Épaisseur (mm)	Prix (DA)
125	11,4	1290
110	10	1000

Annexe (2) : Caractéristiques et prix des conduites en PEHD (suite et fin)

PN 16		
DN	Épaisseur (mm)	Prix (DA)
90	8,2	670
75	6,8	470
63	5,8	330
50	4,6	220
PN 20		
50	5,6	250
63	7,1	400
75	8,4	560

Annexe (3) : Évolution du coefficient d'ouverture de la vanne ξ d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture

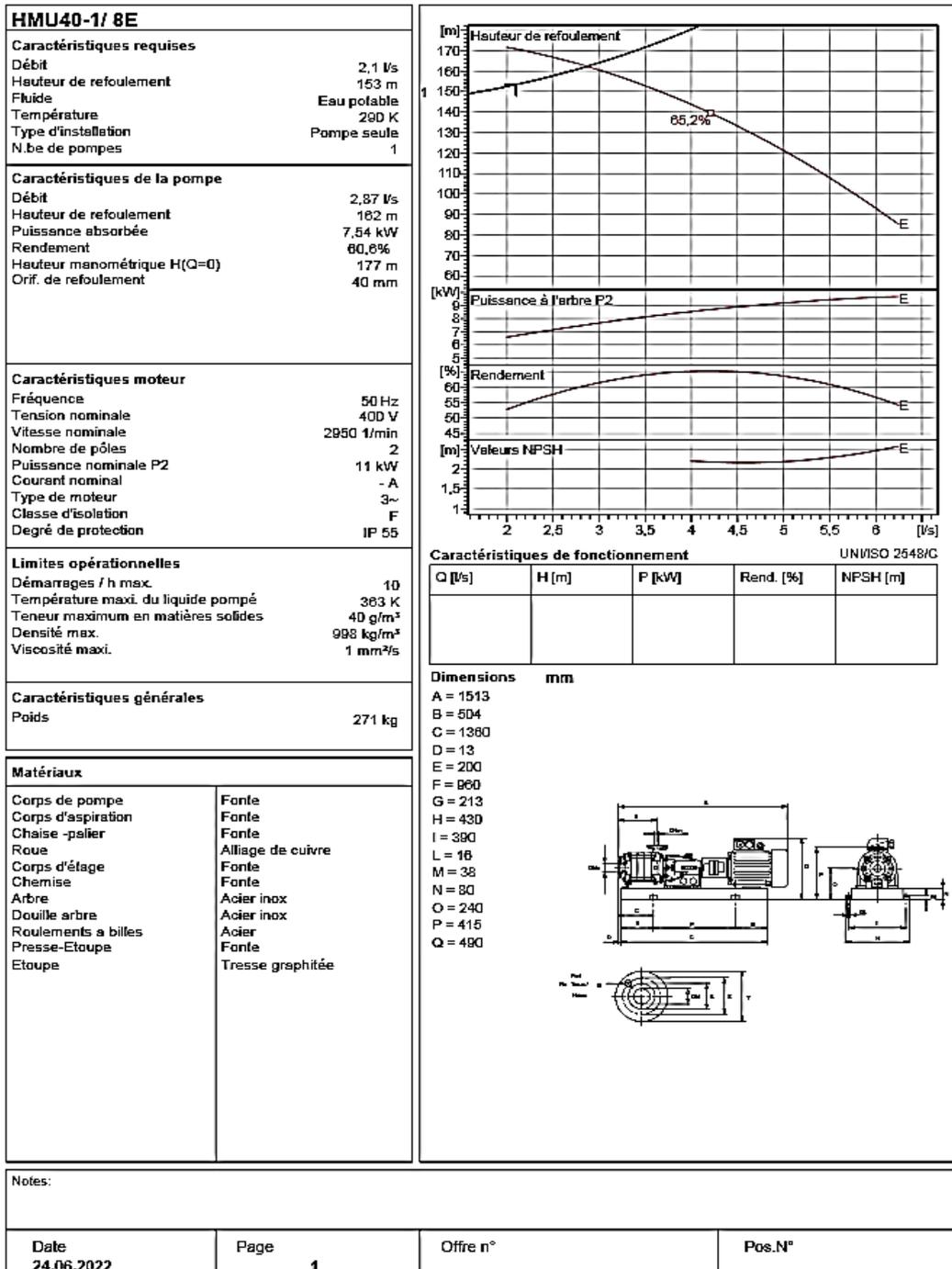
L'angle d'inclinaison θ (°)	0-5	10	20	30	40	45	50	60	70	80
ξ	0.25	0.52	1.54	3.91	10.8	18.7	32.6	118	751	1400

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

Annexe (4) : Courbe caractéristique de la pompe de la station de reprise (STP)

caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

الملخص

تم اعداد هذه الأطروحة بهدف اجراء دراسة تقنية واقتصادية لمشروع تزويد مياه الشرب لقرية " تيزي القرن"، ببلدية تاويريرت اغيل، ولاية بجاية. بعد دراسة البيانات المتعلقة بالموقع، حددنا الاحتياجات المائية للسكان والتي ستكون 731,04 م³/اليوم الواحد بحلول عام 2052. ثم فحصنا ساعات الخزائين الموجودين و شرعنا في وضع خزائين جديدين للمياه الصالحة للشرب. انتقلنا بعد ذلك الى تحديد حجم أنبوب الامداد للنظام الدفعي و ثلاثة أنابيب الامداد للنظام الجاذبي متبوعة بمضخة مناسبة لمحطة ضخ المياه. ثم درسنا ظاهرة المطرقة المائية ولاحظنا أن نتائج الضغوطات العالية و المنخفضة لا تشكل خطرا على هذه الأنابيب. أخيرا قمنا بتصميم شبكة التوزيع لقرية تيزي القرن بطول خطي يبلغ 5440,993 م.

الكلمات المفتاحية : التزويد بالمياه الصالحة للشرب، الخزانات، أنابيب الامداد، المطرقة المائية، التوزيع.

RESUME

Ce mémoire est réalisé dans le but de faire une étude technico-économique du projet d'alimentation en eau potable du village Tizi El Korn, commune de Taourirt Ighil, Wilaya de Bejaia. Après avoir étudié les données concernant le site, nous avons déterminé les besoins en eau de la population qui seront de 731,04 m³ /j pour l'horizon 2052. Nous avons vérifié les capacités des réservoirs existants et procédé à la projection de deux nouveaux réservoirs. Ensuite nous avons procédé aussi au dimensionnement d'une conduite d'adduction par refoulement et de trois conduites d'adduction gravitaire tout en choisissant une pompe adéquate pour la station de pompage. L'étude du risque d'apparition du phénomène du coup de bélier a donné des surpressions et dépressions qui ne présentent pas de risque majeur pour les conduites d'adduction. Nous avons également conçu le réseau de distribution du centre du village Tizi El Korn d'un linéaire de 5440,993 m.

Mots clés : AEP ; Réservoir ; Adduction ; PEHD ; Pompe ; Coup de bélier ; Distribution.

ABSTRACT

This study was carried out to conduct a technical and economic study of the drinking water supply project for the village of Tizi El Korn, in the municipality of Taourirt Ighil, Wilaya de Bejaia. After studying the site data, we determined the water needs of the population, which are around 731.04 m³ /d by 2052. We checked the capacities of the existing reservoirs and then proceeded to the projection of two new reservoirs. Then we dimensioned the backflow supply pipe and three gravity supply pipes while choosing a suitable pump for the pumping station. The study of the risk of the water hammer phenomenon gave overpressures and depressions that do not present a significant risk for the supply pipes. Finally, we designed the distribution network of the Tizi El Korn village centre with a linear length of 5440.993 m.

Key words : Water supply; tank; Adduction; PEHD; Pump; Water hammer; Distribution.