



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

HADJOU Nada

HADDAR Akila

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

Option : **Hydraulique urbaine.**

INTITULE :

RENFORCEMENT DU RESEAU D'ALIMENTATION EN POTABLE DU VILLAGE DE RAFFOUR COMMUNE DE M'CHEDALLAH (W. BOUIRA)

Soutenu le **06/07 /2019**. Devant le jury composé de :

- Président : **M^r BRAKENI.A**
- Promoteur (s) : **M^r SELLAOUI.A**
- Examineur (s) : **M^r ALLOUCHE.A**

Remerciements

Nous remercions DIEU pour nous avoir donné le courage et la volonté de mener à bien terminer ce travail.

Nos vifs remerciements à toutes les personnes qui nous ont aidé tout au long de notre travail, particulièrement à:

Notre encadreur, Mr Sellaoui, qu'il trouve ici l'expression de nos sincères remerciements pour avoir accepté de nous diriger afin de mener à bien ce mémoire. Pour ses conseils utiles, critiques fructueuses, nous tenons à exprimer ici nos profondes reconnaissance pour lui.

L'ensemble de personelles de la direction hydraulique et l'Algérienne des eaux de la commune de M'Chedallah qui nous ont aidé.

Nous tenons également à remercier Mr Hemchaoui, pour son aide, sa disponibilité, ses idées pour mieux compléter ce travail, nous exprimons notre profond respect pour lui.

Nos sincères remerciements s'adressent aussi aux membres De jury d'avoir accepté de juger notre travail.

Sans oublier tous nos amis (es).

Dédicace

Je dédie ce modeste travail a...Ma chère maman que Dieu la protège

*Mon père qui, me manque beaucoup que dieu l'accueil
dans son vaste paradis.*

Mon cher frère Saïd et sa femme Sihem.

Mon cher frère Lyes, ma chère sœur Sihem

*Ma chère sœur Saadia et son mari Abdenour et leurs petits Amel, Amine,
Amina, Imene.*

*Ma chère sœur Samia et son mari Abdelaziz et leurs petits Wissem, Amira,
Yacine.*

*Ma chère sœur Tassadit et son mari Smail et leur petits Abdelmoumen,
Abderaouf, Nélia*

Ma chère sœur Nassima et son mari Abdellah et leurs petits Katia, Mélina.

Mon cher ami Abdlghani

Ma chère sœur et mon binôme Nada et toute sa famille.

Ma chère copine Wahiba.

Tous mes amis de la promotion 2018/2019

Mes amies de la cité universitaire.

Dédicace

*Je dédie ce modeste travail pour mes très chers parents (Saliha, Atika .Mima)
que Dieu les protèges.*

A ma chère sœur Nadine et son mari Fawzi et leur petit fils jad.

A mon cher petit frère Amar.

A ma chère sœur et mon binôme Akila et à toute sa famille.

A ma chère copine Wahiba.

A tous mes amis de la promotion 2018/2019

A mes amies de la cité universitaire.

Sommaire

Liste des figures	
Liste des tableaux	
Liste des symboles	

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

Chapitre I : présentation du site

I.1. Introduction.....	2
I.2. Situation géographique	2
I.3. Situation climatologique.....	3
I.3.1. La pluviométrie	3
I.3.2. La température	3
I.4. La situation géologique	3
I.5. Situation hydraulique	4
I.6. Situation hydrologique	4
I.8. Conclusion	4
I.7. Situation topographique.....	4

Chapitre II : Estimation des besoins

II.1. Introduction	5
II.2. Evaluation de la population	5
II.3. Le choix de la norme de consommation (dotation)	6
II.4. Consommation moyenne journalière	6
II.5. Différents types des besoins	6
II.5.1. Besoins domestiques	7
II.5.2. Les équipements existants	7
II.5.3. Besoins collectifs	8
II.5.3.1 Besoins socioculturels	8
II.5.3.2. Les besoins scolaires.....	8
II.5.3.3 Les besoins administratifs	9
II.5.3.4. Les besoins sanitaires	9
II.5.3.5. Les besoins commerciaux	10
II.6. Débit d'équipements à long terme (2044)	10
II.7. Majoration de la consommation moyenne journalière	10
II.8. Variation de la consommation journalière	11
II.8.1. Coefficient d'irrégularité maximum journalière.....	11
II.8.2. Détermination des débits journaliers	12
II.8.2.1. Débit maximal journalier.....	12
II.8.3. Variation de la consommation horaire	12
II.8.3.1. Débit maximum horaire	12
II.9. Conclusion.....	14

Chapitre III : Etude du réservoir du stockage

III.1. Introduction.....	15
III.2. Le rôle des réservoirs.....	16
III.2.1. Fonction techniques.....	16
III.2.2. Fonctions économiques.....	16
III.3. Emplacement du réservoir.....	16
III.4. Caractéristiques du réservoir	17
III.5. Classification des réservoirs	17
III.5.1. Leur position par rapport au sol	17
III.5.2. Leur forme	17
III.5.3. Leur mode de fermeture	17
III.5.4. Matériaux de construction	18
III.5.5. Selon l'usage	18
III.6. Choix du type du réservoir.....	19
III.7. Equipements des réservoirs	20
III.7.1. Conduite d'adduction ou d'arrivée.....	20
III.7.2. Conduite de distribution ou de départ.....	20
III.7.3. Conduite de trop-plein.....	21
III.7.4. Conduite de vidange	21
III.7.5. Conduite by-pass	22
III.7.6. Matérialisation de la réserve d'incendie	22
III.7.6.1. Le système à deux prises.....	22
III.7.6.2. système à siphon.....	23
III.8. Entretien du réservoir	23
III.9. Hygiène et sécurité	24
III.10. Description du schéma des réservoirs.....	24
III.11. Dimensionnement des réservoirs.....	24
III.11.1. Dimensionnement du réservoir (R1) commune d'Eladjiba.....	25
III.11.2. Dimensionnement du réservoir (R2) le village d'Akcim.....	26
III.11.3. Dimensionnement du réservoir (R3) le village d'Ahnif.....	28
III.11.4. Dimensionnement du réservoir (R4) de village de Raffour.....	29
III.12. Conclusion.....	30

Chapitre IV : Adduction

IV.1. Introduction.....	31
IV.2. Types d'adduction	31
IV.2.1. Adduction gravitaire	31
IV.2.2. Adduction par refoulement.....	31
IV.2.3. Adduction mixte	31
IV.3. Le choix du tracé	31
IV.4. Choix du type des conduites	32
IV.5. Equipement hydrauliques des conduites d'adduction	33
IV.5.1. Les vanne sectionnement	33
IV.5.2. Les ventouses	33
IV.5.4. les clapets	34
IV.5.3. les robinets de décharge (vidange)	34
IV.5.5. Les crépines	34

IV.6. Etude technico-économique des conduites	35
IV.6.1. Calcul des diamètres économiques.....	35
IV.6.2. Calcul de la vitesse.....	35
IV.6.3. Calcul des pertes de charge.....	36
IV.6.3.1. Pertes de charge linéaires.....	36
IV.6.3.2. Pertes de charge singulières.....	37
IV.6.3.3. Pertes de charge totales.....	37
IV.6.3.4. Détermination de la puissance absorbée par la pompe.....	37
IV.6.4. Détermination de la hauteur manométrique.....	38
IV.6.5. Energie consommée par la pompe.....	38
IV.6.6. Détermination des Frais d'exploitation.....	38
IV.6.7. Détermination des frais d'amortissement.....	38
IV.6.8. Détermination des frais totaux.....	39
IV.7. Calcul des diamètres économiques pour les différents tronçons.....	39
IV.7.1. Partie adduction gravitaire.....	39
IV.7.1.1. Tronçon RT-R1.....	39
IV.7.1.2. Tronçon R1-R2.....	40
IV.7.1.3. Tronçon R2-R3.....	41
IV.7.1.4. Tronçon R3-R4.....	42
IV.7.2. Partie adduction par refoulement.....	43
IV.7.2.1. Tronçon FR-R4.....	43
IV.7.2.2. Calcul des frais d'exploitation.....	44
IV.7.2.3. Calcul des frais d'amortissement.....	44
IV.7.2.4. Calcul du bilan.....	44
IV.8. Conclusion.....	45

Chapitre V : Etude et choix des pompes

V.1. Introduction.....	46
V.2. Choix des pompes.....	46
V.3. définition d'une pompe immergée.....	46
V.3.1. Type de pompe Immergée.....	46
V.3.1.1. Une pompe immergée plane.....	47
V.3.1.2. Une pompe immergée à haute pression.....	47
V.4.1. Les courbes caractéristiques d'une pompe.....	47
V.4.1.1. La courbe hauteur-débit « $H = f(Q)$ ».....	47
V.4.1.2. La courbe rendement – débit « $\eta = f(Q)$ ».....	47
V.4.1.3. La courbe des puissances absorbées – débit « $P_a = f(Q)$ ».....	47
V.4.1.4. La courbe de la charge nette d'aspiration requise – débit : $NPSHR = f(Q)$	47
V.4.1.5. Couplage d'une pompe à un réseau.....	48
V.4.1.6. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré.....	48
V.5. Couplage des pompes.....	50
V.5.1. Couplage en parallèle.....	50
V.5.2. Couplage en série.....	50
V.6. Etude de phénomène de cavitation.....	50
V.7. Choix du type des pompes.....	51
V.7.1. Forage.....	51
V.8. conclusion.....	52

Chapitre VI : Pose et protection des conduites

VI.1. Introduction.....	53
VI.2.1. Définition du coup de bélier	53
VI.2. Analyse du coup de bélier.....	53
VI.2.2. Causes du coup de bélier.....	53
VI.2.3. Conséquences du coup de bélier	53
VI.2.4. Moyens de protection contre le coup de bélier	53
VI.2.4.1. Volant d'inertie.....	54
VI.2.4.2. Soupape de décharge	54
VI.2.4.3. Réservoirs d'air.....	54
VI.2.4.4. Cheminée d'équilibre	54
VI.3. Définition des pressions.....	54
VI.3.1. Pression maximale de service.....	54
VI.3.2. Pression de service.....	54
VI.3.3. Pression statique.....	54
VI.3.4. Pression de fonctionnement admissible.....	54
VI.3.5. Pression nominale.....	54
VI.3.6. Pression maximale admissible.....	55
VI.4. Etude du coup de bélier.....	55
VI.4.1. Calcul de la célérité d'ondes.....	55
VI.4.2. Valeurs numériques du coup de bélier.....	55
VI. 5. Calcul du coup de bélier pour les tronçons de refoulement.....	56
VI.5.1. Caractéristiques des conduites.....	56
VI.5.2. Constatation des résultats.....	56
VI.6. Pose des conduites.....	57
VI.6.1. Exécution et aménagement de la tranchée.....	57
VI.6.2. Stabilisation des conduites.....	58
VI.6.3. Travaux spéciaux.....	58
VI.6.3.1. Traversée de route.....	58
VI.6.3.2. Traversées d'oueds.....	59
VI.6.3.3. Pose en élévation.....	60
VI.6.3.4. Mise en eau et épreuve.....	60
VI.6.3.5. La stérilisation des conduites neuves avant la mise en service.....	60
VI.7. Conclusion.....	60

Chapitre VII : Distribution

VII.1. Introduction.....	61
VII.2. Classification des réseaux distribution	61
VII.2.1. Réseau ramifié.....	61
VII.2.2. Réseau maillé	61
VII.2.3. Réseau mixte	61
VII.3. Conception du réseau de distribution.....	61
VII.3.1. Choix du tracé.....	61
VII.4. choix de la conduite de distribution	62
VII.5. Description du réseau de distribution.....	62
VII.6. Dimensionnement du réseau de distribution.....	63

VII.6.1. Détermination des débits du réseau.....	63
VII.6.1.1. Débit spécifique.....	64
VII.6.1.2. Débit de route.....	64
VII.6.1.3. Débit aux nœuds.....	64
VII.6.2. Calcul des pertes de charge.....	64
VII.6.3. Calcul des pressions.....	65
VII.6.4. Calcul de la vitesse.....	65
VII.7. Calcul des différents débits du réseau.....	66
VII.8. Apport informatique.....	69
VII.8.1. Présentation du logiciel EPANET	69
VII.8.2. Les étapes d'utilisation du logiciel EPANET.....	69
VII.8.3. Composants du Réseau.....	70
VII.8.3.1. Nœuds de demande.....	70
VII.8.3.2. Réservoirs.....	70
VII.8.3.3. Tuyaux.....	70
VII.8.3.4. Vannes.....	71
VII.8.4. Simulation du réseau.....	71
VII.8.5. Résultats et constatations.....	71
VII.9. Conclusion.....	75
Conclusion générale	76

Liste des figures

Figure.I.1.Situation de la zone d'étude.....	2
Figure. II.1.Histogramme de l'évaluation de la population.....	5
Figure.III.1.Schéma général des phases de production et de distribution d'un AEP.....	15
Figure.III.2.Réservoir semi enterré cylindrique.....	18
Figure.III.3.Réservoir surélevé.....	19
Figure.III.4.Conduite d'adduction.....	20
Figure.III.5.Conduite de distribution.....	21
Figure.III.6.Conduite de trop-plein.....	21
Figure.III.7.Schéma trop- plein et vidange.....	22
Figure.III.8.Conduite de by-pass.....	22
Figure.III.9.Système à deux prises.....	23
Figure.III.10.Système à siphon.....	23
Figure. IV.1.Ecoulement gravitaire.....	32
Figure. IV.2.Ecoulement par refoulement.....	32
Figure. IV.3.Ventouse.....	33
Figure. IV.4.Clapet anti retour.....	34
Figure V.1.Courbes caractéristiques d'une pompe immergée.....	47
Figure.V.2.Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré.....	50
Figure.V.3.Les courbes caractéristiques de la pompe du forage.....	52
Figure.VI.1.Pose de la conduite en tranchée.....	57
Figure VI.2.Butée sur coude horizontal.....	58
Figure. VI.3.Butée sur coude vertical et Butée sur branchement.....	58
Figure.VI.4.Protection spéciale pour la traversée de route.....	59
Figure VI.5.Traversée d'oued.....	59
Figure.VII.1.Réseau maillé.....	62
Figure.VII.2.Réseau ramifié.....	62
Figure.VII.3.Schéma descriptif de la distribution.....	63
Figure.VII.4.Résultats de la simulation (Arc).....	73
Figure.VII.5.Résultats de la simulation (Nœuds).....	75

Liste des tableaux

Tableau I.1.La pluviométrie moyenne mensuelle.....	3
Tableau I.2.Température moyenne mensuelle.....	3
Tableau I.3.Caractéristique du forage de Raffour.....	4
Tableau II.1.Évolution de l’agglomération secondaire de Raffour selon le RGPH 2008 jusqu’au 2044.....	5
Tableau II.2.Norme de consommation domestique.....	6
Tableau II.3.Besoin en eau domestique.....	7
Tableau II.4.Equipements existants	7
Tableau II.5.Les besoins en eau socioculturel.....	8
Tableau II.6.Les besoins scolaires.....	8
Tableau II.7.Evolution des besoins administratifs.....	9
Tableau II.8.Les besoins en eau sanitaires de toutes les localités de Raffour.....	9
Tableau II.9.Besoins commerciaux.....	10
Tableau II.10.Estimation du débit d’équipement pour l’horizon 2044.....	11
Tableau II-11 Majoration de la consommation moyenne journalière.....	11
Tableau II.12. Consommation maximale journalière.....	12
Tableau II.13.Les valeurs de β_{max}	13
Tableau II.14. Le débit maximal horaire.....	14
Tableau.III.1.Dimensionnement de réservoir (R1).....	25
Tableau.III.2.Dimensionnement de réservoir (R2).....	27
Tableau.III.3.Dimensionnement de réservoir (R3).....	28
Tableau.III.4.Dimensionnement de réservoir (R4).....	30
Tableau IV.1.calcul des pertes de charge totales du tronçon RT-R1.....	39
Tableau IV.2. Calcul des pertes de charge totales du tronçon R1-R2.....	41
Tableau IV.3. Calcul des pertes de charge totales du tronçon R2-R3.....	42
Tableau IV.4.calcul des pertes de charge totales du tronçon R3-R4.....	43
Tableau IV.5.calcul de la Hmt du tronçon F-R4.....	44
Tableau IV.6.calcul des frais d’exploitation du tronçon F-R4.....	44
Tableau IV.7.calcul des frais d’amortissement du tronçon F-R4.....	44
Tableau IV.8.bilan F-R4.....	44
Tableau IV.9.Récapitulatif des différents tronçons.....	44
Tableau V.1. Caractéristiques de la pompe du forage.....	51
Tableau.VI.1.Caractéristiques de la conduite de refoulement.....	56
Tableau.VI.2. Les différents matériaux.....	58
Tableau VII.1. Résultats du calcul des différents tronçons du réseau.....	66
Tableau.VII.2.Résultats du calcul des différents débits de noeud du réseau.....	67
Tableau VII.3. État des arcs du réseau.....	71
Tableau VII.4. État des nœuds du réseau.....	73

Liste des symboles

- P_n** : population pour l'horizon considéré.
- P₀** : population de l'année de référence.
- T**: Taux d'accroissement.
- n** : nombre d'années séparant l'année de référence et celle d'horizon considérée.
- Q_{moy,j}** : consommation moyenne journalière des consommateurs en (m³/s).
- q** : dotation moyenne journalière des consommateurs en (l/j/cons).
- N_i** : nombre de consommateur.
- Q_{dom}** : Le débit des besoins domestique journalier en (m³/j).
- Q_{équi}** : Le débit des équipements journalier en (m³/j).
- Q_{moy,j,maj}** : Débit moyen journalier majoré (m³/j).
- Q_{moy,j}** : Débit moyen journalier.
- K_f** : Coefficient de fuite.
- Q_{Max,j}**: Consommation maximale journalière (m³/j).
- K_{Max,j}**: Coefficient d'irrégularité maximum journalière.
- Q_{max,h}** : Débit maximum horaire (m³/h).
- K_{max,h}**: Coefficient d'irrégularité horaire maximal.
- α_{max}**: Coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements.
- β_{max}**: Coefficient en fonction de la taille d'agglomération.
- D_f** : Déficit du débit.
- V_T** : volume total du réservoir.
- V_{inc}**: volume d'incendie (120m³).
- V_U** : volume utile de stockage du réservoir en (m³).
- P_{max}** : résidu maximal dans le réservoir en (%).
- R⁺_{max}** : Résidu maximal positif.
- R_{max}** : Résidu maximal négatif.
- D**: Diamètre de la conduite (m).
- Q**: Débit véhiculé en m³/s.
- D_{min}** : Diamètre minimal de la conduite(m).
- D_{max}** : Diamètre maximal de la conduite(m).
- V** : vitesse d'écoulement en (m/s).
- V_{min}** : Vitesse minimale.
- V_{max}** : Vitesse maximale.
- H_L**: perte de charge linéaire (m/ml).
- L** : longueur de la conduite (ml).
- λ**: Coefficient de frottement de DARCY.
- K**: Coefficient de rugosité de la conduite (mm).
- ν** : Viscosité cinématique.
- H_s** : Perte de charge singulière (m/ml).
- H_T**: Perte de charge totale (m/ml).
- P_a**: Puissance absorbée par la pompe (KW).
- η**: Rendement de la pompe (%).
- H_{mt}**: Hauteur manométrique de la pompe (m).
- t_p**: Nombre d'heures de pompage.
- P**: Puissance de pompage.
- F_{exp}**: Frais d'exploitation(DA).
- E**: Energie consommée par la pompe (KWh).
- e** : Prix unitaire du KWh, fixé par la SONELGAZ.
- P_U** : Prix unitaire de la conduite (DA/ml).
- A**: L'Amortissement annuel (Annuité).

F_{am}: Les frais d'amortissements(DA).
F_{tot}: Les frais totaux (DA).
H_g: La hauteur géométrique.
H_v: Les pertes de charge dans la vanne.
ξ: Coefficient d'ouverture de la vanne.
R: Le coefficient qui caractérise la résistance de la conduite.
g: L'accélération de la pesanteur.
H_c: La hauteur de la conduite.
h: Perte de charge engendrée par vannage en (m).
H: La distance séparée entre le point désiré et l'intersection de la verticale.
m: Coefficient de rognage.
N: Vitesse de rotation de la pompe (tr/min).
H_v: la pression de vapeur maximale.
(NPSH) d: Charge nette minimale disponible à l'aspiration.
(NPSH) r: la charge nette minimale requise à l'aspiration.
C : Célérité d'onde (m/s).
e : Epaisseur de la conduite (mm).
k : Coefficient dépendant des matériaux constituant la canalisation.
T_f: Le temps de fermeture de la vanne.
T: Temps d'aller et retour de l'onde.
B: La valeur de coup de bélier.
H_d: La valeur de la dépression.
H_s: La valeur de la surpression.
ΔV: Variation du volume d'air (m³).
S: Section de la conduite (m²).
V_m: Vitesse moyenne en (m/s).
V₀: Vitesse du régime d'écoulement dans la conduite avant la disjonction.
V_f: Vitesse finale choisie a la fin de d'un aller retour d'une onde.
U: Volume d'air du réservoir.
U₀: Volume d'air choisi arbitrairement au départ en m³.
δ₀: Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal.
Z₀: Pression absolue.
V: Volume nouveau de l'air.
Z: Pression dans le réservoir d'air.
d': Diamètre de la veine liquide contracté dans la tuyère (m).
V₁: Vitesse de l'eau dans la tuyère (m/s).
d: Diamètre de la tuyère (m).
c: Coefficient de perte de charge dans une tuyère.
Q_s: Débit spécifique (l/s).
Q_p: Débit de pointe (l/s).
L_i : La longueur du tronçon i (m).
Q_r: Débit de route.
Q_n: Débit aux nœuds.
Q_C: Débit concentré au noeud en aval en (l/s).
Re : Nombre de Reynolds.
P_j: La pression au sol du point considéré (m).
C_{pj}: La cote piézométrique du même point considéré (m).
C_{tj}: La cote du terrain du point considéré (m).

L'eau est indispensable à l'existence, au développement et la vie de l'homme. De sa conception à la réalisation de ses activités comme l'industrie ou l'agriculture. Elle est une ressource si vitale qu'elle semble banale, mais sans elle, l'homme disparaîtrait.

La situation actuelle de l'Algérie se caractérise par un déséquilibre entre les besoins et les ressources en eaux qui provoque la déperdition d'eau potable. Ce dernier est dû à la vétusté des réseaux existant et les piquages illégaux qui sont loin de répondre aux normes, rendent la gestion de l'eau encore très difficile

A cet effet plusieurs régions qui vivent un véritable enfer pour leur approvisionnement en eau : coupures soudaines durant plusieurs jours consécutifs, eau courante imbuvable, déficit cruel d'irrigation agricole. Parmi ces régions on a le village de Raffour.

La population du village de Raffour (commune de M'Chedallah) est alimenté par une source naturel (source noir) et un forage, qui n'arrivent pas à satisfaire les besoins actuels, notamment en été. Afin de remédier à ce problème on opte pour un renforcement à partir du barrage de Tilsdit

De ce fait, notre étude sera organisée de la manière suivante :

Le premier chapitre sera consacré à la présentation de la zone d'étude ;

L'évaluation des besoins en eau des différentes catégories va faire l'objet du deuxième chapitre ;

Le troisième chapitre sera consacré à la vérification des ouvrages de stockage existants et le dimensionnement des réservoirs projetés ;

La partie dimensionnement du réseau d'adduction, sera présenté au chapitre quatre ;

Par la suite le cinquième chapitre portera sur le choix des pompes adéquates au refoulement vers le réservoir du stockage qui devront répondre aux exigences du projet ;

Par ailleurs nous précéderons l'étude du coup de bélier et proposerons les moyens de protection contre ce phénomène dans le sixième chapitre;

Dans le dernier chapitre nous dimensionnerons le réseau de distribution du village de Raffour de la commune de M'Chedallah;

On terminera notre travail par une conclusion générale.

I.1. Introduction

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet, parmi ces facteurs nous citons quelques un : les données relatives de l'agglomération, les données propres au réseau d'alimentation en eau potable, ainsi que la connaissance de la géologie et la topographie du site, qui nous permettra de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux.

I.2. Situation géographique

Iwaquren, village connue communément sous le nom Raffour est situé dans la commune de M'Chedallah, la wilaya de Bouira, plus exactement sur le versant méridional de la chaîne de Djurdjura couvrant une partie de la vallée de Sahel Elle compte environ de 12000 habitants. [1]

L'agglomération de Raffour est traversée par RN15, elle est limitée :

- Au Sud par l'Oued Sahel ;
- A l'Est par Oued Ouakeur ;
- A l'Ouest par RN15 ;
- Et au Nord par les terres agricoles appartenant au chef-lieu de M'Chedallah.

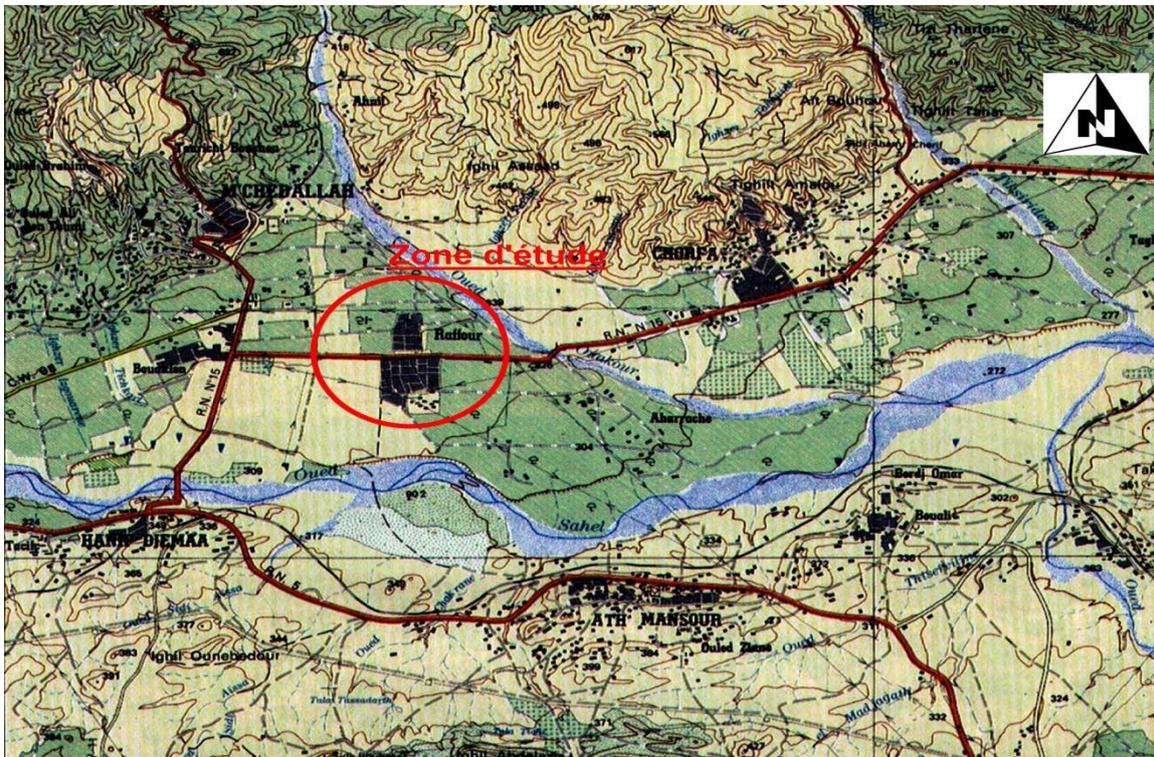


Figure I.1. Situation de la zone d'étude.

I.3. Situation climatologique

I.3.1. La pluviométrie

La région d'étude est caractérisée par un climat sub-humide. Ce type de climat est doté d'une période sèche et chaude (Juin à Aout) et un hiver humide et froid (Novembre à Février) avec une période des transitions qui sont le printemps et l'automne.

Selon la carte pluviométrique de l'Algérie du nord, la lame d'eau moyenne annuelle précipitée dans la zone d'étude varie dans une fourchette 500 à 600 mm.

Toutefois, la précipitation varie selon l'altitude du relief vers le nord. La pluviométrie est beaucoup plus importante lorsqu'on s'approche du grand massif du Djurdjura. [1]

Tableau I.1. La pluviométrie moyenne mensuelle.

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
Précipitation (mm)	99	64	65	42	42	21	4	6	31	46	77	89

I.3.2. La température

La température moyenne annuelle est de 14,6°C l'évapotranspiration réelle (ETR) qui représente des proportions importantes des précipitations. [1]

Tableau I.2. Température moyenne mensuelle.

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
Température (°C)	9.2	10.5	12.6	15	19.1	23.3	24.6	27.4	24.3	18.9	13.9	10

I.4. La situation géologique

La zone d'étude correspond à des terrains sédimentaires du quaternaire. Ces formations sont susceptibles de drainer une nappe d'eau souterraine dont les potentialités varient en fonction du degré de perméabilité. [1]

I.5. Situation hydraulique

La population concernée par l'étude est alimentée actuellement à partir :

- Une source naturelle à faible débit (source noir) qui n'arrive pas à satisfaire les besoins de la région surtout en été. Le débit actuel de la source est de 1279 l/s. Sachant que le village de Raffour reçoit que 10 l/s
- Un forage qui alimente le village mais les nappes phréatiques s'épuisent au fur et à mesure, les caractéristiques du forage sont données dans le tableau suivant : [1]

Tableau.I.3. Caractéristique du forage de Raffour

Dénomination des forages	Cote du TN (m)	Niveau dynamique (m)	Débit d'exploitation (m ³ /j)
F	330	75	288

I.6. Situation hydrologique

La zone d'étude est caractérisée par 2 cours d'eau principaux :

- Oued sahel : la zone d'étude se situe sur la rive gauche de cet oued. Ce cours d'eau appartient au sous bassin versant de l'oued sahel Soummam (oued Ziane et Eddous), qui reçoit une pluviométrie moyenne annuelle de 500mm.
- Oued Ouakeur : provenant des montagnes Iwaquren. [1]

I.7. Situation topographique

Le village de Raffour est une zone de haute plaine dont l'altitude Est entre 300m et 350m. La zone d'étude est bornée au nord par la chaîne de Djurdjura culminant à 2308m (Lala Khadîdja) au sud par les chaînons de Bibans et Babors. [1]

I.8. Conclusion

Ce chapitre nous a permis de récolter les caractéristiques générales de notre zone d'étude qui vont nous servir pour l'élaboration du projet d'alimentation en eau potable dans les chapitres suivants.

II.1. Introduction

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur.

II.2. Evaluation de la population

Le réseau d'alimentation en eau potable de la région sera conçu en tenant compte de la croissance démographique dans le temps. La population de Raffour croît à un rythme de 2.6%. Connaissant le nombre de population en l'an 2008 et le taux d'accroissement prévu. L'estimation de la population en situation future, consistera à prendre en compte l'évolution de la population à long terme (25 ans), grâce à la relation suivante :

$$P_n = P_0 * (1+T)^n \tag{II.1}$$

P_n : population pour l'horizon considéré ;

P_0 : population de l'année de référence ;

T : Taux d'accroissement ;

n : nombre d'années séparent l'année de référence et celle d'horizon considère.

Tableau .II.1. Évolution de l'agglomération secondaire de Raffour selon le RGPH 2008 jusqu'au 2044.

Année	2008	2019	2044
Population	7242	9605	18247

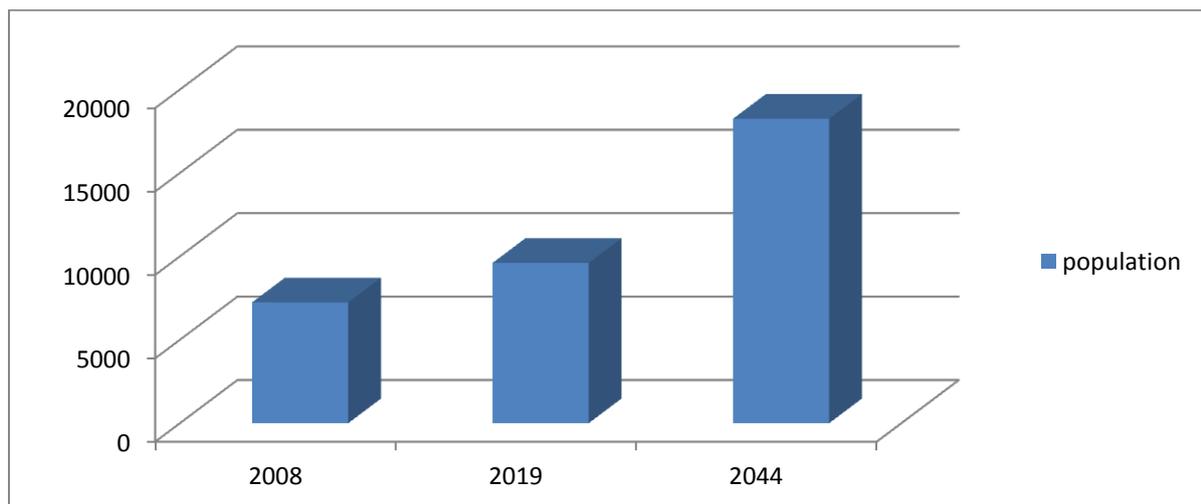


Figure. II.1. Histogramme de l'évaluation de la population.

II.3. Le choix de la norme de consommation (dotation)

La dotation ou la norme de consommation est définie comme étant la quantité quotidienne d'eau que doit utiliser l'être humain, dans ses différents besoins à savoir la boisson, la douche, le ménage, ... etc. Elle dépend de plusieurs facteurs : [2]

- Le niveau de vie de la population ;
- Nombre d'habitant ;
- Développement urbain ;
- Les ressources existantes.

Généralement pour l'estimation des besoins domestiques d'une agglomération urbaine, nous pouvons tabler en premières approximation sur la base suivante :

Tableau. II.2. Norme de consommation domestique

Nombre d'habitant	Norme de consommation (l/hab/j)
De 5000 à 20 000	150 à 200
De 20 000 à 100 000	200 à 300
Supérieur à 100 000	300 à 400

Vue le niveau de vie, les habitudes sanitaires des gens, le niveau hygiénique et son évolution future, nous estimons qu'une dotation de **150 l/j/hab.** sera suffisante pour satisfaire les besoins en eau potable pour le village.

II.4. Consommation moyenne journalière

C'est la quantité d'eau moyenne consommée par l'ensemble de la population et par d'autres installations pendant une journée. Elle est exprimée par une relation de débit moyen journalier suivant :

$$Q_{\text{moy j}} = \sum (q \cdot N_i / 1000) \quad (\text{II.2})$$

Avec :

$Q_{\text{moy j}}$: consommation moyenne journalière des consommateurs en m^3/s ;

q : dotation moyenne journalière des consommateurs en l/j/cons ;

N_i : nombre de consommateurs.

II.5. Différents types des besoins

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération. Pour notre étude, il est nécessaire de se pencher sur les différents paramètres de besoins, tel que :

- Les besoins domestiques ;
- Les besoins administratifs ;
- Les besoins pour l'arrosage ;
- Les besoins sanitaires ;
- Les besoins socioculturels ;
- Les besoins scolaires ;
- et les besoins commerciaux.

II.5.1. Besoins domestiques

C'est la quantité d'eau utilisée par les consommateurs dans leurs résidences pour les différents usages comme la lessive, la cuisine, l'hygiène,...etc. Ils sont estimés selon la population et avec une dotation unitaire qui dépend généralement de l'agglomération et de son niveau de vie. [3]

Tableau .II.3. Besoin en eau domestique.

Localité	Population 2019	Population 2044	Dotation (l/j /hab)	Besoin (m ³ /j)	
				2019	2044
Raffour	9605	18247	150	1440.75	2737.05

II.5.2. Les équipements existants

Tableau .II.4. Equipements existants [4]

Localité	Secteur	Equipment
Raffour	Sanitaire	- Une salle de soin - Un laboratoire d'analyse
	Scolaire	- 02 crèches - 04 primaires - 02CEM - 01 lycée - 01 CFPA - 01 école de formation - 01 bibliothèque
	Administratif	- 01 bureau de poste - Antenne administrative

Tableau .II.4. Equipements existants (suite et fin) [4]

Localité	Secteur	Equipment
Raffour	Socioculturels	- 01Mosqué - 01 maison de jeunes - 02 Salles de sport - 02 airs de jeux
	Commerciaux	- 25 Alimentations générales - 15fast Food+ restaurants - 02pharmacies

II.5.3. Besoins collectifs

Cet usage englobe la consommation des administrations, des établissements d'enseignements et médicaux, des municipalités. Nous citons ci-dessous, quelques exemples des besoins publics.

II.5.3.1 Besoins socioculturels

Tableau .II.5.Les besoins en eau socioculturel

Localisation	Equipements	Nombre	Effectif	Unité	Dotation (l /j /u)	Besoin
						(m ³ /j)
Raffour	Mosquée	1	250	Fidèle	20	5
	Maison de jeune	1	100	Personne	20	2
	Salle de sport	2	50	athlète	20	2
	Air de jeux	2	25	Personne	20	1
Totale						10

II.5.3.2. Les besoins scolaires

Tableau II.6.Les besoins scolaires

Localisation	Désignation	Effectif totale	Unité	Dotation (l /j/u)	Besoin (m ³ /j)
Raffour	Crèche	60	Élève	25	1,5
	Ecole primaire	1005	Élève	25	25,125
	CEM	533	Élève	25	13,325

Tableau II.6. Les besoins scolaires (suite et fin)

Localisation	Désignation	Effectif totale	Unité	Dotation (l /j/u)	Besoin (m ³ /j)
Raffour	Lycée	256	Élève	25	6,4
	CFPA	200	Élève	25	5
	Ecole De formation	150	Élève	25	3,75
	Bibliothèque	150	personne	10	1,5
Total					56,6

II.5.3.3 Les besoins administratifs**Tableau. II.7. Evolution des besoins administratifs**

Localisation	Equipment	Nombre	Effectif	unité	Dotation (l/j /u)	Besoin (m ³ /j)
Raffour	Bureau de poste	1	6	Employé	10	0,06
	Antenne administrative	1	6	employé	10	0,06
Totale						0,12

II.5.3.4. Les besoins sanitaires**Tableau .II.8. Les besoins en eau sanitaires de toutes les localités de Raffour.**

Localisation	Equipment	Nombre	Unité	Dotation	Besoin
				(l/j/u)	(m ³ /j)
Raffour	Salle de soin	15	Patient	10	0,15
	Laboratoire	15	Patient	10	0,15
Totale					0,3

II.5.3.5. Les besoins commerciaux

Tableau. II.9. Besoins commerciaux.

Localisation	Equipment	Nombre	Unité	Dotation (l/j/u)	Besoin (m ³ /j)
Raffour	Cafeterias	6	Unité	200	1,2
	Restaurants	15	Unité	300	4,5
	Alimentation générale	25	Unité	25	0,625
	Pharmacie	2	Unité	100	0,2
Totale					6,525

II.6. Débit d'équipements à long terme (2044)

Pour estimer les besoins d'équipements projetés, on fait intervenir le rapport entre les besoins d'équipements et les besoins domestiques, et à la base de ce rapport, on estime les besoins projetés d'équipements pour l'horizon voulu.

$$Q_{\text{moy},j} = Q_{\text{dom}} + Q_{\text{équi}} \quad (\text{II.3})$$

Et le débit d'équipements projetés sera estimé par la formule suivante :

$$\frac{Q_{\text{équi}(2019)}^\circ}{Q_{\text{dom}(2019)}} = \frac{Q_{\text{équi}(2044)}^\circ}{Q_{\text{dom}(2044)}} \quad (\text{II.4})$$

Avec :

$Q_{\text{moy},j}$: Le débit moyen journalier en (m³/j) ;

Q_{dom} : Le débit des besoins domestiques journalier en (m³/j) ;

$Q_{\text{équi}}$: Le débit des équipements journalier en (m³/j).

Tableau. II.10. Estimation du débit d'équipement pour l'horizon 2044

Localité	Q_{dom} (m ³ /j)		$Q_{\text{équi}}$ (m ³ /j)		$Q_{\text{moy},j}$ (m ³ /j)	
	2019	2044	2019	2044	2019	2044
Raffour	1440,75	2737,05	73,545	139,719	1514,295	2876,769

II.7. Majoration de la consommation moyenne journalière

Les pertes sont dues à un manque d'étanchéité au niveau des joints des canalisations favorisant ainsi les fuites d'eau dans le réseau, mais aussi à des conduites défectueuses du réseau d'alimentation en eau potable. Toutefois, les pertes dans les résidences, dues à un usage abusif ou à une installation intérieure défectueuse, ne sont pas comptabilisées dans les

perdes mais plutôt dans la consommation domestique. Les pertes sont difficiles à déterminer de façon précise. L'ensemble des fuites sur les adductions et le réseau varient suivant le type de canalisation, leur vétusté, la nature de terrain et la qualité de l'entretien. Compte tenu des quantités d'eau prévues pour les fuites de réseau de distribution, il est à noter que :

- Dans un réseau de distribution bien entretenu, les pertes atteignent les 25 % de la consommation moyenne journalière.
- Dans un réseau de distribution moyennement entretenu, les pertes sont comprises entre 25 % et 35% de la consommation moyenne journalière.
- Dans un réseau de distribution mal entretenu, les pertes peuvent dépasser les 50 % de la consommation moyenne journalière. [5]

Pour compenser ces fuites, on effectue une majoration de 20%. Ce qui donne un coefficient de majoration de $K_f = 1,2$ Le débit moyen journalier majoré est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy.maj.j}} = K_f \times Q_{\text{moy.j}} \tag{II.5}$$

Avec :

- $Q_{\text{moy.j.maj}}$: Débit moyen journalier majoré (m^3/j) ;
- $Q_{\text{moy.j}}$: Débit moyen journalier ;
- K_f : Coefficient de fuite.

Tableau .II.11.Majoration de la consommation moyenne journalière.

Localité	$Q_{\text{moy.j}}$ (m^3/j)		$Q_{\text{moy.maj.j}}$ (m^3/j)	
	2019	2044	2019	2044
Raffour	1514,295	2876,769	1817,154	3452,123

II.8. Variation de la consommation journalière

L'étalement de la consommation est plus sensible dans les grandes agglomérations, les pointes ou les pics de consommation se situent normalement au début et en fin de journée. Cette variation est fonction du jour de la semaine.

Dans l'année, il existe une journée la plus chargée où la consommation d'eau est maximale, de même il existe une journée la moins chargée où la consommation est minimale.

Par rapport au débit moyen journalier, on peut déterminer un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation ($Q_{\text{moy.j}}$). Ce rapport est appelé le coefficient d'irrégularité journalière maximum et est noté par « $K_{\text{Max.j}}$ » [5]

II.8.1. Coefficient d'irrégularité maximum journalière

$$K_{\text{max.j}} = Q_{\text{max.j}} / Q_{\text{moy.maj.j}} \tag{II.6}$$

D'où :

- $Q_{max,j}$: Consommation maximale journalière (m^3 /j).
- $K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximum journalière.

Le coefficient d'irrégularité maximum journalière varie entre 1,1 et 1,3

Dans notre cas on prendra la valeur moyenne : $K_{max,j}= 1,2$

II.8.2. Détermination des débits journaliers

II.8.2.1. Débit maximal journalier

Le débit maximal journalier est défini comme étant le débit de la journée de l'année où la consommation atteint un seuil maximal par rapport au débit moyen établi. Sa détermination nous permet de procéder au dimensionnement : des conduites d'adduction, de la station de pompage, du réservoir de stockage. Ce dernier est déterminé par la formule suivante : [5]

$$Q_{max,j} = K_{max,j} * Q_{moy.maj,j} \tag{II.7}$$

D'où :

- $Q_{max,j}$: Débit maximal journalier (m^3/j) ;
- $K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximum ;
- $K_{max,j}=1,2$.

Tableau. II.12. Consommation maximale journalière

Localité	$Q_{moy.maj,j}$ (m^3 /j)		$Q_{max,j}$ (m^3 /j)	
	2019	2044	2019	2044
Raffour	1817,154	3452,123	2180,585	4142,548

II.8.3. Variation de la consommation horaire

Le débit qui afflue du réservoir vers les consommateurs varie d'une heure à une autre, la somme de ces volumes d'eau horaires nous informe sur la consommation maximale journalière. Les consommations maximales et minimales horaires sont respectivement caractérisées par les coefficients maximums et minimums horaires ($K_{max, h}$, $K_{min, h}$). [3]

II.8.3.1. Débit maximum horaire

Le débit maximum horaire correspond au coefficient maximum horaire, ce dernier peut être décomposé en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération, à savoir α_{max} et β_{max} . La détermination de la consommation moyenne horaire est exprimée par la formule : [3]

$$Q_{moy,h} = (K_{max,h} * Q_{max,j}) / 24 \tag{II.8}$$

D’Où :

- $Q_{moy. h}$: Débit maximum horaire (m^3/h) ;
- $Q_{max.j}$: débit maximum journalier (m^3/j) ;
- $K_{max.h}$: Coefficient d’irrégularité horaire maximal donné par la formule :

$$K_{max.h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \tag{II.9}$$

Avec :

- α_{max} : Coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements l’agglomération qui est compris entre (1.2 et 1.4) (nous prenons $\alpha_{max} = 1.2$) ;
 - β_{max} : Coefficient en fonction de la taille d’agglomération.
- Les valeurs de β_{max} sont obtenues par interpolation en utilisant les valeurs représentées dans le tableau suivant :

Tableau. II.13. Les valeurs de β_{max}

Habitant X 10^3	<1	1.5	2.5	4	6	10	20	50
β_{max}	2	1.8	1.6	1.5	1.6	1.3	1.2	1.15

Le nombre de population pour notre horizon d’étude (25 ans) est de 18247 habitants, le coefficient α_{max} se situe dans l’intervalle [10÷20]. Pour la détermination du coefficient β_{max} , nous utiliserons l’interpolation suivante :

$$\beta_{max} = \beta_{max0} + (P - P0) \frac{(\beta_{max1} - \beta_{max0})}{(P1 - P0)} \tag{II.10}$$

D’où :

- $\beta_{max0} = 1,3$ correspondant à $P0 = 10000$ habitants ;
- P : Nombre de la population à notre horizon d’étude (18247 Habitants) ;
- $\beta_{max1} = 1,2$ correspondant à $P1 = 20000$ habitants.

On obtient :

$$\beta_{max} = 1.22$$

On aura par suite :

$$K_{max.h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \tag{II.11}$$

$$K_{max.h} = 1.2 * 1.22 = 1.46$$

$$K_{max.h} = 1.46$$

On prend le $K_{max.h} = 1.5$

En déduit les valeurs valeur de $Q_{max.h}$ dans le tableau ci dessous:

$$Q_{\max,h} = K_{\max,h} * Q_{\text{moy},h} \quad (\text{II.12})$$

Tableau .II.14. Le débit maximal horaire

Localité	Débit max journalier (m ³ /j)		Débit moyen horaire (m ³ /h)	
	2019	2044	2019	2044
Raffour	2180,585	4142,548	136,287	258,909

Le village de Raffour est alimenté par la source noire avec un débit (864 m³/j) et par un forage avec un débit 288m³/j. Alors que les besoins totaux de la commune sont de 4148,898m³/j , donc il y a un déficit égale à :

$$D_f = 4142,548 - (864 + 288) = 2990,548 \text{ m}^3/\text{j}$$

II.9. Conclusion

Vue le manque d'eau dans village de Raffour, la population souffre de pénurie d'eau surtout dans les périodes estivale ou la consommation augmente considérablement. Suivant le résultat effectué dans ce présent chapitre, nous constatons un déficit de l'ordre de 2990,548 m³/j .Donc pour combler à ce déficit nous avons envisagé de renforcer notre réseau à partir du barrage de Tilsdit et qui fera l'objet du chapitre suivant.

III.1. Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages intermédiaires entre les réseaux d'adduction et de distribution. Ils jouent un rôle très important dans un réseau d'alimentation en eau potable et peuvent avoir plusieurs fonctions techniques et économiques

Le village de Raffour va prendre en charge un accroissement de la population, ce qui va sûrement engendrer un déficit en matière de stockage, donc le but de ce chapitre est de déterminer les volumes de stockage nécessaires et les vérifier de telle façon qu'on assure le meilleur fonctionnement des réseaux.

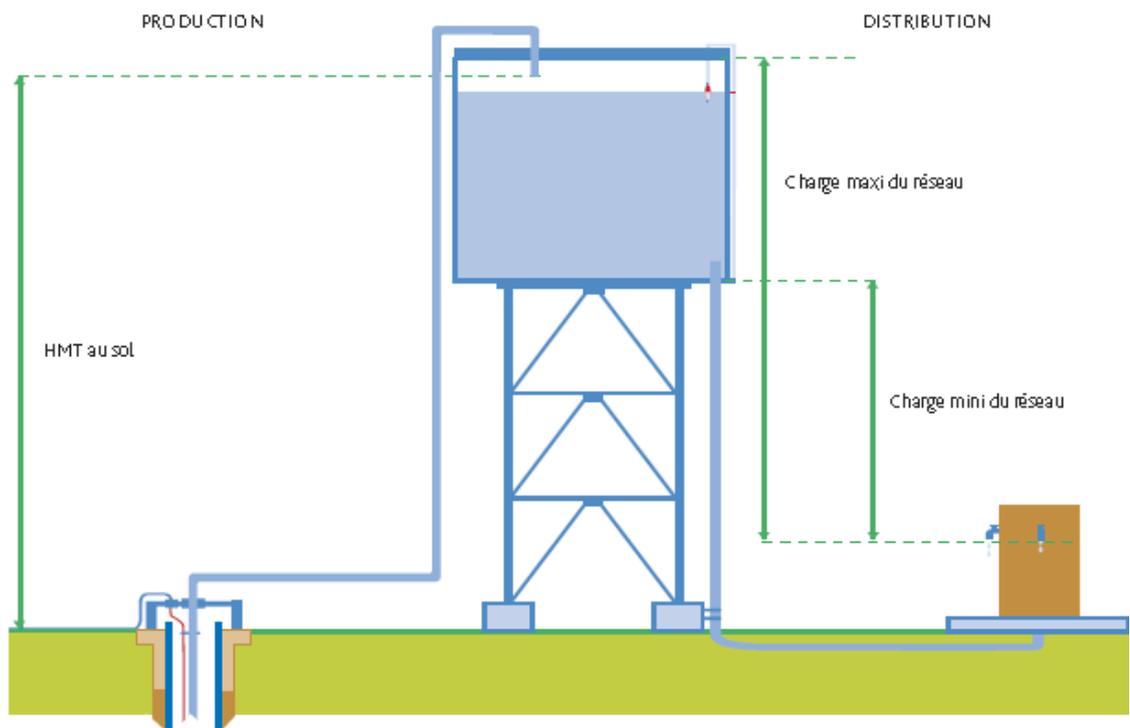


Figure.III.1. Schéma général des phases de production et de distribution d'un AEP

III.2. Le rôle des réservoirs

Ils assurent plusieurs fonctions à savoir :

III.2.1. Fonctions techniques

- Ils servent à compenser l'écart entre les apports d'eau (par gravité ou pompage) et la consommation (débit de pointe et autres) ;
- Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau...);
- Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant ;
- Simplification de l'exploitation ;
- Régularité des pressions dans le réseau ;
- Réserve incendie garantie. Une partie du volume est réservé à la lutte contre l'incendie. [6]

III.2.2. Fonctions économiques

- Réduction des investissements sur les ouvrages de production.
- Réduction des investissements sur le réseau de distribution.
- Réduction des dépenses d'énergie.

III.3. Emplacement du réservoir

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

- En terrains accidentés, l'emplacement sera sur un site dont la cote excède les plus hautes d'une valeur suffisante (10 à 20m) pour assurer une alimentation directe par simple gravité.
- L'économie nous pousse à réaliser des réservoirs semi enterrés, pour les quels les frais de terrassement sont moins onéreux et dont la couverture peut être plus légère.
- Pour des raisons économiques, il est préférable que ce remplissage se fasse par gravité. Ce qui implique qu'on peut le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau.
- Le souci esthétique devrait conduire, le souvent, à la construction de réservoirs souterrains.
- En plaines, ils doivent être au centre de gravité de l'agglomération et surélevés pour que la cote radier soit supérieur à la cote piézométrique maximale exigée par le réseau de distribution.
- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés la pression suffisante. [6]

III.4. Caractéristiques du réservoir

Durant la construction d'un réservoir, les matériaux utilisés doivent être choisis pour assurer

- **Résistance** : Le réservoir doit équilibrer en toutes ses parties les efforts auxquels il est soumis.
- **Étanchéité** : Les parois doivent être étanches pour éviter les fuites.
- **Durabilité** : Le réservoir doit avoir une durabilité pour longtemps, ce qui veut dire, le matériau dont il est constitué doit conserver ses propriétés initiales en contact avec l'eau. [6]

III.5. Classification des réservoirs

Ils peuvent être classés selon :

III.5.1. Leurs positions par rapport au sol :

- Les réservoirs enterrés ;
- Les réservoirs semi enterrés ;
- Les réservoirs sur le sol :

Ce genre de réservoirs alimente gravitairement le réseau de distribution

Les réservoirs surélevés : La cuve du réservoir étant disposée sur une tour,

Réservoir avec station de surpression associée : L'alimentation du réseau de distribution nécessitant une surpression.

Réservoir sous pression : Ou un dispositif de compresseur d'air maintient au dessus du plan d'eau une pression supérieure à la pression atmosphérique, [6]

III.5.2. Leurs formes

- Les réservoirs circulaires ;
- Les réservoirs carrés, rectangulaires ;
- Les réservoirs quelconques.

III.5.3. Leurs modes de fermeture

- Les réservoirs couverts ;
- Les réservoirs non couverts.

III.5.4. Matériaux de construction

Ils peuvent être :

- Métalliques ;

- En maçonnerie ;
- En béton armé ;

III.5.5. Selon l'usage

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

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.

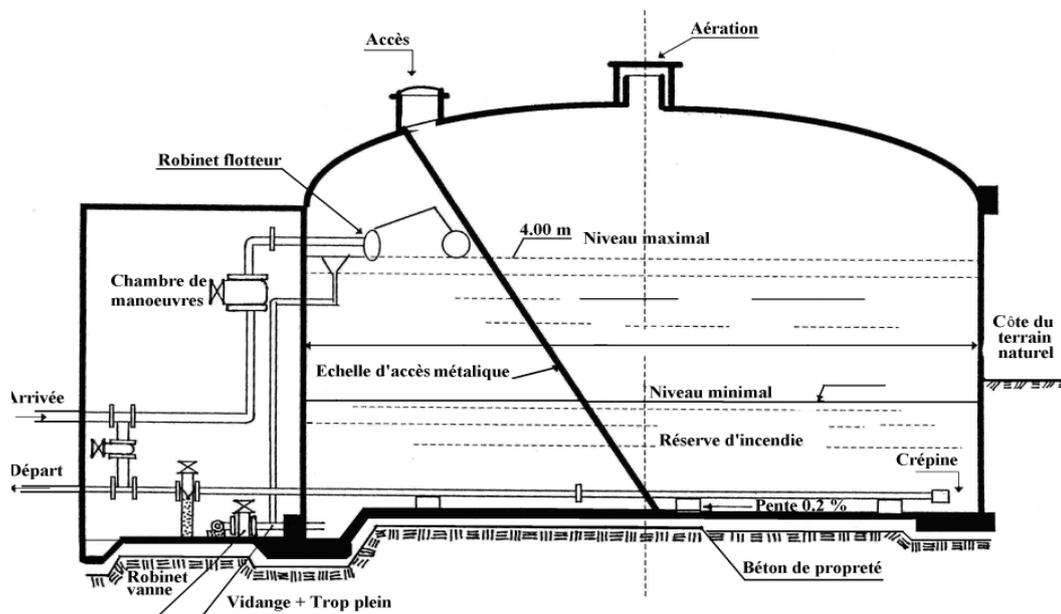


Figure.III.2. Réservoir semi enterré cylindrique

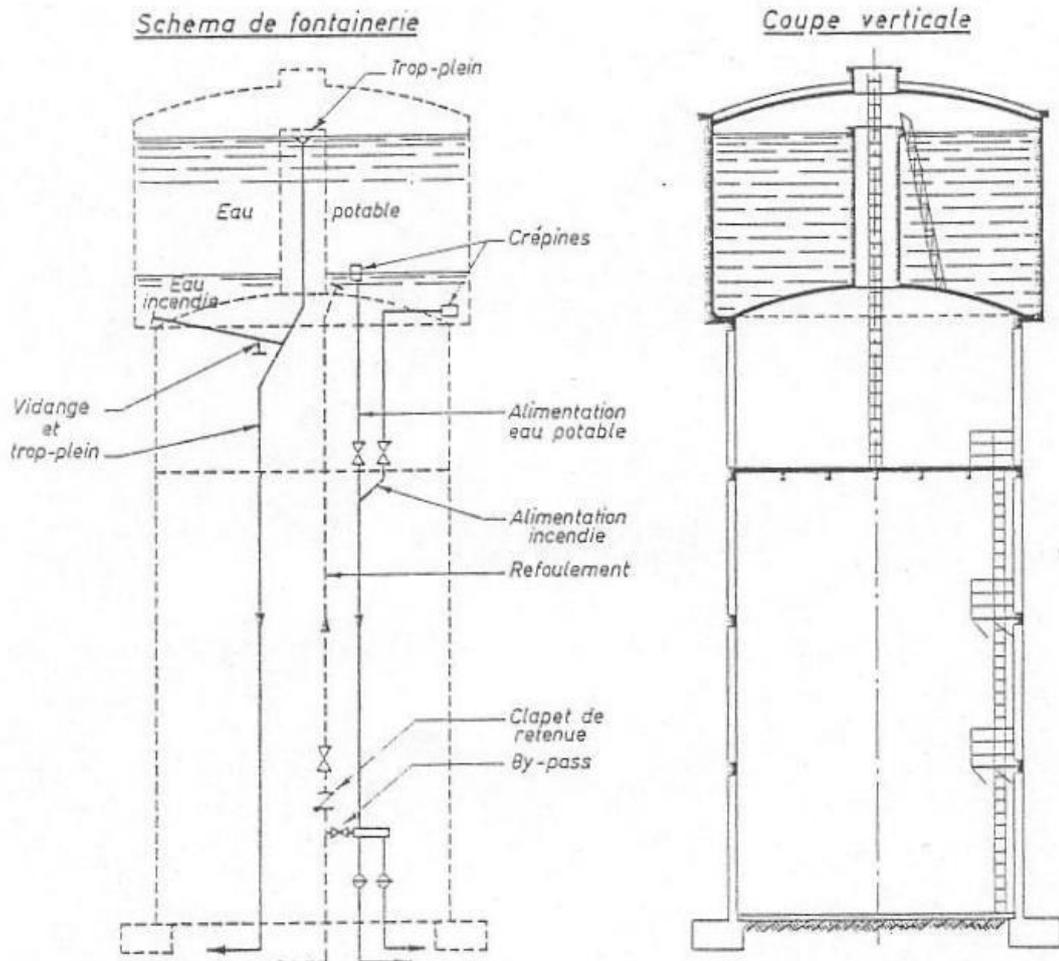


Figure.III.3. Réservoir surélevé

III.6. Choix de type du réservoir

Vue la topographie des lieux, le relief de la région étant accidenté et l'emplacement disponible et les avantages qu'offrent les réservoirs circulaires, semi enterrés ; à savoir Economie sur les frais de construction. [3]

- Etude architecturale très simplifiée.
- Ethnocentrie plus facile à réaliser.
- Conservation de l'eau se fait à une faible variable de température.
- L'étanchéité est assurée.

L'utilisation de ce type de réservoir répond bien aux différents problèmes technico économiques. Il est exigé d'un réservoir d'être :

- Couverts,
- À l'abri des contaminations,
- À l'abri des infiltrations des eaux souterraines,
- À l'abri des pluies et des poussières.

III.7. Equipements des réservoirs

III.7.1. Conduite d'adduction ou d'arrivée

L'arrivée de l'eau dans un réservoir peut être placée soit à son fond soit à la partie supérieure ou même déversée au-dessus de la surface libre dans celui-ci. La conduite est munie d'un flotteur à son arrivée, afin d'arrêter la pompe dans le cas de l'adduction par refoulement, où il ferme le robinet dans le cas d'adduction gravitaire. [7]

Le schéma de la conduite d'adduction est représenté dans la figure (III.4) ci-dessous :

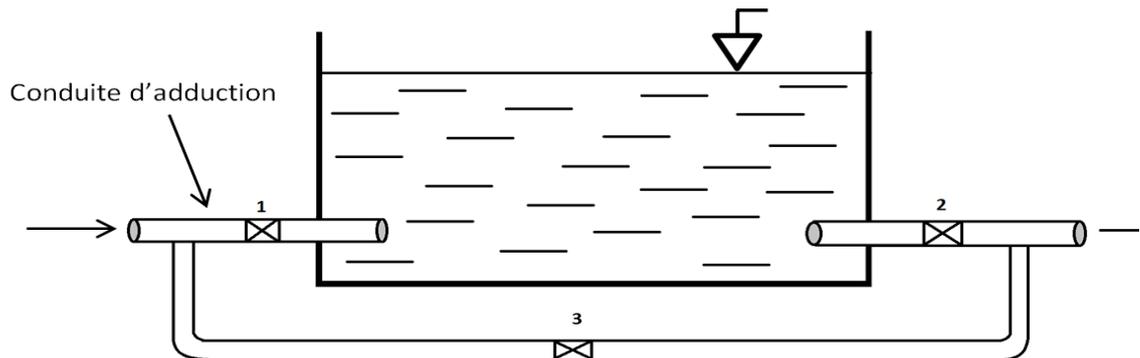


Figure.III.4. Conduite d'adduction

III.7.2. Conduite de distribution ou de départ

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.20 m au-dessus du radier et cela pour éviter l'introduction dans la distribution des boues ou des sables décantés. La conduite de distribution doit être munie à son origine d'une crépine afin d'éviter la pénétration des dépôts dans la conduite. Pour éviter la pénétration d'air en cas d'abaissement maximal du plan d'eau, nous réservons un minimum de 0.5 m dessus de la génératrice supérieure de la conduite. Pour pouvoir isoler le réservoir en cas d'accident, un robinet vanne est installé sur le départ de la conduite. Aussi, il y'a lieu de rendre automatique la fermeture du robinet en utilisant une vanne papillon à commande hydraulique qui se mettra en marche dès qu'une surverse se manifestera dans la conduite.

La conduite de distribution est représentée dans la figure (III.5) suivante :

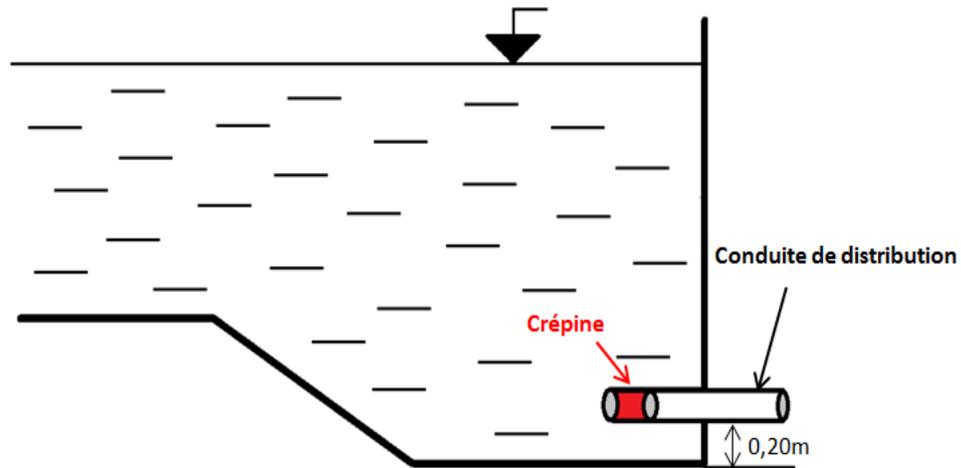


Figure.III.5. Conduite de distribution

III.7.3. Conduite de trop-plein

C'est une conduite qui assure l'évacuation du débit d'adduction excédentaire lors de l'atteinte d'un niveau maximal dans le réservoir. Cette conduite ne doit pas comporter de robinet sur son parcours et son extrémité doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve. [7]

Le schéma de la conduite de trop-plein est représenté dans la figure (III.6) suivante :

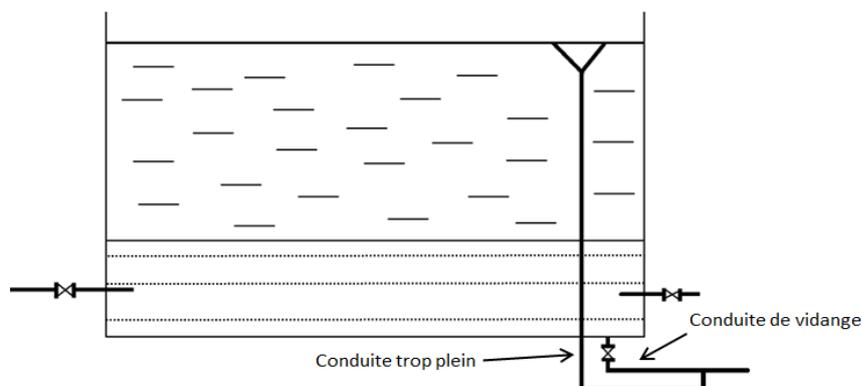


Figure.III.6. Conduite de trop-plein

III.7.4. Conduite de vidange

Cette conduite se trouve au plus bas point du réservoir. Elle permet la vidange du réservoir pour son nettoyage ou sa réparation. A cet effet, le radier du déversoir est réglé en pente vers son origine. Elle est raccordée à la conduite de trop-plein, et comporte un robinet vanne avant le raccordement sur cette dernière. [7]

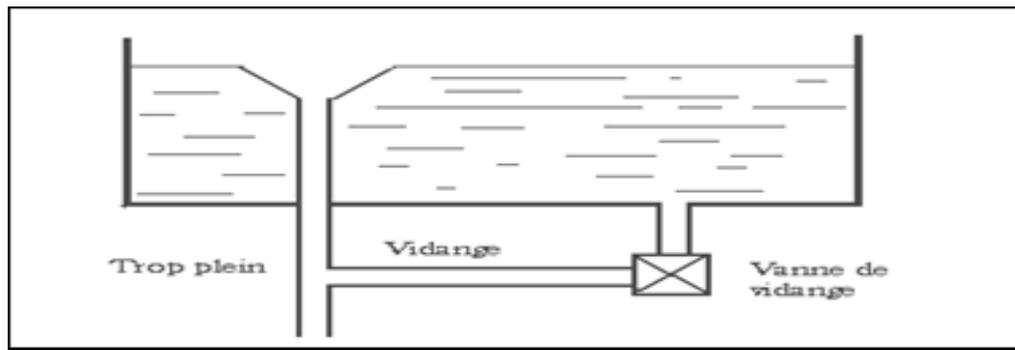


Figure.III.7. Schéma trop-plein et vidange

III.7.5. Conduite by-pass

C'est un tronçon de conduite qui assure la continuité de la distribution en cas des travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve. Il relie la conduite d'adduction avec celle de distribution. La communication entre ces deux conduites en marche normale :

- Les vannes (1) et (2) sont ouvertes, et la vanne (3) est fermée ;
- En by-pass, on ferme (1) et (2) et on ouvre (3). [7]

Le schéma de la conduite by-pass est représenté dans la figure (II.8) ci-après

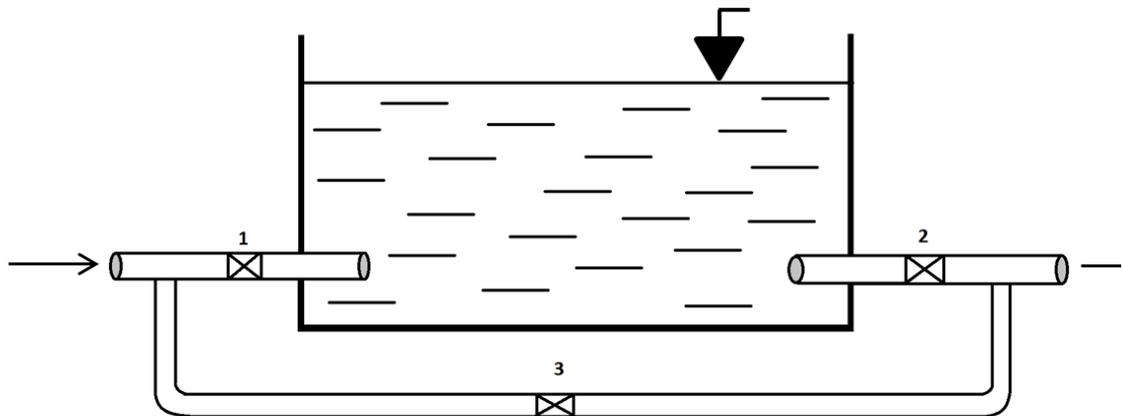


Figure.III.8. Conduite de by-pass

III.7.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

Un interrupteur à flotteur va être disposé à la partie haute du 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 d'eau supérieur. Afin de conserver la réserve d'eau destinée pour lutter contre les incendies, deux types de procédés sont utilisés : [7]

III.7.6.1. Le système à deux prises

En temps normal, (1) est fermée et (2) ouverte, en cas de sinistre, il suffit d'ouvrir (1), mais il existe ainsi une tranche d'eau morte, ce qu'il faut éviter.

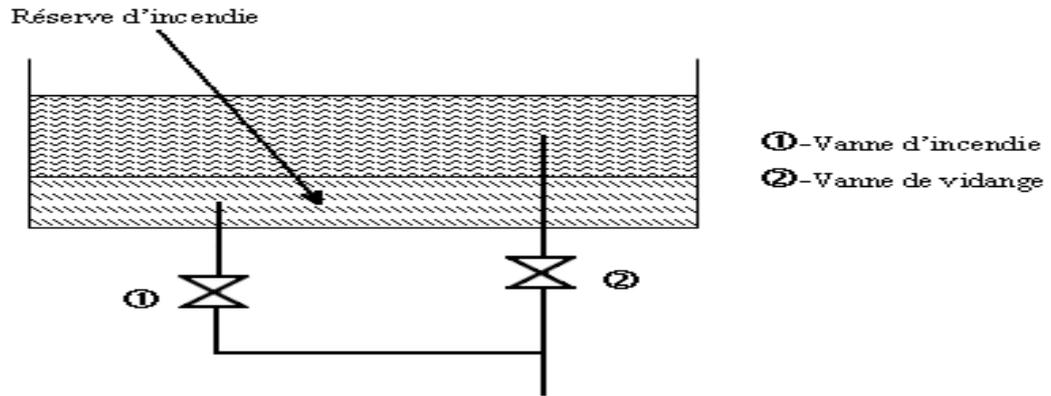


Figure.III.9. Système à deux prises

III.7.6.2. Système à siphon

En temps normal, (1) ouvert et la vanne (2) fermée. En cas de sinistre, il suffit d'ouvrir (2). Il est bon de prévoir un troisième robinet vanne (3), normalement ouvert, qui permet de réparer (1) ou (2) en cas de besoin. La vanne (2) sera de préférence une vanne papillon à ouverture rapide et commandée électriquement.

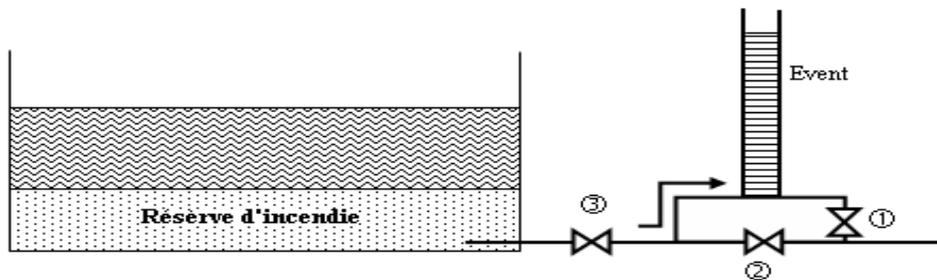


Figure.III.10. Système à siphon

III.8. Entretien du réservoir

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

Le nettoyage périodique de la cuve comporte les phases suivantes :

- Isolement et vidange de la cuve ;
- Elimination des dépôts sur les parois ;
- Examen des parois et réparations éventuelles ;
- Désinfection à l'aide des produits chlorés ;
- Remise en service. [2]

III.9. Hygiène et sécurité

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

- Comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de la température et l'introduction des corps étrangers ;
- Etre à l'abri des contaminations ;
- Etre aéré : il y'a lieu de percer quelques orifices munis d'épaisses plaques de verre afin laisser passer la lumière ;
- Etre parfaitement étanche et ne doit recevoir aucun endroit susceptible d'altérer la qualité de l'eau ;
- Etre muni d'un robinet de puisard pour faciliter le contrôle de l'eau. [2]

Aussi, la circulation de l'eau doit être régulière à l'intérieur du réservoir pour éviter toute stagnation.

III.10. Description du schéma des réservoirs

Le village de Raffour est renforcé par le barrage de Tilsdit. L'eau sera acheminée gravitairement vers les réservoirs R1, R2, R3, R4. Sachant que le réservoir R4 est alimenté aussi par un forage qui refoule pendant une période de 22 h

III.11. Dimensionnement des réservoirs

Le volume total du réservoir est calculé en tenant compte de la réserve d'incendie en utilisant la formule suivante :

$$V_T = V_U + V_{inc} \quad (III.1)$$

Avec :

- V_T : volume total du réservoir.
- V_{inc} : volume d'incendie ($120m^3$).
- V_U : volume utile de stockage du réservoir en (m^3), il est déterminé à partir de formule suivante :

$$V_U = \frac{P_{max}(\%)*Q_{max}}{100} \quad (III.2)$$

Avec :

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

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

Avec :

$-R_{\max}^+$: Résidu maximal positif.

$-R_{\max}^-$: Résidu maximal négatif.

La distribution du débit maximal journalier sur les heures, tient compte du coefficient de variation horaire $k_{\max,h}$ qui est déterminé à partir de l'annexe (1).

III.11.1. Dimensionnement du réservoir (R1) commune d'Eladjiba

Le réservoir (R1) est alimenté à partir du réservoir tête de barrage de Tilssit qui assure une adduction vers le réservoir (R2) et une distribution vers l'agglomération d'Eladjiba dont le nombre d'habitant à l'horizon 2044 est de 18085 habitants.

On a:

$$Q_{\max,j} = 5416.026 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\alpha_{\max} = 1.2$$

$$\beta_{\max} = 1.22$$

$$\text{Donc : } k_{\max,h} = 1.46$$

D'après l'annexe (1) on prend $k_{\max,h} = 1.5$

Le débit de la conduite qui vient de barrage de Tilssit est :

$$Q_{\text{barrage}} = 13280,872 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau.III.1. Dimensionnement de réservoir (R1)

Heure	Apport (%)	Distribution (%)	Adduction (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4.16	0.61	2.46	1.09		1.09
1-2	4.16	0.61	2.46	1.09		2.18
2-3	4.16	0.61	2.46	1.09		3.27
3-4	4.16	0.61	2.46	1.09		4.36
4-5	4.16	1.01	2.46	0.69		5.05
5-6	4.16	1.43	2.46	0.27		5.32
6-7	4.16	1.84	2.47		-0.15	5.17
7-8	4.16	2.24	2.47		-0.55	4.62
8-9	4.17	2.55	2.47		-0.85	3.77
9-10	4.17	2.55	2.47		-0.85	2.92
10-11	4.17	2.55	2.47		-0.85	2.07
11-12	4.17	2.55	2.47		-0.85	1.22

Tableau.III.1. Dimensionnement de réservoir (R1) (Suite et fin)

Heure	Apport (%)	Distribution (%)	Adduction (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
12-13	4.17	2.04	2.47		-0.34	0.88
13-14	4.17	2.04	2.47		-0.34	0.54
14-15	4.17	2.24	2.47		-0.54	0
15-16	4.17	2.45	2.47		-0.75	-0.75
16-17	4.17	2.45	2.47		-0.75	-1.5
17-18	4.17	2.24	2.47		-0.54	-2.04
18-19	4.17	2.04	2.47		-0.34	-2.38
19-20	4.17	1.84	2.47		-0.14	-2.52
20-21	4.17	1.63	2.47	0.07		-2.45
22-23	4.17	0.82	2.47	0.88		-1.09
23-00	4.17	0.61	2.47	1.09		0.00
Total	100	40.78	59.22	7.84	7.84	

D'après le tableau nous aurons :

$$P_{\max\%} = |5.32| + |-2.52| = 7.84$$

$$\text{Donc } V_u = P_{\max\%} * \frac{Q_{\max.j}}{100} = 7.84 * \frac{13280.872}{100} = 1041.220 \text{ m}^3.$$

Conclusion :

Le volume de réservoir que nous avons trouvé est de 1041.220 m³. Donc la capacité de réservoir (R1) existant (3000m³) est suffisante.

III.11.2. Dimensionnement du réservoir (R2) le village d'Akcim

Le réservoir (R2) est alimenté à partir d'une conduite gravitaire qui assure une adduction vers le réservoir (R3) et une distribution vers l'agglomération d'Akcim dont le nombre d'habitant à l'horizon 2044 est de 6772 habitants.

On a :

$$Q_{\max.j} = 2021.314 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\alpha_{\max} = 1.2 \quad , \quad \beta_{\max} = 1.64$$

$$\text{Donc : } k_{\max.h} = 1.84$$

D'après l'annexe (1) on prend $k_{\max.h} = 1.8$

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau.III.2. Dimensionnement de réservoir (R2)

Heure	Apport (%)	Distribution (%)	Adduction (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4.16	0.23	3.00	0.93	-	0.93
1-2	4.16	0.23	3.10	0.83	-	1.76
2-3	4.16	0.23	3.10	0.83	-	2.59
3-4	4.16	0.26	3.10	0.80	-	3.39
4-5	4.16	0.35	3.10	0.71	-	4.1
5-6	4.16	0.99	3.10	0.07	-	4.17
6-7	4.16	1.34	3.10	-	-0.28	3.89
7-8	4.16	1.59	3.10	-	-0.53	3.36
8-9	4.17	1.41	3.10	-	-0.34	3.02
9-10	4.17	1.50	3.10	-	-0.43	2.59
10-11	4.17	1.29	3.10	-	-0.22	2.37
11-12	4.17	1.67	3.10	-	-0.60	1.77
12-13	4.17	1.93	3.10	-	-0.86	0.91
13-14	4.17	1.72	3.10	-	-0.65	0.26
14-15	4.17	1.37	3.10	-	-0.3	-0.04
15-16	4.17	1.20	3.10	-	-0.13	-0.17
16-17	4.17	1.16	3.10	-	-0.09	-0.26
17-18	4.17	1.41	3.10	-	-0.34	-0.6
18-19	4.17	1.62	3.10	-	-0.55	-1.15
19-20	4.17	1.37	3.10	-	-0.30	-1.45
20-21	4.17	1.29	3.10	-	-0.22	-1.67
21-22	4.17	0.77	3.10	0.3	-	-1.37
22-23	4.17	0.51	3.10	0.56	-	-0.81
23-00	4.17	0.26	3.10	0.81	-	0.00
Total	100	25.70	74.3	5.84	5.84	-

D'après le tableau nous aurons :

$$P_{\max\%} = |4.17| + |-1.67| = 5.84$$

$$\text{Donc } V_u = P_{\max\%} * \frac{Q_{\max.j}}{100} = 5.84 * \frac{7864.846}{100} = 459.31\text{m}^3.$$

Conclusion :

Le volume de réservoir que nous avons trouvé est de 459.31m^3 . Donc la capacité de réservoir existant (300) est insuffisante, on doit projeter un réservoir de 150m^3 .

Le diamètre du réservoir da réservoir R2 projeté

On prend :

$$H=4\text{m}$$

$$V=150\text{m}^3.$$

$$D = [(4 * V) / (\pi * H)]^{1/2} \dots\dots\dots (III.4)$$

$$D = 6.912m$$

III.11.3. Dimensionnement du réservoir (R3) le village d’Ahnif

Le réservoir (R3) est alimenté à partir d’une conduite gravitaire qui assure une adduction vers le réservoir (R4) et une distribution vers l’agglomération d’Ahnif dont le nombre d’habitant a l’horizon 2044 est de 9432 habitants.

On a :

$$Q_{max,j} = 2852.984 \text{ m}^3/j$$

$$\alpha_{max} = 1.2$$

$$\beta_{max} = 1.34$$

Donc : $k_{max,h} = 1.61$

D’après l’annexe (1) on prend $k_{max,h} = 1.7$.

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau.III.3. Dimensionnement de réservoir (R3).

Heure	Apport (%)	Distribution (%)	Adduction (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4.16	0.49	2.13	1.54	-	1.54
1-2	4.16	0.49	2.13	1.54	-	3.08
2-3	4.16	0.49	2.13	1.54	-	4.62
3-4	4.16	0.49	2.13	1.54	-	6.16
4-5	4.16	0.98	2.13	1.05	-	7.21
5-6	4.16	1.4	2.13	0.57	-	7.78
6-7	4.16	2.44	2.13	-	-0.41	7.37
7-8	4.16	3.17	2.13	-	-1.14	6.23
8-9	4.17	3.17	2.13	-	-1.13	5.10
9-10	4.17	2.69	2.13	-	-0.65	4.45
10-11	4.17	2.20	2.13	-	-0.16	4.29
11-12	4.17	2.69	2.13	-	-0.65	3.64
12-13	4.17	3.42	2.13	-	-1.38	2.26
13-14	4.17	3.42	2.13	-	-1.38	0.88
14-15	4.17	2.69	2.13	-	-0.65	0.23
15-16	4.17	2.20	2.13	-	-0.16	0.07
16-17	4.17	2.44	2.13	-	-0.40	-0.33
17-18	4.17	3.17	2.13	-	-1.13	-1.46
18-19	4.17	3.17	2.14	-	-1.14	-2.60

Tableau.III.3. Dimensionnement de réservoir (R3). (suite et fin)

Heure	Apport (%)	Distribution (%)	Adduction (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
19-20	4.17	2.44	2.14	-	-0.41	-3.01
20-21	4.17	2.20	2.14	-	-0.16	-3.17
21-22	4.17	1.46	2.14	0.57	-	-2.6
22-23	4.17	0.98	2.14	1.05	-	-1.55
23-00	4.17	0.49	2.14	1.54	-	0.01
Total	100	48.82	51.18	10.94	-10.95	-

D'après le tableau nous aurons :

$$P_{\max\%} = |7.78| + |-3.17| = 10.95$$

$$\text{Donc } V_u = P_{\max\%} * \frac{Q_{\max.j}}{100} = 10.95 * \frac{5843.532}{100} = 640.91 \text{m}^3.$$

Conclusion :

Le volume de réservoir que nous avons trouvé est de 640.91 m³. Donc la capacité de réservoir (R3) existant (1000m³) est suffisante.

III.11.4. Dimensionnement du réservoir (R4) de village de Raffour

Le réservoir (R4) est alimenté à partir d'une conduite gravitaire de barrage de Tilsdit et un refoulement à partir du forage qui assurent une distribution vers l'agglomération de Raffour dont le nombre d'habitant à l'horizon 2044 est de 18247 habitants.

On a :

$$Q_{\max.j} = 2990,548 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\alpha_{\max} = 1.2$$

$$\beta_{\max} = 1.22$$

$$\text{Donc : } k_{\max.h} = 1.46$$

D'après l'annexe (1) on prend $k_{\max.h} = 1.5$

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau.III.4. Dimensionnement de réservoir (R4)

Heure	Entrée (1) (Forage) (%)	Entrée (2) (Barrage) (%)	Entrée (3) (Source noir) (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit %	Résidu %
0-1	0.31	3.00	0.86	1.50	2.67	-	2.67

Tableau.III.4. Dimensionnement de réservoir (R4) (suite et fin)

Heure	Entrée (1) (Forage) (%)	Entrée (2) (Barrage) (%)	Entrée (3) (Source noir) (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit %	Résidu %
1-2	0.31	3.00	0.86	1.50	2.67	-	5.34
2-3	0.31	3.00	0.87	1.50	2.68	-	8.02
3-4	0.31	3.00	0.87	1.50	2.68	-	10.7
4-5	0.31	3.00	0.87	2.50	1.68	-	12.38
5-6	0.31	3.01	0.87	3.50	0.69	-	13.07
6-7	0.31	3.01	0.87	4.50	-	-0.31	12.76
7-8	0.31	3.01	0.87	5.50	-	-1.31	11.45
8-9	0.31	3.01	0.87	6.25	-	-2.06	9.39
9-10	0.32	3.01	0.87	6.25	-	-2.05	7.34
10-11	0.32	3.01	0.87	6.25	-	-2.05	5.29
11-12	0.32	3.01	0.87	6.25	-	-2.05	3.24
12-13	0.32	3.01	0.87	5.00	-	-0.80	2.44
13-14	0.32	3.01	0.87	5.00	-	-0.80	1.64
14-15	0.32	3.01	0.87	5.50	-	-1.30	0.34
15-16	0.32	3.01	0.87	6.00	-	-1.80	-1.46
16-17	0.32	3.01	0.87	6.00	-	-1.80	-3.26
17-18	0.32	3.01	0.87	5.50	-	-1.30	-4.56
18-19	0.00	3.01	0.87	5.00	-	-1.12	-5.68
19-20	0.00	3.01	0.87	4.50	-	-0.62	-6.30
20-21	0.32	3.01	0.87	4.00	0.20	-	-6.10
21-22	0.32	3.01	0.87	3.00	1.20	-	-4.90
22-23	0.32	3.01	0.87	2.00	2.2	-	-2.70
23-00	0.32	3.01	0.87	1.50	2.7	-	0.00
Total	6.95	72.19	20.86	100	19.37	-19.37	-

D'après le tableau nous aurons :

$$P_{\max\%} = |13.07| + |-6.30| = 20$$

$$\text{Donc } V_u = P_{\max\%} \cdot \frac{Q_{\max j}}{100} = 20 \cdot \frac{4142.548}{100} = 787.084 \text{ m}^3.$$

Conclusion :

Le volume de réservoir que nous avons trouvé est de 787.084 m³ donc la capacité de réservoir existant (2000 m³) est suffisante

III.12. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons vérifié la capacité des réservoirs existants. Et d'après la vérification de ces derniers, nous avons trouvé que la capacité de la majorité des réservoirs est suffisante sauf celui de Akcim n'est pas suffisante, ce qui nous a amené à projeter un réservoir d'une capacité de 150 m³. Dans le chapitre qui suit, nous allons intéresser au dimensionnement des conduites d'adduction qui véhiculeront l'eau entre les réservoirs.

IV.1. Introduction

L'adduction des eaux consiste à étudier les voies et les moyens, tant sur le plan technique et économique, en vue d'acheminer les eaux de la zone de captage (forage, source, réservoir de stockage ou bien un barrage), soit vers leurs lieux d'accumulation, soit directement vers les zones de leurs consommations.

L'objet de cette étude est parvenu à la mise en place d'un système d'adduction techniquement performant et économiquement peu coûteux.

IV.2. Types d'adduction

Les adductions peuvent être classées selon leurs charges :

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

IV.2.1. Adduction gravitaire

Le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle des réservoirs de desserte, c'est-à-dire sans pression, l'air étant présent dans les canalisations. [2]

IV.2.2. Adduction par refoulement

Le point de captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation. L'adduction est réalisée en charge c'est-à-dire dans les conduites sous pression, du moment que les eaux de captage sont relevées par une station de pompage dans la conduite de refoulement. [2]

IV.2.3. Adduction mixte

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduites est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon. [2]

IV.3. Le choix du tracé

Le tracé d'une conduite d'adduction doit être choisi d'une façon d'avoir une trajectoire directe de la conduite et répondre aussi à certaines exigences d'ordre technique et économique telle que :

- Le profil doit être le plus régulier et le plus court possible afin de réduire les frais d'investissement.
- Le profil sera étudié pour que l'air puisse être évacué facilement, car le cantonnement d'air engendre la rupture de la veine liquide.
- Pour les conduites de longueurs importantes (plusieurs kilomètres), il sera bon de prévoir quelques robinets de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles.
- Les contre-pentes qui peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus ou moins difficiles à évacuer, sont à éviter.
- Il y a lieu de concevoir un tracé en plan, avec des courbes largement ouvertes afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, le parcours emprunté ne suivra pas facilement les accotements de la route. [6]

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

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

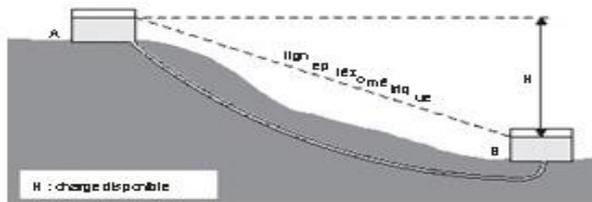


Figure. IV.1. Ecoulement gravitaire

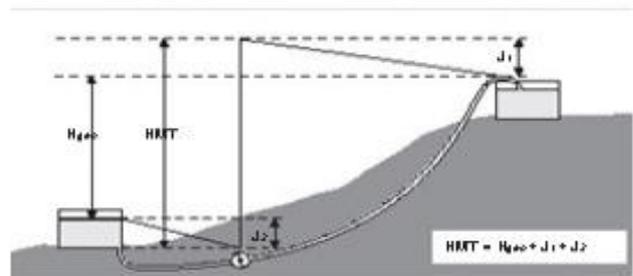


Figure. IV.2. Ecoulement par refoulement

IV.4. Choix du type des conduites

Le marché du matériel hydraulique a évolué avec l'évolution des récentes technologies spécialisées dans le domaine. De ce fait, une conduite est constituée par des tuyaux assemblés les uns aux autres, on dispose de différents types de conduites. Selon le matériau constitutif, on distingue : [6]

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

Le choix du matériau conduit enterré pour le transport du fluide dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique. Sur le plan technique cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telle que :

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
- Adaptation aux terrains de pose ;
- Bonne étanchéité ;
- Facilité d'entretien et 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.

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

Avantage PEHD:

- Facilité de transport et d'installation due à leur légèreté et leur flexibilité.
- Facilité de soudage par électrocuton ou bout à bout, offrant un système complètement soudé.
- Résistance à la corrosion interne et externe et microbiologique.
- Bonne propriété hydraulique.
- Bonne résistance chimique.

- Longue durabilité.
- Répondre parfaitement aux normes de potabilité.
- Son élasticité lors du phénomène transitoire.
- Cout faible du PEHD. [6]

Avantage des conduites en fonte :

- Une longue vie jusqu'à 140 années ;
- Très grandes charges mécaniques admissibles : d'où une grande réserve de sécurité ;
- Le matériau ne diffusant pas, cela évite toute pollution des eaux transportées et de la nappe phréatique ;
- Protection intérieure : ciment spécialement adapté à l'eau potable ;
- Déviation angulaire des tubes (aussi pour les emboitements verrouillés) ;
- Une économie rationnelle ;
- Montage simple ;

IV.5. Equipement hydrauliques des conduites d'adduction

IV.5.1. Les vannes de sectionnement

Elles sont utilisées pour isoler un ou plusieurs tronçons de l'adduction pour l'entretien ou la réparation ; elles permettent aussi la vidange partielle d'un tronçon. On constate deux types de ces vannes :

Les robinets à boisseau : comporte un corps contenant une clé évidée, cylindrique, tronconique ou sphérique, ajustée dans un corps. L'obturation est obtenue par une rotation de la clé 90°.

Les robinets à soupape : leur obturation est réalisée par une soupape solidaire d'une vis de commande. La rotation de la vis a pour effet d'appliquer ou non la soupape sur son siège. [2]

IV.5.2. Les ventouses

Pour évacuer éventuellement l'air entraîné par l'eau, qui s'accumulerait aux points hauts des conduites du réseau, sans perte initiale d'eau. On peut voir deux types de ventouses :

Les ventouses manuelles : sont constituées d'une prise verticale montée sur la génératrice supérieure d'un tuyau et d'un robinet à commande manuelle.

Les ventouses automatiques : comportent un flotteur sphérique logé dans un corps en fonte mis à l'atmosphère par un orifice placé à la partie supérieure de couvercle. [2]



Figure. IV.3. Ventouse

IV.5.3. les robinets de décharge (vidange)

Une décharge n'est autre qu'un robinet disposé aux points bas du trac, en vue de la vidange de la conduite. Cette évacuation s'effectue à l'égout voisin ou, si le point bas se trouve hors de la ville dans la fosse de la route. Ce robinet, comme toute pièce de ce genre sera posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie. Cet appareil doit toujours être facilement accessible. [2]

IV.5.4. Les clapets

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

Les clapets les plus utilisés sont ceux dits des soupapes de retenue à tuyère ou la fermeture est accélérée par un ressort et non provoquée par le retour de l'eau comme dans le clapet abattant, il en résulte une fermeture rapide et sans choc, donc la protection du matériel. Il existe aussi des clapets en caoutchouc qui sont particulièrement silencieux. [2]

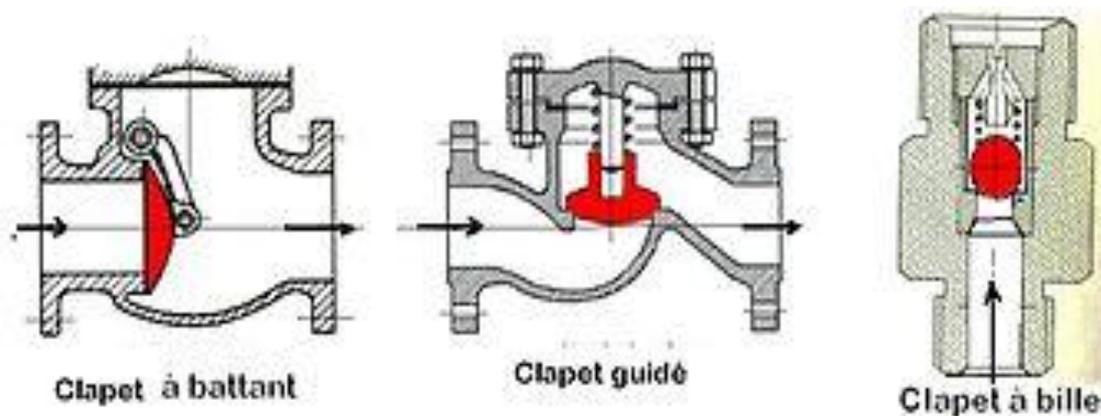


Figure. IV.4. Clapet anti retour

IV.5.5. Les crépines

Cesont des appareils en forme de panier, en trous et placées à l'extrémité des canalisations d'aspiration, pour empêcher l'introduction de corps étrangers dans celles-ci. [2]

IV.6. Etude technico-économique des conduites

Le choix du diamètre de la conduite de refoulement résulte d'un compromis entre les dépenses de fonctionnement et les dépenses d'investissement, l'optimum sera donc de choisir le diamètre qui donne le prix de revient minimal de l'ensemble de l'installation en exploitation. Cependant la vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0.5 et 1.5 m/s. [6]

Les paramètres qui interviennent dans cette étude sont :

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

IV.6.1. Calcul des diamètres économiques

Pratiquement, pour faire un bon choix de diamètre optimal on doit trouver une gamme des diamètres correspondante à une vitesse d'écoulement comprise entre 0,5 m /s et 1,5 m/s mais dans certain cas la vitesse peut aller jusqu'à 2m/s,

Pour un écoulement gravitaire :

$$D_{min} = \sqrt{\frac{4*Q}{\pi*V_{max}}} \quad (IV.1)$$

$$D_{max} = \sqrt{\frac{4*Q}{\pi*V_{min}}} \quad (IV.2)$$

Pour un écoulement par refoulement :

$$\text{La formule de BONNIN : } D1 = \sqrt{Q} \quad (IV.3)$$

$$\text{La formule de BRESS : } D2 = 1.5 \sqrt{Q} \quad (IV.4)$$

Avec

- D : Diamètre de la conduite (m) ;
- Q : Débit véhiculé en(m³/s).

IV.6.2. Calcul de la vitesse

Elle est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

- V : vitesse d'écoulement en (m/s) ;
- Q : débit transitant dans la conduite en (m³/s) ;

- D : diamètre de la conduite en (m).

IV.6.3. Calcul des pertes de charge

Elles se présentent sous deux formes :

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

IV.6.3.1. Pertes de charge linéaires

Elles sont déterminées par la formule de DARCY- WEISBBACH :

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

Avec :

- H_L : perte de charge linéaire (m/ml) ;

-L : longueur de la conduite (ml) ;

- λ : coefficient de frottement de DARCY, il caractérise l'écoulement ainsi que la nature de rugosité de la canalisation. Il est donné par deux formules

Pour un régime turbulent rugueux

Formule de NIKURADZI :

$$\lambda = \left(1.14 - 0.86 \ln \left(\frac{K}{D} \right) \right)^{-2} \quad (\text{IV.7})$$

Avec :

-K : Coefficient de rugosité de la conduite (mm). Sa valeur est comprise entre 0.01 mm et 0.02 mm pour le PEHD.

Pour le régime transitoire

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{K}{3.71D} + \frac{2.51}{\text{Re} * \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{IV.8})$$

-Re : Nombre de Reynolds qui est donné par la formule :

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

Avec :

- ν : Viscosité cinématique, calculée par la formule de STOCKS :

$$\nu = \frac{0.0178}{(1 + 0.0337 * t + 0.000221 * t^2)} \quad (\text{IV.10})$$

Pour $t = 20^\circ\text{C}$, $\nu = 10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$

K : Rugosité absolue, elle représente la hauteur moyenne des aspérités de la surface es parois en contact avec l'eau

Pour le PEHD :

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

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

Pour la fonte : 0.2 m

IV.6.3.2. Pertes de charge singulières

Elles sont générées par les singularités telles que les coudes, les vannes, les clapets...etc.
Elles sont estimées à:

- 10% des pertes de charge linéaires pour le PEHD :

$$H_S = 0.1 \square H_L \quad (\text{IV.11})$$

- 15% des pertes de charge linéaires pour la fonte :

$$H_S = 0.15 \square H_L \quad (\text{IV.12})$$

IV.6.3.3. Pertes de charge totales

Elles représentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières pour chaque conduite de longueur L, donc on aura :

Pour le PEHD :

$$H_t = 1.10 * H_L = 1.1 * J * L \quad (\text{IV.13})$$

Pour la fonte :

$$H_t = 1.15 * H_L = 1.15 * J * L \quad (\text{IV.14})$$

IV.6.3.4. Détermination de la puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe, elle est déterminée d'après la formule suivante :

$$P = \frac{9.81 * Q * H_{mt}}{\eta} \quad (\text{IV.15})$$

Avec :

- Pa : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;
- η : Rendement de la pompe (%) ;

- Hmt : Hauteur manométrique de la pompe (m).

IV.6.4. Détermination de la hauteur manométrique

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

$$H_{mt} = H_g + H_t \quad (IV.16)$$

IV.6.5. Energie consommée par la pompe

Elle est fixée par la formule suivante :

$$E = P * t_p * 365 \quad (IV.17)$$

Avec :

- t_p : Nombre d'heures de pompage (22 h pour la station pompage) ;
- P : Puissance de pompage

IV.6.6. Détermination des Frais d'exploitation

$$F_{exp} = E * e \quad (IV.18)$$

Avec :

- E : Energie consommée par la pompe (KWh) ;
- e : Prix unitaire du KWh, fixé par la SONELGAZ (5.48).

IV.6.7. Détermination des frais d'amortissement

Les frais d'amortissement seront calculés à partir de la formule suivante :

$$F_{am} = P_u * L * A \quad (IV.19)$$

Avec :

- P_u : Prix unitaire de la conduite (DA/ml) ;
- A : L'Amortissement annuel (Annuité) ;
- L : longueur de la conduite (ml)

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (IV.20)$$

Avec :

- A : L'Amortissement annuel (Annuité) ;
- i : Taux d'annuité = 8 % ;
- n : Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement (n = 30ans).

D'où : A = 0.0937

IV.6.8. Détermination des frais totaux

Les frais totaux seront calculés par la formule suivante :

$$F_{\text{tot}} = F_{\text{exp}} + F_{\text{am}} \quad (\text{IV.21})$$

IV.7. Calcul des diamètres économiques pour les différents tronçons

IV.7.1. Partie adduction gravitaire

IV.7.1.1. Tronçon RT-R1

Ce tronçon est alimenté à partir du réservoir en tête vers le R1 par adduction gravitaire

Données :

$$-Q = 0.154 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$-L = 8650 \text{ m}$$

$$-H_g = \text{CTP (R1)} - \text{CP (RT)} = 97.75 \text{ m}$$

En utilisant les formules, on trouve :

$$D_{\text{min}} = 0.36 \text{ m}, D_{\text{max}} = 0.63 \text{ m}$$

Le PEHD (PN16) comme matériaux les diamètres normalisés 400, 500, 630

Le diamètre de ces conduites est représenté dans l'annexe (2).

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau-ci-dessous :

Tableau. IV.1. Calcul des pertes de charge totales du tronçon RT-R1

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	V (m/s)	Re	λ	H_L (m)	H_s (m)	H_T	H_g (m)
400	327.40	1.830	599142.0	0.0136	61.331	6.1331	67.4641	97.75
500	409.20	1.170	478764.0	0.0139	20.501	2.0501	22.5511	97.75
630	515.60	0.740	381544.0	0.0143	6.696	0.6696	7.3656	97.75

Pour que l'eau arrive du réservoir tête jusqu'au réservoir R1 il faut que $H_T \leq H_g$

Donc on optera pour un diamètre de 400 mm puisque $H_T = 67,4641 \text{ m} \leq H_g = 97.75 \text{ m}$ avec une vitesse acceptable de 1.830 m/s.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse dont le diamètre est 400 mm, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

Choix de vanne

Notre choix s'est porté sur des vannes papillon pour les raisons suivantes :

- possibilité de travailler avec des grands débits (grands diamètres) ;
- facilité de manipulation.

Calcul des pertes de charges dans la vanne :

$$H_V = H_g - H_T \quad (\text{IV.20})$$

D'où :

$$H_V = 30,2859 \text{ m}$$

Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne :

On a:

$$H_V = \xi * \frac{v^2}{2 * g} \quad (\text{IV.21})$$

$$\text{D'où: } \xi = H_V * \frac{2 * g}{v^2} = 30,2859 * \frac{2 * 9,81}{1,830^2} = \xi \rightarrow 177,434$$

L'angle de l'ouverture de la vanne est déterminé d'après le tableau et l'abaque donnés dans (annexe (2)).

Le type de la vanne sera (vanne à papillon), avec un angle d'ouverture de 62.86°.

IV.7.1.2. Tronçon R1-R2

Ce tronçon est alimenté à partir du réservoir R1 vers le réservoir R2 par une adduction gravitaire.

Données :

$$-Q = 0,091 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$-L = 2560 \text{ m}$$

$$-H_g = 8$$

En utilisant les formules, on trouve : $D_{\min} = 0,278$, $D_{\max} = 0,482 \text{ m}$.

Le PEHD (PN10) comme matériaux, les diamètres normalisés 315, 400, 500

Le diamètre de ces conduites est représenté dans l'annexe (2)

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau. IV.2. Calcul des pertes de charge totales du tronçon R1-R2

D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	V(m/s)	Re	λ	H _L (m)	H _s (m)	H _T	H _g (m)
315	277.6	1.504	417510.4	0.0145	15.4165	1.54165	16.958	8
400	352.6	0.932	328623.2	0.0148	4.7572	0.47572	5.233	8
500	440.6	0.597	263038.2	0.0153	1.6149	0.16149	1.776	8

Pour que l'eau arrive du réservoir R1 jusqu'au réservoir R2 il faut que $H_T \leq H_g$

Donc on optera pour un diamètre de 400mm puisque $H_T=5.23292\text{m} \leq H_g=8\text{m}$ avec une vitesse acceptable de 0.932 m/s.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse dont le diamètre est 400 mm, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

On utilise une vanne avec $\xi = 62.50$.

L'angle d'ouverture de la vanne devra être : **57.86°**.

IV.7.1.3 Tronçon R2-R3

Ce tronçon est alimenté à partir du réservoir R2 vers le réservoir R3 par une adduction gravitaire.

Données :

-Q= 0.0676 m³/s

-L = 7340 m

-H_g = 31.18 m

En utilisant les formules, on trouve : D_{min} = 0.240m, D_{max}=0.415m.

Le PEHD (PN10) comme matériaux les diamètres normalisés 250,315, 400,500.

Le diamètre de ces conduites est représenté dans l'annexe (2).

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau. IV.3. Calcul des pertes de charge totales du tronçon R2-R3

D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	V (m/s)	Re	λ	H _L (m)	H _s (m)	H _T	H _g (m)
250	220.4	1.773	390769.2	0.0148	78.9705	7.89705	86.8676	31.18
315	277.6	1.117	310079.2	0.0151	25.3899	2.53899	27.9289	31.18
400	352.6	0.693	244351.8	0.0155	7.8979	0.78979	8.6877	31.18
500	440.6	0.444	195626.4	0.0160	2.6809	0.26809	2.9489	31.18

Pour que l'eau arrive du réservoir R2 jusqu'au réservoir R3 il faut que $H_T \leq H_g$

Donc on optera pour un diamètre de 315mm puisque $H_T=27.9289m \leq H_g=31.18m$ avec une vitesse acceptable de 1.117 m/s.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse dont le diamètre est 315mm, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

On utilise une vanne avec $\xi = 51.12$.

L'angle d'ouverture de la vanne devra être **55°**.

IV.7.1.4. Tronçon R3-R4

Ce tronçon est alimenté à partir du réservoir R3 vers le réservoir R4 par adduction gravitaire.

Données :

-Q= 0.0346 m³/s

-L =5951 ml

-H_g =42.2m

En utilisant les formules, on trouve : $D_{\min} = 0.171$, $D_{\max}=0.297m$.

Le PEHD (PN 20) comme matériaux les diamètres normalisé 200,250, 315

Le diamètre de ces conduites est représenté dans l'annexe (2).

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau.IV.4. Calcul des pertes de charge totales du tronçon R3-R4.

D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	V(m/s)	Re	λ	H _L (m)	H _s (m)	H _T	H _g (m)
200	176.2	1.420	250204.0	0.0155	53.8014	5.38014	59.1815	42,2
250	220.4	0.907	199902.8	0.0163	18.4536	1.84536	20.2990	42,2
315	277.6	0.572	158787.2	0.0169	6.0416	0.60416	6.6458	42,2

Pour que l'eau arrive du réservoir R3 jusqu'au réservoir R4 il faut que $H_T \leq H_g$

Donc on optera pour un diamètre de 250mm puisque $H_T=20.2990m \leq H_g=42,2m$ avec une vitesse acceptable de 0.907 m/s.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse dont le diamètre est 250 mm, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

On utilise une vanne avec $\xi = 522,334$.

L'angle d'ouverture de la vanne devra être : **68,57°**.

IV.7.2. Partie adduction par refoulement

IV.7.2.1 Tronçon FR-R4

Ce tronçon est alimenté à partir du forage (FR) vers le réservoir R4 par une adduction par refoulement.

Données :

$$Q = 0.0036 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 3000 \text{ m}$$

$$H_g = 195 \text{ m}$$

En utilisant les formules, on trouve :

- $D_{\text{BONNIN}} = 0,0957$
- $D_{\text{BRESS}} = 0,0553$

La fonte PN40 comme matériaux, les diamètres normalisés sont : 100 mm.

Le diamètre de ces conduites est représenté dans l'annexe (2).

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau. IV.5. Calcul de la Hmt du tronçon (F-R4)

Re	D(m)	V (m/s)	j (m/m)	L (m)	ΔH (m)	Hmt (m)	λ
50729,9476	0,0904	0,56117199	0,00353812	3000	11,67579726	206,6757973	0,019927282

IV.7.2.2. Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation pour chaque diamètre sont représentés dans le tableau : suivant :

Tableau. IV.6. Calcul des frais d'exploitation F-R4

D (m)	P (Kw)	E (Kwh)	Fexp (Da)
0,0904	10,42708922	83729,52646	458837,805

IV.7.2.3. Calcul des frais d'amortissement

Les frais d'amortissement pour chaque diamètre sont représentés dans le tableau ci-dessous

Tableau.IV.7. Frais d'amortissement F-R4

D (m)	Prix ml (Da)	L (m)	Frais amort (Da)
0,0904	1209,53	3000	322318,3365

IV.7.2.4. Calcul du bilan

Le calcul du bilan est donné dans le tableau suivant :

Tableau. IV.8. Bilan du tronçon F-R4

	0,0904
Frais exp,(Da)	458837,805
Frais amts,(Da)	322318,3365
Bilan (Da)	781156,1415

D'après les résultats obtenus dans le tableau (IV.8), On constate que le diamètre économique est le 100 mm qui représente le bilan minimal, avec une vitesse acceptable de 0.561 m/s et une Hmt de 206.675m.

IV.8. Conclusion

Au cours de ce chapitre, On a déterminé les diamètres d'adduction à partir 2 paramètres :

- Les paramètres technique (le débit, les pertes de charge, la vitesse).
- Les paramètres économiques (les frais d'amortissement et d'exploitation).

Tableau. IV.9. Récapitulatif des différents tronçons.

Type d'adduction	Tronçon	Débit (m ³ /s)	Type de conduite	Longueur(m)	Diamètre (mm)	PN (Bar)
Gravitaire	RT-R1	0.154	PEHD	8650	630	16
	R1-R2	0.091	PEHD	2560	400	10
	R2-R3	0.0676	PEHD	7340	315	10
	R3-R4	0.0346	PEHD	5951	250	10
Refoulement	F-R4	0.0036	Fonte ductile	3000	100	40

V.1. Introduction

Le refoulement des eaux se fait par une station de pompage (ou usine élévatoire), quicomporte principalement :

- La salle d'arrivé d'eau
- La salle des commandes
- La salle des machines

Chaque groupe élévatoire est constitué d'un moteur, nécessaire à l'entraînement de la pompe, est généralement électrique et rarement thermique (ou diesel).

En ce qui concerne les pompes, on distingue plusieurs types selon la forme de l'énergie donnée à l'eau :

- Energie sous forme potentielle : vis d'Archimède (utilisé dans les réseaux d'assainissement et les stations d'épuration)
- Energie sous forme de pression : pompes volumétrique ou à piston
- Energie sous forme de vitesse : pompes axiales et centrifuge (appelé aussi turbopompes). elles sont les plus utilisé.

V.2. Choix des pompes

Le choix des pompes à installer se portera sur les critères suivants :

- Le débit à refouler,
- La hauteur d'élévation d'eau (Hmt),
- Le temps mis par la pompe pour élever un certain volume d'eau,
- Le rendement de la pompe qui doit être acceptable d'une façon à avoir un coup minimum d'un mètre cube d'eau à élever.

Pour le forage on adaptera une pompe immergé vu les avantages qu'il présente, à savoir :

- Fiabilité,
- Amorçage automatique,
- Rendement élevé,
- Absence de bruit.

V.3. définition d'une pompe immergée

Une pompe immergée est une pompe spéciale, que l'on plonge entièrement dans le fluide à pomper. La pompe immergée se trouve sous le niveau de liquide, ce dernier peut être pompé à hauteur souhaitée, en fonction de la pression et de la puissance de l'actionneur de la pompe.

Les pompes immergées peuvent être électriques ou électromécaniques.

V.3.1. Type de pompe Immergée

Il existe plusieurs types de pompes immergées :

V.3.1.1 Une pompe immergée plane

Elle aspire l'eau par le bas, ce qui est idéal pour un niveau d'eau peu élevé. L'entrée de ce type de pompe se trouve à quelques millimètres du sol seulement, de manière à pomper l'eau au millimètre près.

V.3.1.2. Une pompe immergée à haute pression

Bénéficie de plus de puissance qu'une pompe immergée classique. Ces pompes à haute pression sont utilisées comme pompes d'irrigation ou comme connexion à un nettoyeur haute pression. Le marché de la pompe comporte également d'autres pompes, destinées à pomper l'eau potable ou les eaux usées.

V.4.1 Les courbes caractéristiques d'une pompe

Les performances d'une pompe sont représentées par les courbes suivantes :

V.4.1.1 La courbe hauteur-débit « $H = f(Q)$ »

Elle présente les variations des différentes hauteurs en fonction du débit.

V.4.1.2. La courbe rendement – débit « $\eta = f(Q)$ »

Cette courbe présente les valeurs du rendement en fonction du débit.

V.4.1.3. La courbe des puissances absorbées – débit « $P_a = f(Q)$ »

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

V.4.1.4. La courbe de la charge nette d'aspiration requise – débit : $NPSHR = f(Q)$

Elle représente la variation de la charge nette d'aspiration requise en fonction du débit

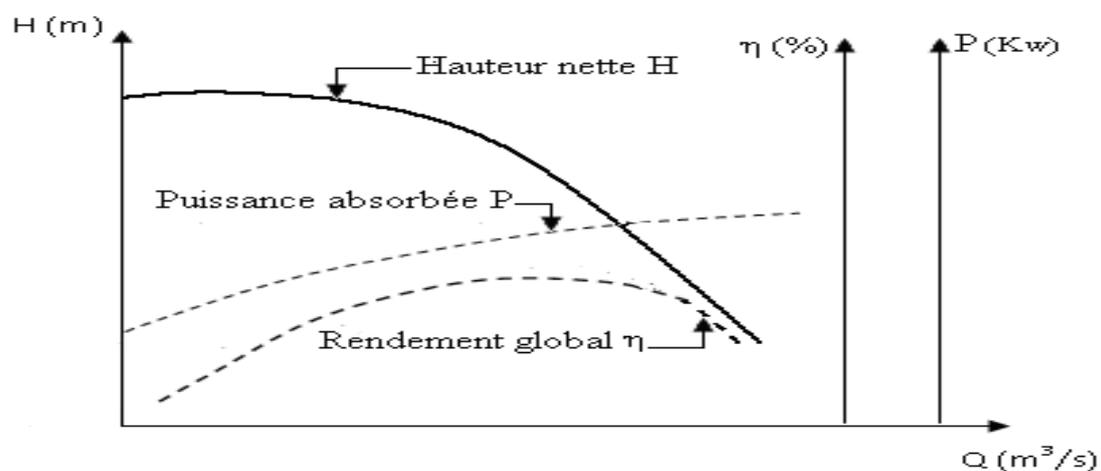


Figure .V.1. Courbes caractéristiques d'une pompe immergée

V.4.1.5. Couplage d'une pompe à un réseau

Lorsqu'une pompe alimente un réseau, le débit qui la traverse est le même que celui qui entredans le réseau, l'énergie fournie par la pompe est égale à celle consommée par le réseau.

V.4.1.6. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré

Le point de fonctionnement d'une pompe est défini comme étant le point d'intersection de la courbe « $H = f(Q)$ » avec la courbe caractéristique de la conduite « $H_c = f(Q)$ ». Notons que la caractéristique de la conduite est déterminée par la formule suivante :

$$H_c = H_g + R \cdot Q^2 \quad (V.1)$$

Avec :

H_g : La hauteur géométrique,

R : Le coefficient qui caractérise la résistance de la conduite, il est déterminé comme suit :

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

Avec :

D : Diamètre de la conduite(m),

L : La longueur de conduite(m),

g : L'accélération de la pesanteur ($g=9.81\text{m/s}$),

λ : Coefficient de frottement.

Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré de coordonnées, à savoir :

A. Première variante : Réduction ou augmentation du temps de pompage

On garde la courbe $H = f(Q)$ telle qu'elle est, le débit Q sera plus grand que le débit désiré pour cela, nous sommes tenus de faire diminué le temps de pompage tout en conservant le volume d'eau constant. Le volume d'eau entrant dans le réservoir pendant un temps $T_1 = 22$ heures est de:

$$V \text{ (m}^3\text{)} = 22 \times Q \quad (V.3)$$

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

$$Q \times T = 22 \times Q_1 \quad (V.4)$$

D'où :

$$T = 22 \times \frac{Q_1}{Q} \quad (V.5)$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$p = \frac{g \times Q \times H}{\eta} \text{ (Kw)} \quad (V.6)$$

B. Deuxième variante : Régulation par étouffement (Le vannage)

Elle consiste à vanner au refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q . La puissance absorbée sera :

$$p = \frac{g \times Q \times H'}{\eta} \text{ (Kw)} \quad (\text{V.7})$$

Avec :

$$H' = H_1 + h \quad (\text{V.8})$$

Où :

- h : Perte de charge engendrée par vannage en (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 ;
- η : Le rendement de la pompe.

C. Troisième variante : Rognage de la roue

Le rognage s'effectue en gardant la même vitesse de rotation N , et cela, en traçant une droite par l'origine et par le point P_1 ; celle-ci coupe la courbe caractéristique de la pompe au point

$P_2 (Q_2, H_2)$ avant le rognage qui est le point homologue du point désiré. On aura alors

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{1/2} = \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{1/2} \quad (\text{V.9})$$

Avec :

m : Coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage (r) sera :

$$r = 1 - m \text{ (\%)} \quad (\text{V.10})$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$p = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \text{ (Kw)} \quad (\text{V.11})$$

D. Quatrième variante : variation de la vitesse de rotation

Dans ce cas, on fait varier la vitesse de rotation, sa diminution entraînera la diminution du débit et également la puissance absorbée. On trace la parabole d'équation $y = ax^2$ (Courbe d'isorendement) qui contient le point homologue qui passe par P_1 et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point $P_3 (Q_3, H_3)$, on aura alors:

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} \text{ (tr/min)} \quad (\text{V.12})$$

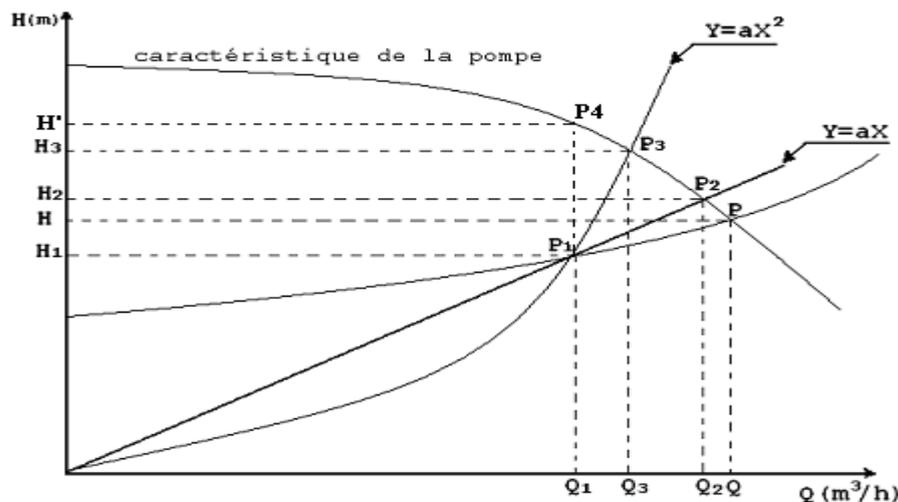


Figure.V.2.Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré.

V.5. Couplage des pompes

Dans bien des cas, les besoins (H-Q) ne peuvent être satisfaits que par une seule pompe, ou, pour des raisons de souplesse, on préfère utiliser plusieurs pompes. Dans ces cas, on sera amené à utiliser un couplage de pompes.

V.5.1. Couplage en parallèle

Ce montage se rencontre lorsque l'on désire, pour une même hauteur de refoulement, augmenter le débit. La caractéristique de l'ensemble des deux pompes s'obtient en ajoutant pour une même hauteur les débits de chaque pompe. Il est souvent bien avantageux d'utiliser deux pompes identiques ce qui évite les risques de décrochage et améliore le rendement de l'ensemble. Il faudra de toute façon utiliser des pompes ayant une caractéristique constamment plongeante afin d'éviter le risque de faire barboter une des pompes.

V.5.2. Couplage en série

Ce montage s'emploie lorsque l'on veut augmenter la hauteur de refoulement. Ce cas se rencontre par exemple sur des forages où une pompe immergée relève l'eau jusqu'à la surface, ou elle est reprise par une pompe de surface. Dans ce cas, la caractéristique de l'ensemble des deux pompes s'obtient en ajoutant pour un débit donné les hauteurs de refoulement des deux pompes.

V.6. Etude de phénomène de cavitation

La cavitation est un phénomène physique très complexe, qui se manifeste lorsque la pression absolue du liquide descend au-dessous de la tension de vapeur du liquide. Il se forme des bulles d'air, qui, dans les zones de pression les plus élevées, provoquent d'importantes perturbations ; bruits dans l'écoulement, des vibrations, ce qui entraîne la détérioration des caractéristiques hydrauliques (le rendement, la hauteur de refoulement,...) et l'érosion des matériaux au niveau de la pompe. Pour éviter ce phénomène, on doit assurer à l'aspiration une certaine pression dite : Charge nette minimale disponible à l'aspiration (NPSH)_d

(Donnée par l'utilisateur), qui sera supérieure à la charge nette minimale requise à l'aspiration (NPSH)_r (donnée par le constructeur). Le NPSH requis (NPSH)_r 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 :

- 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. Le NPSH disponible (NPSH)_d 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. Soit la condition de non cavitation :

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

- Pour l'alimentation en charge

$$NPSH_d = \frac{P_0}{g \cdot \rho} + Ha - (ha + H_v) \tag{V.13}$$

- Pour l'alimentation en dépression

$$NPSH_d = \frac{P_0}{g \cdot \rho} - Ha - (ha + H_v) \tag{V.14}$$

Avec :

Ha : Hauteur d'aspiration en (m) ;

ha: Perte de charge à l'aspiration en (m) ;

$\frac{P_0}{g \cdot \rho}$: Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m) ;

H_v: C'est la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée ;

V.7. Choix du type des pompes

V.7.1. Forage

Caractéristiques de la conduite :

- Q= 12 l/s
- H_g=105
- HMT= 249.36m
- D= 63 mm

On va opter pour une pompe immergée

Tableau. V.1. Caractéristiques de la pompe du forage

N (tr/min)	η (%)	Pa (KW)	NPSH _r (m)	P ₁ (Q ₁ , H ₁)	P _D (Q _D , H _D)
2900	71.3	18.5	4.69	(12,105)	(12,105)

Avec :

P₁ : point de fonctionnement

P_D: point désiré

On remarque que le point de fonctionnement (12,105) coïncide avec le point désiré (12,105), par conséquent la pompe nécessite aucune modification. Les différentes courbes sont représentées dans la figure (V.3) suivante : les détails sont donnés dans l'annexe(3).

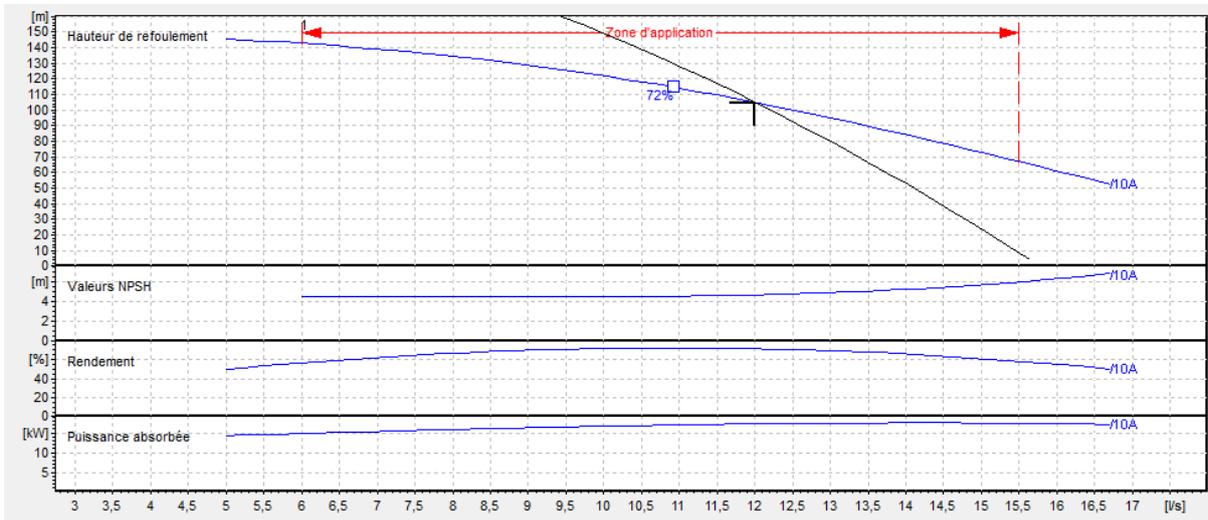


Figure.V.3. Les courbes caractéristiques de la pompe du forage

V.8. conclusion

Dans ce chapitre ,a l'aide d'un catalogue des pompes on a pu déterminer les caractéristiques de la pompe qui seront utilisées pour choisir un fournisseur. Nous avons opté pour une pompe immergée.

VI.1. Introduction

Le rôle de la conduite est de pouvoir transporter un débit souhaité en résistant aux flexions longitudinales, aux efforts d'ovalisations, à l'agressivité des sols et aussi aux surpressions et dépression, qui peuvent atteindre des valeurs assez grandes, provoquant la rupture de la canalisation. C'est pourquoi, il est très important d'étudier les moyens de protection pour limiter ces effets. Dans ce chapitre on va étudier d'une manière précise le phénomène du coup de bélier, les risques qu'il représente et les moyens de protection. Cela va s'appliquer à l'ensemble de notre réseau d'adduction.

VI.2. Analyse du coup de bélier

VI.2.1. Définition du coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire, caractérisé par un changement du régime d'écoulement dans la conduite, d'où l'apparition d'une série d'ondes de pression qui se propagent le long de la conduite en s'amortissant progressivement en raison des pertes d'énergie dues aux frottements.[3]

VI.2.2. Causes du coup de bélier

Les causes les plus fréquentes sont les suivantes :

- Arrêt brutal, par disjonction inopinée, d'un ou de plusieurs groupe électro pompes alimentant une conduite de refoulement débitant sur un réservoir, ou d'un démarrage d'une pompe ;
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé au bout d'une conduite d'adduction ;
- Démarrage d'un groupe électropompes à vanne ouverte ;
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP ;
- Modification de la vitesse d'une pompe ;

VI.2.3. Conséquences du coup de bélier

Les conséquences de ce phénomène sont les suivantes:

- Déboitement des conduites ;
- Détérioration des joints, Erosion des joints, rendant la conduite non étanche ;
- Détérioration des revêtements intérieurs ;
- Rupture de la conduite, éclatement dû à la surpression et l'écrasement qui est dû à la dépression. [3]

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

Les appareils anti-bélier devront avoir pour effet :

- De limiter la dépression ;
- De limiter la surpression.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

VI.2.4.1. Volant d'inertie

Couplé au moteur, il constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et cela protège les installations contre les dépressions.[3]

VI.2.4.2. Soupape de décharge

Elle ne lutte que contre les surpressions, elle est munie d'un ressort qui avec le temps devient raide et n'accomplit pas son rôle. La protection des installations contre les surpressions est accompagnée de perte d'eau par éjection en cas de gonflement.[3]

VI.2.4.3 Réservoirs d'air

Il protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, il est le meilleur remède contre le coup de bélier.[3]

VI.2.4.4. Cheminée d'équilibre

Elle protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, elle ne peut l'établir économiquement que si la hauteur géométrique est faible. A cause de son encombrement, elle est déconseillée en AEP. [3]

VI.3. Définition des pressions

La pression est une notion physique fondamentale parfaitement définie comme étant le rapport d'une unité de force sur une unité de surface. En hydraulique, la notion de pression est largement utilisée, mais elle est complexe car elle comprend plusieurs définitions selon les normes, les règles de l'art ou les régimes d'écoulement auxquelles on se réfère, on distingue :

VI.3.1. Pression maximale de service

La Pression Maximale de Service (PMS) est la pression dynamique la plus élevée en régime permanent sur le réseau.

VI.3.2. Pression de service

La Pression de Service (PS) est la pression dynamique d'un réseau lorsque ce dernier n'a qu'un seul régime de fonctionnement.

VI.3.3. Pression statique

La pression statique est la pression supportée par le tuyau à débit nul. Cette pression est facile à définir lorsqu'il s'agit d'un simple refoulement sur un réservoir et particulièrement difficile à définir dans le cas d'un refoulement-distribution.

VI.3.4. Pression de fonctionnement admissible

La Pression de Fonctionnement Admissible (PFA) est la pression hydrostatique maximale à laquelle un composant est capable de résister de façon permanente en service.

VI.3.5. 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) 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.

VI.3.6. Pression maximale admissible

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.

Remarque : pour les conduites en PEHD le coefficient de sécurité de la conduite peut aller jusqu'à 20%.

VI.4. Etude du coup de bélier

VI.4.1. Calcul de la célérité d'ondes

La célérité de l'onde est donnée par la formule d'ALLIEVI ci-dessous :

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

Avec :

- C : Célérité d'onde (m/s) ;
- D : Diamètre de la conduite (mm) ;
- e : Epaisseur de la conduite (mm) ;
- k : Coefficient dépendant des matériaux constituant la canalisation, k=1 pour la fonte ductile.

VI.4.2. Valeurs numériques du coup de bélier

L'étude du coup de bélier se fait pour les deux cas suivants :[8]

A. 1er cas : Fermeture brusque

Le temps de fermeture est : $Tf < \frac{2 \cdot L}{a}$

Avec :

$\frac{2L}{a}$: Temps d'aller et retour de l'onde

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{a \cdot v_0}{g} \quad (\text{VI.2})$$

Avec :

- B : La valeur du coup de bélier (m) ;
- a : Célérité de l'onde (m/s) ;
- v_0 : Vitesse de l'eau dans la conduite en régime normal (m/s) ;
- g : Accélération de la pesanteur (m^2/s).

La valeur maximale de la pression – surpression :

$$H_s = H_0 + B \quad (\text{VI.3})$$

La valeur minimale de la pression-dépression :

$$H_d = H_0 - B \quad (\text{VI.4})$$

Où :

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

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique de refoulement (m) ;
- 10 : Pression atmosphérique (m).

B. 2ème cas : Fermeture lente

Le temps de fermeture : $T_f > \frac{2L}{a}$

La valeur du coup de bélier est :

$$B = \frac{2LV_0}{g.T_f} \quad (\text{VI.6})$$

La valeur du coup de bélier lors d'une fermeture brusque étant plus importante que celle de la fermeture lente, on s'intéressera au cas de la fermeture brusque.

VI. 5. Calcul du coup de bélier pour les tronçons de refoulement

VI.5.1 Caractéristiques des conduites

Les caractéristiques de la conduite de refoulement sont mentionnées dans le tableau (VI.1) suivant :

Tableau.VI.1. Caractéristiques de la conduite de refoulement.

Tronçon	D (mm)	e (mm)	V_0 (m/s)	L (m)	H_g (m)	H_0 (m)	a (m/s)	B (m)	H_s (m/s)	Hd (m)	PNS (bar)
F-R4	100	4.8	0.561	3000	195	205	1190.67	68.09	273.09	136.91	40

VI.5.2. Constatation des résultats

D'après le tableau ci-dessus, on remarque la surpression maximale et la dépression ne dépasse pas la valeur de la pression de service admissible donc on aura pas besoin d'installé un moyen de protection.

VI.6. Pose des conduites

La pose de la conduite doit être réalisée minutieusement en tenant compte de certains impératifs lors de l'aménagement de la fouille et de la pose. Avant chaque réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de définir l'ensemble de ces composantes afin d'assurer la protection, la stabilité et la durabilité de la conduite.

V.6.1. Exécution et aménagement de la tranchée

Lors de l'exécution d'une tranchée, on doit tenir compte des normes suivantes ((Figure VI.2.) (Tableau VI.2.))

:

- La section transversale de la tranchée dépend de la largeur et de la profondeur ;
- La largeur est en fonction du diamètre de la conduite et de la nature du sol ;
- Un espacement de 30 cm est prévu de part et d'autre de la conduite ;
- La profondeur doit être suffisante pour assurer la protection de la conduite contre les efforts de surcharges et de la variation de la température, on prévoit une profondeur minimale de 0,8 m jusqu'à la génératrice supérieure de la conduite ;
- Le fond de la fouille doit être purgé des pierres qui pourraient s'y trouver, et convenablement dressé ; après quoi, il sera recouvert d'un lit de pose de 10 à 15 cm ;
- Le remblayage de la conduite est exécuté de façon à ne causer aucun dommage aux tubes. Pour obtenir un bon remblai, on utilise une terre dépourvue de pierre très fortement damée par petites couches jusqu'à 30 cm au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite ;
- En terrain agressif, on cherche une homogénéisation du sol par utilisation d'un remblai inerte, bien drainé au contact du métal pour atténuer le phénomène de corrosion.[8]

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

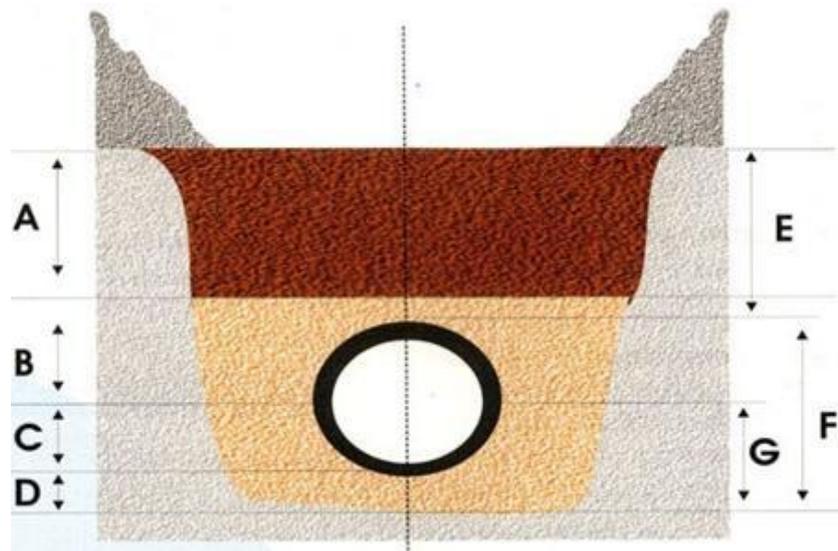


Figure.VI. 1.Pose de la conduite en tranchée

Tableau.VI.2. Les différents matériaux

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

VI.6.2. Stabilisation des conduites

Pour résister aux poussées dues à la pression de l'eau dans les coudes, les cônes, les tés et les extrémités, il y a lieu d'aménager des butées en massif de béton. On distingue (Figure VI.3.), (Figure.VI.4.):

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

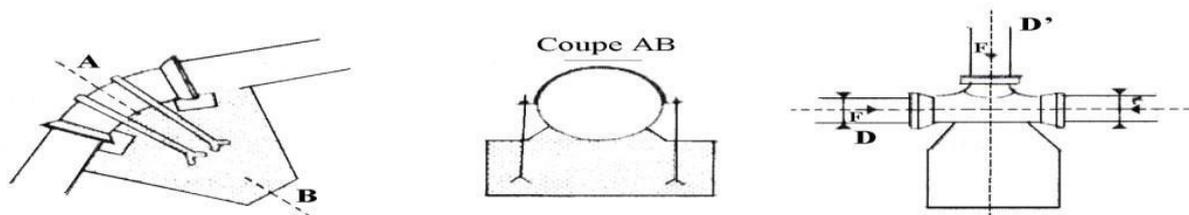


Figure VI.2. Butée sur coude horizontal

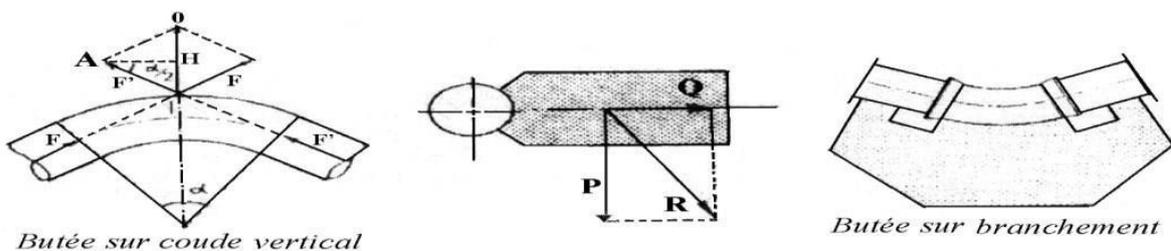


Figure. VI.3. Butée sur coude vertical et Butée sur branchement

VI.6.3. Travaux spéciaux

VI.6.3.1. Traversée de route

En raison des charges supportées, qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite comme à la route, la pose des conduites s'effectuera dans une gaine (buse en acier de diamètre supérieur dans laquelle la conduite est introduite). Pour protéger la canalisation des chocs et vibrations, et évacuer les fuites éventuelles hors de la chaussée (Figure.VI.5.).[8]

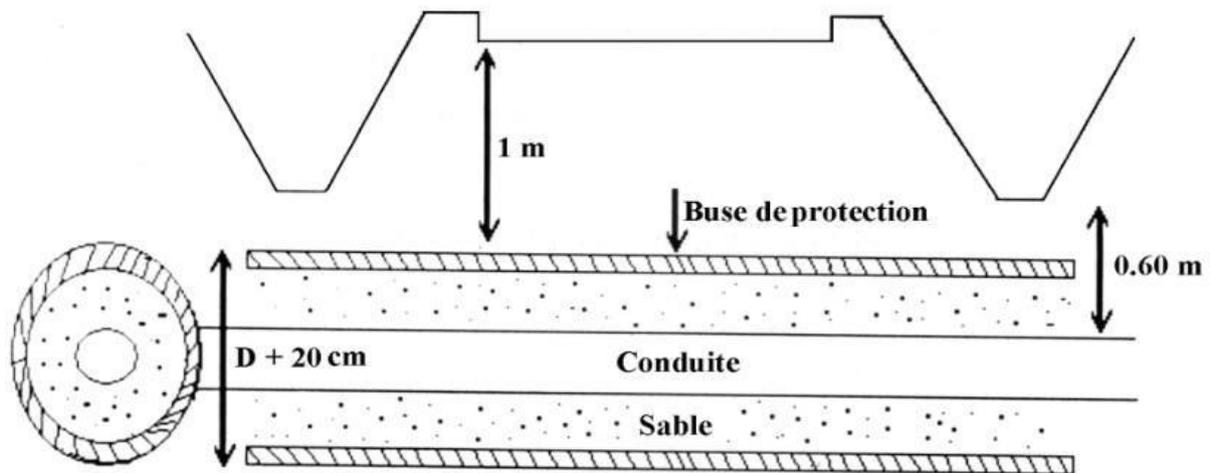


Figure.VI.4. Protection spéciale pour la traversée de route

VI.6.3.2. Traversées d'oueds

Le risque auquel est exposée une conduite en traversée sous le lit d'un oued est son découvrément, à la suite duquel se trouverait soumise aux contraintes dues à l'écoulement (efforts hydrauliques et chocs causés par transports solides). Deux causes principales peuvent être identifiées : [8]

- Approfondissement du lit par érosion,
- Déplacement latéral du lit.

Pour ces traversées, il est prévu un calage de la conduite tel que la génératrice supérieure se trouve à 2m sous point le plus bas du lit de l'oued. Le remblaiement de la fouille sera réalisé avec les matériaux en place. En conséquence, la conduite traversant en tranchée un talweg doit être protégée à sa partie aval chaque fois qu'il s'avère nécessaire ; par un gabion longitudinal enterré jusqu'au ras du sol. Les canalisations seront noyées dans une longrine protectrice en béton ou mise sous gaines de protection en acier (Figure.VI.6.).

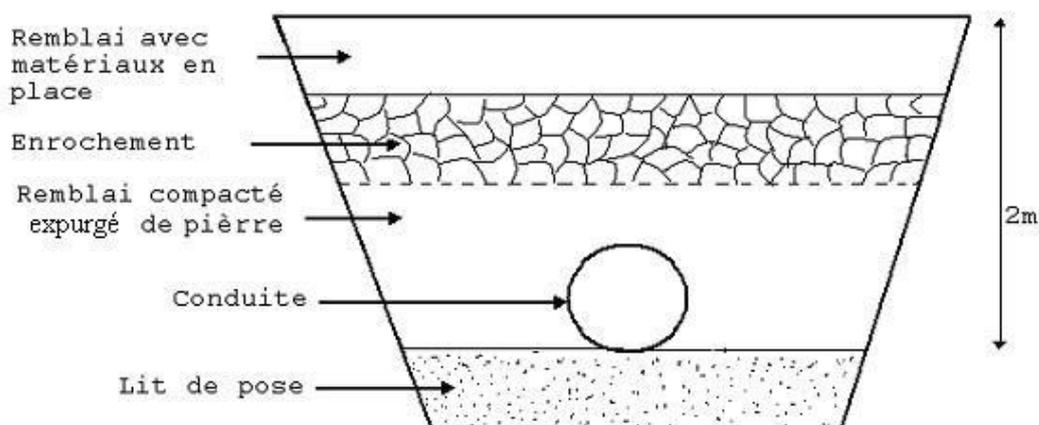


Figure.VI.5. Traversée d'oued

VI.6.3.3. Pose en élévation

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

VI.6.3.4. Mise en eau et épreuve

La mise en eau doit être progressive à partir d'un point bas en vérifiant que l'air s'évacue par les ventouses. Pour les tuyaux à revêtement intérieur poreux, une mise en pression préalable supérieure à 15 minutes est nécessaire pour imbiber le matériau. On applique ensuite la pression d'épreuve pendant 30 minutes, la diminution de pression constatée à l'issue de cette période ne doit pas être inférieure à 20 KPa. La pression d'épreuve appliquée actuellement est égale à la pression de service augmentée de 50%, définie comme la « Pression Maximale de Fonctionnement de la Zone de pression comprenant le coup de bélier et tenant compte de développement futurs ». La pression d'épreuve est maintenue pendant 30 minutes en pompant par moment pour l'ajuster, puis ramenée à 3 MPA à l'aide d'une vanne de purge. L'essai est satisfaisant si la pression dans la conduite remonte sans intervention de l'opérateur.

VI.6.3.5. La stérilisation des conduites neuves avant la mise en service

Une fois les travaux d'installation des conduites sont achevés, il y'a lieu de procéder à une désinfection de tout le réseau.

VI.7. Conclusion

Dans ce présent chapitre, on a présenté les normes, les techniques et les ouvrages concernent la pose et on a vérifié la surpression et dépression dans la conduite. Pour ce projet on trouvé que on n'aura pas besoin d'un moyen de protection contre le phénomène de coup de bélier.

VII.1. Introduction

La distribution est la phase finale d'un projet d'alimentation en eau potable .La distribution est définie par l'ensemble des canalisations qui sont pour objectif de ramener l'eau à partir du réservoir, jusqu'aux consommateurs .elle doit satisfaire les besoins en eau actuel et a venir des usagers ainsi les besoin en eau pour la lutte contre les incendies.

VII.2. Classification des réseaux distribution

Selon les liaisons entre les différents tronçons de distribution, on distingue généralement quatre types de réseaux :

VII.2.1. Réseau ramifié

Caractérisé par une alimentation à sens unique, les conduites ne comportent aucune alimentation en retour.il présente l'avantage d'être économique mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture : un accident sur la conduite principale prive tout les abonné a l'aval.

VII.2.2. Réseau maillé

Le réseau maillé est constitué principalement d'une série de canalisation qui forme des boucles fermées, cela permet l'alimentation en retour. Il permet d'isoler le tronçon accédant et de poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés à l'aval il est plus couteux, mais préférable au réseau ramifié, pour la commodité et la sécurité qu'il procure.

VII.2.3. Réseau mixte

Un réseau dit mixte (ramifié et maillé), lorsque ce dernier est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillée. Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par ramification issue des malles utilisées dans le centre de cette ville.

VII.3. Conception du réseau de distribution

VII.3.1. Choix du tracé

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

- Minimiser le nombre de passage difficile : traversée deux route, de ravine ...etc.
- Eviter les pentes trop fortes : difficulté d'ancrage des tuyaux.
- Eviter les zones rocheuses : une tranché devra être creuse.
- Préférer les zones accessibles : le long du chemin existant (route...etc.)
- Penser aux problèmes de propriété de terrain et d'autorisation.

VII.4. choix de la conduite de distribution

Pour notre cas on a opté pour le PEHD comme matériaux des conduites de réseaux de distribution, pour les raisons suivantes :

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

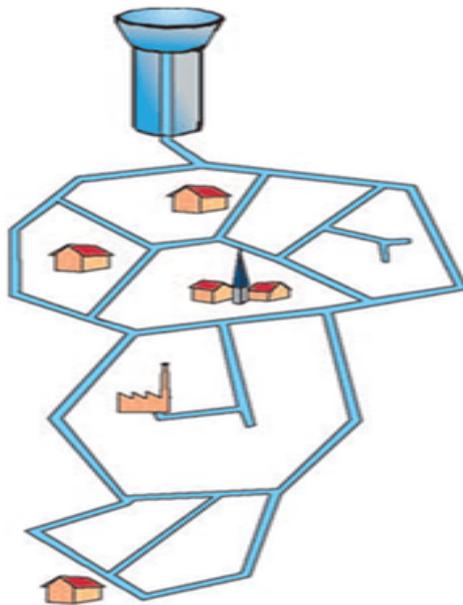


Figure.VII.1. Réseau maillé

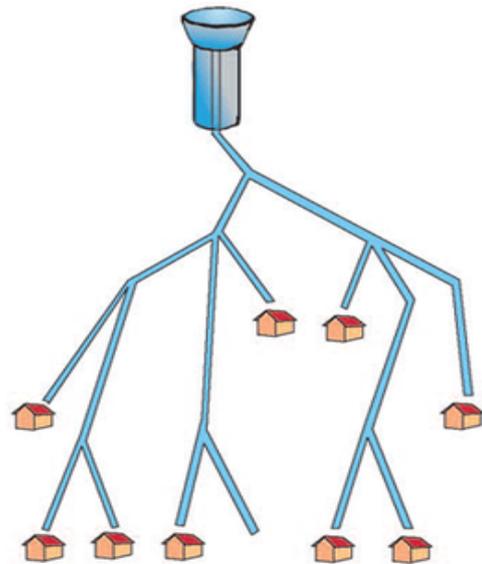


Figure.VII.2. Réseau ramifié

VI.5. Description du réseau de distribution

La distribution en eau potable du village de Raffour se fera par gravité, à partir du réservoir d'une capacité de 2000 m³ situé à une cote de 360 m. vu le caractère de la localité l'ossature du réseau sera ramifié d'un linéaire total de 3617 m comme représenté dans la figure (VII.3) ci-après :

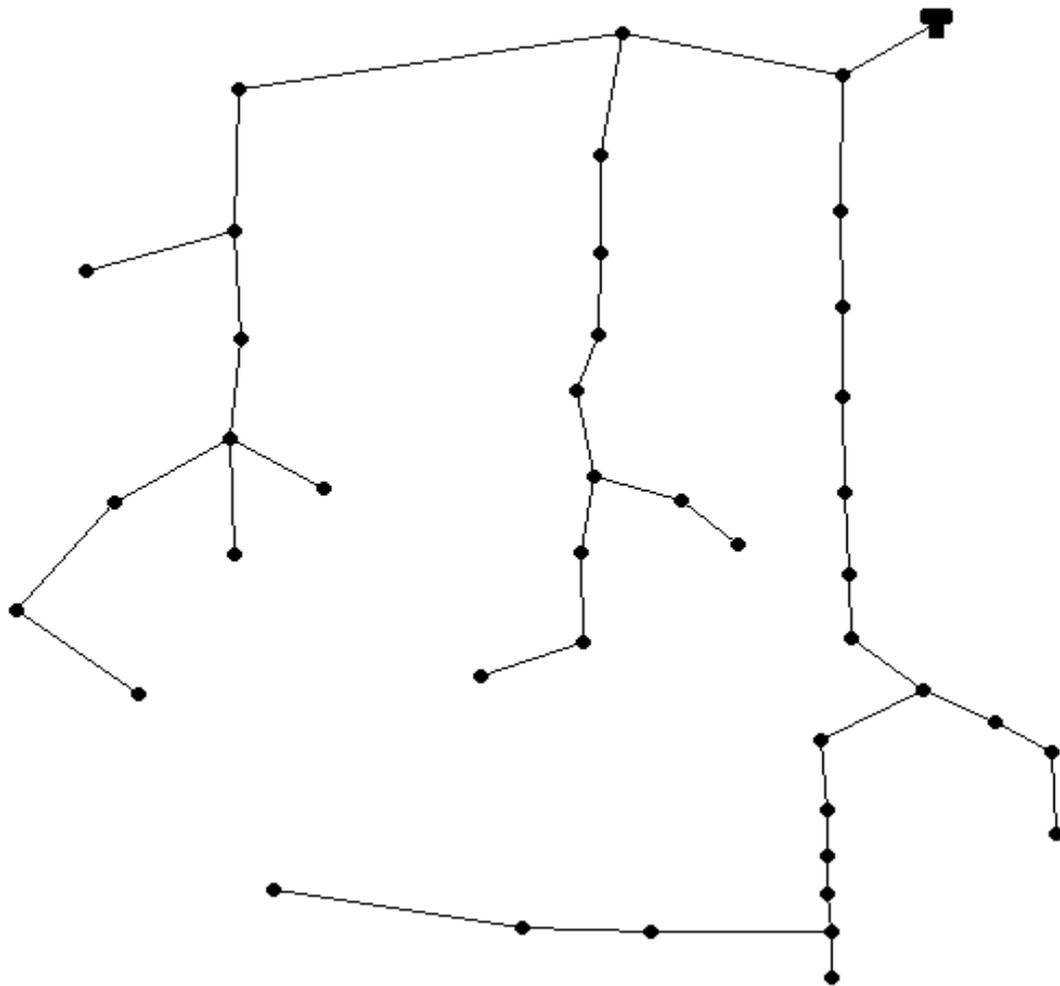


Figure.VII.3. Schéma descriptif de la distribution

VII.6. Dimensionnement du réseau de distribution

Le dimensionnement du réseau de distribution a pour but de réaliser des canalisations qui devront en conséquence de présenter un diamètre suffisant, une vitesse admissible de façon à assurer le débit maximal avec une pression au sol compatible avec la hauteur des immeubles.

VII.6.1. Détermination des débits du réseau

Le système de distribution avec un réservoir de tête est caractérisé par deux cas :

- Cas de pointe ;
- Cas de pointe plus incendie.

Vu les caractéristiques de la zone et la valeur du débit de pointe on va procéder pour le cas de pointe.

VII.6.1.1. Débit spécifique

Pour le calcul on admet que l'hypothèse selon laquelle les besoins domestiques est répartis régulièrement sur la longueur du réseau de distribution.

$$Q_s = Q_p / \sum L_i \quad (\text{VII.1})$$

Avec :

- Q_s : Débit spécifique (l/s) ;
- Q_p : Débit de pointe (l/s) ;
- L_i : La longueur du tronçon i (m).

VII.6.1.2. Débit de route

Le débit de route de chaque tronçon est un débit uniformément réparti sur son parcours, il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_s * L_{ij} \quad (\text{VII.2})$$

- Q_s : Débit spécifique (l/s) ;
- Q_p : Débit de pointe (l/s) ;
- L_i : La longueur du tronçon i (m).

VII.6.1.3. Débit aux nœuds

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

$$Q_n = 0,5 * Q_r + Q_c \quad (\text{VII.3})$$

Avec :

- Q_n : Débit au nœud en (l/s) ;
- Q_c : Débit concentré au nœud en aval en (l/s).
- Q_r : Débit de routes

VII.6.2. Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge linéaires sont déterminées à partir de la formule de DARCYWEISBACH

$$H_L = \lambda * L * \frac{V^2}{2 * g * D} \quad (\text{III.4})$$

Avec :

- H_L : perte de charge linéaire (m/ml) ;
- L : longueur de la conduite (ml) ;
- λ : coefficient de frottement de DARCY, il caractérise l'écoulement ainsi que la nature de rugosité de la canalisation. Il est donné par deux formules

– **Pour un régime turbulent rugueux**

Formule de NIKURADZI :

$$\lambda = \left(1.14 - 0.86 \ln \left(\frac{K}{D} \right) \right)^{-2} \quad (\text{III.5})$$

Avec :

-K : Coefficient de rugosité de la conduite (mm). Sa valeur est comprise entre 0.01 mm et 0.02 mm pour le PEHD.

Pour le régime transitoire

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{K}{3.71D} + \frac{2.51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{III.6})$$

-Re : Nombre de Reynolds qui est donné par la formule :

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

Avec :

- ν : Viscosité cinématique, calculée par la formule de STOCKS :

VII.6.3. Calcul des pressions

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

$$P_j = C_{pj} - C_{tj} \quad (\text{VI.8})$$

Avec :

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

La cote piézométrique est donnée par la formule suivante :

$$C_{pj} = C_{pi} - H_{ij} \quad (\text{VI.9})$$

Avec :

- C_{pi} : La cote piézométrique du point i (m) ;
- H_{ij} : La perte de charge dans le tronçon ij, l'écoulement s'effectue de i vers j (m).

VII.6.4. Calcul de la vitesse

La vitesse est donnée par la formule :

$$V = [(4 * Q) / (\pi * D^2)] \quad (\text{VI.10})$$

Avec :

- V : Vitesse d'écoulement (m/s) ;

- Q : Débit transitant dans la conduite (m³/s) ;
- D : Diamètre de la conduite (m).

VII.7. Calcul des différents débits du réseau

Les résultats des calculs des différents débits du réseau sont donnés dans le tableau (VII.1) suivant : $\sum L = 3617$ m

Tableau VII.1. Résultats du calcul des différents tronçons du réseau

N° tronçon	Longueur	Qs	Qr
r-1	100	0,0198	1,9883
1-2	22	0,0198	0,4374
2-3	15	0,0198	0,2982
3-4	32	0,0198	0,6362
4-5	31	0,0198	0,6163
5-6	32	0,0198	0,6362
6-7	30	0,0198	0,5965
7-8	110	0,0198	2,1871
8-9	25	0,0198	0,4970
9-10	130	0,0198	2,5848
10-11	42	0,0198	0,8351
8-12	90	0,0198	1,7895
12-13	89	0,0198	1,7696
13-14	105	0,0198	2,0877
14-15	115	0,0198	2,2866
15-16	87	0,0198	1,7298
16-17	81	0,0198	1,6105
16-18	188	0,0198	3,7381
18-19	193	0,0198	3,8375
19-20	102	0,0198	2,0281
1-21	120	0,0198	2,3860
21-22	52	0,0198	1,0339
22-23	30	0,0198	0,5965
23-24	42	0,0198	0,8351
24-25	93	0,0198	1,8491
25-26	160	0,0198	3,1813
26-27	60	0,0198	1,1930
27-28	32	0,0198	0,6362
26-29	114	0,0198	2,2667
29-30	92	0,0198	1,8292
30-31	120	0,0198	2,3860
21-32	200	0,0198	3,9767
32-33	103	0,0198	2,0480

Tableau VII.1. Résultats du calcul des différents tronçons du réseau (suite et fin)

N° tronçon	Longueur	Qs	Qr
33-34	69	0,0198	1,3719
33-35	121	0,0198	2,4059
35-36	88	0,0198	1,7497
36-37	43	0,0198	0,8549
36-38	95	0,0198	1,8889
36-39	117	0,0198	2,3263
39-40	117	0,0198	2,3263
40-41	130	0,0198	2,5848

Tableau.VII.2.Résultats du calcul des différents débits de noeud du réseau

N° Nœud	Tronçon	Qr	som Qr	Qn
1	r-1	1,9883	4,8118	2,6465
	1-2	0,4374		
	1-21	2,3860		
2	1-2	0,4374	0,7356	0,4046
	2-3	0,2982		
3	2-3	0,2982	0,9345	0,5139
	3-4	0,6362		
4	3-4	0,6362	1,2526	0,6889
	4-5	0,6163		
5	4-5	0,6163	1,2526	0,6889
	5-6	0,6362		
6	5-6	0,6362	1,2327	0,6780
	6-7	0,5965		
7	6-7	0,5965	2,7837	1,5310
	7-8	2,1871		
8	7-8	2,1871	4,4738	2,4605
	8-9	0,4970		
	8-12	1,7895		
9	8-9	0,4970	3,0819	1,6950
	9-10	2,5848		
10	9-10	2,5848	3,4199	1,8809
	10-11	0,8351		
11	10-11	0,8351	0,8351	0,4593
12	8-12	1,7895	3,5591	1,9575
	12-13	1,7696		
13	12-13	1,7696	3,8574	2,1215
	13-14	2,0877		
14	13-14	2,0877	4,3743	2,4059
	14-15	2,2866		

Tableau.VII.2.Résultats du calcul des différents débits de noeud du réseau (suite)

N° Nœud	Tronçon	Qr	som Qr	Qn
15	14-15	2,2866	4,0164	2,2090
	15-16	1,7298		
16	15-16	1,7298	7,0785	3,8932
	16-17	1,6105		
	16-18	3,7381		
17	16-17	1,6105	1,6105	0,8858
18	16-18	3,7381	7,5756	4,1666
	18-19	3,8375		
19	18-19	3,8375	5,8656	3,2261
	19-20	2,0281		
20	19-20	2,0281	2,0281	1,1154
21	21-22	1,0339	5,0106	2,7558
	21-32	3,9767		
22	21-22	1,0339	1,6304	0,8967
	22-23	0,5965		
23	22-23	0,5965	1,4316	0,7873
	23-24	0,8351		
24	23-24	0,8351	2,6842	1,4763
	24-25	1,8491		
25	24-25	1,8491	5,0305	2,7668
	25-26	3,1813		
26	25-26	3,1813	6,6411	3,6526
	26-27	1,1930		
	26-29	2,2667		
27	26-27	1,1930	1,8292	1,0061
	27-28	0,6362		
28	27-28	0,6362	0,6362	0,3499
29	26-29	2,2667	4,0960	2,2528
	29-30	1,8292		
30	29-30	1,8292	4,2153	2,3184
	30-31	2,3860		
31	30-31	2,3860	2,3860	1,3123
32	21-32	3,9767	6,0247	3,3136
	32-33	2,0480		
33	32-33	2,0480	5,8258	3,2042
	33-34	1,3719		
	33-35	2,4059		
34	33-34	1,3719	1,3719	0,7545

Tableau.VII.2.Résultats du calcul des différents débits de noeud du réseau(suite et fin)

N° Nœud	Tronçon	Qr	som Qr	Qn
35	33-35	2,4059	4,1557	2,2856
	35-36	1,7497		
36	35-36	1,7497	6,8200	3,7510
	36-37	0,8549		
	36-38	1,8889		
	36-39	2,3263		
37	36-37	0,8549	0,8549	0,4702
38	36-38	1,8889	1,8889	1,0389
39	36-39	2,3263	4,6527	2,5590
	39-40	2,3263		
40	39-40	2,3263	4,9112	2,7011
	40-41	2,5848		
41	40-41	2,5848	2,5848	1,4216

VII.8. Apport informatique

L'utilisation des programmes informatiques peut libérer le projecteur des calculs fastidieux et démultiplier sa puissance de travail essentiellement pour :

- Le calcul du fonctionnement hydraulique du réseau ;
- La détermination des solutions optimales.

Le logiciel utilisé dans notre calcul est le logiciel EPANET.

VII.8.1. Présentation du logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et de la qualité de l'eau sur des longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque noeud, 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. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour de l'eau et de suivre l'origine de l'eau.[6]

VII.8.2. Les étapes d'utilisation du logiciel EPANET

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

- Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistrée dans un fichier au format texte ;
- Saisir les propriétés des éléments du réseau ;
- Décrire le fonctionnement du système ;
- Sélectionner un ensemble d'options de simulation ;
- Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité ;
- Visualiser les résultats d'une simulation.[6]

VII.8.3. Composants 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, des réservoirs et des bâches. [6]

VII.8.3.1. Nœuds de demande

Les nœuds de demande sont les points du réseau où les arcs se rejoignent. Ce sont des points d'entrée ou de sortie d'eau et peuvent également ne pas avoir de débit. Les données d'entrée minimales exigées pour les Nœuds de demande sont :

- L'altitude au-dessus d'un certain plan de référence (habituellement le niveau de la mer) ;
- La demande en eau (débit prélevé sur le réseau) ;
- La qualité initiale de l'eau.

Les résultats calculés aux nœuds de demande, à chacun des intervalles de temps d'une simulation sont :

- La charge hydraulique (ou hauteur piézométrique) ;
- La pression.[6]

VII.8.3.2. Réservoirs

Les Réservoirs sont des nœuds avec une capacité de stockage, dont le volume d'eau stocké peut varier au cours du temps. Les données de base pour des réservoirs sont les suivantes :

- L'altitude du radier (où le niveau d'eau est zéro) ;
- Le diamètre (ou sa forme s'il n'est pas cylindrique) ;
- Les niveaux initial, minimal et maximal de l'eau ;
- La qualité initiale de l'eau.

Les principaux éléments calculés dans la simulation sont les suivants :

- La charge (altitude de l'eau) ;
- La pression (niveau de l'eau) ;
- La qualité de l'eau[6]

VII.8.3.3. Tuyaux

Les tuyaux sont des arcs qui transportent l'eau d'un point du réseau à l'autre. EPANET suppose que tous les tuyaux sont pleins à tout instant. L'eau s'écoule de l'extrémité qui a la charge hydraulique la plus élevée (altitude + pression, ou énergie interne par poids d'eau) à celle qui a la charge hydraulique la plus faible. Les données de base pour les tuyaux sont :

- les nœuds initial et final ;
- le diamètre ;
- la longueur ;
- le coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge) ;
- l'état (ouvert, fermé, ou avec un clapet anti-retour).

Les valeurs calculées pour les tuyaux incluent :

- le débit ;
- la vitesse d'écoulement ;
- la perte de charge ;
- le facteur de friction de Darcy-Weisbach ;
- la vitesse moyenne de réaction (le long du tuyau) ;
- La qualité moyenne de l'eau (le long du tuyau).[6]

VII.8.3.4. Vannes

Les vannes sont des arcs qui limitent la pression ou le débit en un point précis du réseau. Leurs principaux paramètres d'entrée sont :

- les nœuds d'entrée et de sortie ;
- le diamètre ;
- la consigne de fonctionnement ;
- l'état de la vanne.

Les éléments calculés en sortie de simulation pour une vanne sont

- le débit ;
- la perte de charge hydraulique.

VII.8.4. Simulation du réseau

Après la saisie des informations du réseau, la simulation peut être lancée. Dans cette étape, grâce à son moteur de calcul, le logiciel analyse le comportement du réseau dans les conditions requises et détermine les différentes grandeurs hydraulique (vitesses, débits, pressions, charges) à un instant donné qui implique de résoudre simultanément les équilibres de masse dans les nœuds et les pertes de charge dans chaque arc du réseau. Ce procédé, appelé équilibre hydraulique du réseau, utilise une technique itérative pour résoudre les équations non linéaires en jeu en utilisant « l'algorithme du Gradient ».

VII.8.5. Résultats et constatations

Dans le tableau (VII.3), on trouve le débit, la vitesse, la perte de charge et ainsi que le coefficient de frottement dans chaque tronçon.

Tableau .VII.3. État des arcs du réseau.

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
Tuyau1	22	37,70	2,6465	0,63
Tuyau2	15	74,37	0,4046	0,63
Tuyau3	32	104,11	0,5139	0,62
Tuyau4	31	33,59	0,6889	0,60
Tuyau5	32	130,10	0,6889	0,59
Tuyau6	30	140,50	0,6780	0,51
Tuyau7	110	151,01	1,5310	0,51
Tuyau8	25	159,71	2,4605	0,55
Tuyau9	130	167,34	1,6950	0,72
Tuyau10	42	24,19	1,8809	0,56

Tableau .VII.3. État des arcs du réseau.(Suite et fin)

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
Tuyau11	90	54,60	0,4593	0,55
Tuyau12	89	71,70	1,9575	0,50
Tuyau13	105	190,46	2,1215	0,50
Tuyau14	115	195,52	2,4059	0,50
Tuyau15	87	197,71	2,2090	0,54
Tuyau16	81	199,92	3,8932	0,59
Tuyau17	188	202,10	0,8858	0,51
Tuyau18	193	203,72	4,1666	0,55
Tuyau19	102	204,98	3,2261	0,53
Tuyau20	120	40,89	1,1154	0,50
Tuyau21	52	54,35	2,7558	0,53
Tuyau22	30	76,31	0,8967	0,50
Tuyau23	42	21,11	0,7873	0,51
Tuyau24	93	41,56	1,4763	0,55
Tuyau25	160	110,47	2,7668	0,66
Tuyau26	60	125,41	3,6526	0,74
Tuyau27	32	132,70	1,0061	0,76
Tuyau28	114	136,43	0,3499	0,59
Tuyau29	92	140,55	2,2528	0,54
Tuyau30	120	42,56	2,3184	0,71
Tuyau31	200	72,47	1,3123	0,54
Tuyau32	103	92,26	3,3136	0,50
Tuyau33	69	36,38	3,2042	0,59
Tuyau34	121	24,48	0,7545	0,58
Tuyau35	88	123,34	2,2856	0,59
Tuyau36	43	134,63	3,7510	0,52
Tuyau37	95	31,00	0,4702	0,70
Tuyau38	117	152,21	1,0389	0,67
Tuyau39	117	165,50	2,5590	0,56
Tuyau40	130	225,06	2,7011	0,57
Tuyau41	300	302,68	1,4216	0,94

Remarque : On remarque que la majorité des vitesses dans les tuyaux sont comprises entre vitesses 0.5 et 1 m/s.

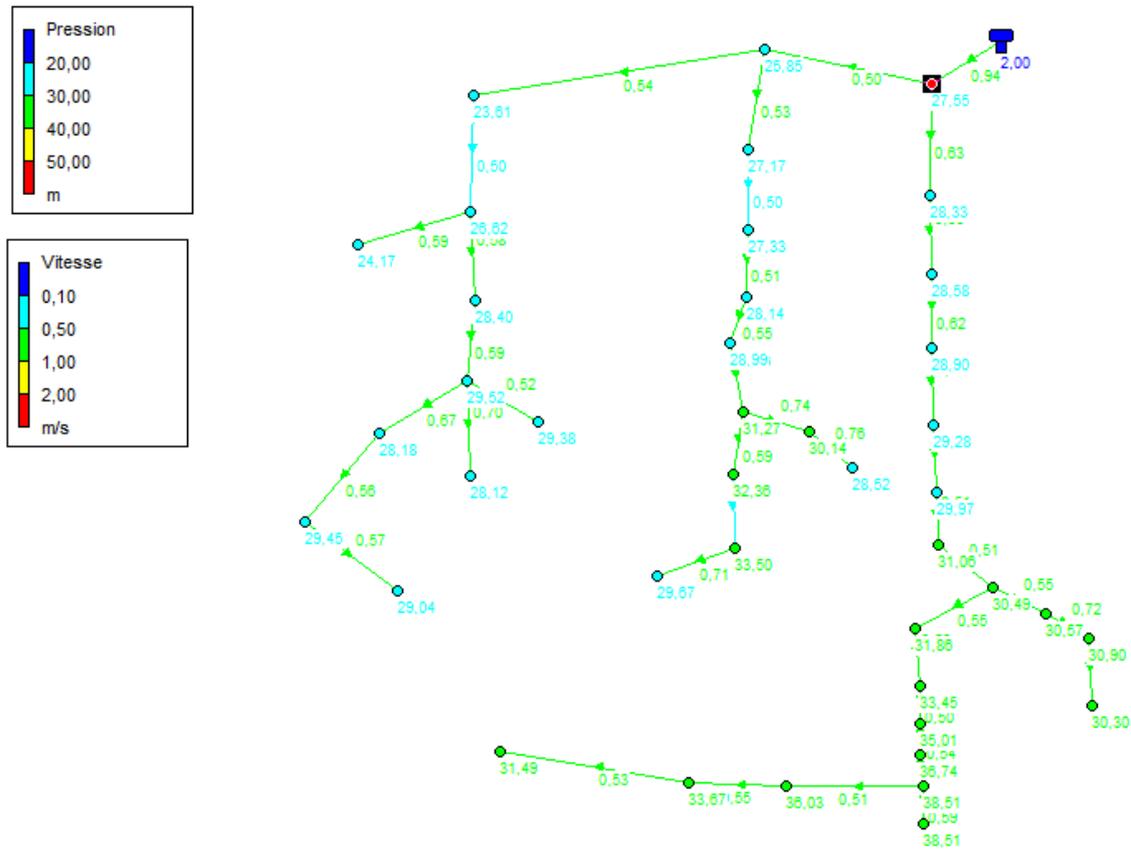


Figure VII.4. Résultats de la simulation (arc)

Tableau .VII.4. État des nœuds du réseau.

ID Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud1	333,33	1,02	360,88	27,55
Nœud2	332,49	0,16	360,82	28,33
Nœud3	331,21	0,20	360,79	28,58
Nœud4	331,82	0,26	360,72	28,90
Nœud5	331,37	0,26	360,65	29,28
Nœud6	330,62	0,26	360,59	29,97
Nœud7	329,48	0,59	360,54	31,06
Nœud8	329,88	0,94	360,40	30,52
Nœud9	329,65	0,65	360,29	30,64
Nœud10	327,24	0,73	358,21	30,97
Nœud11	326,81	0,17	357,18	30,37
Nœud12	328,32	0,81	360,20	31,88
Nœud13	326,57	0,81	360,04	33,47
Nœud14	324,81	0,92	359,86	35,05
Nœud15	322,83	0,85	359,67	36,84
Nœud16	320,82	1,50	359,43	38,61
Nœud17	319,3	0,34	358,51	39,21
Nœud18	322,69	1,61	358,82	36,13
Nœud19	323,92	1,24	357,69	33,77
Nœud20	324,82	0,43	356,41	31,59

Tableau .VII.4. État des nœuds du réseau (suite et fin).

ID Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud21	334,88	1,06	360,73	25,85
Nœud22	333,45	0,34	360,62	27,17
Nœud23	333,22	0,31	360,55	27,33
Nœud24	332,32	0,57	360,46	28,14
Nœud25	331,20	1,07	360,19	28,99
Nœud26	328,11	1,40	359,38	31,27
Nœud27	327,80	0,38	357,94	30,14
Nœud28	327,44	0,14	355,96	28,52
Nœud29	326,38	0,87	358,74	32,36
Nœud30	325,03	0,89	355,79	33,50
Nœud31	326,12	1,50	355,79	29,67
Nœud32	336,72	1,27	360,33	23,61
Nœud33	333,51	1,23	360,17	26,66
Nœud34	334,55	0,29	358,75	24,20
Nœud35	331,36	0,88	359,48	28,43
Nœud36	329,92	1,45	359,48	29,56
Nœud37	328,94	0,18	359,21	30,03
Nœud38	330,44	0,40	357,10	28,16
Nœud39	328,44	0,99	358,65	28,21
Nœud40	328,44	1,04	357,92	29,48
Nœud41	327,22	0,55	356,30	29,08
Réservoir	360	-29,57	362	2,00

Remarque : On remarque que la majorité des pressions sont inférieure a 60m

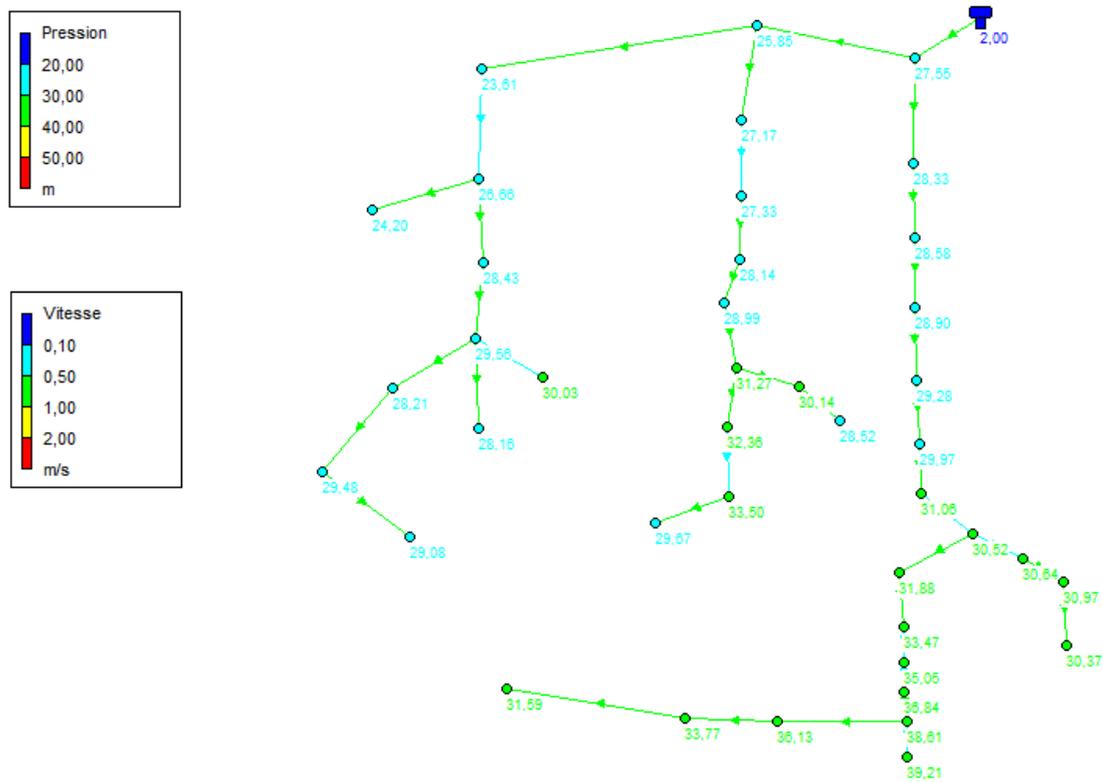


Figure VII.5. Résultats de la simulation (Nœuds)

VII.9. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons dimensionnés le réseau de distribution de village de Raffour, dont le réseau est ramifié. A l'aide du logiciel EPANET Nous avons déterminé les diamètres des différents tronçons en vérifiant les paramètres vitesses et pressions.

Après avoir présenté les différentes caractéristiques de la zone d'étude dans divers domaines, on a constaté que les ressources en eau (le forage et la source Noir) existantes sont loin d'être suffisantes par rapport à la demande à l'horizon 2044, ce qui fait apparaître un déficit de **2990,548m³/j**.

Dans le but de remédier à ce problème, il a été préconisé de renforcer la chaîne d'alimentation en eau potable à partir du barrage de Tilsdit.

En ce qui concerne les ouvrages de stockage on a trouvé que la capacité des réservoirs R1 et R3 et R4 est suffisante, tandis que la capacité du réservoir R2 est insuffisante, pour cela nous avons projeté un autre réservoir avec un volume de 150m³.

Pour le système d'adduction on a opté pour des conduites en PEHD dans la chaîne gravitaire et la fonte ductile pour le tronçon de refoulement.

En ce qui concerne les pompes, nous avons opté pour une pompe immergée car il s'agit d'un forage. Ce choix de la pompe a été réalisé à l'aide du catalogue des pompes.

Après avoir vérifié le phénomène du coup de bélier, nous avons constaté que ce phénomène n'apparaît pas dans le tronçon de refoulement F-R4. Pour cela nous n'avons pas besoin d'un moyen de protection.

La dernière étape de la conception de ce projet est la distribution. Après la simulation avec EPANET, on a pu déterminer les caractéristiques des conduites ainsi que celle des nœuds.

A la fin, nous souhaitons avoir répondu à l'objectif fixé au départ qui est l'étude d'alimentation en eau potable du village de Raffour et que ce travail puisse servir de support pour les promotions à venir.

[1] : Direction des ressources en eau de la Wilaya de Bouira.

[2] : **CHEREF, N.et SLIMANI, N.** “Etude d'alimentation en eau potable de la commune de HAIZER Wilaya de Bouira“, Mémoire de fin d'études, Master, université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, juin 2017/2018.

[3] : **GOUDJIL, S.SADELLI, H.** “Alimentation en eau potable des localités M'Nair I, M'Nair II, Heddada, Dhamnet El Fhel, Ain Belkacem et Koudiet El Assa (w. Souk Ahras)”, Mémoire de fin d'études, Master, université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie,, juin 2017.

[4] : APC de la commune de M'chedallah.

[5] : **AMER,S. OUAZAI,S.** “Étude des réseaux de distribution d'eau potable et d'assainissement séparatif d'eaux usées de la zone basse du chef-lieu de la commune de Larbatache (w. Boumerdes)”, Mémoire de fin d'études, Master, université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, juin 2017

[6] **BLAIDI, B.AZIZI,A**“Etude du réseau d'alimentation en eau potable de la commune d'Afir (w) de Boumerdes, Mémoire de fin d'études, Master, université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, juin 2016

[7] : **SALEH, A.**“Analyse du fonctionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la commune d'el hadjar”,Mémoire de fin d'études, Master, universitéBadji Mokhtar -Annaba, Algérie ,2016.

[8] :**AHCENE ,L.**Alimentation en eau potable de la commune de Tizi n Tala a partir du piquage sur la conduite de transfert Koudiet Acerdoune (w) de Tizi ousou ,Mémoire de fin d'étude ,Master, université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, juin,2015.

[9] : **DUPONT, A.** “Hydraulique générale et appliquée”

[10]**LABORDE, A.**Eléments d'hydraulique générale” Edition 2000

Résumé

Dans ce travail nous avons traité la conception générale du système d'alimentation en eau potable du village de Raffour.

Le village de Raffour sera renforcé à partir du réservoir tête du barrage de Tilsdit

Pour mené bien cette étude, nous avons commencé par la présentation du site, nous avons estimé les besoins en eau de la population a l'horizon 2044. Par la suite nous avons conçue et dimensionné les réservoirs et les conduites d'adduction gravitaire, et par refoulement à partir du forage suivie d'une étude technico-économique. Le Transfert d'eau du forage vers le réservoir nous a mené de faire le choix d'une pompe immergé à l'aide du catalogue des pompes. Afin de protégé les conduites de refoulement contre le phénomène du coup de bélier, nous avons préconisé d'un réservoir d'air.

En dernier lieu, nous avons conçu et dimensionné un réseau de distribution à l'aide de logiciel de simulation EPANET

Mots clés : Alimentation en eau potable, réservoir, adduction, pompe, coup de bélier, distribution.

Abstract

In this work we treated the general design of a drinking water supply system in the village of Raffour.

The village of Raffour will be strengthened from the tank head of the Tilsdit dam

To carry out this study well, we started with the presentation of the site, we estimated the water needs of the population by 2044. Subsequently we designed and dimensioned tanks and gravity supply lines, and by repression from drilling followed by a techno-economic study. The transfer of water from the borehole to the reservoir led us to choose a submerged pump using the pump catalog. In order to protect the discharge pipes against the phenomenon of water hammer, we recommended an air tank.

Lastly, we designed and sized a distribution network using EPANET simulation software

Key words: drinking water supply ,, tanks, pumps, water hammer distribution

المخلص

في هذا العمل ، تعاملنا مع التصميم العام لنظام إمدادات مياه الشرب في قرية رافور

سيتم تعزيز قرية رافور من رأس خزان سد تلسديت.

لإجراء هذه الدراسة بشكل جيد، بدأنا بتقديم الموقع، وقد قدرنا احتياجات السكان من المياه بحلول عام 2044. وبالتالي قمنا بتصميم خزانات و قنوات توريد وأبعادها، تليها دراسة تقنية والاقتصادية و قمنا بنقل المياه من البئر إلى الخزان عن طريق مضخة مغمورة التي اختيرت باستخدام كتالوج المضخة. لحماية أنابيب التصريف من ظاهرة المطرقة المائية ، نوصي بخزان هواء

أخيراً قمنا بتصميم شبكة توزيع المياه باستخدام برنامج محاكاة ايبانيت

الكلمات المفتاحية: إمداد مياه الشرب ، الخزان ، المضخات ، توزيع المطرقة المائية

Présentation du site

Estimation des besoins

Etude des ouvrages de stockage

Etude et choix des pompes

Bibliographie

Annexes

Protection et pose des conduites

Introduction générale

Conclusion générale

Adduction

DISTRIBUTION

Annexe(2) :

Tableau 1 : Les diamètres, Prix et pression nominale des conduites en PEHD PN10.

Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix de revient (DA /ml)
20	2	30.78
25	2	39.6
32	2.4	61.54
40	3	96.33
50	3.7	147.17
63	4.6	232.79
75	5.6	329.13
90	5.4	392.5
110	6.6	579.62
125	7.4	738.42
160	9.6	1209.38
200	11.9	1892.38
250	14.8	2937.81
315	18.7	4684.62
400	23.7	7516.57
500	29.7	11724.79
630	37.4	17729.58

Tableau 2 : Les diamètres, Prix et pression nominale des conduites en PEHD PN16

Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix de revient (DA /ml)
20	2	40.74
25	2.3	59.87
32	3	99.14
40	3.7	153.50
50	4.6	238.07
63	5.8	376.64
75	6.8	529.43
90	8.2	691.61
110	10	1026.15
125	11.4	1316.19
160	14.6	2151.15
200	18.2	3378.11
250	22.7	5226.50
315	28.6	8026.99
400	36.3	12966.67
500	45.4	19569.51
630	57.2	31072.20

Tableau 3 : Les diamètres, Prix et pression nominale des conduites en PEHD PN20

Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix de revient (DA /ml)
20	3	44.46
25	3.5	70.86
32	4.4	109.64
40	5.5	171.15
50	6.9	265.07
63	8.6	423.18
75	10.3	595
90	10.1	794.01
110	12.3	1175.74
125	14	1490.27
160	17.9	2423.58
200	22.4	3793.42
250	27.9	5900.88
315	35.2	9015.89
400	44.7	14529.62
500	55.8	22624.58
630	70.3	35945.05

Tableau 4: Les diamètres, Prix et pression nominale des conduites en fonte ductile

Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Pression nominale (bar)	Prix de revient (DA /ml)
100	4.8	40	2800
125	4.8	40	3000
150	5	40	3300
200	5.4	40	3800
250	5.8	40	5750
300	6.2	40	6500
350	7.8	30	8750
400	7.8	30	11000
450	7.8	30	15300
500	7.8	30	19600
600	7.8	30	20300
700	7.8	25	24000

Tableau 5: Evolution du coefficient d'ouverture de la vanne ζ à papillon en fonction de son de degré d'ouverture

Angle d'ouverture du papillon (\varnothing°)	Z
0-5	0.25
10	0.52
20	1.54
30	3.91
40	10.8
45	18.7
50	32.6
60	118
70	751
80	1400

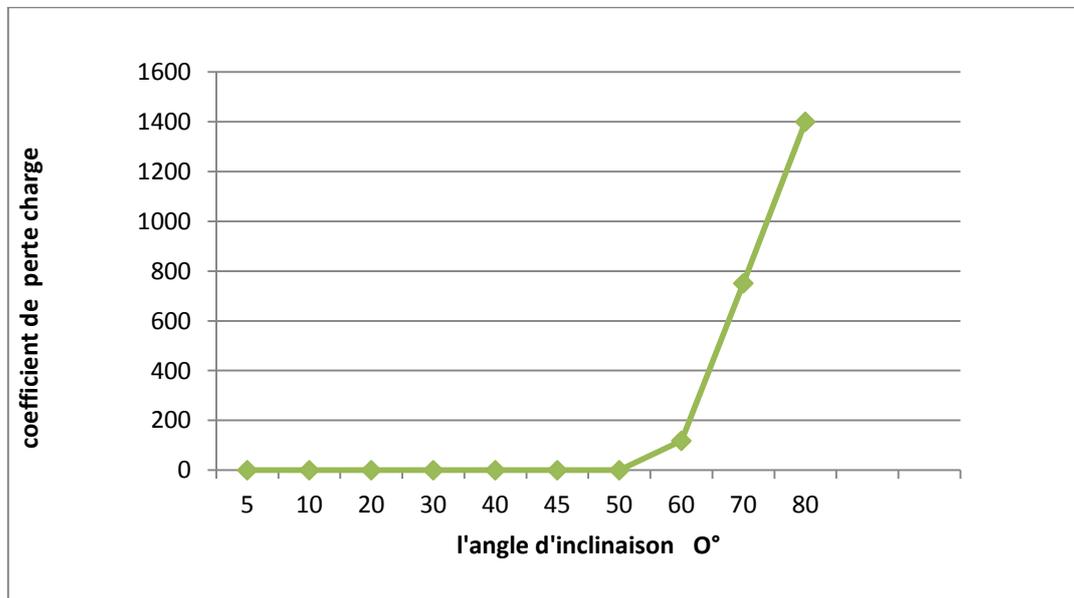
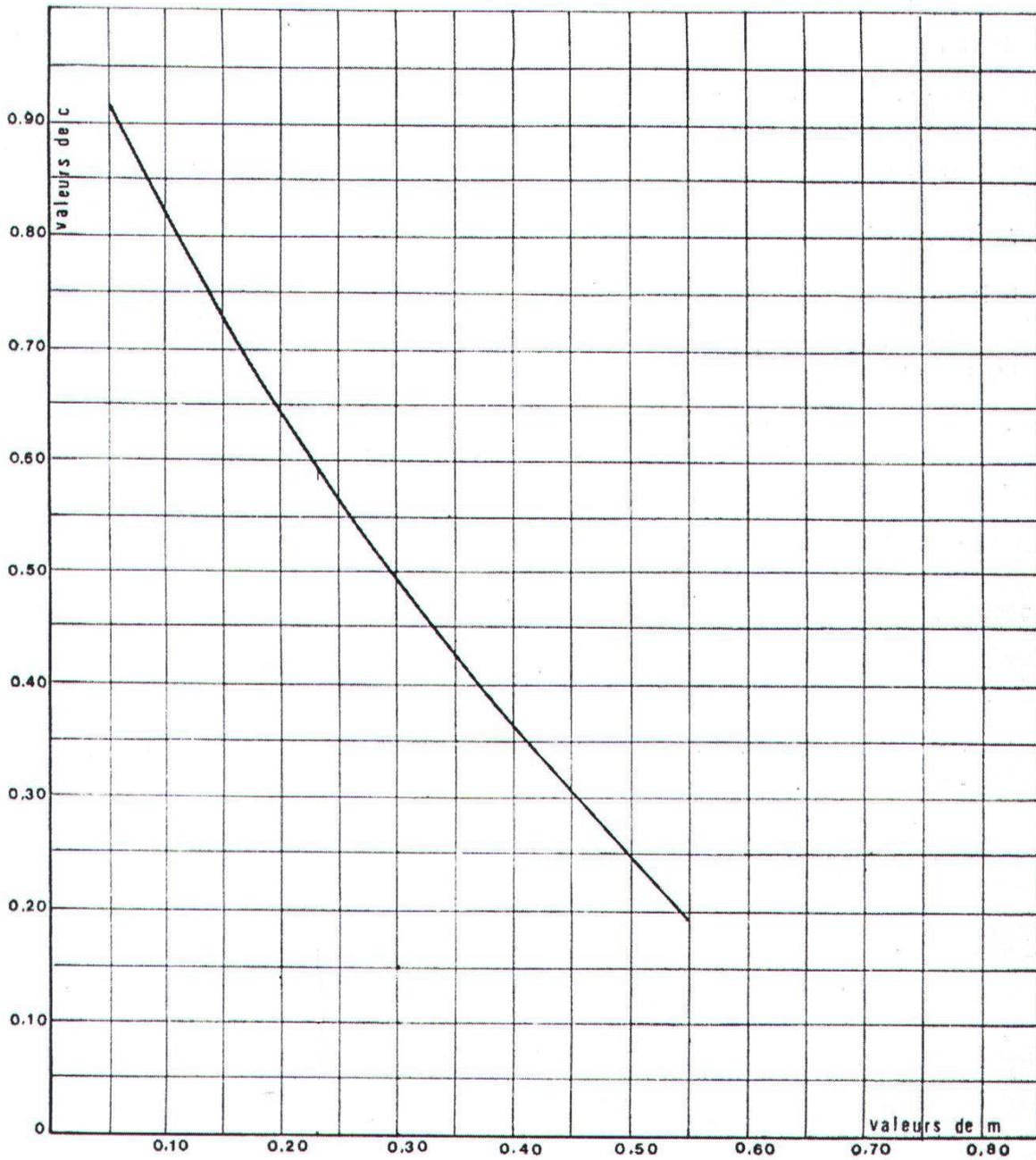


Figure (1): Abaque de la variation de l'angle d'ouverture de la vanne en fonction de ξ

Annexe (4) : Coefficient de perte de charge c dans une tuyère



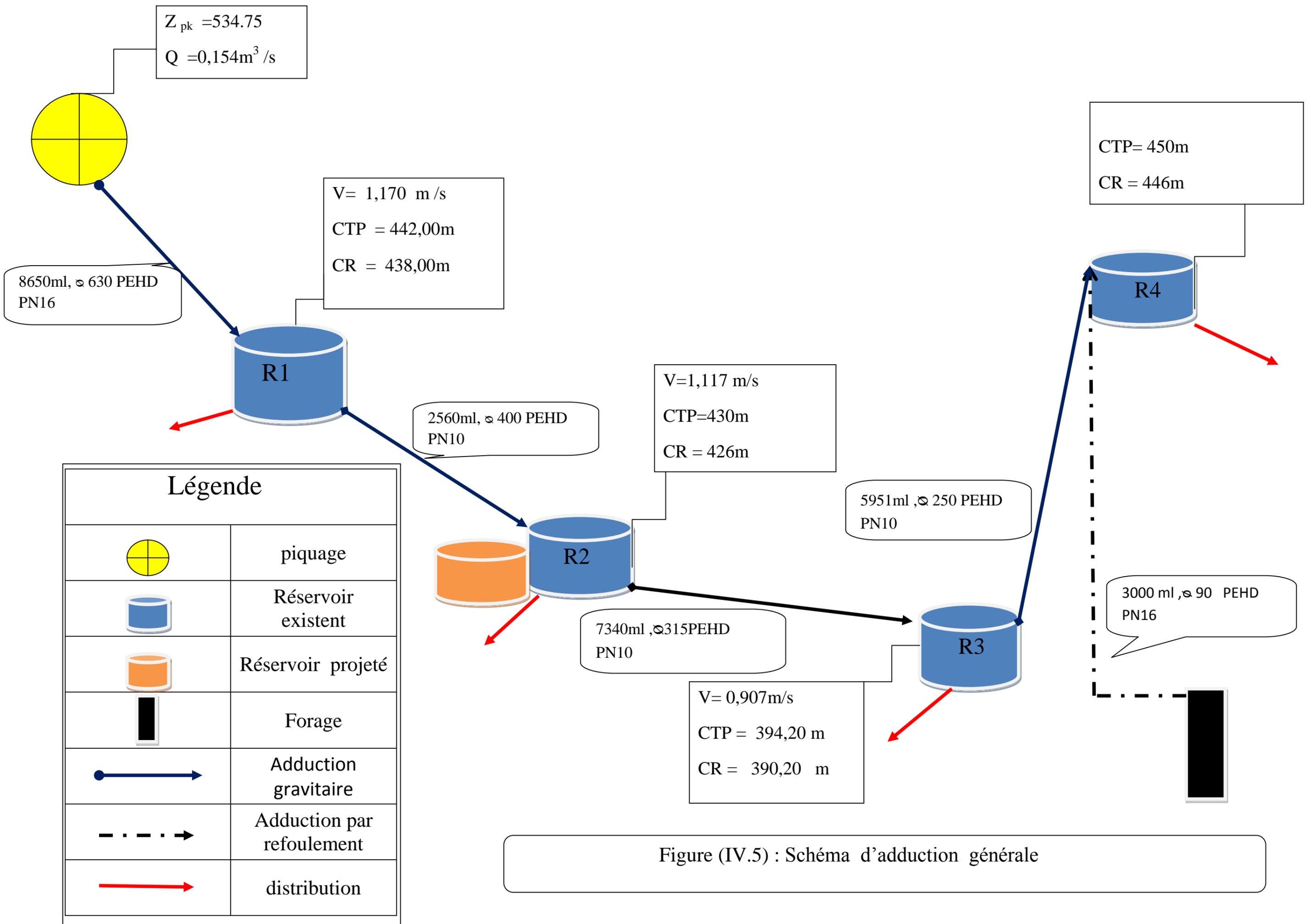
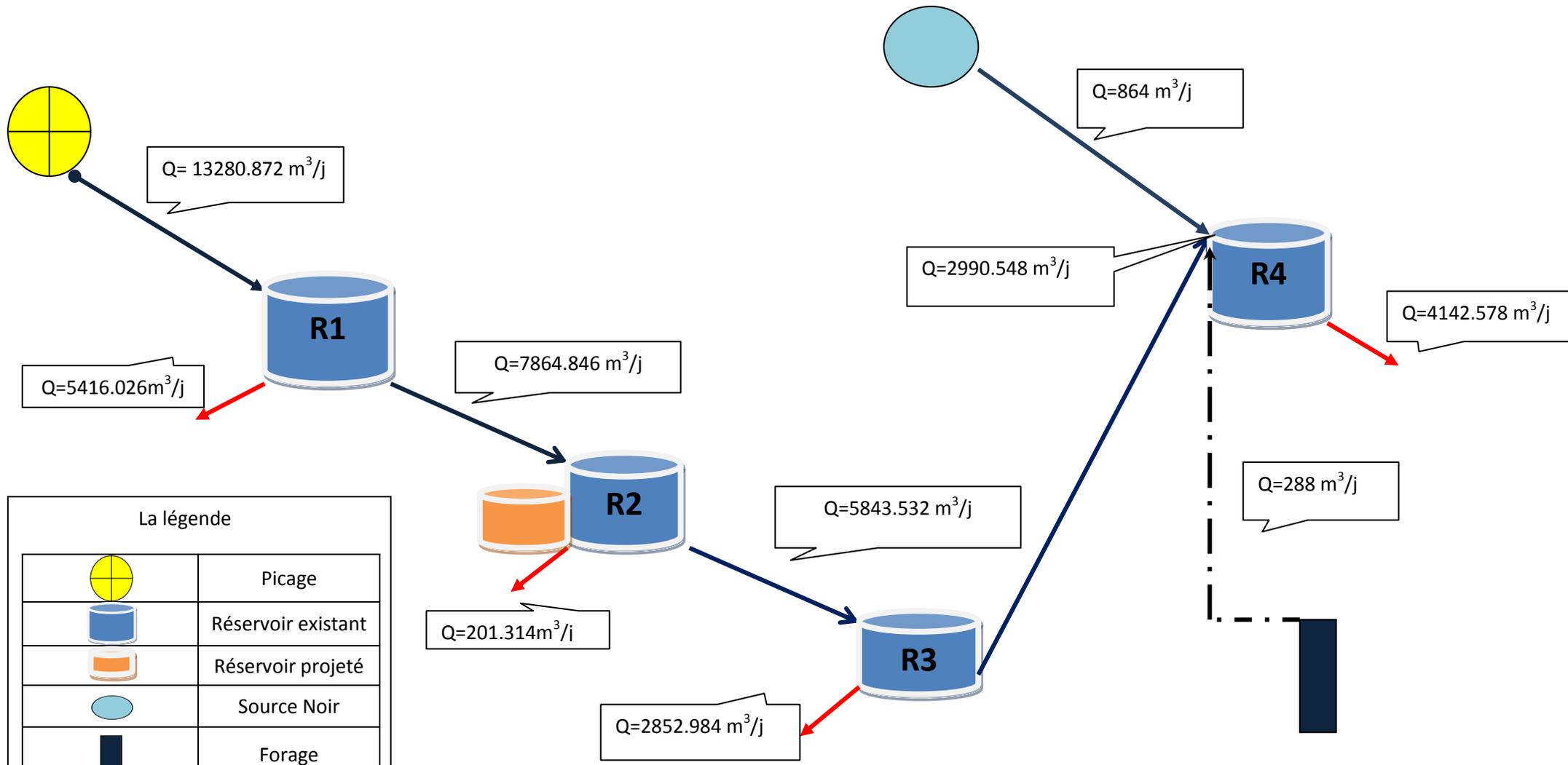


Figure (IV.5) : Schéma d'adduction générale



La légende

	Picage
	Réservoir existant
	Réservoir projeté
	Source Noir
	Forage
	Adduction gravitaire
	Adduction par refoulement
	Distribution

Figure (III.1) : schéma générale des réservoirs du projet.