

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE DE MOHAMED BOUDIAF – M'SILA

FACULTE : TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE
N° :



DOMAINE : SCIENCES ET TECHNOLOGIES
FILIERE : HYDRAULIQUE
OPTION : HYDRAULIQUE URBAINE

**Mémoire présenté pour l'obtention
du diplôme de Master Académique**

Présenté par :

HAMADI Hadjer et KARKHACHE Dounia

THEME

*Etude de fonctionnement et protection du système d'AEP
de l'agglomération de GUEREF*

Commune de HAMMA BOUZIANE - Wilaya de CONSTANTINE -

Soutenu devant le jury composé de :

Mr. Benia Mounir	Université de M'sila	Président
Mr. Ghodbane Messaoud	Université de M'sila	Encadreur
Mr. Adjissi Omar	Université de M'sila	Co-Encadreur
Mr. Hamidou Mohamed	Université de M'sila	Examineur

Année universitaire : 2024 / 2025

Remerciements

Louange à Allah, par Sa grâce les bonnes œuvres s'accomplissent.

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements et notre profonde gratitude
à notre encadrant Monsieur

Dr. Ghodbane Messaoud et à notre Co-encadrant Monsieur **Dr. Adjissi Omar**

pour leur accompagnement précieux, leurs conseils avisés, ainsi que leurs remarques pertinentes qui ont grandement contribué à la réalisation de ce travail.

Nos remerciements s'adressent également aux membres du jury qui ont bien voulu examiner notre travail, et dont les remarques et suggestions ont permis d'enrichir et d'améliorer cette étude.

Nous remercions également l'ensemble des enseignants du département d'Hydraulique de l'Université Mohamed Boudiaf - M'sila pour les connaissances qu'ils nous ont transmises tout au long de notre parcours universitaire et pour leur soutien continu.

Nos remerciements les plus chaleureux vont également à nos familles respectives pour leur soutien moral et matériel, ainsi qu'à toutes les personnes qui nous ont encouragés et aidés de près ou de loin durant cette période de recherche.

Que Dieu accorde à chacun la récompense de ses bonnes actions et nous guide vers davantage de réussite et de succès.

Dédicace

À CELUI QUI A VEILLÉ DES NUITS ENTIÈRES POUR MOI, QUI M'A APPRIS QUE RIEN NE S'OBTIENT SANS PATIENCE ET PERSÉVÉRANCE, À CELUI QUI A ÉTÉ MON SOUTIEN, MON EXEMPLE ET MON PREMIER ENSEIGNANT DANS LA VIE, À LA LUMIÈRE DE MON CŒUR ET MON APPUI ÉTERNEL... MON PÈRE.

À CELLE DONT LE PARADIS REPOSE SOUS SES PIEDS, CELLE QUI M'A PORTÉE AVEC AMOUR, M'A ÉLEVÉE AVEC PATIENCE ET M'A COMBLÉE DE SES PRIÈRES QUI FURENT MON SOUTIEN À CHAQUE INSTANT, À LA SOURCE DE TENDRESSE ET À LA CHALEUR DE MON CŒUR... MA MÈRE.

À CEUX QUI ONT PARTAGÉ CHAQUE ÉTAPE DE MON PARCOURS, AVEC QUI J'AI PARTAGÉ MES JOIES ET MES PEINES, QUI ONT ÉTÉ MON ROC FACE À TOUTES LES TEMPÊTES, À MES FRÈRES ET SŒUR BIEN-AIMÉS, D'OÙ JE PUISE MA FORCE... MES FRÈRES ET SŒUR.

À MA FAMILLE BIEN-AIMÉE, QUI A ÉTÉ MON SOUTIEN À CHAQUE PAS ET LE MEILLEUR COMPAGNON SUR LE CHEMIN.

VOUS ÊTES LE BATTEMENT QUI FAIT VIVRE MON CŒUR, L'ÂME QUI M'HABITE, AVEC VOUS MES JOURS S'ILLUMINENT ET MES RÊVES FLEURISSENT. GRÂCE À VOUS, LA RÉUSSITE A ÉTÉ POSSIBLE ET AVEC VOTRE PRÉSENCE, MA FIERTÉ NE CESSE DE GRANDIR.

À CELLES QUI ONT MARCHÉ À MES CÔTÉS AVEC AMOUR ET PRIÈRES SINCÈRES, À CHAQUE AMIE QUI A ÉTÉ POUR MOI UNE SŒUR PAR LA PURETÉ DE SON CŒUR ET LA SINCÉRITÉ DE SON AMITIÉ... MES AMIES.

À TOUTES LES PROMOTIONS DE 2024-2025

À TOUS CEUX QUI M'ONT SOUTENUE PAR UNE PAROLE, UNE PRIÈRE, UN SOURIRE OU UN ENCOURAGEMENT SINCÈRE...

JE VOUS DÉDIE LE FRUIT DE MES EFFORTS, CETTE RÉUSSITE QUI S'EST RÉALISÉE GRÂCE À DIEU AVANT TOUT, PUIS GRÂCE À VOS CŒURS PURS QUI ONT ÉTÉ LA LUMIÈRE DE MON CHEMIN.

LOUANGE À DIEU QUI M'A AIDÉE, ACCORDÉ LA RÉUSSITE ET PARACHEVÉ SES BIENFAITS SUR MOI. À LUI LA GRATITUDE ET LA RECONNAISSANCE INFINIES, ET NOTRE DERNIÈRE INVOCATION EST : LOUANGE À DIEU, SEIGNEUR DE L'UNIVERS.

الملخص

إن تزويد مدننا بمياه الشرب يمثل مشكلة كبيرة في ظل زيادة السكان والتطور العمراني. وهذا يتطلب التخطيط لشبكات جديدة، وتجديد وتوسيع الشبكات القائمة. ولهذا الغرض، قمنا بدراسة تقنية واقتصادية تشمل الخطوات التالية: تقديم منطقة الدراسة، تقدير عدد السكان واحتياجاتهم من مياه الشرب في التجمع العمراني قارف، الكائن في بلدية حامة بوزيان، التابعة لدائرة حامة بوزيان، ولاية قسنطينة، دراسة شبكة توزيع مياه الشرب والمحاكاة باستخدام برنامج EPANET، حساب أبعاد أنابيب الإمداد من خلال حساب الأقطار الاقتصادية اللازمة بأقل التكاليف، ثم اختيار المضخات ذات الكفاءة العالية وأقل استهلاك للطاقة، بالإضافة إلى حساب سعة الخزان.

الكلمات المفتاحية: شبكة توزيع مياه الشرب، قارف بلدية حامة بوزيان، EPANET، الدراسة التقنية والاقتصادية

Abstract

The supply of drinking water to our cities poses a significant problem with the increase in population and urban development. This necessitates the projection of new networks, renovation and extension of existing networks. To this end, a techno-economic study has been projected that includes the following steps: Presentation of the study area, estimation of the population and the drinking water needs of the GUEREF agglomeration, located in the municipality of Hamma Bouziane, part of the Hamma Bouziane daïra, Constantine wilaya, study of the drinking water distribution network and simulation using EPANET software, sizing of the supply pipes by calculating the necessary economic diameters with minimal costs, then the selection of pumps with the best efficiency and minimal energy consumption, as well as the calculation of reservoir capacity.

Keywords: Drinking water distribution network, GUEREF commune of Hamma Bouziane, EPANET, Technical-economic study

Résumé

L'alimentation en eau potable de nos villes, pose un grand problème avec l'accroissement de la population et le développement urbain. Ce qui nécessite la projection des nouveaux réseaux, rénovation et extension des réseaux. A cet effet on a projeté une étude technico-économique qui comporte les étapes suivantes : Présentation de la zone d'étude, estimation de la population et des besoins en eau potable de L'agglomération de GUEREF, située dans la commune de Hamma Bouziane, relevant de la daïra de Hamma Bouziane, wilaya de Constantine, étude du réseau de distribution d'eau potable et la simulation par le logiciel EPANET, le dimensionnement des conduites d'adduction par le calcul des diamètres économiques nécessaires avec des frais minimales, puis le choix des pompes avec le meilleur rendement et une consommation minimale d'énergie, ainsi que le calcul de la capacité de réservoir.

Mots clés : Réseau de distribution d'eau potable, GUEREF commune de Hamma Bouziane, EPANET, Etude technico-économique

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GÉNÉRALE	1
CHAPITRE I :PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE	2
I.1. Introduction	3
I.2. Présentation générale de la région d'étude	3
I.2.1. Situation géographique de Hamma Bouziane	3
I. 2.2. Aire d'étude	4
I.2.2.1. Définition de l'aire d'étude	4
I. 3. Conditions climatiques et météorologiques	4
I. 3. 1. Données climatiques – Agglomération de Gueref (Constantine, 2024)	5
I. 3 .1.1. Histogramme de température	5
I. 3. 1.2. Histogramme de Pluviométrie	5
I.3.1.3. Le vent	6
I.3.1.4. La neige	6
I. 4. Remarque	7
I.5. Données démographiques et socio-économiques	7
I.5.1. Démographiques	7
I.5.2. Sociales	7
I.5. 3. Économiques	7
I.6. Relief et topographie	7
I.6.1. Relief	7
I.6.2. Topographie	7
I.7. Réseau hydrographique	8
I.8. Ressources en eau	8
I.9. Conclusion	9
CHAPITRE II:ESTIMATIONS DES BESOINS EN EAU ET CALCUL DES DEBITS	10
II.1. Introduction	11
II.2. Population et Estimation	11
II.2.1. Population	11
II.2.2. Estimation de la population future	11

II.3. Estimation des besoins en eau	12
II.3.1. Consommation moyenne journalière domestique	12
II.3.2. Besoins en eau des équipements	13
II.3.2.1. Besoins scolaires	13
II.3.2.2. Besoins socioculturels	13
II.3.2.3. Besoins commerciaux	13
II.3.2.4. Besoins sanitaires	14
II.3.3.5. Besoins d'arrosage	14
II.3.3. Récapitulation des besoins en eau du village	14
II.4. Variation des débits de consommation dans le temps	15
II.4.1. Variation journalière	15
II.4.2. Variation horaire	15
II.4.2.1 Coefficient d'irrégularité maximale horaire (Kmaxh)	15
II.4.2.2 Coefficient d'irrégularité minimale horaire (Kmin h)	16
II.4.3. Détermination des débits journaliers	17
II.4.3.1 Consommation maximale journalière	17
II.4.3.2 Consommation minimale journalière	17
II.4.4. Détermination des débits horaires	18
II.4.4.1. Débit moyen horaire	18
II.4.4.2. Débit maximum horaire	18
II.5. Calcul du débit de pointe	19
II.6. Conclusion	19
CHAPITRE III: DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION D'EAU	20
III.1. Introduction	21
III.2. Structure des réseaux	21
III.3. Choix de type de réseau de distribution à l'horizon 2049	21
III.3.1. Type des réseaux	21
III.3.1.1. Le réseau ramifié	21
III.3.1.2. Le réseau maillé	22
III.3.1.3. Le réseau étagé	22
III.3.1.4. Le réseau combiné (mixte)	23
III.3.2. Choix du type du réseau	23
III.3.3. Principe du tracé du réseau ramifié	23
III.4. Choix du matériau des conduites du réseau	23
III.5. Dimensionnement du réseau	24
III.5.1. Choix du diamètre	25
III.5.2. Vitesse d'écoulement	25
III.5.3. Le débit	25

III.5.4. Pressions	25
III.6. Calcul du réseau ramifié	26
III.6.1. Détermination des débits du réseau	26
III.6.2. Vérification de la pression au niveau du point le plus défavorable	27
III.7. Calcul Hydraulique et dimensionnement du réseau (diamètres)	29
III. 8. Simulation du réseau par le logiciel Epanet	34
III.8 .1. Introduction	34
III.8.2. Définition	34
III.9. Résultat de la simulation du réseau avec Epanet	34
III.9 .1. Etat des arcs du réseau après la simulation	34
III.9 .2. Etat des Nœuds du réseau après la simulation	36
III.9 .3. Etat du réseau après la simulation	36
III.10. Conclusion	38
CHAPITRE IV: RESERVOIRS	
	39
IV.1. Introduction	40
IV.2. Définition des réservoirs	40
IV.3. Rôle des réservoirs	40
IV.4. Classification des réservoirs	40
IV.5. Emplacement des réservoirs	42
IV.6. Capacité des réservoirs	43
IV.7. Hauteur d'eau dans le réservoir	43
IV.8. Réserve d'incendie	43
IV.9. Calculs hydrauliques	44
IV.9.1. Détermination de la répartition de la consommation horaire	44
IV.10. Dimensionnement du réservoir	47
IV.10.1. Détermination du diamètre du réservoir	47
IV.10.2. Détermination de la hauteur d'incendie	47
IV.10.3. Calcul de la côte du radier de réservoir	47
IV.11. Equipements de réservoir	48
IV.12. Conclusion	48

CHAPITRE V : ADDUCTION	49
V.1.Introduction	50
V.2. Différent types adductions	50
V.2.1. Adduction gravitaire	50
V.2.2. Adduction gravitaire sans charge (à surface libre)	50
V.2.3. Adduction gravitaire en charge	50
V.2.4. Adduction par refoulement	51
V.2.5. Adduction mixte	51
V.3.Choix tracé	52
V. 3.1. Choix du type de conduites	53
V.4. Equipements hydrauliques des conduites d'adduction	53
V.4.1. Point bas Vidange, vanne de sectionnement.	53
V.4.1.1. Vanne de sectionnement	53
V.4.1.2. Vidange	54
Ce sont des Ouvrages installés au niveau des points les plus bas de la conduite d'adduction. Chaque ouvrage de point bas abrite un système de vidange de la conduite. Ce système est composé d'une vanne fermée pendant le fonctionnement normal de la conduite monté directement sur la conduite (15).	54
V.4.2. Points hauts Aux points hauts dispositifs de dégazage, entrée/sortie d'air (ventouse).	54
V.4.2.1. Ventouse	54
V.4.2.2 Clapet anti retour	55
V.4.2.3 Crépine	55
V.5.Etude technico-économique de diamètre de la conduite de refoulement	56
V.6.1. Choix de la gamme des diamètres	58
V.6.2. Méthode de calcul	59
V.6.2.1. Evaluation des frais d'amortissement (Fam)	59
V.6.2.2. Evaluation des frais d'exploitation	60
V.6.3. Calcul de la puissance absorbée par la pompe P	60
V.6.4. Calcul de la hauteur manométrique total Hmt	60
V.7.1. Energie consommé par la pompe	61
V.7.2. Le bilan des frais totaux (F_t)	62
V.7. 3. Résultats de calcul hydraulique du système d'approvisionnement de l'eau potable	62
V.8. Etude et choix de la pompe	63
V.8.1. Choix du type de pompe	64
V.8.1.1 Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges	64
V.8.1.2 Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge	65
V.8.1.3. Les caractéristiques de la pompe choisie	67

V.9.Conclusion	68
CHAPITRE VI: PROTECTION DE LA CONDUITE D'ADDUCTION CONTRE LE COUP DE BELIER	69
VI.1. Introduction	70
VI.2. Définition du coup de bélier	70
VI.3. Causes du coup de bélier	70
VI.4. Les conséquences du coup de bélier	70
VI.4.1 Cas de la surpression	71
VI.4.2. Cas de la dépression	71
VI.5. Moyens de protection contre le coup de bélier	72
VI.5.1. Volant d'inertie	72
VI.5.2. Soupape de décharge	72
VI.5.3. Réservoirs d'air	73
VI.5.4. Les ventouses (Les reniflards)	73
VI.5.5. Cheminée d'équilibre	74
VI .6. Principe	74
VI.7. Etude du coup de bélier (Station de reprise – Réservoirs (2x 200m³))	75
VI.7.1 Calcul de la vitesse de la propagation de l'onde (Célérité)	75
VI.7.2 Calcul des valeurs de surpression et dépression atteintes par le Coup de bélier	76
VI.7.3 Dimensionnement du réservoir d'air des réservoirs d'air	77
VI.8. Conclusion	82
CONCLUSION GENERALE	84
REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE	86

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Tableau et Histogramme de Température	5
Tableau I.2 : Tableau et Histogramme de pluviométrie	5
Tableau II.1 : Estimation de la population future	12
Tableau II.2 : Besoins domestiques	12
Tableau II.3 : Evaluation des besoins scolaires	13
Tableau II.4 : Évaluation des besoins socio-culturels	13
Tableau II.5 : Besoin commerciaux	13
Tableau II.6 : Besoins sanitaires et publics	14
Tableau II.7 : Besoins d'arrosage	14
Tableau II.8 : Récapitulation des besoins totaux en eau	14
Tableau II.9 : β_{max} en fonction du nombre d'habitants	16
Tableau II.10 : Calcul de K_{maxh} pour les différents horizons	16
Tableau II.11 : β_{min} en fonction du nombre d'habitants	17
Tableau II.12 : Calcul du débit maximal et minimal journalière	18
Tableau II.13 : Evaluation des débits moyens et maximums horaires	18
Tableau II.14 : Evaluation des débits des pointes	19
Tableau III.1 : Caractéristique des différents types de matériau	25
Tableau III.2 : Détermination des débits de nœud	32
Tableau III.3 : Les résultats de calcul des diamètres	34
Tableau III.4 : État des Arcs du Réseau	36
Tableau III.5 : État des Nœuds du Réseau	37
Tableau IV. 1 : Répartition des débits de distribution du réseau principal.	46
Tableau IV. 2. : La capacité de stockage demandée pour les différents horizons	47
Tableau V.1 : Les résultats de calcul des frais d'amortissement	61

Tableau V.2 : Tableau de calcul de la hauteur manométrique totale HMT	61
Tableau V.3 : Tableau de calcul des frais d'exploitation (F_t)	64
Tableau V.4 : Tableau du bilan des frais totaux	64
Tableau V.5 : Résultats de calcul hydraulique de la conduite d'adduction d'eau potable	64
Tableau V.6 : Les caractéristiques de pompe choisie	70
Tableau VI.1 : Coefficient (k) dépendant de la nature du matériau de la conduite,	79
Tableau VI.2 : Les résultats des calculs des surpressions et des dépressions	81
Tableau VI.3 : Les résultats des calculs des volumes d'air pour les anti-béliers	87

Liste des figures

Figure I.1 : Carte géographique de la commune de Hamma Bouziane	4
Figure I.2 : Présentation géographique de la zone d'étude – Gueref-	4
Figure I.3 : Anneau des vents dans la région	6
Figure I.4 : Histogramme de La neige dans la région	6
Figure I.5 : Ressources d'alimentation eau potable de la commune de Hamma Bouziane	9
Figure III.1 : Schéma du réseau ramifié	22
Figure III.2 : Schéma du réseau ramifié	22
Figure III.3 : Schéma du réseau ramifié	22
Figure III.4 : Schéma représente la ligne de charge dans un écoulement gravitaire.	29
Figure III.5 : Le tracé du réseau de distribution (Réseau ramifié)	31
Figure III.6 : Le tracé du réseau de distribution (vitesses et les pressions)	38
Figure III.7 : Le tracé du réseau de distribution (débit)	38
Figure IV.1 : Différents types de réservoirs Selon le site d'implantation et conditions topographiques	43
Figure IV.2 : Répartition de la consommation horaire	46
Figure IV.3 : Equipements du réservoir	49
Figure V.1 : Adduction gravitaire.	53
Figure V.2 : Adduction par refoulement.	53
Figure V.3 : Adduction mixte.	54
Figure V.4 : Schéma d'adduction	54
Figure V.5 : Vanne de sectionnement	56
Figure V.6 : ventouse	57
Figure V.7 : Clapet anti retour	57
Figure V.8 : Crépine	57

Figure V.9 : Schéma explicatif de la hauteur manométrique totale	63
Figure V.10 : Schéma du système d'alimentation en eau potable de l'Agglomération GUEREF	65
Figure V.11 : Point de fonctionnement d'une pompe	69
Figure V.12 : Courbe caractéristique de la pompe de Tronçon SR2 - (R1 et R2 2 x 200 m³)	70
Figure VI. 1 : Etat de la conduite lors de la surpression	74
Figure VI. 2 : Etat de la conduite lors de la dépression	75
Figure VI. 4a : Soupape de décharge.	76
Figure VI. 4b : Fonctionnement d'une soupape de décharge	76
Figure VI. 5 : Réservoir d'air	76
Figure VI. 6 : Ventouses	77
Figure VI. 7 : Cheminée d'équilibre	78
Figure V.8 : Abaque de Vibert	84
Figure V.9 : Etranglement au moyen d'une tuyère	85
Figure V.10 : Etranglement au moyen d'un battant percé	85
Figure V.11 : Robinet Vanne papillon.	85
Figure V.12 : Robinet Vanne à opercule	85
Figure V.13 : Clapet anti-retour	85
Figure VI.14 : Le modèle de réservoir d'air (anti –bélier)	87

Liste des symboles

P_0 : population de base (habitant).

P_n : population à l'horizon d'étude (habitant).

τ : taux d'accroissement.

n : nombre d'années séparant les deux horizons considérés.

D : dotation moyenne en l/j/hab (m^3/j).

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière en m^3/j .

N : nombre de consommateurs.

α_{max} : coefficient qui tient compte du développement industriel et des habitudes de la population.

β_{max} : c'est un coefficient qui est fonction du nombre d'habitant.

α_{min} : coefficient qui tient compte du développement industriel et des habitudes de la population.

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

$Q_{max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j .

$Q_{moy, j}$: débit moyen journalier en m^3/j .

K_{maxj} : coefficient d'irrégularité maximale journalière.

Q_{minj} : Débit minimum journalier en m^3/j .

Q_{moyj} : Débit moyen journalier en m^3/j .

K_{minj} : Coefficient d'irrégularité minimale journalière. $Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m^3/h .

$Q_{max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j .

K_p : Coefficient de pointe.

K_j : Coefficient d'irrégularité journalière maximale.

K_h : Coefficient d'irrégularité horaire maximale.

Q_p : Débit de pointe.

Q_E : débit d'équipements.

Q_t : débit transité.

Q_{PT} : débit de pointe total.

Q_{ri} : débit en route du tronçon considéré (l/s).

Q_{SP} : débit spécifique (l/s/m).

L_i : longueur du tronçon considéré (m).

Q_n : débit au nœud (l/s).

Q_{ramont} : débit en route du tronçon considéré en amont de nœud (l/s).

$Q_{r_{\text{aval}}}$: débit en route du tronçon considéré en aval de nœud (l/s).

Q_c : débit calculé.

Q : Le Débit.

D : Le Diamètre.

V : La Vitesse.

ΔH : Les Pertes de charge.

V : est la vitesse moyenne de l'eau dans la section (m/s).

g : l'accélération de la pesanteur. ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$).

L : longueur de la conduite en (m). Du réservoir jusqu'au point le plus défavorable.

Dinté : diamètre intérieur de la conduite (m).

λ : Coefficient de frottement linéaire (coefficient de perte de charge).

ϑ : Viscosité cinématique de l'eau.

V_R : Volume du réservoir (m^3).

$|\Delta V^+_{\text{max}}|$: La plus grande valeur positive de la différence entre le volume entrant et le volume sortant (consommé) (m^3).

$|\Delta V^-_{\text{max}}|$: La plus grande valeur négative de la différence entre le volume entrant et le volume sortant (consommé) (m^3).

V_{inc} = La réserve d'incendie (m^3).

S : surface (m^2).

H_e : hauteur d'eau.

C_r : cote du radier.

H_n : désigne la pression de service au point le plus défavorable.

H_g : la hauteur géométrique.

ϵ : est la rugosité absolue en (mm).

Re : nombre de Reynolds, sans dimension.

ϵ_0 : rugosité à l'état neuf.

α : coefficient de vieillissement des conduites ($\alpha = 3 \cdot 10^{-5} \text{ m/ an}$).

T : durée d'utilisation de la conduite (ans).

P_{uc} : prix unitaire d'un mètre linéaire de la conduite.

L : longueur de la conduite.

A : annuité d'amortissement.

i : taux d'annuité.

F_{am} : Les frais d'amortissement.

HMT : la Hauteur manométrique totale en (m).

Q : le débit du dimensionnement (l/s).

η : le rendement moyen des pompes.

g : l'accélération de la pesanteur.

t: nombre d'heure de pompage .

F_{ex}: frais d'exploitation.

P_{ue} : tarif de l'énergie.

H_c : perte de charge totale (m).

H_g : Hauteur géométrique (m).

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

R : Résistance de la conduite déterminée.

E : module de Young de la paroi.

e : épaisseur de la conduite [m].

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

B : valeur maximale de coup de bélier.

a : célérité de propagation de l'onde.

Z₀ : La charge statique absolue.

U₀ : Volume d'air en m³.

L : Longueur de la conduite en m.

S : Section de la conduite en m².

P_{adm} : la pression admissible dans la conduite.

z₀: pression normale initiale.

P_a: pression atmosphérique.

Introduction générale

Introduction générale

L'eau constitue une ressource naturelle essentielle à la vie. Les activités quotidiennes montrent clairement qu'il n'y a pas de développement et de continuité de vie sans eau. C'est pourquoi il est primordial de la préserver contre tout risque de gaspillage et de pollution, pour l'assurer quantitativement et qualitativement, Ainsi de la mobiliser par les méthodes d'épuration, de traitement et de dessalement et cela que ce soit pour la rendre potable ou pour l'adapter à divers usages.

Dans ce contexte, l'approvisionnement en eau potable devient une priorité, d'autant plus que les besoins de la population augmentent continuellement, tant sur le plan quantitatif que qualitatif, en lien avec l'évolution socio-économique de nos sociétés.

Notre travail contenant les différentes phases d'une étude intitulée « Etude de système d'alimentation en eau potable de l'agglomération de GUEREF- Commune de HAMMA BOUZIANE ». Composé de six chapitres suivants

- Le premier chapitre présente les caractéristiques et les conditions naturelles de la région d'étude.
- Le deuxième chapitre consistera essentiellement à l'estimation des besoins en eau et aux variations du débit pour la population future (à long terme).
- Le troisième chapitre s'intéressera au calcul et dimensionnement du réseau de distribution à l'aide des modèles numériques EPANET couplé avec Autocad par le biais de l'EpaCad, pour la simulation du comportement et l'équilibre du réseau d'AEP.
- Dans le quatrième chapitre nous avons traité le dimensionnement et le calcul de la capacité Du réservoir. Suivi du cinquième chapitre qui présente l'étude de l'adduction.
- Cependant le sixième chapitre traite la protection de la conduite d'adduction contre le coup de bélier et les solutions proposés. Enfin, une conclusion générale qui conclue mon travail.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude et conditions naturelles

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude et conditions naturelles

I.1. Introduction

Les ressources en eau figurent parmi les principaux défis du développement en Algérie, notamment face à l'accélération du changement climatique, à la croissance démographique urbaine et à la pression croissante sur les infrastructures anciennes. Malgré les efforts déployés par le gouvernement algérien pour améliorer les services d'approvisionnement en eau, de nombreuses communes, en particulier celles situées en périphérie des grandes villes, continuent de rencontrer des difficultés à satisfaire durablement les besoins de la population.

Dans ce contexte, l'étude des systèmes d'approvisionnement en eau potable dans les agglomérations en expansion, comme celle de GUEREF située dans la commune de HAMMA BOUZIANE, wilaya de Constantine, revêt une importance particulière. Ce groupement représente une zone résidentielle semi-urbaine qui connaîtra une expansion urbaine dans les années à venir. Il est donc nécessaire d'assurer une couverture complète en réseaux d'eau potable, en termes de quantité, de continuité et de qualité. Ainsi, cette étude vise à offrir une vision prospective et globale à travers l'analyse et la révision du système d'approvisionnement en eau potable de la ville de GUEREF à l'horizon 2049, et à proposer des solutions garantissant la durabilité, l'efficacité et la protection du système contre les différentes contraintes.

I.2. Présentation générale de la région d'étude

I.2.1. Situation géographique de Hamma Bouziane

La commune de Hamma Bouziane constituée l'une des douze communes de la Wilaya de Constantine (Figure I.1), elle est située au Nord-Ouest de la ville de Constantine (chef-lieu de Wilaya), à environ 7 KM à vol d'oiseau.

Administrativement, elle est limitée par

- ◆ Au Nord : La commune Didouche Mourad et Ben Hamidane.
- ◆ A l'Est : la commune de Constantine.
- ◆ Au Sud : Les communes de Messaoud Boudjriou et Ben Ziad.
- ◆ A l'Ouest : Les communes de Beni Hamidane et Messaoud Boudjriou.

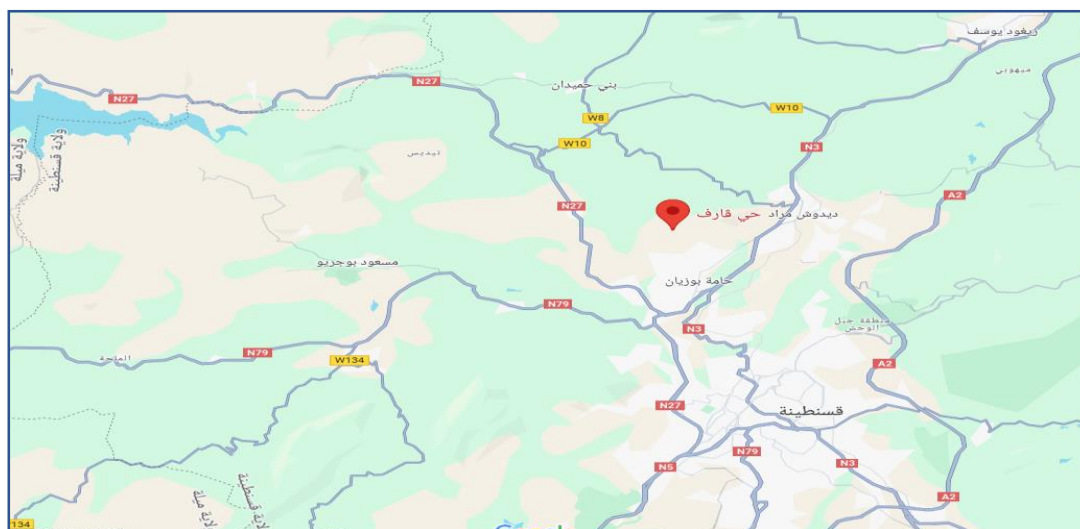


Figure I.1 : Carte géographique de la commune de Hamma Bouziane

I. 2.2. Aire d'étude

I.2.2.1. Définition de l'aire d'étude

L'aire d'étude est définie comme étant la surface totale de bâtie, majorée par la zone d'extension, prévue pour planification future par les autorités de la collectivité locale (Figure I. 2)



Figure I.2 : Présentation géographique de la zone d'étude – Gueref-

I. 3. Conditions climatiques et météorologiques

L'agglomération de Gueref, située dans la commune de Hamma Bouziane, wilaya de Constantine, est soumise à un climat méditerranéen de type semi-continentale. Ce climat se caractérise par des hivers froids et humides ainsi que des étés chauds, avec des écarts marqués de températures entre les saisons. Ces caractéristiques climatiques jouent un rôle essentiel dans la gestion de la distribution des ressources en eau, notamment durant les périodes de pointe.

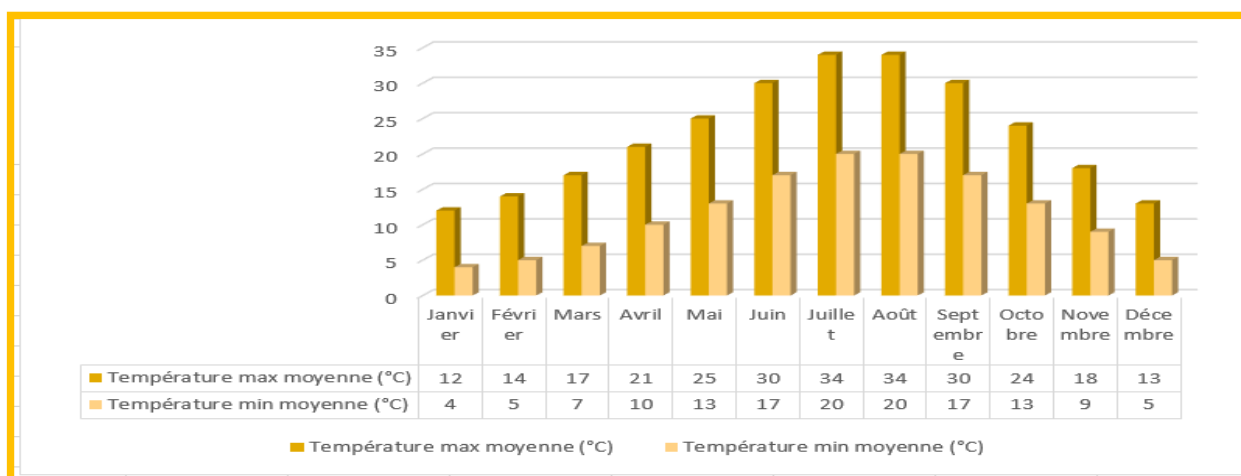
Selon les données de la station météorologique de Constantine (1), les températures et les niveaux de précipitations ont montré une variation notable entre les saisons, comme l'indiquent les tableaux et Histogrammes (Tableau I.1) et (Tableau I.2) suivant

I. 3. 1. Données climatiques – Agglomération de Gueref (Constantine, 2024)

I. 3.1.1. Histogramme de température

Le climat est assez doux néanmoins, il présente des températures assez élevées durant la saison estivale, notamment pendant le mois d'Aout pouvant atteindre 34 °C, celle-ci peut se rabattre jusqu'à 4 °C durant le mois de Janvier (Tableau I.1).

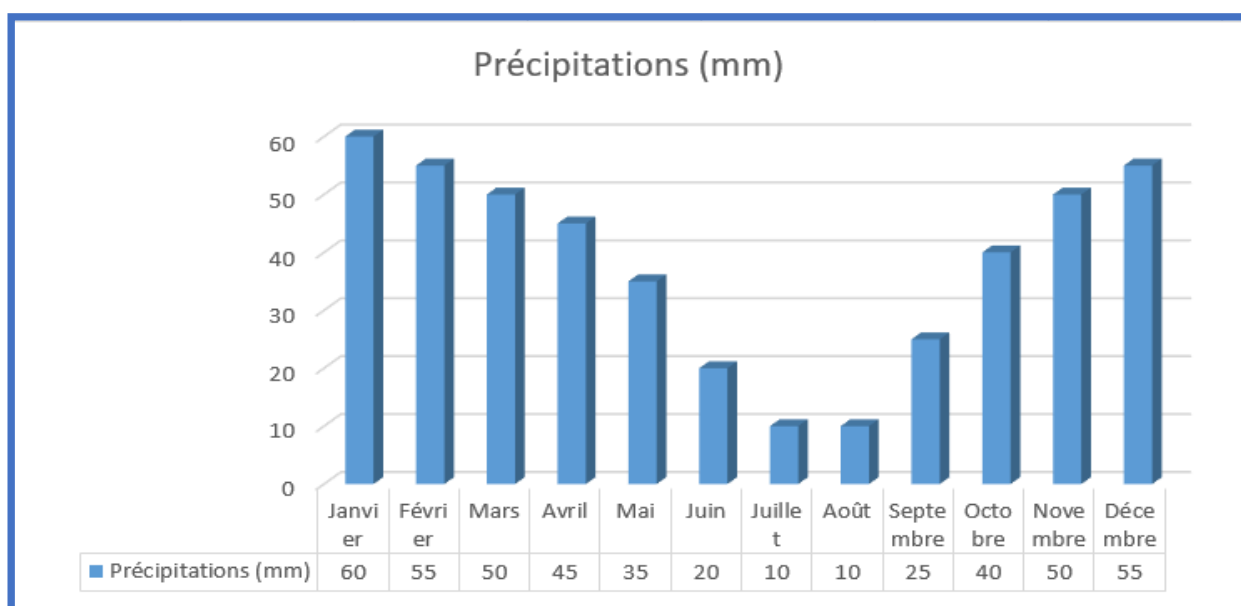
Tableau I.1 : Tableau et Histogramme de Température



I. 3.1.2. Histogramme de Pluviométrie

Les précipitations les plus importantes sont enregistrées durant les trois mois (Décembre, Janvier et Février), avec une moyenne mensuelle d'environ 38 mm/an (Tableau I.2).

Tableau I.2 : Tableau et Histogramme de pluviométrie



I.3.1.3. Le vent

Les vents dans la région soufflent généralement de l'ouest vers le nord-ouest, avec des vitesses varies entre 12 et 20 km/h, et plus parfois. La région se caractérise par des vents saisonniers modérés à forts. Ces données proviennent de la station météorologique de Constantine pour l'année 2024 (2), ainsi que des analyses de l'Office National de la Météorologie algérien (Figure I.3).

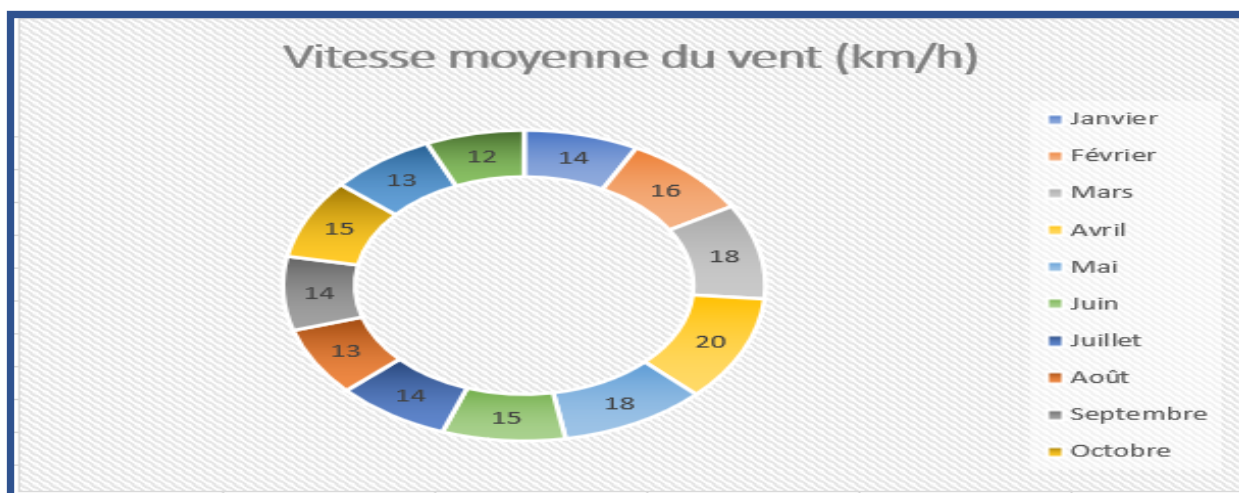


Figure I.3 : Anneau des vents dans la région

I.3.1.4. La neige

D'après la station météorologique de Constantine, 2024, et les analyses de l'Office National de la Météorologie algérien, les chutes de neige sont rares, mais en certains jours d'hiver, il peut y avoir des précipitations neigeuses, notamment lorsque le froid touche les Hauts Plateaux de l'Est algérien (Figure I.4).

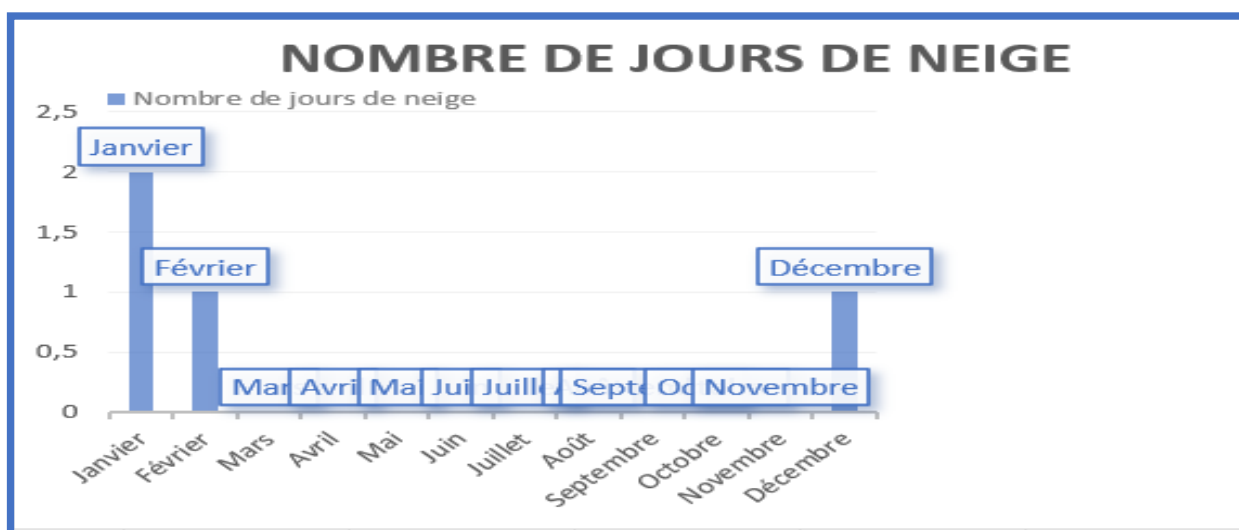


Figure (I.4) : Histogramme de La neige dans la région

I. 4. Remarque

Le climat instable de Gueref est caractérisé par des étés chauds et secs et des hivers froids et humides, ainsi qu'une baisse des précipitations, impose la nécessité d'adopter des stratégies intelligentes dans le fonctionnement de l'approvisionnement en eau. Cela inclut la répartition de la pression sur le réseau et la mise en place de systèmes de stockage de réserve, notamment face à l'augmentation marquée de la consommation d'eau durant les périodes sèches.

I.5. Données démographiques et socio-économiques

I.5.1. Démographiques

La commune de Hamma Bouziane a connu une croissance démographique au cours des dernières années, atteignant environ 130000 habitants selon les estimations de la Direction de la planification et des statistiques de la wilaya de Constantine en 2023 (3). Cette population est répartie sur plusieurs agglomérations, dont Gueref, qui comptait 680 habitants en 2024.

I.5.2. Sociales

La population de la commune de Hamma Bouziane souffre du manque en matière d'équipements publics et de services de base, notamment l'absence d'espaces de loisirs, le déficit d'aménagement urbain et la baisse de la qualité de vie des résidents (4).

I.5.3. Économiques

Sur le plan économique, la région repose principalement sur l'agriculture, en raison de son caractère rural. Cependant, ce secteur a connu un recul considérable à cause de la dégradation des infrastructures agricoles, liée notamment au manque d'eau. En revanche, la présence de l'usine de ciment de Hamma Bouziane a permis de compenser ce déficit en créant des postes d'emploi (5).

I.6. Relief et topographie

I.6.1. Relief

La région est située dans les Hauts Plateaux orientaux de l'Algérie. Elle se caractérise par un relief varié, marqué par une structure de plateaux ondulés, avec des altitudes variantes entre 500 et 750 mètres au-dessus du niveau de la mer, et des pentes faibles à moyennes, notamment en direction de l'oued Rhumel, l'un des principaux cours d'eau dans la partie est de la wilaya.

I.6.2. Topographie

D'un point de vue topographique, les terres se répartissent comme suit

- ✓ Des zones relativement élevées au sud-ouest de GUEREF, plus exposées à l'écoulement des eaux de surface lors des fortes pluies.

- ✓ Des dépressions naturelles et des oueds temporaires surtout à l'est, où l'eau a tendance à s'accumuler, ce qui en fait des sites favorables pour l'implantation des retenues et des stations de traitement.

Cette diversité topographique influence directement sur la planification du réseau de distribution d'eau potable, en tirant parti de la pente naturelle pour définir l'emplacement des réservoirs et des stations de pompage. Cela permet de réduire la consommation énergétique et d'améliorer l'efficacité de la distribution.

Selon les données cartographiques fournies par l'Agence nationale de cartographie et de télédétection (ANCT) et l'Institut national de cartographie et de topographie (INCT), la géographie de la région contribue à

- L'évacuation des eaux de surface durant les saisons pluvieuses ;
- L'exploitation des zones en hauteur pour la distribution gravitaire de l'eau ;
- La construction de systèmes de drainage efficaces afin de réduire le risque d'inondations locales à certaines périodes (6).

I.7. Réseau hydrographique

Le réseau hydrographique de la zone d'étude fait partie du bassin de l'oued Rhumel, l'un des plus importants bassins versants de la wilaya. Ce réseau se distingue par sa diversité, combinant des cours d'eau permanents et temporaires, ce qui en fait un élément clé dans l'étude et la gestion des systèmes de distribution d'eau, notamment dans le contexte des changements climatiques.

Cet oued constitue l'artère principale, contribuant à l'alimentation des nappes phréatiques et à la durabilité de l'approvisionnement en eau (7).

Les études de l'Institut National des Ressources Hydrauliques (INRH 2022) révèlent que la région de Constantine possède un réseau dense de petits cours d'eau secondaires qui facilitent l'écoulement durant l'hiver. Toutefois, la majorité de ces cours se tarissent en été, confirmant le caractère saisonnier de l'écoulement de surface (8).

Ces données sont essentielles pour la planification hydrologique et la conception des réseaux d'eau locaux, en particulier pour le choix des sites de micro-barrages, des réservoirs, ainsi que pour la distribution des stations de pompage et d'approvisionnement.

I.8. Ressources en eau

La commune de Hamma Bouziane est alimentée en eau potable de deux champs captant (Figure I.5)

- Champ captant d'Ain Skhouana.
- Champ captant de Hammam Zaoui.



Figure I.5 : Ressources d'alimentation eau potable de la commune de Hamma Bouziane

L'eau est pompée à partir des champs captant vers une station de reprise 01, ensuite pompée vers deux réservoirs 5000 m³ et 500 m³ alimentant la commune de Hamma Bouziane, l'agglomération de Gueref est alimenté du réservoir 500 m³ par une adduction gravitaire vers la station de reprise 02, puis pompée par refoulement vers deux réservoirs (2x 200 m³), l'un existant et l'autre projeté futuramente pour assurer les besoins en eau à l'horizon 2049.

I.9. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons identifié un ensemble de caractéristiques, notamment démographiques, climatiques et géomorphologiques de la région de Gueref, située dans la commune de Hamma Bouziane, wilaya de Constantine, afin de faciliter le processus d'étude. Cela vise à garantir une analyse complète pour assurer la préservation et la gestion efficace et durable des réseaux d'eau potable, ainsi que pour résoudre l'ensemble des problèmes auxquels fait face cette agglomération.

Chapitre II

Estimations des besoins en eau et calcul des débits

Chapitre II : Estimations des besoins en eau et calcul des débits

II.1. Introduction

L'évaluation des besoins en eau d'une agglomération nécessite la définition d'une dotation spécifique pour chaque catégorie d'usagers. Cette dotation constitue une norme unitaire, exprimée comme le rapport entre le volume d'eau consommé quotidiennement et l'unité de consommateur (habitant, élève, lit,.. etc.).

Cette estimation varie d'une agglomération à une autre, ainsi qu'en fonction des saisons. Elle est influencée par plusieurs facteurs, notamment l'évolution démographique, le développement des équipements sanitaires, le niveau de vie de la population, et d'autres paramètres socio-économiques.

II.2. Population et Estimation

II.2.1. Population

La population d'Agglomération Gueref s'élève à 680 habitants, d'après le recensement de 2024, ces chiffres ont été donnés par les services de la commune de Hamma Bouziane et le bureau des études en hydraulique urbaine (B.E.H.U).

II.2.2. Estimation de la population future

Pour déterminer le nombre d'habitants à différents horizons futurs (Tableau II.1), on à utiliser la formule des intérêts composés qui est une loi des accroissements géométriques. Cette formule s'écrit Comme suit

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

Avec

- P_0 : population de base 2024 (hab).
- P_n : population à l'horizon d'étude 2049 (hab).
- τ : taux d'accroissement (3,5%), selon les statistiques des services de la Commune de Hamma Bouziane.
- n : nombre d'années séparant les deux horizons considérés.

$$P_{2049} = P_{2024} * (1 + 0.035)^{25}$$

$$P_{2049} = 680 * (1 + 0.035)^{25} = 1607 \text{ (hab).}$$

Tableau II.1 : Estimation de la population future

Agglomération	Population de base (2024)	Population à moyen terme (2035)	Population à long terme (2049)	τ (%)
Gueref	680	933	1607	3,5

II.3. Estimation des besoins en eau

II.3.1. Consommation moyenne journalière domestique

La consommation moyenne journalière est désignée par $Q_{moy.j}$ et calculée par la formule suivante

$$Q_{moy.j} = \frac{(N \times D)}{1000} \quad (II.2)$$

Avec

- $Q_{moy.j}$: Consommation moyenne journalière en m^3/j .
- N : nombre de consommateurs.
- D : dotation moyenne en l/j/cons. (m^3/j).

La consommation en eau dépend essentiellement du développement urbain et les habitudes de la population. Dans notre cas l'agglomération est considérée moyenne, qu'on peut juger d'une dotation de 150 litres/jour/habitant, qui sera suffisante pour satisfaire les besoins de toute la population, les résultats sont représentés dans le tableau (II-2) ci-après

Tableau II.2 : Besoins domestiques

Agglomération	Horizon	Population	Dotation (l/j/hab)	$Q_{moy.j}$ (m^3/j)
Gueref	2024	680	150	102
	2035	933	150	139,95
	2049	1607	150	241,05

II.3.2. Besoins en eau des équipements

II.3.2.1. Besoins scolaires

Tableau II.3 : Evaluation des besoins scolaires

Besoins	Type d'équipement	Unité	Dotation (l/j/unité)	Nombre	Qmoy.j (m ³ /j)
Besoins scolaires	Écoles primaire	Élève	15	75	1,125
	C E M	Élève	15	70	1,05
				Total	2,175

II.3.2.2. Besoins socioculturels

Tableau II.4 : Évaluation des besoins socio-culturels

Besoins	Type d'équipement	Unité	Dotation (l/j/unité)	Nombre	Qmoy.j (m ³ /j)
Besoins socio-culturels	Mosquée	Fidèle	20	150	3
	Stade	m ²	5	5000	25
				Total	28

II.3.2.3. Besoins commerciaux

Tableau II.5 : Besoin commerciaux

Besoins	Type d'équipement	Unité	Dotation (l/j/unité)	Nombre	Qmoy.j (m ³ /j)
Besoins commerciaux	Commerce privé	m ²	6	540	3,24
	Abattoir	tête	100	50	5
	Marché couvert	m ²	6	650	3,9
	Cafétéria	Client	10	40	0,4
	Station de lavage	Voiture	180	7	1,26
				Total	13,8

II.3.2.4. Besoins sanitaires

Tableau II. 6 : Besoins sanitaires et publics

Besoins	Type d'équipement	Unité	Dotation (l/j/unité)	Nombre	Qmoy.j (m ³ /j)
Besoins sanitaires et publics	Polyclinique	m ²	5	700	3,5
	P.T. T	Employé	15	10	0.15
	Gendarmerie	Agent	40	12	0.48
				Total	4,13

II.3.3.5. Besoins d'arrosage

Tableau II.7 : Besoins d'arrosage

Besoins	Type d'équipement	Unité	Dotation (l/j/unité)	Nombre	Qmoy.j (m ³ /j)
Besoins d'arrosage	Jardin public	m ²	5	4500	22,5
				Total	22,5

II.3.3. Récapitulation des besoins en eau du village

Les besoins totaux en eau de l'agglomération de Gueref) sont récapitulés dans le tableau (Tableau II. 8)

Tableau II.8 : Récapitulation des besoins totaux en eau

Horizon	Catégorie des besoins	Qmoy.j (m ³ /j)
2024	Domestiques	102
	Total	102
2049	Domestiques	241,050
	Les équipements	70,605
	Total	311,655

II.4. Variation des débits de consommation dans le temps

Le débit demandé par les différentes catégories est soumis à plusieurs variabilités en raison de l'irrégularité de la consommation dans le temps. Ces dernières sont annuelles, saisonnières, journalières ou horaires.

II.4.1. Variation journalière

La variation journalière se définit comme le rapport de la consommation maximale de la journée sur la consommation minimale de la journée de l'année.

Il existe donc deux rapports de consommation par rapport à la moyenne

- ✓ **Coefficient minimal d'irrégularité journalière**

$$K_{minj} = \frac{Q_{minj}}{Q_{moyj}} \quad (II.3)$$

Avec K_{minj} variant entre 0,7 et 0,9

- ✓ **Coefficient maximal d'irrégularité journalière**

$$K_{maxj} = \frac{Q_{maxj}}{Q_{moyj}} \quad (II.4)$$

Avec

K_{maxj} variant entre 1,1 et 1,3

- $K.j = 1.1 \div 1.3$ [besoins domestiques]
- $K.j = 1.0$ [autres besoins]

Ce coefficient a pour but la majoration du débit moyen $Q_{moy,j}$ de 10 à 30% ; On prend

$K_{maxj} = 1,3$.

II.4.2. Variation horaire

Au sein de la journée la plus chargée de l'année, il existe des variations importantes de la consommation d'une heure à une autre, d'où

Il existe donc deux rapports de consommation par rapport à la moyenne

II.4.2.1 Coefficient d'irrégularité maximale horaire (K_{maxh})

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

$$K_{maxh} = \frac{Q_{maxh}}{Q_{moyh}} \quad (II.5)$$

D'une manière générale, Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients α_{max} et β_{max} tel que

$$K_{maxh} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max} \quad (II.6)$$

Avec

- α_{max} : coefficient qui tient compte du développement industriel et des habitudes de la population, varie entre 1,2 à 1,4. Pour notre cas on prend $\alpha_{max}=1,3$.

- β_{max} : c'est un coefficient qui est fonction du nombre d'habitant suivant (tableau II.9), ci-dessous

Tableau II.9 : β_{max} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15

Les valeurs du coefficient β_{max} en fonction de la variation du nombre d'habitants pour les horizons actuel, moyen terme et long terme (Tableau II.10).

Tableau II.10 : Calcul de K_{maxh} pour les différents horizons

Horizon	Population	α_{max}	β_{max}	K_{maxh}
2024	680	1.3	2	2,6
2035	993	1,3	2	2,6
2049	1607	1,3	1,921	2,497

II.4.2.2 Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{min h}$)

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation (9)

$$K_{min h} = \alpha_{min} \cdot \beta_{min} \quad (II.7)$$

Avec

- α_{min} : coefficient qui tient compte du développement industriel et des habitudes de la population, varie entre 0,4 à 0,6 α_{min} . Pour notre cas on prend $\alpha_{min} = 0,5$.

- β_{min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population (Tableau II.11).

Pour notre cas $\beta_{min} = 0,1$.

Tableau II.11 : β_{min} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6

II.4.3. Détermination des débits journaliers

II.4.3.1 Consommation maximale journalière

Le débit maximum journalier est défini comme étant le débit d'une journée de l'année où la consommation est maximale. Il est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution, l'adduction, le réservoir de stockage et la station de pompage.

Ce débit est donné par la formule

$$Q_{maxj} = Q_{moyj} \cdot K_{maxj} \quad (II.8)$$

Avec

- $Q_{max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j .
- $Q_{moy,j}$: débit moyen journalier en m^3/j .
- K_{maxj} : coefficient d'irrégularité maximale journalière.

II.4.3.2 Consommation minimale journalière

Le débit minimum journalier est défini comme étant le débit d'une journée de l'année où la consommation est minimale. Il est donné par la formule

$$Q_{minj} = Q_{moyj} \cdot K_{minj} \quad (II.9)$$

Avec

- Q_{minj} : débit minimum journalier en m^3/j .
- Q_{moyj} : débit moyen journalier en m^3/j .
- K_{minj} : coefficient d'irrégularité minimale journalière.

Notre agglomération est considérée comme une zone semi-urbaine, On prend $K_{min,j} = 0,8$.

Les résultats sont représentés dans le tableau (II.12)

Tableau II.12 : Calcul du débit maximal et minimal journalière

Horizon	$Q_{moy,j}$ (m ³ /j)	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$ (m ³ /j)	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}$ (m ³ /j)
2024	102	1,3	132,6	0,8	81,600
2035	139,95	1,3	181,935	0,8	111,960
2049	311,655	1,3	405,151	0,8	249,324

II.4.4. Détermination des débits horaires

II.4.4.1. Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante

$$Q_{moyh} = \frac{Q_{maxj}}{24} \quad (II.10)$$

Avec

- $Q_{moy.h}$: débit moyen horaire en m³/h.
- $Q_{max.j}$: débit maximum journalier en m³/j.

II.4.4.2. Débit maximum horaire

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

$$Q_{maxh} = K_{maxh} \cdot Q_{moyh} \quad (II.11)$$

Avec

- $Q_{moy h}$: débit moyen horaire en m³/h.

Tableau II.13 : Evaluation des débits moyens et maximums horaires

Horizon	$Q_{max,j}$ (m ³ /j)	$Q_{moy h}$ (m ³ /h)	K_{maxh}	$Q_{max h}$ (m ³ /h)
2024	132,6	5,525	2,6	14,365
2035	181,935	7,581	2,6	19,711
2049	405,151	16,881	2,497	42,153

II.5. Calcul du débit de pointe

En raison des variations journalière et horaire, il y a lieu d'appliquer au débit moyen un coefficient de majoration afin d'obtenir le plus fort débit instantané que l'on peut avoir dans une conduite.

Donc le coefficient de pointe sera égal au produit des deux coefficients journaliers et horaire.

$$K_p = K_j \cdot K_h \quad (\text{II.12})$$

Avec

- K_p : Coefficient de pointe.
- K_j : Coefficient d'irrégularité journalière maximale.
- K_h : Coefficient d'irrégularité horaire maximale.

$$Q_p = Q_{moyj} \cdot K_p \quad (\text{II.13})$$

Avec

- Q_p : Débit de pointe.
- Q_{moyj} : débit moyen journalier.

Donc

Tableau II.14 : Evaluation des débits des pointes

Horizon	$Q_{moy.j}$ (m ³ /j)	K_{maxj}	K_{maxh} h	K_p	Q_p (m ³ /j)	Q_p (l/s)
2024	102	1,3	2,6	3,38	344,760	3,990
2035	139,95	1,3	2,6	3,38	473,031	5,475
2049	311,655	1,3	2,497	3,246	1011,632	11,708

II.6. Conclusion

A travers cette étude, nous avons procédé à une estimation et une classification des différentes catégories de consommateurs au sein de cette agglomération, ainsi qu'à l'évaluation de leurs besoins en eau potable. Nous avons ainsi déduit les différents débits variables dans le temps, qui serviront de base de données pour la conception du système d'alimentation en eau potable, censé garantir la satisfaction des besoins de cette agglomération.

Chapitre III

Dimensionnement du réseau de distribution d'eau

Chapitre III Dimensionnement du réseau de distribution d'eau

III.1. Introduction

Les réseaux de distribution d'eau potable ont pour rôle de transporter l'eau depuis les réservoirs jusqu'aux usagers. Ils doivent être dimensionnés avec un diamètre adéquat permettant de garantir le débit maximal requis, tout en maintenant une pression (ou charge) au sol suffisante pour desservir les bâtiments en fonction de leur hauteur.

Dans ce chapitre nous allons projeter un nouveau réseau de distribution de l'eau potable de la commune de Hamma Bouziane à l'horizon 2049 en respectant les exigences de l'agglomération de point de vue débit, vitesse et pression.

III.2. Structure des réseaux

Les principaux éléments d'un réseau de distribution sont ; les conduites, les branchements, les pièces spéciales (coudes, raccordements, vannes, compteurs, bouches d'incendies, etc...) et les conduites de distribution, doivent être placées le long des rues de la ville et sont généralement enterrées, le plus souvent sous les trottoirs.

III.3. Choix de type de réseau de distribution à l'horizon 2049

III.3.1. Type des réseaux

III.3.1.1. Le réseau ramifié

Ils sont utilisés dans les petites agglomérations et rurales (Figure. III. 1).

- Leur inconvénient ; c'est que dans les conduites il n'y a qu'un seul cheminement possible.
- Ce type de réseau présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité en cas de d'endommagement d'une conduite principale, tous les consommateurs situés à l'aval seront privés d'eau (10).

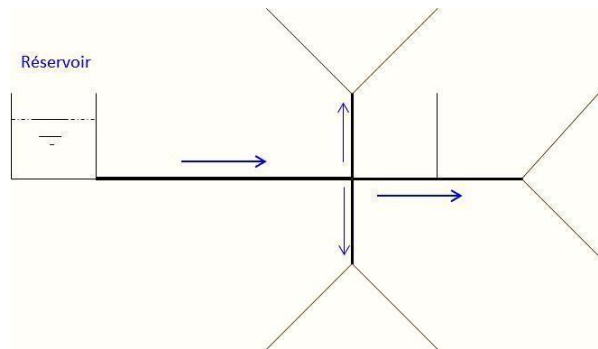


Figure (III.1) Schéma du réseau ramifié

III.3.1.2. Le réseau maillé

Le réseau maillé dérive du réseau ramifié par connexion des extrémités des conduites (généralement jusqu'au niveau des conduites tertiaires) qui permettent une alimentation de retour. Ainsi chaque point du réseau peut être alimenté en eau par deux ou plusieurs cotés. et en cas d'endommagement d'une conduite, il suffit de l'isoler (11) (Figure. III. 2).

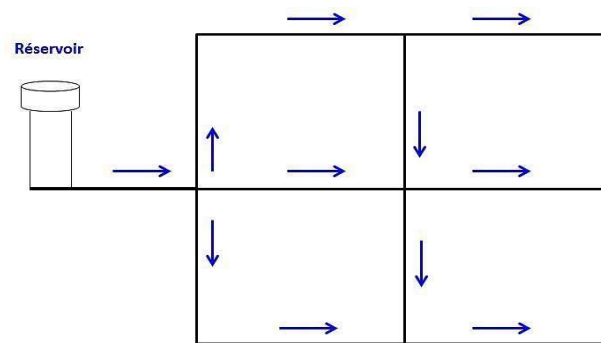


Figure (III. 2) Schéma du réseau maillé

III.3.1.3. Le réseau étagé

Le réseau étagé est caractérisé par des différences de niveau très importantes, ce qui fait que la distribution d'eau par le réservoir donne de fortes pressions aux points les plus bas (10)

(Figure. III. 3).

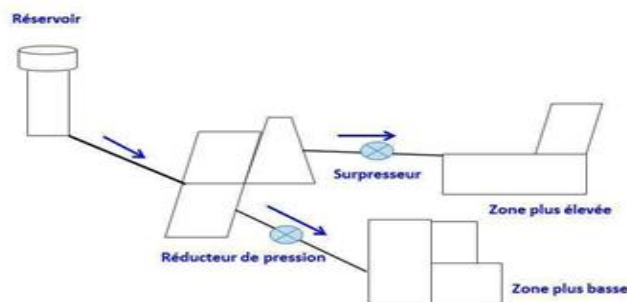


Figure (III. 3) Schéma du réseau étagé

III.3.1.4. Le réseau combiné (mixte)

Ce type de réseau est caractérisé par des mailles englobe des ramifications qui assure une distribution a des consommateurs qui sont éloignés de la ville.

III.3.2. Choix du type du réseau

Le choix du type du réseau de distribution dépend

- Du plan d'urbanisme de l'agglomération.
- Du plan de masse de l'agglomération.
- De la position des grands consommateurs En général, on utilise un réseau maillé pour alimenter une zone urbaine et un réseau ramifié pour alimenter une zone rurale.

En irrigation, seuls les réseaux ramifiés sont utilisés.

✓ *Remarque*

Parmi les différents types de réseaux, nous optons pour **le réseau ramifié** en raison de sa simplicité de mise en œuvre, de sa facilité de gestion, économique et de son adéquation avec les caractéristiques de la zone d'étude.

III.3.3. Principe du tracé du réseau ramifié

- Repérer les quartiers ayant une densité de population importante.
- Déterminer le sens principal de la distribution d'eau potable.
- Tracer les conduites principales en parallèle.
- Relier les conduites principales par des conduites secondaires.
- Ajouter des ramifications à partir d'un nœud de manière à assurer l'alimentation des consommateurs éloignés. (12)

III.4. Choix du matériau des conduites du réseau

Le choix du type de matériaux des conduites parmi les parties importantes de construction du réseau, leur choix doit répondre à certaines exigences, à savoir

- Pression interne supportée par la canalisation.
- La résistance à l'agressivité du sol.
- la jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes...etc.)

- Facilité de la mise en œuvre.
- Facilité d'entretien et d'exploitation.
- Disponibilité du produit sur le marché national.
- Du prix unitaire.
- Durée de vie.

Remarque

✓ Notre choix est porté sur des conduites en PEHD PN10 (Tableau III. 1).

Tableau III.1 : Caractéristique des différents types de matériau

Type de matériau	Avantages	Inconvénients
Fonte	-bonne résistance aux forces internes. -très rigides et solides. - longueur des conduites variant de 6 à 16 m, donc nous obtenons une réduction des joints. - facilité de pose.	-les tuyaux en fonte sont très lourds très chers. -risque de déformation des conduites pendant leur transport. -cout très élevé pendant la pose et mauvaise résistance au cisaillement.
PVC (polychlorure de vinyle)	-bonne résistance à la corrosion. -disponible sur le marché. -une pose de canalisation facile.	- risqué de rupture.
PEHD (polyéthylène haute densité)	-bonne résistance à la corrosion. -disponibilité sur le marché -résistance aux conditions climatiques. -souplesse à l'utilisation. -légèreté et facilite d'utilisation. -facilité du transport et du stockage. -possibilité de raccordement. -un bon rapport qualité prix. -bonne durée de vie élevée	-nécessite une grande technicité pour la jonction.

III.5. Dimensionnement du réseau

Le dimensionnement se fait par la détermination du débit maximum qui peut passer à travers le tronçon. Et pour cette raison on a déterminé le débit maximum pour chaque tronçon pour déterminer les diamètres économiques.

$$Q = V \cdot S \quad \text{(III.1)}$$

$$V = \frac{Q}{S} \quad \text{(III.2)}$$

III.5.1. Choix du diamètre

Connaissant au préalable les débits repartis dans les conduites, on peut déterminer le diamètre correspondant à chaque tronçon du réseau d'après les valeurs limites des vitesses (0,5 - 1,5 m/s).

III.5.2. Vitesse d'écoulement

Au départ on suppose une vitesse arbitraire de $1\text{ m/s} \in [0,5 - 1,5 \text{ m/s}]$ pour trouver le diamètre, ensuite après la vérification on détermine la valeur réelle de la vitesse d'écoulement de l'eau dans la conduite. Toute fois les vitesses d'écoulement dans le réseau de distribution resteront comprises entre (0,5 - 1,5 m/s) afin d'éviter les dépôts et l'érosion dans les conduites.

III.5.3. Le débit

Pour le dimensionnement du réseau de distribution, nous allons tenir compte du débit de pointe puisque les conduites sont appelées à transiter les plus forts débits instantanés (Tableau III. 2).

$$Q_{PT} = Q_p + Q_E + Q_t \quad (\text{III.3})$$

Avec

- Q_p : débit de pointe.
- Q_E : débit d'équipements.
- Q_t : débit transité.
- Q_{PT} : débit de pointe total.

III.5.4. Pressions

Le réseau doit satisfaire les conditions de pression suivantes

- Une charge minimale au mois de 20 m doit être prévue aux points les plus défavorables.
- Il est recommandé d'éviter les pressions supérieures à 60 m (limitation des fuites, du bruit et les endommagements).
- En cas de pressions plus élevées, il faut prévoir des réducteurs de pression sur le réseau (brise charge) ou une distribution étagée.

- ✓ La pression au nœud doit être supérieure à la pression minimale et inférieure à la pression maximale.

La pression au nœud = cote piézométrique – cote du terrain naturel.

III.6. Calcul du réseau ramifié

Les étapes de calcul des réseaux ramifiés sont les suivantes

III.6.1. Détermination des débits du réseau

a) - Le débit spécifique

Le débit spécifique est calculé par la formule suivante

$$Q_{SP} = \frac{Q_P}{\sum L_i} \quad (\text{III.4})$$

Avec

- Q_{SP} : débit spécifique (l/s/m).
- Q_P : débit de pointe.
- $\sum L_i$: somme des longueurs de tous les tronçons du réseau.

Donc notre cas

$$Q_{sp} = \frac{10,889}{2547} = 0,00427522575579113 \text{ l/s/m}$$

b)- Le débit en route

Chaque tronçon de distribution, concrétisée par deux nœuds, donc représentée par deux débits

- Un débit d'extrémité (qui doit transiter par le tronçon, appelé débit de transit et noté par Q_t).
- Un débit consommé par les branchements raccordés sur ce tronçon (appelé débit en route et noté Q_r). Ce débit est calculé comme étant le produit du débit spécifique par la longueur du tronçon considéré.

Soit

$$Q_{ri} = Q_{sp} \cdot L_i \quad (\text{III.5})$$

Avec

- Q_{ri} : débit en route du tronçon considéré (l/s).
- Q_{SP} : débit spécifique (l/s/m).
- L_i : longueur du tronçon considéré (m).

c)- Le débit au nœud

Le débit de chaque nœud est donné par la formule suivante

$$Q_n = 0,55Q_{ramont} + 0,45Q_{raval} \quad (\text{III.6})$$

Avec

- Q_n : débit au nœud (l/s).
- Q_{ramont} : débit en route du tronçon considéré en amont de nœud (l/s).
- Q_{raval} : débit en route du tronçon considéré en aval de nœud (l/s).

d)- Débit de calcul

Le long d'un tronçon de distribution le débit étant variable, donc le débit de calcul sera donné par la formule suivante

$$Q_c = Q_{aval} + 0,55Q_{route} \quad (\text{III.7})$$

- Q_c : débit calculé.
- Q_{aval} : débit aval de nœud (l/s).
- Q_{route} : débit en route (l/s).

III.6.2. Vérification de la pression au niveau du point le plus défavorable

Méthode de calcul

Quatre paramètres interviennent pour le calcul d'une conduite gravitaire

- Q : Le Débit.
- D : Le Diamètre.
- V : La Vitesse.
- ΔH : Les Pertes de charge (Charge Disponible).

➤ **Les pertes de charge**

Elles se présentent sous deux formes (Figure. III. 4)

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

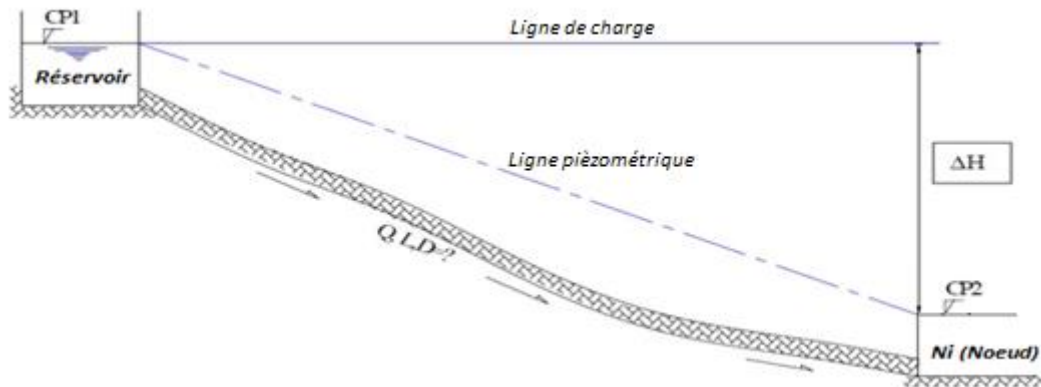


Figure (III.4) : Schéma représente la ligne de charge dans un écoulement gravitaire.

- Les pertes de charge linières

$$\Delta H = (Cp1 - Cp2) = \text{Charge Disponible.}$$

ΔH désigne également la perte de charge dissipée le long de la conduite de longueur «L ». La perte de charge totale est donnée par la formule de Darcy

$$\Delta H_L = \frac{\lambda L v^2}{2gD} \quad (\text{m}) \quad (\text{III.8})$$

Où

V : est la vitesse moyenne de l'eau dans la section (m/s)

g : l'accélération de la pesanteur. ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$)

L : longueur de la conduite en (m). Du réservoir jusqu'au point le plus défavorable.

D : diamètre intérieur de la conduite (m).

λ : Coefficient de frottement linéaire (coefficient de perte de charge), donné par la formule de Colebrook

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -0,86 \ln\left(\frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{2,52}{Re\sqrt{\lambda}}\right) \quad (\text{III.9})$$

ε : rugosité absolue (mm) des conduites, pour PE on prend $\varepsilon = 0,0066 \text{ mm}$ à $0,0083 \text{ mm}$

Re : nombre de REYNOLDS

$$Re = \frac{v \cdot D}{\vartheta} \quad (\text{III.10})$$

v : vitesse d'écoulement (m/s).

ϑ : Viscosité cinématique de l'eau, à 20°C $\vartheta = 1,01 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

- Les pertes de charge singulières

Généralement les pertes de charge singulières sont estimées dans les réseaux à 10-15% des pertes de charge linéaires.

On prend $\Delta H_S = 15\% \Delta H_L$ (III.11)

✓ **Pertes de charge totale**

La perte de charge totale est la somme des pertes de charge linéaires et singulières

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S = 1,15\Delta H_L \quad (\text{m}) \quad (\text{III.12})$$

- **Calcul du coefficient de frottement linéaire**

Le calcul du coefficient de frottement linéaire se fait comme suit

En première approximation la valeur de λ est déterminée par formule de NIKURADZE

$$\lambda = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D}\right)^{-2} \quad (\text{III.13})$$

Puis on calcul la valeur approchée du coefficient de frottement par la formule de COLBROOK.

➤ **Calcul des Diamètres**

Le Dimensionnement et la détermination du diamètre se fait approximativement en fonction du débit de la conduite diamètre et en respectant la condition de la vitesse d'écoulement comprise dans l'intervalle ; $v \in [0,5 \text{ à } 1,5 \text{ m/s}]$.

Plusieurs formules utilisées pour déterminer le diamètre. On utilise dans notre calcul celle de BONIN qui a permet d'éviter les dépôts dans la conduite avec des vitesses entre 0,5 et 1,5 m/s.

Ainsi on aura

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{III.14})$$

Où

Q : débit de pointe véhiculé par la conduite (l/s).

D : diamètre de la conduite (m).

III.7. Calcul Hydraulique et dimensionnement du réseau (diamètres)

Le réseau de distribution est composé de 29 tronçons ramifiés (Figure III.5).

Les tableaux (III.2) et (III.3) ci-dessous récapitulent l'ensemble des paramètres caractérisant ce réseau.

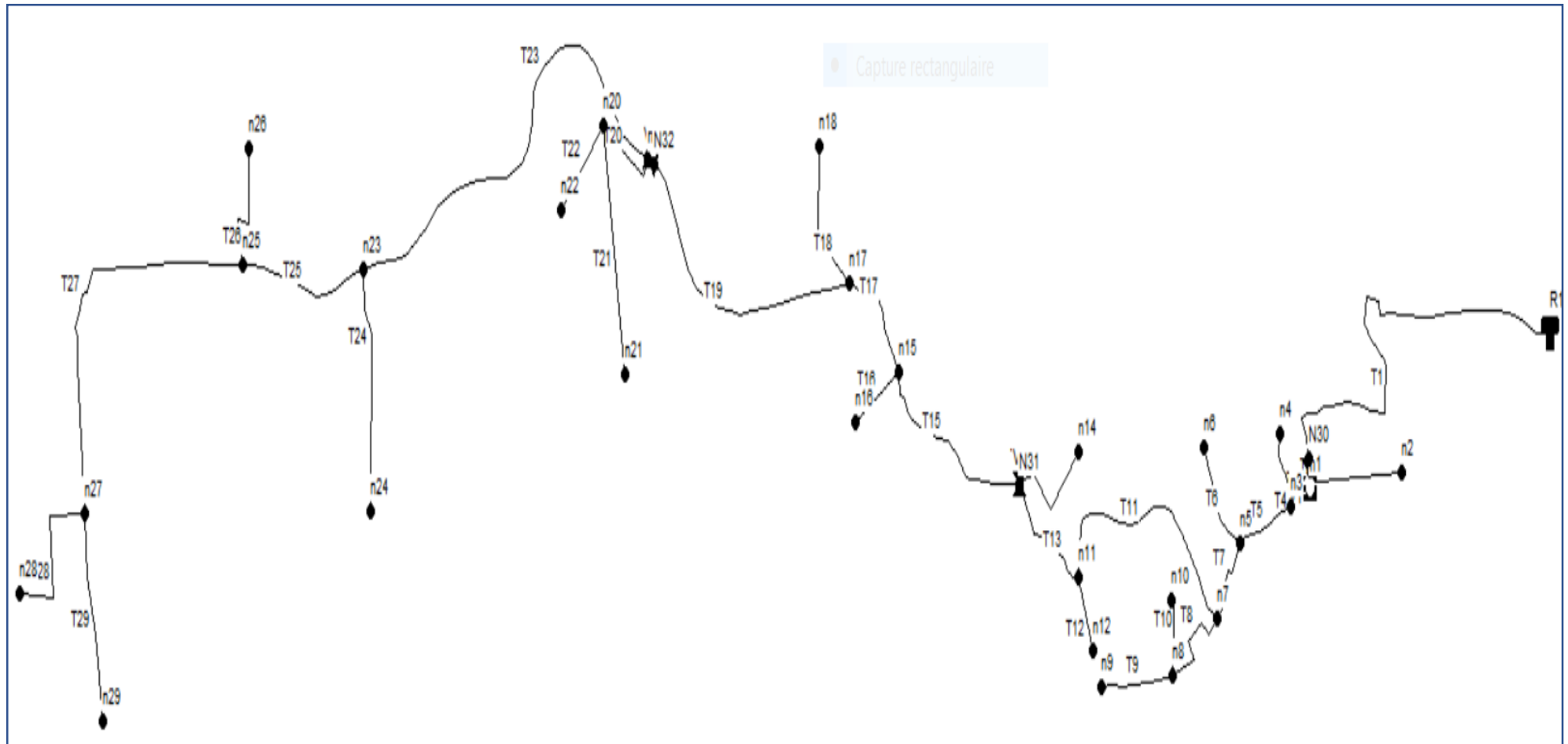


Figure (III.5) : Le tracé du réseau de distribution (Réseau ramifié)

Tableau III.2 : Détermination des débits de nœud

N° Nœud	Tronçons	Qsp (l/s/m)	Long (m)	Débit en route Qr (l/s)	0.55 Qr (l/s)	0.45*Qr (l/s)	Q du Nœud
					Q amont du tronçon	Q Aval du tronçon	(l/s)
1	R-N1	0,00427522575579113	360	0,000	0,000	0,000	0,196
	N1-N2	0,00427522575579113	81	0,346	0,190	0,156	
	N1-N3	0,00427522575579113	21	0,090	0,049	0,040	
2	N1-N2	0,00427522575579113	81	0,346	0,190	0,156	0,190
3	N3-N5	0,00427522575579113	53	0,227	0,125	0,102	0,228
	N3-N4	0,00427522575579113	40	0,171	0,094	0,077	
	N1-N3	0,00427522575579113	21	0,090	0,049	0,040	
4	N3-N4	0,00427522575579113	40	0,171	0,094	0,077	0,094
5	N3-N5	0,00427522575579113	53	0,227	0,125	0,102	0,309
	N5-N6	0,00427522575579113	53	0,227	0,125	0,102	
	N5-N7	0,00427522575579113	43	0,184	0,101	0,083	
6	N5-N6	0,00427522575579113	53	0,227	0,125	0,102	0,125
7	N5-N7	0,00427522575579113	43	0,184	0,101	0,083	0,547
	N7-N8	0,00427522575579113	57	0,244	0,134	0,110	
	N7-N11	0,00427522575579113	175	0,748	0,411	0,337	
8	N7-N8	0,00427522575579113	57	0,244	0,134	0,110	0,338
	N8-N9	0,00427522575579113	71	0,304	0,167	0,137	
	N8-N10	0,00427522575579113	35	0,150	0,082	0,067	
9	N8-N9	0,00427522575579113	71	0,304	0,167	0,137	0,167
10	N8-N10	0,00427522575579113	35	0,150	0,082	0,067	0,082
11	N7-N11	0,00427522575579113	175	0,748	0,411	0,337	0,640
	N11-N12	0,00427522575579113	42	0,180	0,099	0,081	
	N11-N13	0,00427522575579113	77	0,329	0,181	0,148	
12	N11-N12	0,00427522575579113	42	0,180	0,099	0,081	0,099

13	N11-N13	0,00427522575579113	77	0,329	0,181	0,148	0,572
	N13-N14	0,00427522575579113	69	0,295	0,162	0,133	
	N13-N15	0,00427522575579113	134	0,573	0,315	0,258	
14	N13-N14	0,00427522575579113	69	0,295	0,162	0,133	0,162
15	N13-N15	0,00427522575579113	134	0,573	0,315	0,258	0,548
	N15-N16	0,00427522575579113	44	0,188	0,103	0,085	
	N15-N17	0,00427522575579113	77	0,329	0,181	0,148	
16	N15-N16	0,00427522575579113	44	0,188	0,103	0,085	0,103
17	N15-N17	0,00427522575579113	77	0,329	0,181	0,148	0,768
	N17-N18	0,00427522575579113	79	0,338	0,186	0,152	
	N17-N19	0,00427522575579113	226	0,966	0,531	0,435	
18	N17-N18	0,00427522575579113	79	0,338	0,186	0,152	0,186
19	N17-N19	0,00427522575579113	226	0,966	0,531	0,435	1,274
	N19-N20	0,00427522575579113	52	0,222	0,122	0,100	
	N19-N23	0,00427522575579113	334	1,428	0,785	0,643	
20	N19-N20	0,00427522575579113	52	0,222	0,122	0,100	0,424
	N20-N21	0,00427522575579113	105	0,449	0,247	0,202	
	N20-N22	0,00427522575579113	52	0,222	0,122	0,100	
21	N20-N21	0,00427522575579113	105	0,449	0,247	0,202	0,247
22	N20-N22	0,00427522575579113	52	0,222	0,122	0,100	0,122
23	N19-N23	0,00427522575579113	334	1,428	0,785	0,643	1,253
	N23-N24	0,00427522575579113	121	0,517	0,285	0,233	
	N23-N25	0,00427522575579113	122	0,522	0,287	0,235	
24	N23-N24	0,00427522575579113	121	0,517	0,285	0,233	0,285
25	N23-N25	0,00427522575579113	122	0,522	0,287	0,235	0,770
	N25-N26	0,00427522575579113	73	0,312	0,172	0,140	
	N25-N27	0,00427522575579113	178	0,761	0,419	0,342	
26	N25-N26	0,00427522575579113	73	0,312	0,172	0,140	0,172
27	N25-N27	0,00427522575579113	178	0,761	0,419	0,342	0,674
	N27-N28	0,00427522575579113	89	0,380	0,209	0,171	

	N27-N29	0,00427522575579113	44	0,188	0,103	0,085	
28	N27-N28	0,00427522575579113	89	0,380	0,209	0,171	0,209
29	N27-N29	0,00427522575579113	44	0,188	0,103	0,085	0,103

Tableau III. 3 : Les résultats de calcul des diamètres

Tronçons	Débit en route Q _r	Q aval	0.55 Q route	Q Equi	Q transit	Q cal	D cal	DN	DN intér
	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(mm)	(mm)	(mm)
R-N1	0,000	17,308	0,000	0	0	17,308	197,339	200	176,2
N1-N2	0,346	0,300	0,190	0	0,3	0,490	33,219	40	34
N1-N3	0,090	16,572	0,049	0	0	16,621	193,385	200	176,2
N3-N4	0,171	0,500	0,094	0	0,5	0,594	36,560	40	34
N3-N5	0,227	15,674	0,125	0	0	15,799	188,540	200	176,2
N5-N6	0,227	0,400	0,125	0	0,4	0,525	34,357	40	34
N5-N7	0,184	14,864	0,101	0	0	14,965	183,497	200	176,2
N7-N8	0,244	1,430	0,134	0	0	1,564	59,325	63	53,6
N8-N9	0,304	0,427	0,167	0,027	0,4	0,594	36,557	40	34
N8-N10	0,150	0,550	0,082	0,05	0,5	0,632	37,718	40	34
N7-N11	0,748	12,442	0,411	0	0	12,853	170,059	160	141
N11-N12	0,180	0,576	0,099	0,076	0,5	0,675	38,964	40	34
N11-N13	0,329	11,357	0,181	0	0	11,538	161,123	160	141
N13-N14	0,295	0,400	0,162	0	0,4	0,562	35,567	40	34
N13-N15	0,573	10,089	0,315	0	0	10,404	153,002	160	141
N15-N16	0,188	0,438	0,103	0,038	0,4	0,541	34,904	40	34
N15-N17	0,329	9,134	0,181	0	0	9,315	144,771	160	141
N17-N18	0,338	0,589	0,186	0,289	0,3	0,775	41,752	50	42,6
N17-N19	0,966	7,241	0,531	0	0	7,772	132,242	125	110,2
N19-N20	0,222	1,444	0,122	0	0	1,566	59,368	63	53,6
N20-N21	0,449	0,315	0,247	0,015	0,3	0,562	35,556	40	34
N20-N22	0,222	0,458	0,122	0,058	0,4	0,580	36,133	40	34
N19-N23	1,428	4,147	0,785	0	0	4,932	105,341	110	96,8
N23-N24	0,517	0,200	0,285	0	0,2	0,485	33,017	40	34
N23-N25	0,522	2,908	0,287	0	0	3,195	84,780	90	79,2

N25-N26	0,312	0,300	0,172	0	0,3	0,472	32,576	40	34
N25-N27	0,761	1,534	0,419	0	0	1,953	66,292	63	53,6
N27-N28	0,380	0,560	0,209	0,26	0,3	0,769	41,604	40	34
N27-N29	0,188	0,406	0,103	0,006	0,4	0,509	33,857	40	34

III. 8. Simulation du réseau par le logiciel Epanet

III.8 .1. Introduction

Le logiciel détermine les tâches qui peuvent être effectuées par l'ordinateur, ordonne son fonctionnement et lui procure ainsi son utilité fonctionnelle, l'Epanet en est un, parmi d'autres.

III.8.2. Définition

EPANET est un logiciel développé par l'Agence de Protection de l'Environnement des États-Unis (EPA) pour simuler le comportement hydraulique et la qualité de l'eau dans les réseaux de distribution sous pression.

Ce programme permet d'analyser l'écoulement de l'eau à travers les canalisations, la pression aux nœuds (jonctions), le niveau d'eau dans les réservoirs, ainsi que la concentration des substances chimiques dans les différentes parties du réseau, et ce, sur une période de simulation divisée en intervalles de temps.

Lancé en septembre 1993 et distribué gratuitement depuis, EPANET est aujourd'hui largement utilisé dans le monde entier comme outil de référence.

Le réseau simulé comprend plusieurs éléments des conduites, des nœuds, des pompes, des vannes, des réservoirs surélevés et des réservoirs de stockage. EPANET est également capable de calculer le temps de séjour de l'eau dans le réseau et de retracer son origine.

III.9. Résultat de la simulation du réseau avec Epanet

Après avoir introduit les débits et les altitudes de chaque nœud ainsi que la longueur et des diamètres pour chaque arc (conduite), on lance la simulation du réseau.

Suite à plusieurs tâtonnements des diamètres des conduites, dans l'objectif d'avoir des vitesses de chaque conduite dans l'intervalle [0,5 - 1,5 m/s], vu que les pressions aux nœuds ne dépassent pas 60 m.c.e (6 bars), alors que notre choix c'est porté sur des conduites en PEHD PN10.

III.9 .1. Etat des arcs du réseau après la simulation

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau III.4 suivants

Tableau. III. 4 : État des Arcs du Réseau

ID Arc	Longueur m	Diamètre Mm	Débit l/s	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit. m/km
Tuyau T1	360	176,2	17,31	0,71	2,94
Tuyau T2	80,69	34	0,49	0,54	14,08
Tuyau T3	20,39	176,2	16,62	0,68	2,73
Tuyau T4	39,62	34	0,59	0,65	20,15
Tuyau T5	52,88	176,2	15,8	0,65	2,48
Tuyau T6	53,02	34	0,52	0,58	16,01
Tuyau T10	34,89	34	0,63	0,7	22,63
Tuyau T9	70,45	34	0,59	0,65	20,15
Tuyau T11	175	141	12,85	0,82	5,14
Tuyau T13	76,88	141	11,54	0,74	4,19
Tuyau T14	68,6	34	0,56	0,62	18,17
Tuyau T15	133,8	141	10,4	0,67	3,44
Tuyau T19	225,4	110,2	7,77	0,81	6,85
Tuyau T23	333,9	96,8	4,93	0,67	5,57
Tuyau T25	121,7	79,2	3,19	0,65	6,73
Tuyau T16	43,83	34	0,54	0,6	16,93
Tuyau T18	78,7	34	0,77	0,85	33,21
Tuyau T20	51,32	53,6	1,57	0,69	12,55
Tuyau T24	121,3	34	0,49	0,53	13,82
Tuyau T22	51,7	34	0,58	0,64	19,27
Tuyau T7	43	176,2	14,96	0,61	2,24
Tuyau T8	57	53,6	1,56	0,69	12,52
Tuyau T12	42	34	0,68	0,74	25,6
Tuyau T17	77	141	9,31	0,6	2,8
Tuyau T26	73	34	0,47	0,52	13,14
Tuyau T27	178	53,6	1,95	0,87	19,01
Tuyau T29	44	34	0,51	0,56	15,11
Tuyau T28	89	34	0,77	0,85	32,72
Tuyau T21	100	34	0,56	0,62	18,17
Rédacteur de pression	Sans Valeur	141	17,31	1,11	15
Rédacteur de pression	Sans Valeur	141	11,54	0,74	15
Rédacteur de pression	Sans Valeur	110,2	7,77	0,81	30

III.9 .2. Etat des Nœuds du réseau après la simulation

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau (III.5) ci-dessous

Tableau III. 5 : État des Nœuds du Réseau

	Altitude	Demande	Charge	Pression
ID Noeud	M	l/s	m	M
Noeud n1	649,05	0,2	674,44	25,39
Noeud n2	650,73	0,49	673,3	22,57
Noeud n3	646,19	0,23	674,38	28,19
Noeud n4	645,85	0,59	673,59	27,74
Noeud n5	640	0,31	674,25	34,25
Noeud n6	634	0,52	673,4	39,4
Noeud n8	636,5	0,34	673,44	36,94
Noeud n10	632,9	0,63	672,65	39,75
Noeud n9	633	0,59	672,02	39,02
Noeud n7	635,5	0,55	674,16	38,66
Noeud n11	632	0,64	673,26	41,26
Noeud n12	633	0,68	672,18	39,18
Noeud n13	623,5	0,57	657,94	34,44
Noeud n14	622,5	0,56	656,69	34,19
Noeud n15	625,9	0,55	657,47	31,57
Noeud n17	619,7	0,77	657,26	37,56
Noeud n19	601,6	1,27	625,72	24,12
Noeud n23	584,5	1,25	623,86	39,36
Noeud n25	577,9	0,77	623,04	45,14
Noeud n27	566,8	0,67	619,65	52,85
Noeud n29	564,7	0,51	618,99	54,29
Noeud n16	627,8	0,54	656,73	28,93
Noeud n18	610,5	0,77	654,65	44,15
Noeud n20	599,7	0,42	625,07	25,37
Noeud n24	566,5	0,49	622,18	55,68
Noeud n26	578,8	0,47	622,08	43,28
Noeud n22	593,5	0,58	624,08	30,58
Noeud n21	607	0,56	623,25	16,25
Noeud n28	564	0,77	616,74	52,74
Noeud N30	649,05	0	689,44	40,39
Noeud N31	623,5	0	672,94	49,44
Noeud N32	601,6	0	655,72	54,12
Réservoir R1	688,5	-17,31	690,5	2

III.9 .3. Etat du réseau après la simulation

Après plusieurs simulations, et la vérification des états des arcs et nœuds avec les différentes grandeurs hydrauliques (vitesses, débits pressions, diamètres, cote,...) dans les limites des conditions exigées. Nous avons obtenus le réseau de projet final suivant (Figure III.6, III.7)

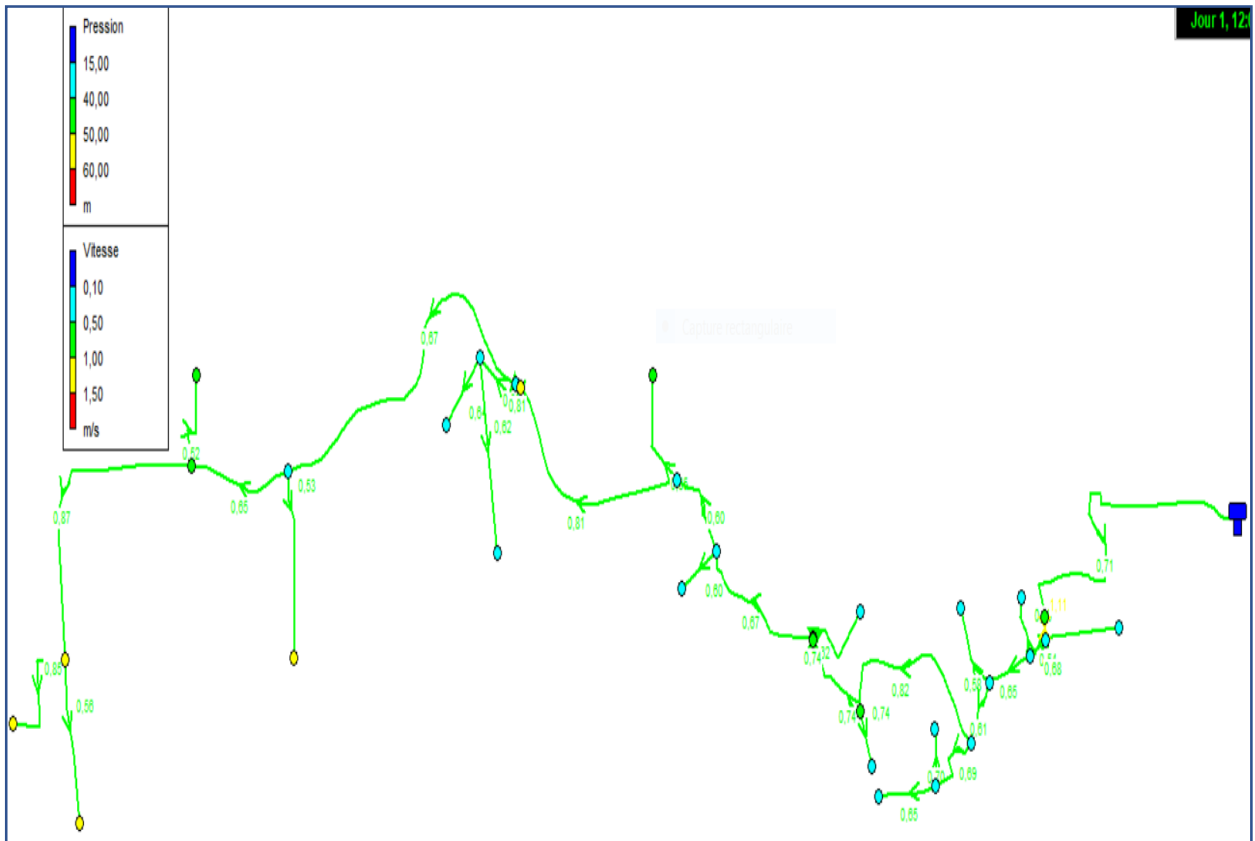


Figure (III.6) : Le tracé du réseau de distribution (vitesses et les pressions)

Remarque

- ✓ Les vitesses et les pressions obtenues dans les tous les tronçons du réseau sont adéquates.

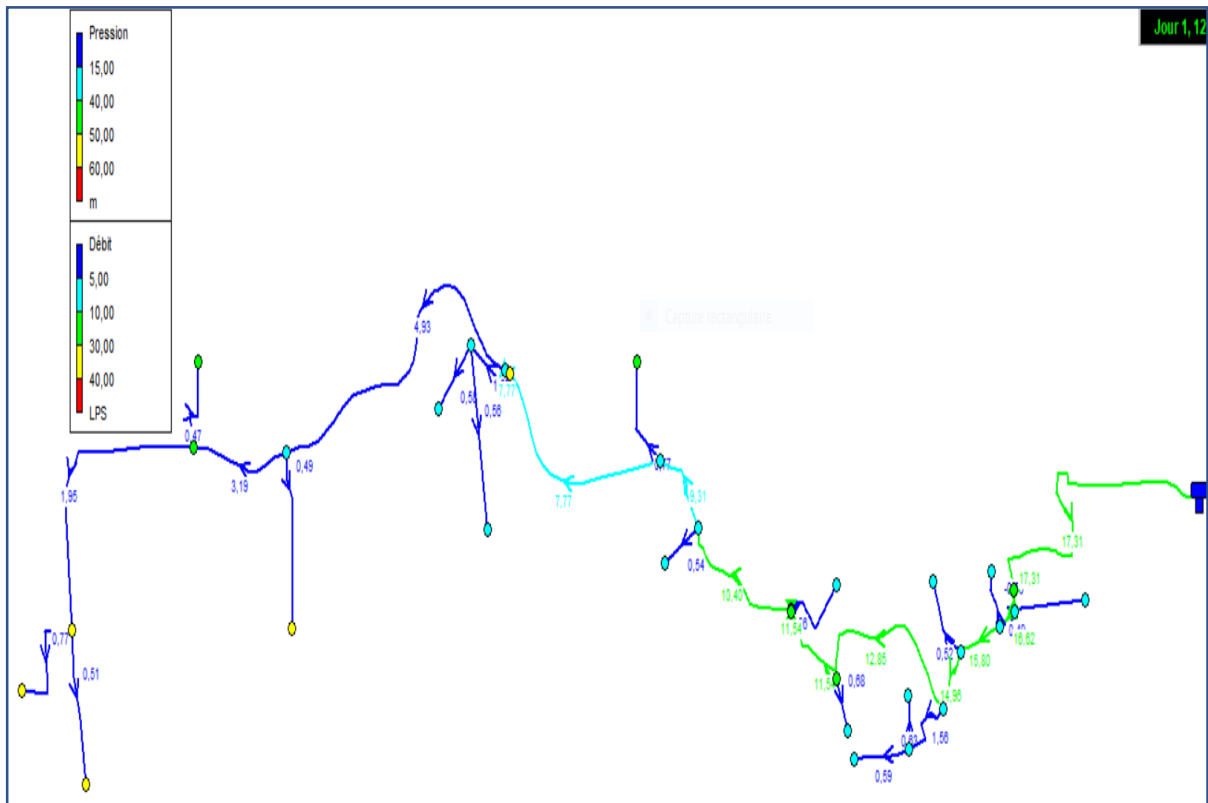


Figure (III.7) : Le tracé du réseau de distribution (débit)

III.10. Conclusion

Les résultats des pressions aux nœuds issus de la simulation Epanet concordent globalement avec les valeurs obtenues par le calcul manuel, ce qui valide en partie le modèle utilisé. Ainsi permet d'obtenir le réseau à projeté, assurant la demande en eau de l'agglomération à l'horizon 2049.

Chapitre IV

Réservoirs

Chapitre IV Réservoirs

IV.1. Introduction

Dans ce chapitre nous allons vérifier la capacité de stockage de nos réservoirs existants à répondre aux besoins en eau à l'horizon. 2049. La connaissance de cette capacité de stockage nous informe sur l'implantation d'autres réservoirs de stockage ou non.

IV.2. Définition des réservoirs

Le réservoir est un ouvrage très important dans un système d'alimentation en eau potable, servant tout d'abord la réserve d'eau ; soit potable destinée à la consommation publique, soit de l'eau à usage industriel.

Les réservoirs doivent être conçus et réalisés avec des matériaux assurant leur stabilité et leur durabilité, tout en protégeant la qualité de l'eau qu'ils contiennent **(13)**.

IV.3. Rôle des réservoirs

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont multiples

✓ **Fonctions techniques**

- Régulation du débit ;
- Sécurité d'approvisionnement
- Régulation de la pression.
- Simplification de l'exploitation.
- Réacteur principal au traitement.

✓ **Fonctions économiques**

- Réduction des investissements sur les ouvrages de protection.
- Réduction des investissements sur les réseaux de distribution.
- Réduction des dépenses d'énergie **(13)**.

IV.4. Classification des réservoirs

Selon les matériaux de construction des réservoirs, on peut les classer en

- Réservoirs métalliques.

- Réservoirs en maçonnerie.
- Réservoirs en béton armé (13).

Selon la forme des réservoirs, on peut les classer en

- Les réservoirs circulaires.
- Les réservoirs carrés, rectangulaires.
- Les réservoirs quelconques (autres formes).

Selon l'usage des réservoirs, on peut les classer en

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

Selon le site d'implantation ou selon les conditions topographiques (Figure.IV.1), on peut
Les classer en

- Réservoirs enterrés.
- Réservoirs semi-enterrés.
- Réservoirs posés sur le sol.
- Réservoirs surélevés (château d'eau).

Les réservoirs enterrés et semi-enterrés sont préférables à ceux surélevés car ils présentent
les avantages suivants

- Etude architecturale très simplifiée et moins sujette à critique.
- Etanchéité plus facile à réaliser.
- Conservation à une température constante de l'eau ainsi emmagasinée.

	
<p>Réservoir enterré</p>	<p>Réservoir semi-enterré</p>
	
<p>Réservoir posé sur le sol</p>	<p>Réservoir surélevé (Château d'eau)</p>

Figure IV.1 : Différents types de réservoirs Selon le site d’implantation et conditions topographiques

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.

IV.5. Emplacement des réservoirs

Le choix du site du réservoir est dicté essentiellement par des considérations de pression aux points d’alimentation.

D’autres critères influent aussi sur le choix de l’emplacement du réservoir à savoir

- Fournir aux abonnés une pression suffisante aux moments des pointes.
- La cote du radier doit être supérieure à la plus grande cote piézométrique exigée dans le réseau.
- Eviter d'avoir des pressions trop importantes sur les points les plus bas du réseau.

IV.6. Capacité des réservoirs

Pour la vérification et l'estimation de la capacité des réservoirs à l'horizon futur 2049 on a recourt soit à la méthode analytique ou graphique.

Dans notre étude on a utilisé la *méthode analytique*, qui consiste à la détermination du volume des réservoirs à partir des données sur la répartition de la réserve et de la consommation d'eau durant les différentes heures de la journée.

On admet pour la répartition de la consommation des coefficients horaires (qui dépendent du nombre d'habitant considéré), ayant trouvé les excès et les insuffisances d'eau durant une journée, on fait la somme algébrique de la plus grande valeur positive et la plus grande valeur négative de la différence entre le volume entrant et le volume sortant (consommé), et on ajoute à cette somme la valeur de la réserve d'incendie pour trouver le volume du réservoir.

Soit

$$V_R = |\Delta V_{\max}^+| + |\Delta V_{\max}^-| + V_{\text{inc}}$$

Avec

- V_R : Volume du réservoir (m^3)
- $|\Delta V_{\max}^+|$: La plus grande valeur positive de la différence entre le volume entrant et le volume sortant (consommé) (m^3)
- $|\Delta V_{\max}^-|$: La plus grande valeur négative de la différence entre le volume entrant et le volume sortant (consommé) (m^3)
- V_{inc} = La réserve d'incendie (m^3)

IV.7. Hauteur d'eau dans le réservoir

La dépense de construction du réservoir varie avec l'épaisseur de la tranche d'eau, cette épaisseur est en général de l'ordre de 3 à 6 m, et peut atteindre 7 à 8m dans les grands ouvrages.

IV.8. Réserve d'incendie

Il est impératif de prendre des dispositions afin d'éviter le passage de la réserve d'incendie dans le réseau de distribution en service normal. La réserve d'incendie est calculée à partir du débit

d'incendie maximal et sa durée. Pour notre cas, on prendra un débit de $60\text{m}^3/\text{h}$ pendant une durée de 02 (deux) heures ; soit 120m^3 (14).

IV.9. Calculs hydrauliques

La détermination de la capacité des réservoirs se diverse d'une zone à une autre, et ça dépend des caractéristiques de la zone à alimenter. Elle est déterminée à partir des données sur la répartition de la réserve et de la consommation d'eau durant les différentes heures de la journée.

IV.9.1. Détermination de la répartition de la consommation horaire

La répartition de la consommation horaire pendant les différentes heures de la journée peut être déterminée par plusieurs méthodes, selon le contexte (bâtiment, quartier, ville, industrie, etc.) et les équipements disponibles. Parmi ces méthodes, on cite

✓ Méthode des mesures directes avec compteurs horodatés

Cette méthode est plus précise, se réalise avec l'utilisation des compteurs d'eau numériques capables d'enregistrer les données à intervalles réguliers de temps (par ex. toutes les 15 minutes ou toutes les heures). D'où on peut obtenir une courbe de consommation horaire sur 24 h.

✓ Analyse Statistique à partir d'Historique de consommation

Si on dispose d'un historique de consommation journalière et horaire (par sondage ou mesures), on peut établir une courbe moyenne journalière. Cela Permet d'identifier les périodes de pointe (souvent matin et soir) et les périodes creuses (nuit).

✓ Utilisation des Profils Typiques de Consommation

Si on ne dispose pas les données (mesures directes, Statistiques historiques) locales de consommation, on peut utiliser des profils standardisés selon

- Le type du milieu (Rural, urbain ou semi-urbain)
- Le nombre d'occupants et les usages spécifiques. (habitants, scolaires, industriels, etc.).

✓ Campagnes de mesures Temporaires

On installe des compteurs temporaires sur des échantillons représentatifs (groupe de points de consommation sélectionnés ; ex. foyers, bâtiments, installations, etc.) pour mesurer la consommation horaire sur quelques jours ou semaines. Cette méthode permet de calibrer un profil moyen.

✓ Modélisation Mathématique ou Simulation

- Utilisation de modèles de simulation (ex. EPANET, Water Cad).
- Entrées profil des usagers, débit moyen, coefficients de pointe.
- Sortie une estimation de la répartition horaire.

Pour la détermination de la capacité du réservoir on utilise un profil Typique de consommation standardisée (courbe de variation de la consommation horaire), selon le type du milieu et son contexte, avec le débit maximal journalier calculé

$$Q_{\max.j} = 598,927/24 = 24,955 \text{ m}^3/\text{h}$$

Dans notre cas la courbe de variation de la consommation horaire, est celle d'une Agglomération suburbaine (Figure IV.2 et Tableau IV.1)

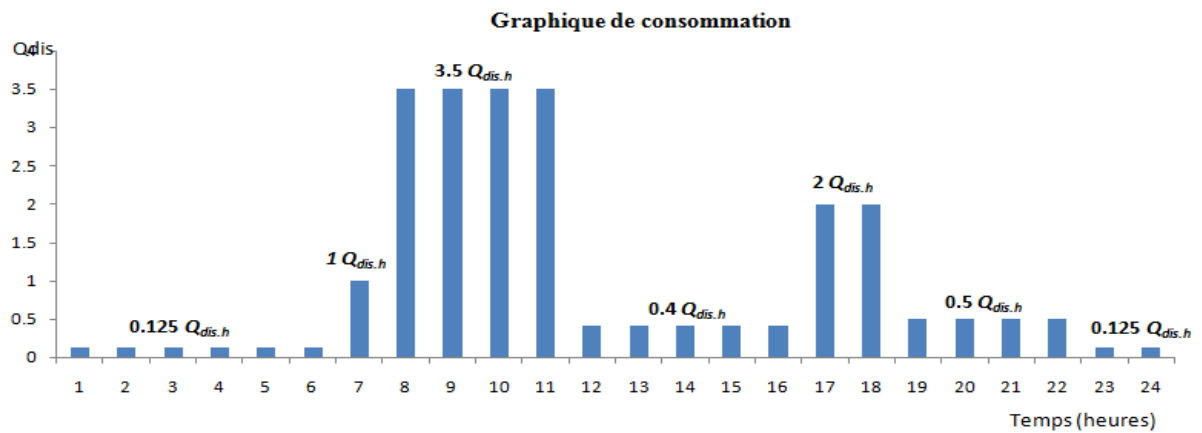


Figure IV.2 : Répartition de la consommation horaire

Tableau IV.1 : Répartition des débits de distribution du réseau principal.

Début heure	Fin heure	Apport (m3/h)	Apport (m3/h) cumulé	% Consommation	Consommation horaire (m3/h)	% Consommation cumulée (m3/h)	Différence
0	1	24.96	24.96	0.125	3.12	3.12	21.84
1	2	24.96	49.91	0.125	3.12	6.24	43.67
2	3	24.96	74.87	0.125	3.12	9.36	65.51
3	4	24.96	99.82	0.125	3.12	12.48	87.34
4	5	24.96	124.78	0.125	3.12	15.60	109.18
5	6	24.96	149.73	0.125	3.12	18.72	131.02
6	7	24.96	174.69	1	24.96	43.67	131.02
7	8	24.96	199.64	3.5	87.34	131.02	68.63
8	9	24.96	224.60	3.5	87.34	218.36	6.24
9	10	24.96	249.55	3.5	87.34	305.70	-56.15
10	11	24.96	274.51	3.5	87.34	393.05	-118.54
11	12	24.96	299.46	0.4	9.98	403.03	-103.56
12	13	24.96	324.42	0.4	9.98	413.01	-88.59
13	14	24.96	349.37	0.4	9.98	422.99	-73.62
14	15	24.96	374.33	0.4	9.98	432.97	-58.64

15	16	24.96	399.28	0.4	9.98	442.96	-43.67
16	17	24.96	424.24	2	49.91	492.87	-68.63
17	18	24.96	449.20	2	49.91	542.78	-93.58
18	19	24.96	474.15	0.5	12.48	555.26	-81.10
19	20	24.96	499.11	0.5	12.48	567.73	-68.63
20	21	24.96	524.06	0.5	12.48	580.21	-56.15
21	22	24.96	549.02	0.5	12.48	592.69	-43.67
22	23	24.96	573.97	0.125	3.12	595.81	-21.84
23	24	24.96	598.927	0.125	3.12	598.927	0.00

✓ Donc le volume du réservoir est égal

$$V_R = |\Delta V^+_{\max}| + |\Delta V^-_{\max}| + V_{\text{inc}}$$

$$|\Delta V^+_{\max}| = 131.02 \text{ m}^3$$

$$|\Delta V^-_{\max}| = -118.54 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{inc}} = 120 \text{ m}^3$$

Soit $V_R (2049) = 369,56 \text{ m}^3$

La capacité de stockage demandée pour satisfaire les besoins des différents horizons est récapitulée dans le tableau (IV. 2) suivant

Tableau IV.2 : La capacité de stockage demandée pour les différents horizons

Agglomération	Horizon	V Demandé (m3)	V Disponible (m³)	ΔV (m³)
Gueref	Actuel 2024	175,25	200	+ 24,75
	Moyen terme 2035	195,81	200	+ 4,19
	Long terme 2049	369,56	200	-169,56

On a un réservoir existant de **200 m³** en bonne état, qui assure la demande de stockage en eau actuelle et à moyen terme, pour le long terme on aura un manque de **169,56 m³**, donc pour subir la capacité de stockage demandée futurement à l’horizon 2049, on projettera un autre réservoir **200m³** à côté de celui existant.

IV.10. Dimensionnement du réservoir

IV.10.1. Détermination du diamètre du réservoir

$$\text{➤ } S = \pi \frac{D^2}{4} \quad D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$$

ET on a

$$\text{➤ } VR = S \times He \quad S = \frac{Vr}{He}$$

Donc

$$\text{➤ } D = \sqrt{\frac{4Vr}{\pi He}}$$

$$\text{On à} \quad He = 4 \text{ m} \quad D = \sqrt{\frac{4 \times 200}{\pi \times 4}} = 7,97 \quad D \approx 8 \text{ m}$$

IV.10.2. Détermination de la hauteur d'incendie

$$V_{inc} = S \times H_{inc}$$

$$H_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} = \frac{4 \times V_{inc}}{\pi D^2} = \frac{4 \times 120}{\pi \times 8^2} = 2,39 \text{ m}$$

$$H_{inc} = 239 \text{ cm.}$$

IV.10.3. Calcul de la côte du radier de réservoir

Un des principaux rôles du réservoir est de fournir, pendant l'heure de pointe, une pression au sol suffisante " H_{min} " en tout point du réseau de distribution, en particulier au point le plus défavorable du réseau (le point le plus loin et/ou le plus élevé).

La cote du radier de réservoir est donnée par formule suivante

$$C_r = C_{tn} + H_n + \sum \Delta H_t$$

Avec

C_r : cote du radier

H_n : désigne la pression de service au point le plus défavorable.

ΔH_t : Somme des pertes de charge du château, au point considéré. C_{tn}

Côte du terrain naturel du point le plus critique (m).

Le calcul de la cote du de radier de notre réservoir résulte que $C_r = 688,5 \text{ m}$

IV.11. Equipements de réservoir

Le réservoir se compose d'une cuve et d'une chambre de manœuvre (Figure. IV.3) et comprend généralement cinq (05) types de conduites

- Conduite d'arriver ou d'alimentation (d'adduction) ;
- Conduite de départ ou de distribution ;
- Conduite de vidange ;
- Conduite de trop plein pour évacuer l'excès d'eau en cas de défaillance du système d'arrêt ;
- Conduite de bay basse, C'est un organe qui permet de connecter la conduite de distribution et de l'adduction.

Et d'autres équipements tels que la crépine, robinet vanne, la prise d'air, etc....

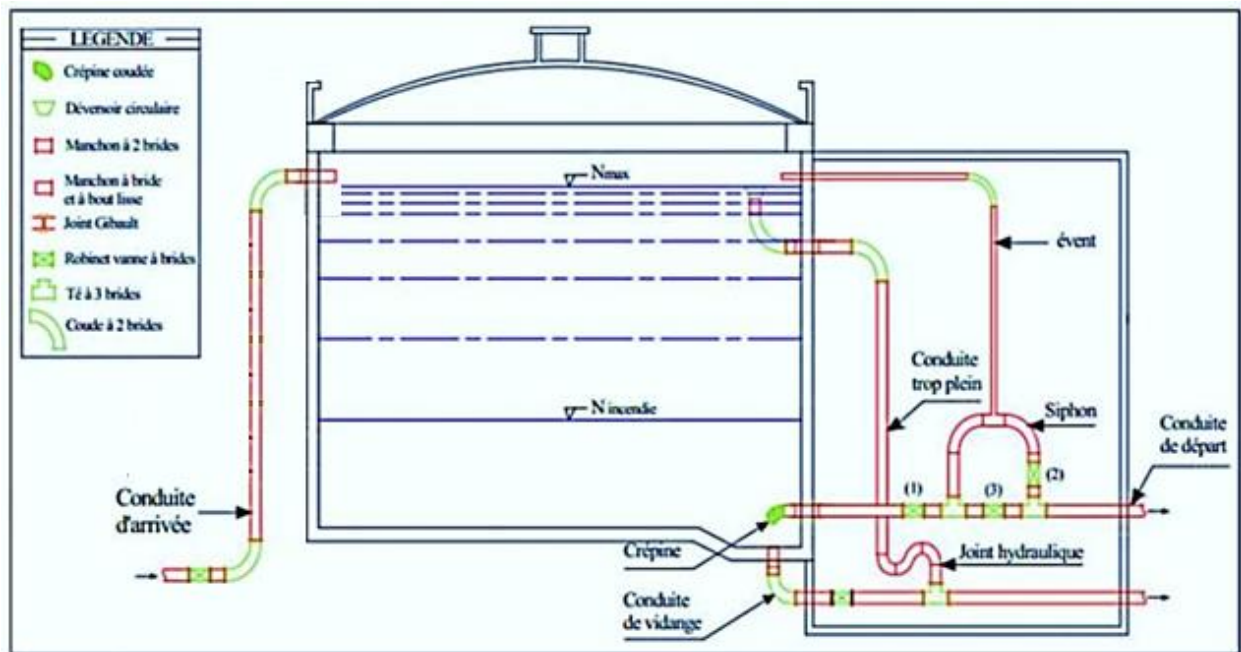


Figure IV. 3 : Equipements du réservoir

IV.12. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons effectué le calcul de vérification de la capacité de stockage de réservoir existant, qui alimente actuellement l'agglomération de Gueref, on a déduit que sa capacité sera insuffisante pour l'horizon d'étude 2049, ce qui nécessitera la projection et la réalisation d'un nouveau réservoir de capacité 200 m³, pour satisfaire les besoins journaliers futurs.

Chapitre V

Adduction

Chapitre V Adduction

V.1.Introduction

L'adduction désigne le transport de l'eau depuis les zones de captage vers les zones de consommation.

Cette étude vise à concevoir un système d'adduction reposant sur deux volets interdépendants un volet technique et un volet économique.

V.2. Différent types adductions

On distingue l'adduction gravitaire et l'adduction par refoulement, selon la position de la source de captage.

V.2.1. Adduction gravitaire

Un écoulement gravitaire est un écoulement, qui se fait sous l'action d'une force extérieur qui lui sera appliquées (pente, pesanteur). Dans le cas de **l'adduction gravitaire** ; la source ce situé à une cote supérieure à celle du réservoir d'accueil et on peut distinguer ; Adduction **sans charge (à surface libre)** et Adduction **en charge** (Figure V.1).

V.2.2. Adduction gravitaire sans charge (à surface libre)

C'est la méthode de transport à pression atmosphérique, son choix est déterminé selon **une topographie** permettant un écoulement gravitaire et une hauteur de chute hydraulique suffisamment faible, pour permettre de garder l'écoulement en régime fluvial.

V.2.3. Adduction gravitaire en charge

Le transport se fait dans des conduites en charge. Cette méthode est choisie lorsque le relief présente une pente importante (Figure V.1) (15).

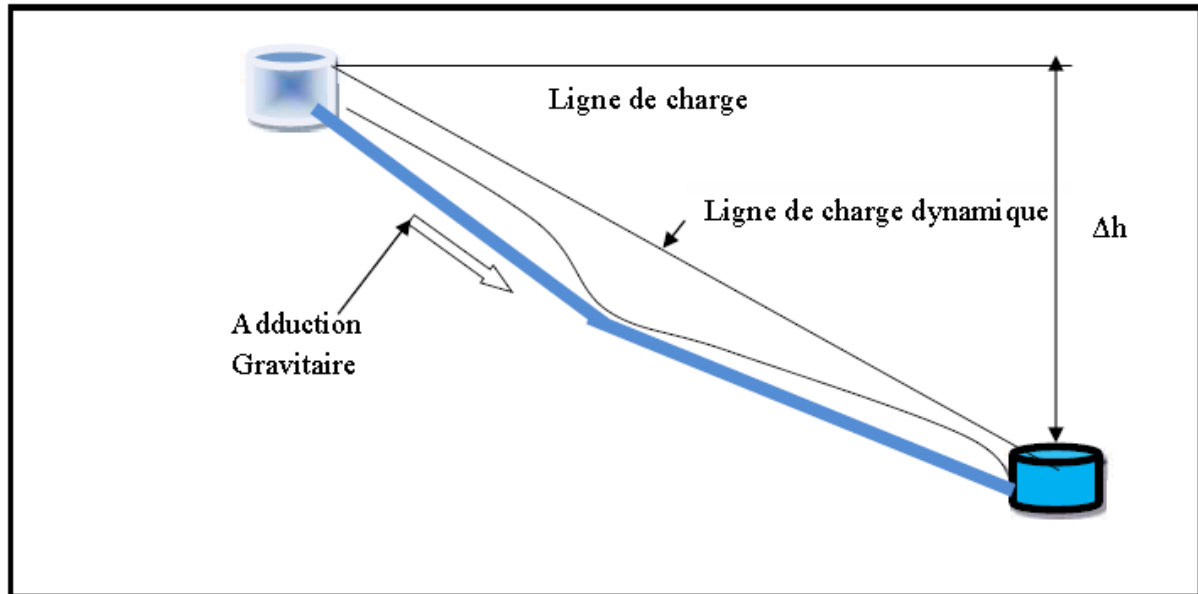


Figure V.1 : Adduction gravitaire.

V.2.4. Adduction par refoulement

Adduction par refoulement est un écoulement, qui se fait sous l'action d'une force mécanique qui lui sera appliquées (Pompage), Dans ce cas la source d'eau (captage) se situé à une cote inférieur à celle du réservoir d'accueil (Figure V.2) (15).

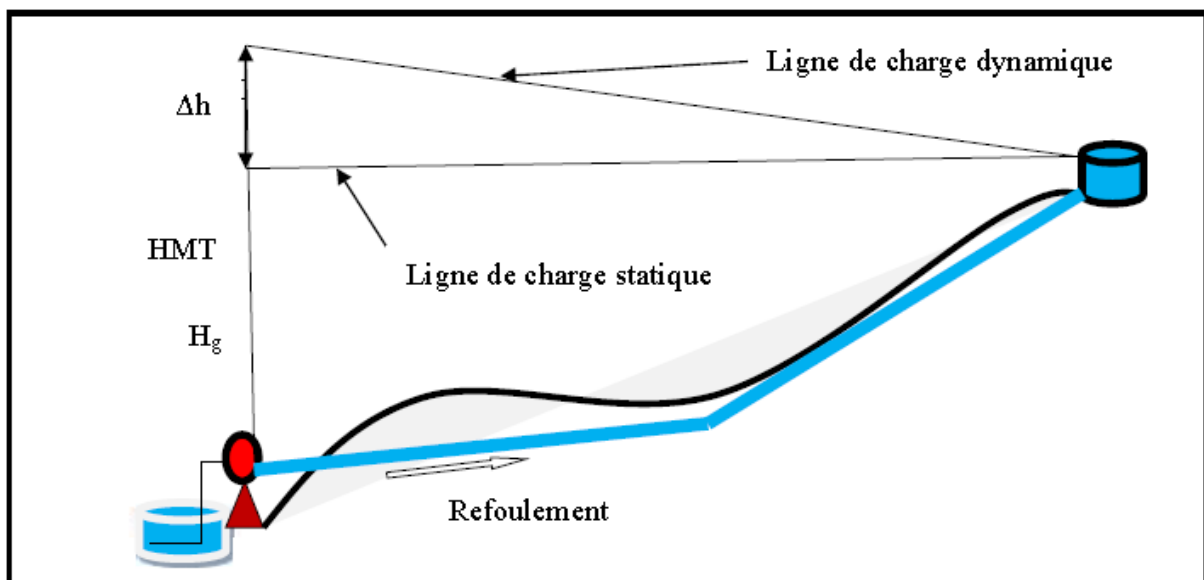


Figure V.2 Adduction par refoulement.

V.2.5. Adduction mixte

Ce mode d'adduction est une combinaison entre l'adduction gravitaire et l'adduction par refoulement, conditionné par le relief ; la position de la source de captage et la position du site a

alimenté où la conduite de refoulement se transforme en conduite gravitaire et vice versa par l'intermédiaire d'un réservoir tampon (Figure V.3) (15).

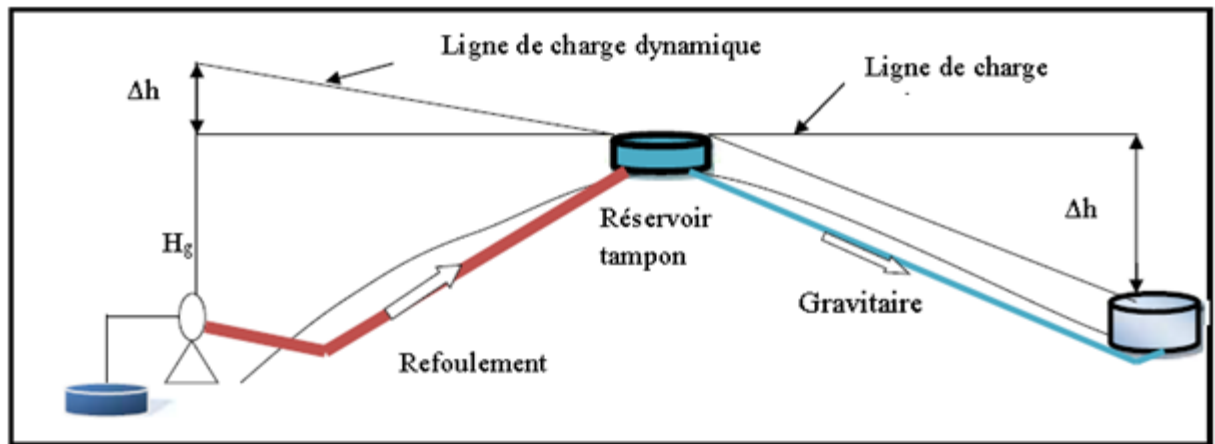


Figure V.3 : Adduction mixte.

Dans notre étude, nous avons le cas de **l'adduction par refoulement** à partir de la station de reprise jusqu'aux réservoirs ($2 \times 200 \text{ m}^3$) (Figure V.4).

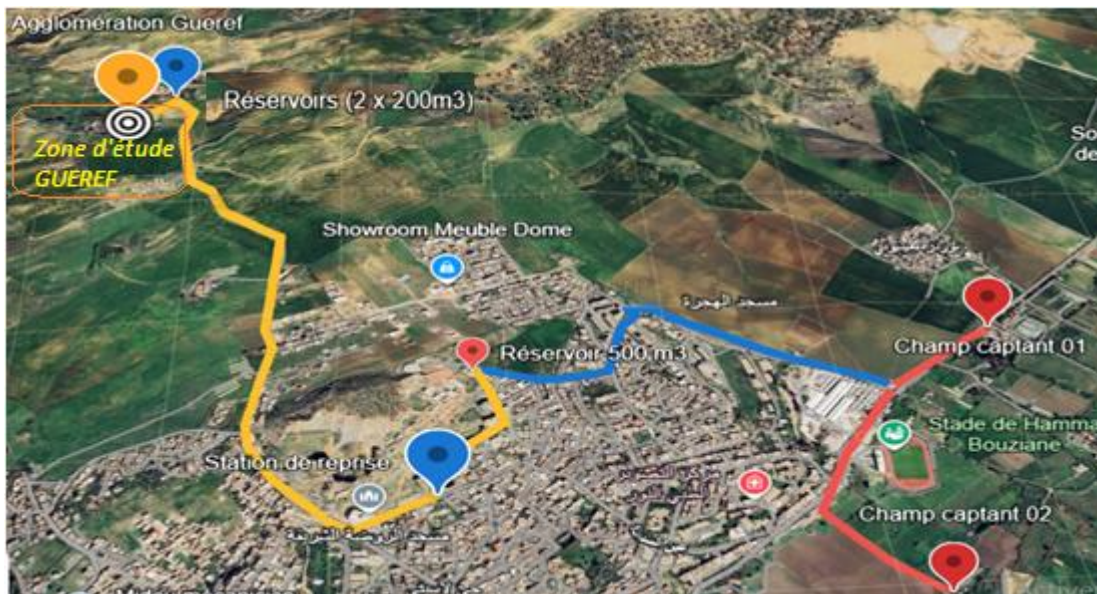


Figure V.4 : Schéma d'adduction

V.3.Choix tracé

- Le choix du tracé est une procédure délicate, car il faudra prendre certaines précautions et respecter certaines conditions
- Chercher le chemin (le tracé) régulier et le plus court possible en raisons économiques.
- Eviter les contres pentes (installation des Ventouses et Regards de décharge).

- Eviter les traversées des oueds, les zones marécageuses, les routes, les voies ferrées autant que possible.
- Eviter les butées importantes (les coudes doivent être largement ouverts **(14)**).

V. 3.1. Choix du type de conduites

Les différentes conduites utilisées dans le domaine d'alimentation en eau potable sont les conduites en fonte, en acier, en amiante ciment, en matière thermoplastique (PVC, PEHD, ...) et les conduites en béton. Le choix du type de conduites est établi en tenant compte de plusieurs critères d'ordre techniques, économiques, et disponibilité sur le marché national

- Techniques le diamètre, la pression de service, les conditions de pose et nature de pose.
- Economiques englobent le prix des équipements (Fourniture) et le transport.
- Pour notre projet le choix du matériau s'est porté sur le PEHD, en raison de ses avantages suivants
- Un faible coût pour des diamètres inférieurs ou égale à 350mm, Ce qui est notre cas.
- Facile à poser ;
- L'élasticité et la flexibilité le rendent résistant aux mouvements de terrain ;
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible) l'absence d'entartrage.
- Montage facile ces tubes sont faciles à manipulé et à transporter ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Les tubes ont des longueurs de 6m à 12m, pour les diamètres allant de 160mm à 400mm déjà deux fois supérieures aux tubes (fonte, acier.) ;
- Le montage facile des vannes, des ventouses et les pompes sur les tubes en PEHD grâce à des systèmes adéquats **(15)**.

V.4. Equipements hydrauliques des conduites d'adduction

Les équipements classiques prévus sur notre réseau d'adduction se résument comme suit

V.4.1. Point bas (Vidange, vanne de sectionnement).

V.4.1.1. Vanne de sectionnement

Afin de permettre la possibilité d'isolement de certain tronçon du réseau, des vannes sont prévues à chaque départ à partir d'ouvrages et à chaque bifurcation sur la conduite principale. Des vannes intermédiaires sont également prévues afin de pouvoir isoler et vider des tronçons, en cas d'intervention pour une réparation, sans avoir à vider l'ensemble de la branche d'adduction correspondante. Le nombre et l'implantation des

vannes de sectionnement sont choisis selon le profil en long, la longueur maximale du tronçon de conduite à vidanger soit de l'ordre de 1 à 2 km (15).



Figure V.5 : Vanne de sectionnement

V.4.1.2. Vidange

Ce sont des Ouvrages installés au niveau des points les plus bas de la conduite d'adduction. Chaque ouvrage de point bas abrite un système de vidange de la conduite. Ce système est composé d'une vanne fermée pendant le fonctionnement normal de la conduite monté directement sur la conduite (15).

V.4.2. Points hauts Aux points hauts dispositifs de dégazage, entrée/sortie d'air (ventouse).

V.4.2.1. Ventouse

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

Pour des raisons de sécurité, les ventouses doivent assurer les trois fonctions suivantes

- Évacuation de l'air qui, en fonctionnement normal de la conduite, à tendance à s'accumuler aux points hauts ;
- Évacuation de l'air dans la conduite au moment de son remplissage ;
- Admission de l'air lors des vidanges provoquées ou accidentelles de la conduite.

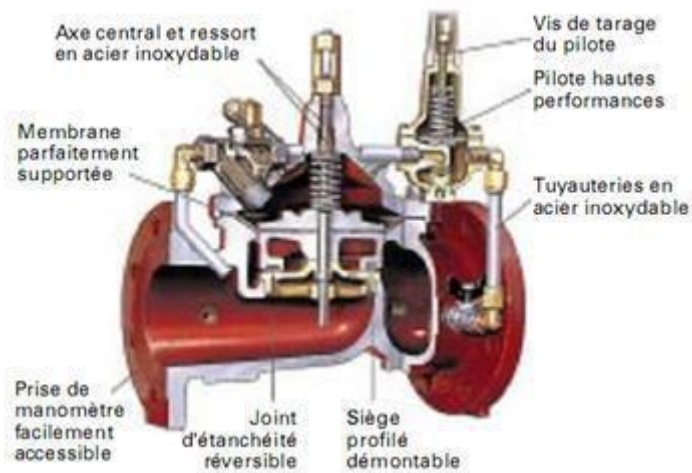


Figure V.6 : ventouse

V.4.2.2 Clapet anti retour

Le clapet anti retour est destiné à assurer le passage de l'eau dans un certain sens et à l'arrêter dans le sens opposé. Il trouve son utilisation à la station de pompage ou il doit obligatoirement équiper la canalisation de refoulement à la sortie de la pompe (15).



Figure V.7 : Clapet anti retour

V.4.2.3 Crépine

La crépine est constituée par un cylindre perforé qui refuse l'accès des corps solide dans la pompe. Il est noté qu'une crépine doit toujours être immergée pour éviter l'entrée d'air.



Figure V.8 : Crépine

V.5. Etude technico-économique de diamètre de la conduite de refoulement

Le choix du diamètre de la conduite est lié à des impératifs d'ordre économique. En effet, pour un même débit à relever, plus la perte de charge est grande (petits diamètre) plus la dépense d'énergie est importante. La perte de charge varie en sens inverse du diamètre des canalisations. Le diamètre économique va résulter d'un compromis entre les frais d'amortissement de la conduite qui augmente avec son diamètre et les frais d'exploitation de la station de reprise qui diminue lorsque le diamètre de la conduite augmente.

Données de calcul

$$Q = 6,93 \text{ l/s}$$

Calcul de la hauteur manométrique totale

$$HMT = H_g + \Delta H \quad (\text{m}).$$

H_g : la hauteur géométrique ;

$$H_g = h_{\text{refoulement}} = ((688.5+4) - 605) = 87,5\text{m}$$

ΔH : Pertes de charges.

$$\Delta H = J_L + J_s = 1,15 * J_L \quad (\text{m}) \quad J_L : \text{perte de charge linéaire.}$$

$$J_s = 15\% * J_L \quad (\text{m}) \quad J_s : \text{perte de charge singulière.}$$

- La perte de charge unitaire (j) est donnée par la formule universelle de Darcy-Weisbach, notée

$$j = \lambda \frac{V^2}{2gD}$$

j : perte de charge unitaire [m/ml].

V : vitesse de l'écoulement [m/s].

D : diamètre de la conduite [m].

λ : coefficient de perte de charge.

Il existe une grande variété de formules plus ou moins empiriques pour la détermination du coefficient de pertes de charges λ , selon le régime d'écoulement

$$Re = \frac{Vd}{\nu}$$

ν : la viscosité cinématique du liquide = $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ à $20 \text{ }^\circ\text{C}$.

En fonction de la valeur de nombre de Re , nous avons la classification suivante

$Re < 2100$: Régime laminaire.

$2100 < Re < 4000$: Régime transitoire.

$Re > 4000$: Régime turbulent rugueux.

- Régime laminaire

λ est indépendant de la rugosité relative. Il n'est fonction que de nombre de Reynolds et il est

donné par l'expression de Poiseuille $\lambda = \frac{64}{Re}$

Peut être déterminé par le diagramme de Moody $\lambda = f(Re, \frac{\epsilon}{D})$.

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

$$\frac{1}{\lambda} = -2 \log\left(\frac{\epsilon}{3.71D} + \frac{2.51}{Re\sqrt{\lambda}}\right)$$

Où

ϵ : est la rugosité absolue en mm.

Re : nombre de Reynolds, sans dimension.

- **En régime turbulent rugueux** : λ est donné par la formule de Nikuradzi

$$\frac{1}{\lambda} = [1.14 - 2 \log \frac{\epsilon}{D}]$$

Ou bien

$$\frac{1}{\lambda} = [1.14 - 0.86 \ln \frac{\epsilon}{D}]^{-2}$$

Avec

ϵ : Coefficient de rugosité absolue du tuyau en (mm).

$\frac{\epsilon}{D}$: Rugosité relative

- La rugosité

La rugosité est liée à la fois à la nature des parois, à leur évolution dans le temps et à la nature de l'eau véhiculée.

Elle se calcul comme suit

$$\epsilon = \epsilon_0 + \alpha T$$

Avec

ϵ : rugosité recherchée.

ϵ_0 : rugosité à l'état neuf.

α : coefficient de vieillissement des conduite ($\alpha = 3 \cdot 10^{-5}$ m/ an).

T : durée d'utilisation de la conduite (ans).

La rugosité relative est le rapport de la rugosité absolue ϵ au diamètre de la conduite D.

Dans la pratique, ϵ est pris égale

- 10^{-3} m pour l'acier.

- Pour la fonte ductile $\epsilon = 0.85$ mm

- Pour le PEHD

Si $D < 200$ mm on a $\epsilon = 0.01$ mm.

Si $D > 200$ mm on a $\epsilon = 0.02$ mm.

D'autres formules utilisées pour le calcul de λ

- Blasius $\lambda = \frac{0.316}{Re^{-0.25}}$ régime turbulent lisse

- Karman- Prandel $\frac{1}{\lambda} = -2 \log\left(\frac{k}{3.71D}\right)$ régime turbulent rugueux.

Cependant les ordinateurs et même certaines calculettes programmables permettent très facilement d'utiliser directement la relation de Colebrook. Il existe également de nombreux abaques et aussi des logiciels de calcul.

Dans notre cas, nous utilisons la formule de Hazen-Williams permettant le calcul de la perte de charge unitaire, comme suit

$$j = 10,68 \left(\frac{Q}{C_{HW}} \right)^{1,852} \times D^{-4,871}$$

D : diamètre intérieur de la conduite [mm].

Q : débit de l'eau à transporter [l/s].

C_{hw} : coefficient de Hazen-Williams, qui dépend de la nature de la paroi interne de la conduite.

Pour une conduite neuve $C_{hw} = 136$, et pour une conduite vétuste $C_{hw} = 95$.

Dans ce cas, la perte de charge linéaire J [m] est obtenue en fonction de la perte de charge unitaire comme suit

$$J = j \cdot L$$

L : étant la longueur du tronçon de la conduite [m].

Il s'ensuit que

$$\Delta H = 1.15jL$$

V.6.1. Choix de la gamme des diamètres

Plusieurs relations sont utilisées pour la détermination du diamètre économique de la conduite (D_{ec}), en tenant compte du débit Q (m^3/s) véhiculé par la conduite, telles que

- Formule de Bonnin $D_{ec} = \sqrt{Q}$
- Formule de Bresse $D_{ec} = 1,5\sqrt{Q}$
- Formule de Pavlovski $D_{ec} = 1,38Q^{0,48}$
- Formule de classique $D_{ec} = 1,2 \cdot \sqrt{Q}$
- Formule de Munier 1961 $D_{ec} = (1 + 0.02) \cdot \sqrt{Q}$;

Avec **n** nombre d'heures de pompage

Q : débit (m³/s).

- Formule de laboratoire LARHYSS 2003 $D_{ec} = 1.27 \cdot \sqrt{Q}$; Pour un rendement de $\eta = 77\%$.

Ensuite on choisit une gamme de diamètre en fonction des diamètres normalisés disponibles sur le marché. Le diamètre économique à adopter correspondra alors à la somme minimale des frais d'exploitation et d'amortissement calculés.

V.6.2. Méthode de calcul

Pour le choix du diamètre économique, on se fixe sur une série de diamètres (Gamme) qui vérifie selon la condition suivante

0,8 < v <= 2,5m. (En prenant la vitesse v égale 1 m/s) et Q_F = 6,93 l/s

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v}} = 0.0664 \text{ m} = 66.4 \text{ mm} \longrightarrow \text{DN diamètre nominale (mm)} = 75\text{mm}$$

(Dint=63.8mm) Gamme 63 75 , 90,
Vitesses (m/s) 2,22 1,57, 1,09

V.6.2.1. Evaluation des frais d'amortissement (Fam)

Les frais d'amortissement (Fam) sont égaux au prix de revient total de la conduite multiplié par l'annuité d'amortissement A (Tableau. V.1).

$$\mathbf{Fam = P_{uc} * L_{conduite} * A}$$

P_{uc} : prix unitaire d'un mètre linéaire de la conduite, compte tenu de la pause, fourniture et terrassements,

L : longueur de la conduite, **A** : annuité d'amortissement donnée par la formule

$$A = \frac{i}{(i+1)^n} + i$$

Où

i : taux d'annuité ≈ 8%

n : nombre d'années d'amortissement (n= 25ans)

Ce qui donne : **A = 0,09168.**

Tableau. V.1 : Les résultats de calcul des frais d'amortissement

Diamètre (mm)	Prix unitaire (Pu)	Longueur (m)	Prix total d'amortissement (DA)	Annuité	Frais d'amortissement total (DA)
63	500	2435	1217500	0,09168	111620,4
75	600	2435	1461000	0,09168	133944,48
90	800	2435	1948000	0,09168	178592,64

V.6.2.2. Evaluation des frais d'exploitation

Les Frais d'exploitation représentent le cout de revient de l'énergie électrique nécessaire aux pompes pour le refoulement de l'eau du forage au réservoir. Ces frais d'exploitation croissent quand le diamètre diminue et par suite l'augmentation des pertes de charges. Pour estimer ces frais, nous devons calculer par conséquent les pertes de charges, la hauteur géométrique, la hauteur manométrique totale, la puissance absorbée par la pompe et enfin l'énergie consommée par cette dernière.

V.6.3. Calcul de la puissance absorbée par la pompe P

Elle est définie comme étant le travail effectué pendant une unité de temps pour relever un débit Q à la hauteur manométrique totale. Elle est donnée par la formule suivante

$$P = \frac{\rho g * H_{mt} * Q}{\eta}$$

Avec

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

Q : le débit du dimensionnement (l/s).

η : le rendement moyen des pompes ($0,75 \leq \eta \leq 0,8$).

g : l'accélération de la pesanteur (pour la région $g \approx 9.81 \text{ m}^2/\text{s}$).

ρ : Masse volumique de l'eau (1000 kg/m^3).

V.6.4. Calcul de la hauteur manométrique total H_{mt}

La hauteur manométrique totale H_{mt} représente la somme de la hauteur géométrique H_g et la perte de charge totale ΔH

$$H_{mt} = H_g + \Delta H \text{ (m)}$$

La hauteur géométrique H_g

La hauteur géométrique de refoulement H_g dans notre cas d'étude est égale à la différence entre la cote de la conduite de refoulement CCA à l'arrivé dans le réservoir ou CTP) et la cote du terrain naturel de la station de reprise CSR (Figure. V .9)

$$H_g = CCA - CSR \text{ (m)}$$

CCA : la cote de la conduite de refoulement C_{CA} à l'arrivé dans le réservoir ou CTP en (m).

CSR : la cote du terrain naturel de la station de reprise en (m).

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point du tracé. Elle correspond au niveau qu'atteindrait l'eau dans un vertical connecté sur l'adduction.

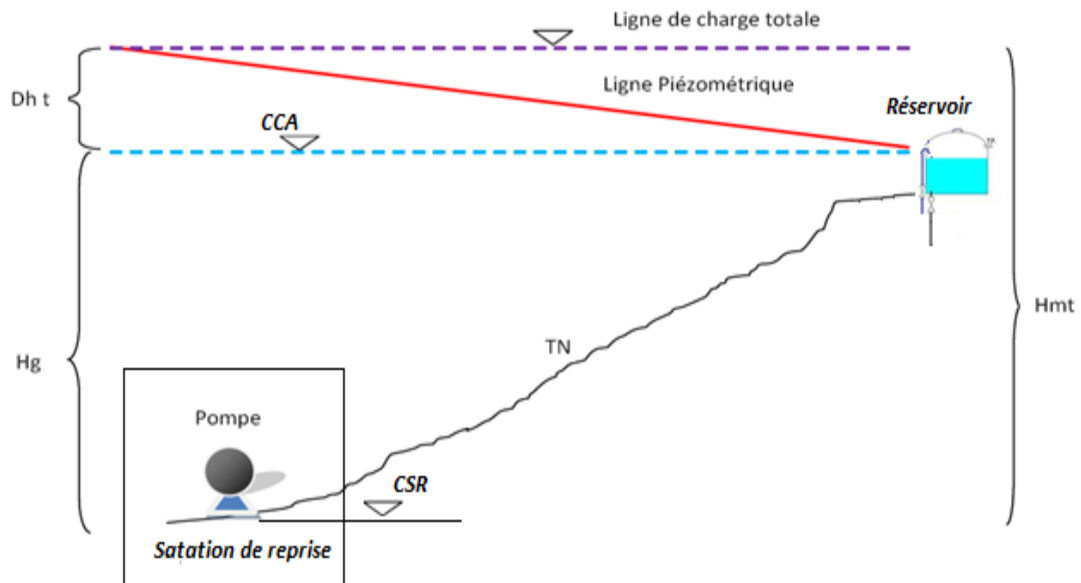


Figure V.9 : Schéma explicatif de la hauteur manométrique totale

Les résultats de calcul de la Hauteur manométrique totale sont enregistrés dans le tableau (V.2) suivant :

Tableau. V.2 : Tableau de calcul de la hauteur manométrique totale HMT

D (mm)	Q (l/s)	V (m/s)	L (m)	j (m/ml)	J _L (m)	ΔHT (m)	HG (m)	HMT (m)
63	6,93	2,22	2435	0,084	205,69	236,54	87,5	324,04
75	6,93	1,57	2435	0,036	87,98	101,17	87,5	188,67
90	6,93	1,09	2435	0,015	36,20	41,63	87,5	129,13

V.7.1. Energie consommé par la pompe

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

$$E = 365 P t \text{ (kw /an)}$$

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

P : la puissance absorbée par la pompe en (Kw).

t : nombre d'heure de pompage.

Dans notre cas, t est pris égal à 16 heures.

On détermine finalement les Frais d'exploitation (Tableau. V.3), qui représentent les frais d'énergie.

Ils sont déduits par la formule suivante

$$F_{ex} = E * P_{ue}$$

P_{ue} : tarif de l'énergie égale à **4.578** DA/ Kwh (d'après les services de la Sonelgaz)

Tableau. V.3 : Tableau de calcul des frais d'exploitation (F_i)

D	HMT	η %	P (KW)	E (KW / an)	Prix unitaire d'énergie (e) (DA/ kwh)	Prix d'énergie (frais d'exploitation) Pi = e, E (DA)
63	324,04	0,75	29372,41	171534882,43	4,578	785286691,79
75	188,67	0,75	17101,88	99874973,06	4,578	457227626,65
90	129,13	0,75	11704,91	68356682,41	4,578	312936892,08

V.7.2. Le bilan des frais totaux (F_t)

Le bilan des frais (Tableau. V.4) est calculé pour chaque diamètre (les frais d'amortissement + les frais d'exploitation). Le choix du diamètre est alors porté sur le diamètre ayant des frais minimaux.

$$F_t = F_{am} + F_{ex}$$

Tableau. V.4 : Tableau du bilan des frais totaux

Diamètre	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Total (DA)
63	111620,4	785286691,79	785398312,2
75	133944,48	457227626,65	457361571,1
90	178592,64	312936892,08	313115484,7

Donc

On opte pour le choix du diamètre DN 90 mm. Qui répond au cout le plus économique

V.7. 3. Résultats de calcul hydraulique du système d'approvisionnement de l'eau potable

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau (V.5) et Figure (V.10) suivants

Tableau. V.5 : Résultats de calcul hydraulique de la conduite d'adduction d'eau potable

SR-----Réservoir (2 x 200 m³)

N°	Désignation de paramètre	Valeur	Unit
01	Cote de départ Cd	605	m
02	Cote d'arrivée Ca	688,5	m
03	Débit Q	6,93	l/sec
04	Type du matériau de la conduite	PEHD	
05	Diamètre	90	mm
06	Epaisseur des conduites	5,4	mm
07	Vitesse	1,09	m/s
08	Longueur de la conduite L	2435	m
09	Pertes de charge totales ΔH	41,63	m
10	Hauteur géométrique Hg	87,5	m
11	Hauteur manométrique totale Hmt	129,13	m
12	Temps de pompage	16	heures
13	Dépenses totales annuelles	313115484,7	DA

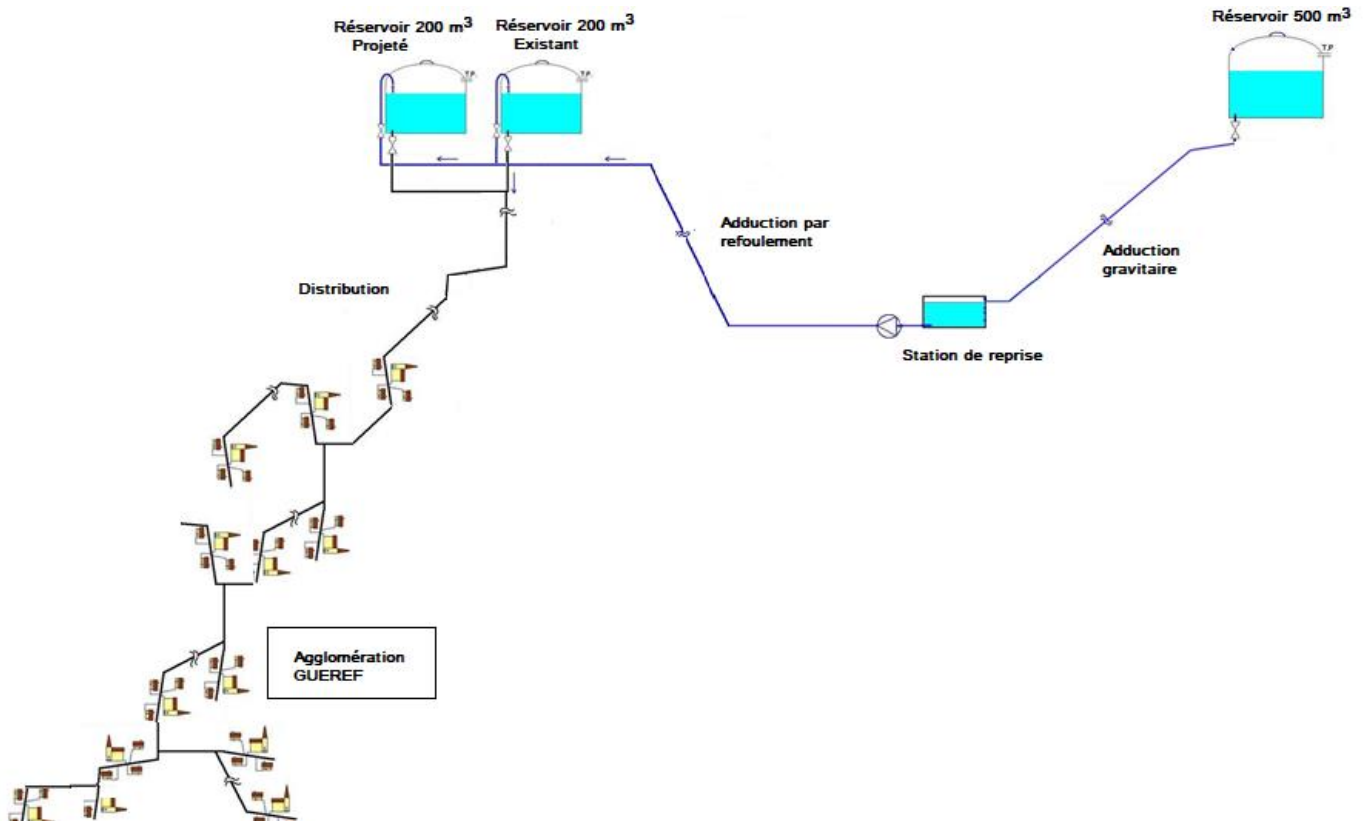


Figure V.10 : Schéma du système d'alimentation en eau potable de l'Agglomération GUEREF

V.8. Etude et choix de la pompe

Le choix de la pompe adaptée permettant d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale exigée au niveau de la station de pompage au départ de l'adduction par refoulement.

Les pompes sont classées suivant le mode de déplacement des liquides à l'intérieur des pompes.

En effet, nous distinguons deux grandes catégories

✓ Les turbopompes (centrifuges, hélices, hélico-centrifuges,...) :

Ces pompes fournissent au fluide de l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression, par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur (16).

Cette catégorie de pompes est la plus employée, spécifiquement les pompes centrifuges utilisées pour des hauteurs d'élévation importantes (plusieurs dizaines de mètres) ainsi que les pompes hélices qui élèvent des débits importants (plusieurs centaines de litres) à des hauteurs faibles (quelques mètres), et cela du à certains avantages tels que.

- Ces appareils sont compacts et ne comportent aucune liaison articulée.
- L'encombrement des turbopompes est environ huit fois moindre que celui des

pompes volumétriques.

- Les frais d'entretien d'une turbopompe sont peu élevés.
- Leur entraînement par un moteur électrique.

✓ **Les pompes volumétriques.**

Ces pompes de caractéristiques principales ; faible débit à élever, bons rendements et auto-amorçantes

On distingue généralement

- Les pompes volumétriques alternatives la pièce mobile est animée d'un mouvement alternatif.
- Les pompes volumétriques rotatives à 1 arbre ces pompes sont constituées par une pièce mobile animée d'un mouvement de rotation autour d'un axe, qui tourne dans le corps de pompe et crée le mouvement du liquide pompé par déplacement d'un volume depuis l'aspiration jusqu'au refoulement.
- Les pompes volumétriques rotatives à 2 arbres appelées double rotor.

V.8.1. Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont

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

V.8.1.1 Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges

✓ **Le débit (Q)**

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

Hauteur manométrique totale (HMT)

La hauteur manométrique totale représente la somme de la hauteur géométrique (H_g) et les pertes de charge de refoulement et se détermine par la formule suivante

$$HMT = H_g + \Delta HT$$

Les puissances

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

Elle est exprimée par la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe en (KW). Sa loi est déjà définie dans le chapitre précédant.

La puissance utile (Pu)

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

$$P_u = \rho g \cdot Q \cdot H_{MT}$$

Avec

Pu : puissance utile par la pompe (KW).

Q : Débit refoulé (m³/s).

H_{mt} : hauteur manométrique totale (m.c.e).

g : Accélération de la pesanteur (g= 9,81 m/s²).

Le rendement (η %)

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

$$\eta = \frac{P_u}{P_a}$$

V.8.1.2 Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

Les courbes principales qui caractérisent une pompe centrifuge et qui expriment ses performances, sont pour une vitesse de rotation donnée (mis à part la NPSH) au nombre de trois.

Elles sont établies par le constructeur

- Courbe débit-hauteur,
- Courbe de rendement,
- Courbe de puissance.

✓ Courbe débit-hauteur (H=f (Q))

Elle présente les variations de la hauteur manométrique totale d'élévation susceptible d'être fournie par la pompe en fonction du débit Q.

✓ Courbe de rendement ($\eta=f(Q)$)

Elle présente pour chaque type de pompe un maximum au voisinage duquel il faudra utiliser la pompe. Le rendement tient compte des pertes d'énergie dans les pompes, pertes hydrauliques, volumétriques et mécaniques.

✓ Courbe de puissance ($P_a=f(Q)$)

Elle représente la variation de la puissance absorbée par la pompe en fonction du débit. La puissance est égale au travail effectué pendant l'unité de temps pour élever le débit correspondant à une hauteur égale à la hauteur manométrique totale d'élévation.

✓ Courbe caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique de la conduite est la représentation graphique de la variation des pertes de charge totales engendrées en fonction du débit véhiculé, c'est une parabole dont la fonction est la suivante :

$$H_c = R \times Q^2 + H_g$$

Avec

H_c : perte de charge totale (m) ; H_g : Hauteur géométrique (m)

Q : Débit véhiculé par la conduite (m^3/s) ;

R : Résistance de la conduite déterminée par la formule suivante

$$R = 1.5 \times \frac{8\lambda L}{\pi^2 D^5 g}$$

Avec

D : Le diamètre de la conduite (m) ;

L : La longueur de la conduite (m) ;

g : L'accélération de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}$) ;

λ : Le coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

✓ Le point de fonctionnement d'une pompe

Le point de fonctionnement d'une pompe (Figure V.11) est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe (C_{cp}) installée et en fonctionnement [$H-Q$] et la courbe caractéristique de la conduite (C_{cc}) refoulant un débit de la pompe en fonctionnement [H_c-Q].

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe.

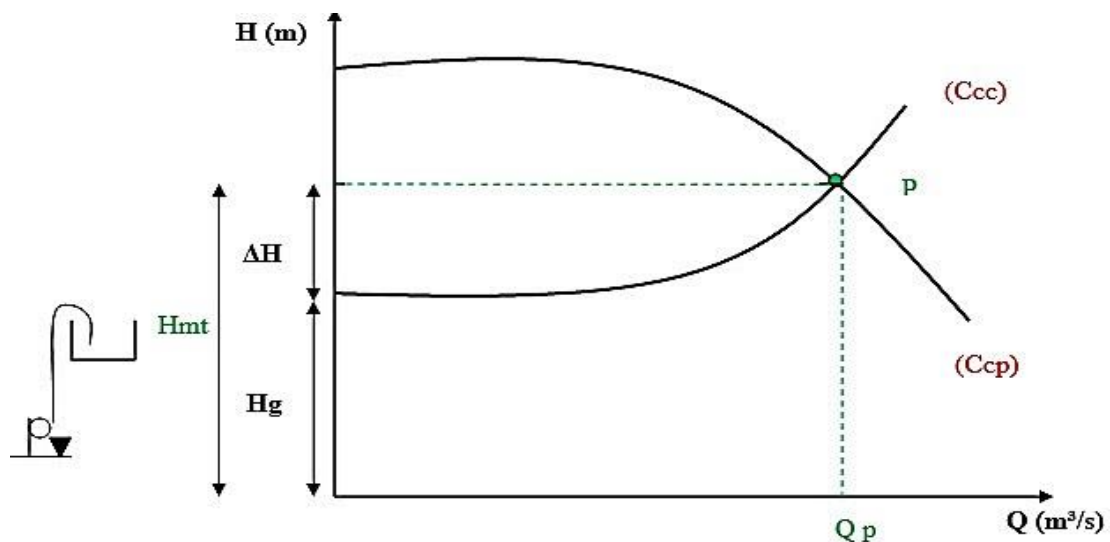


Figure V.11. Point de fonctionnement d'une pompe

La pompe fonctionnera dans des bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitation elle et le débit qui lui correspondant est dans la plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal et la pompe retenue sera celle qui donne les meilleures caractéristiques.

Dans notre étude on a opté pour des pompes centrifuges à axe horizontal pour les avantages qu'elles présentent ; légers et peu encombrants, assurent le refoulement des débits importants à des hauteurs considérables et capables de travailler dans des conditions de rendement très élevées.

D'après nos données ; $P = (Q, HMT)$ et la courbe Caractéristique de la conduite d'adduction appliquée sur le catalogue des pompes (Série Caprari-annexe 01)

on détermine le point de fonctionnement de la pompe (Figure.V.12).

V.8.1.3. Les caractéristiques de la pompe choisie

Les données et les résultats sont enregistrés dans le tableau (V.6)

Tableau V.6 : Les caractéristiques de pompe choisie

Adduction	Caractéristiques de la pompe choisie					
	Q l/s	HMT (m)	Ph (KW)	Pabsorbée (KW)	η %	N (tr/min)
SR2- (R1, R2)	6,93	129,13	11,56	14	70,8	2900
Pompe centrifuge à axe horizontal de type HMU40 -2/4A N.B Prévoir une pompe réserve en cas de panne.						

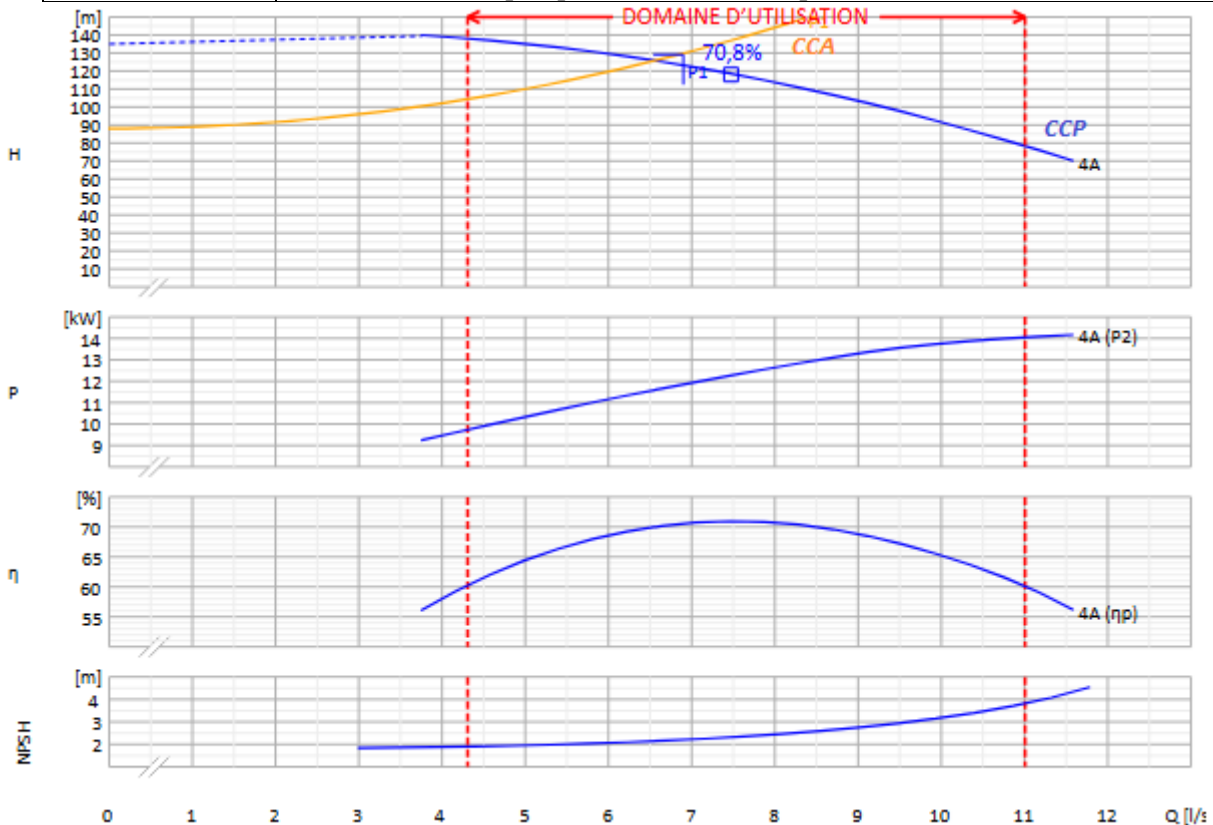


Figure V.12 : Courbe caractéristique de la pompe et de la conduite de SR2 - (R1 et R2 2 x 200 m³)

V.9.Conclusion

Dans ce chapitre nous avons effectués une étude technico-économique, qui nous a permet de déterminer le diamètre de la conduite d’adduction nécessaires avec des frais minimales, sur la base des besoins maximums en eau de l’agglomération et le matériau choisi. Les résultats révèlent que le diamètre économique de l’adduction par refoulement est le DN = 90 mm, avec dépenses totales annuelles s’élèvent à trois cent treize millions, cent quinze mille, quatre cent quatre-vingt-quatre dinars et soixante-dix centimes.

Le matériau de la conduite choisi est le PEHD vu les avantages qu’il présente la résistance à la corrosion, élasticité, durée de vie assez longue...etc.

La pompe choisie est une pompe centrifuge à axe horizontal de type HMU40 -2/4A. Et on prévoit une pompe réserve en cas de panne.

Chapitre VI

Protection de la conduite d'adduction contre le coup de bélier

Chapitre VI Protection de la conduite d'adduction contre le coup de bélier

VI.1. Introduction

Il est très important d'étudier les moyens de protection de la conduite pour limiter les effets des flexions longitudinales, des efforts d'ovalisations, l'agressivité des sols et les surpressions et dépressions puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux. On doit donc tenir compte de certains impératifs lors de l'aménagement de la fouille et de la pose de la conduite.

VI.2. Définition du coup de bélier

Le coup de bélier est une augmentation soudaine de la pression qui se produit à la suite d'un changement rapide de la vitesse d'écoulement d'un fluide dans une canalisation. Ce phénomène survient généralement lors de la fermeture rapide d'une vanne ou d'un robinet, ou encore lors de l'arrêt brutal d'une pompe. Lorsque le robinet est fermé brusquement, le mouvement de l'eau est interrompu de manière instantanée, ce qui génère une pression élevée accompagnée d'une onde de choc qui se propage à travers le réseau de tuyauterie. Cette onde provoque des vibrations et un bruit sourd rappelant le son d'un coup de marteau.

Cette variation soudaine de pression peut causer d'importants dommages aux installations sanitaires, à la robinetterie et aux conduites. Dans certains cas, notamment dans les grandes installations contenant de grandes quantités d'eau en mouvement, elle peut même entraîner l'éclatement des canalisations **(13)**.

VI.3. Causes du coup de bélier

Les causes les plus fréquentes sont

- L'ouverture ou la fermeture rapide des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire, la mise en marche ou l'arrêt brusque des pompes dans les conduites en charge par refoulement,
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier,
- La mauvaise utilisation des appareils de protection **(13)**.

VI.4. Les conséquences du coup de bélier

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de

pressions et de débits dans le temps).

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

VI.4.1 Cas de la surpression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés) (Figure. VI.1) (13).

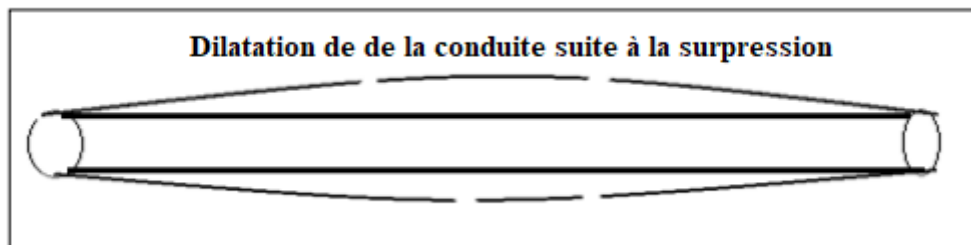


Figure VI.1 : Etat de la conduite lors de la surpression

VI.4.2. Cas de la dépression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10m.c.e, il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau (Figure. VI.2).

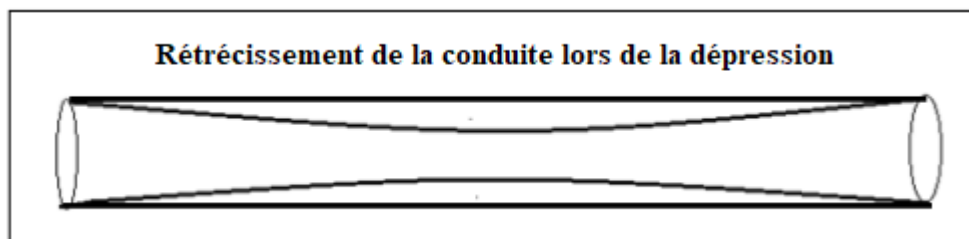


Figure VI.2 : Etat de la conduite lors de la dépression

VI.5. 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.5.1. 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 (Figure. VI.3).

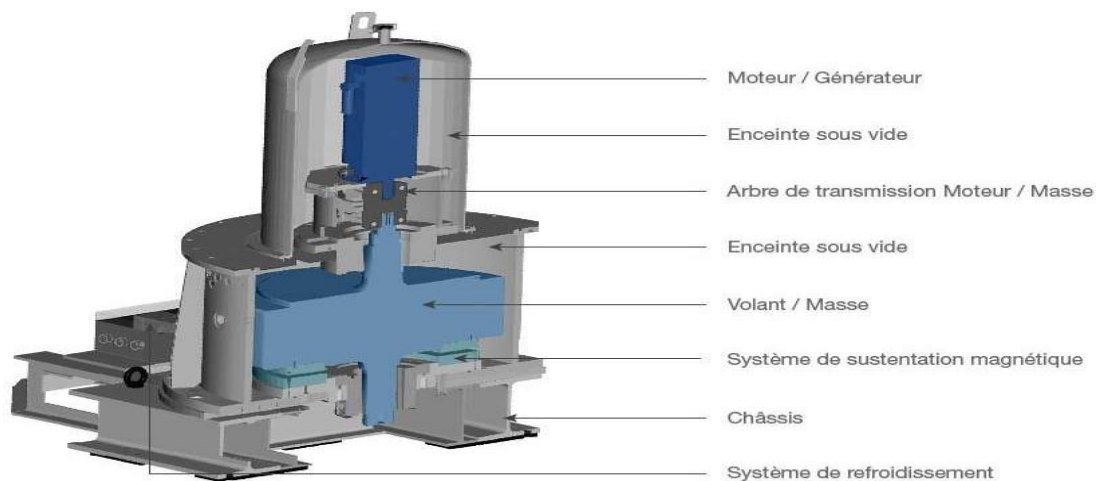


Figure VI. 3 : Volant d'inertie

VI.5.2. 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 (Figure.VI.4a, Figure. VI.4b)

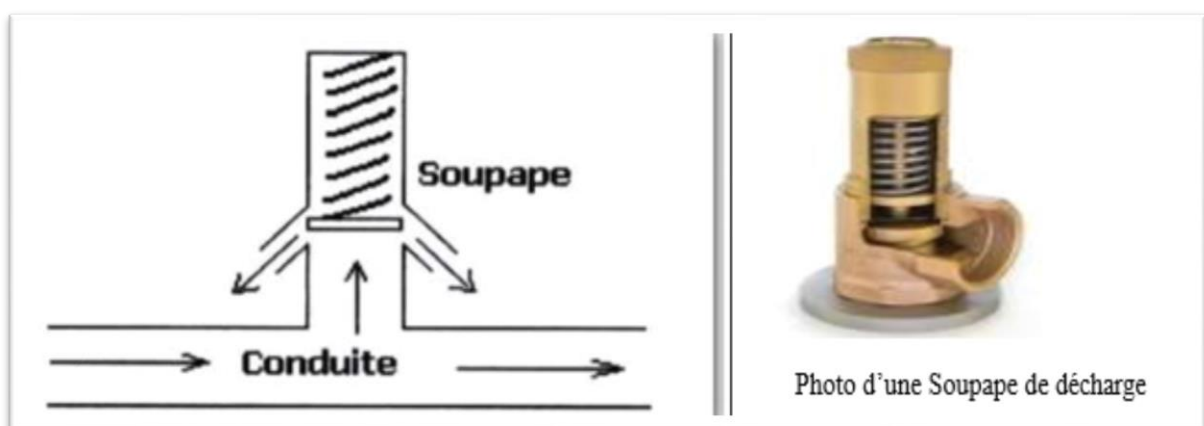


Figure VI.4a : Soupape de décharge.

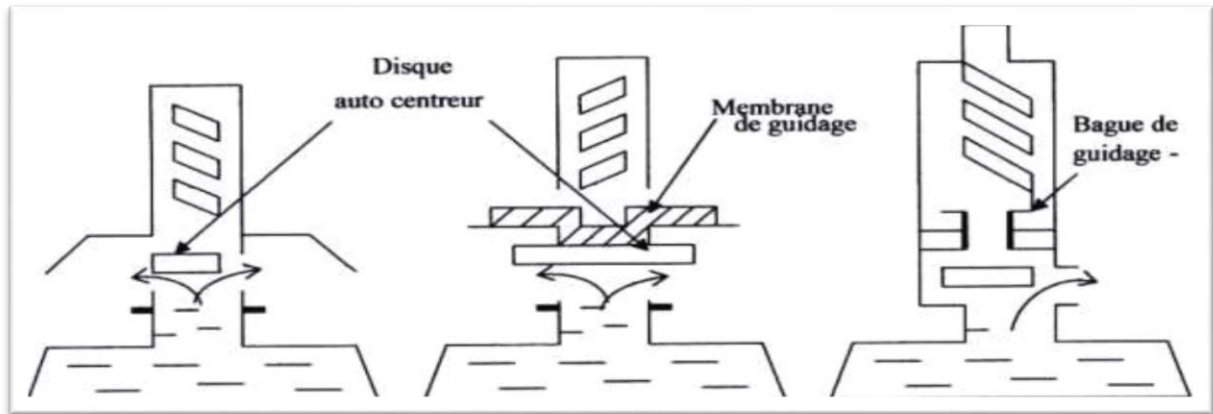


Figure VI.4b : Fonctionnement d'une soupape de décharge

VI.5.3. 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 et le plus utilisé (Figure. VI.5).

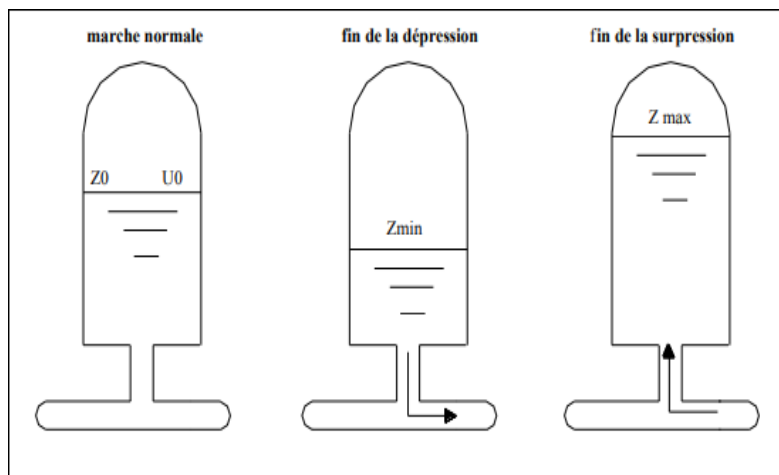


Figure VI. 5 : Réservoir d'air

VI.5.4. Les ventouses (Les reniflards)

Les ventouses jouent un rôle essentiel dans les réseaux de conduites en assurant trois fonctions principales : l'évacuation de l'air emprisonné dans les canalisations, l'admission d'air lors des opérations de vidange, et la suppression des poches d'air qui tendent à s'accumuler aux points hauts du réseau, pouvant entraîner des coups de bélier. Pour cette raison, elles sont généralement installées aux endroits les plus élevés. On distingue également des ventouses à fonction unique, conçues uniquement pour expulser les poches d'air. Une ventouse est généralement constituée d'un corps en fonte renfermant un flotteur sphérique en caoutchouc (Figure. VI.6).

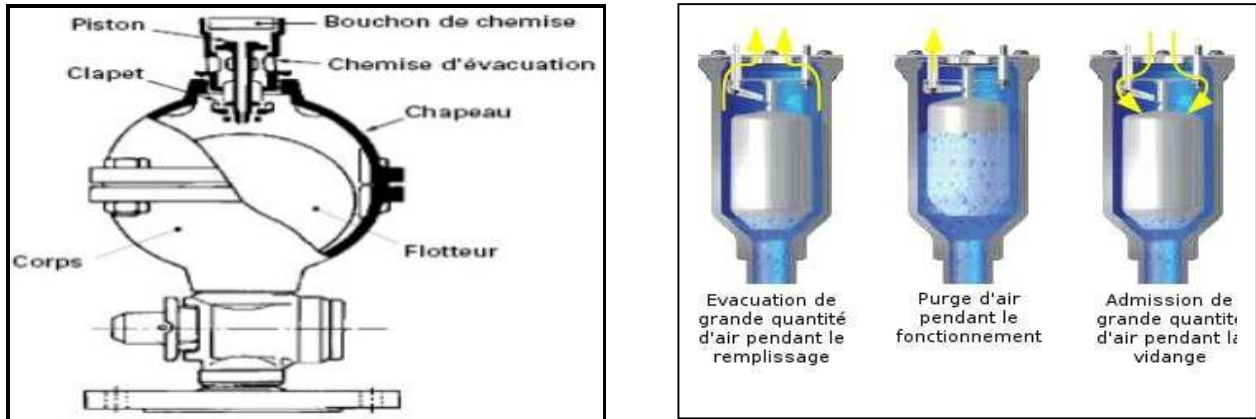


Figure VI. 6 : Ventouses

VI.5.5. Cheminée d'équilibre

La cheminée d'équilibre permet de maintenir la pression peut variable en un point de la conduite. Le réservoir absorbe l'eau en cas de la surpression pour effacer une onde positive et fournit l'eau lors de la dépression pour effacer une onde négative

$$\text{Volume mis en œuvre} = S.L.V_0^2 / 2g.\Delta H$$

S : section de la conduite

L : longueur de la conduite La cheminée d'équilibre est une solution contre le coup de bélier proposée sur les installations de fort débit (Figure. VI.7).

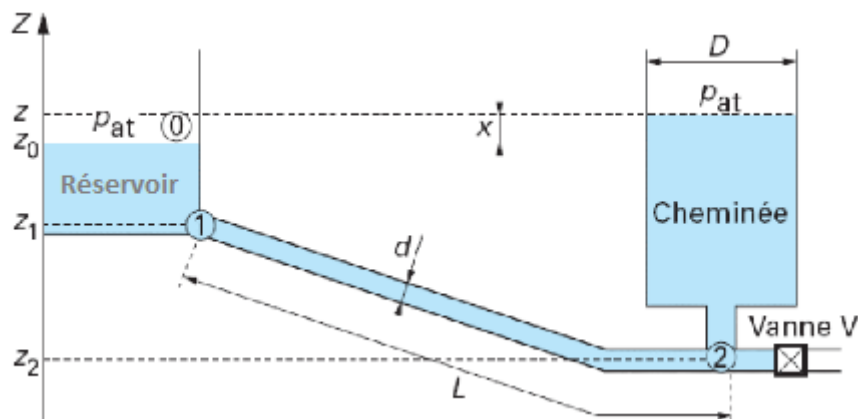


Figure VI. 7 : Cheminée d'équilibre

VI .6. Principe

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction de la pompe peut être assurée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordée au refoulement, immédiatement à l'aval du clapet Cette capacité contient de l'eau et de l'air, en marche normale la pression de cet air équilibre la pression dans la conduite

au point considéré. A la disjonction, le clapet se ferme puisque la pompe ne fournit plus de pression une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. En effet, à ce moment la pression de l'air dans la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite, au réservoir. Après diminution progressive, puis annulation de sa vitesse, l'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans la cloche, augmentant la pression dans la conduite de refoulement. La dissipation de l'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci au travers d'un organe d'étranglement qui est disposé à la base de la cloche. Ce dispositif est excessivement simple et protégera l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions.

VI.7. Etude du coup de bélier (Station de reprise – Réservoirs (2x 200m³))

Caractéristique de la conduite (Conduite en PEHD)

- Longueur : 2435 m (SR-Réservoir)
- Diamètre : 0,09 m
- Section : 0,0064 m²
- Volume : 15,49 m³
- Débit : 0,00693 m³/s
- Vitesse : 1,09 m²/s
- Hauteur géométrique entre le réservoir d'air et le réservoir d'eau : 87,5 m
- Conduite en PEHD
- Pression atmosphérique : Pa = 10 m = 1 bar.

VI.7.1 Calcul de la vitesse de la propagation de l'onde (Célérité)

La célérité est calculée par la formule d'Allievi suivante

$$a = \sqrt{\frac{1}{\rho \left(\frac{1}{k} + \frac{D}{Ee} \right)}} \quad (\text{m/s})$$

Avec

- ρ : Masse volumique de l'eau = 103 Kg/m³.
- D : diamètre de la conduite.
- E : module de Young de la paroi.
- e : épaisseur de la conduite [m].
- k : coefficient dépendant de la nature du matériau de la conduite, pour la conduite en PEHD, k = 83 (Tableau VI.1).

Tableau VI.1 : Coefficient (k) dépendant de la nature du matériau de la conduite,

Coefficient de la nature du matériau de la conduite	Acier	Fonte	Amiante ciment	PVC	PEHD
K	0,50	1,00	4,40	33,00	83,00

$$\rightarrow a = \frac{9900}{\sqrt{48,3+83 \frac{0,09}{0,0104}}} = 363,94 \text{ m/s}$$

VI.7.2 Calcul des valeurs de surpression et dépression atteintes par le Coup de bélier

Les surpressions et des dépressions sont calculées par les relations suivantes

➤ **La surpression** $P_{\max} = H_g + B$

➤ **La dépression** $P_{\min} = H_g - B$

Avec

- B : valeur maximale de coup de bélier est égale à $B = \frac{aV}{g}$ (m)
- H_g : la hauteur géométrique (m)
- V : vitesse de l'eau (m/s).
- g : l'accélération (m/s^2).
- a : célérité de propagation de l'onde

$$B = \frac{363,94 * 1,09}{9,81} = 40,44 \text{ m}$$

➤ La charge statique absolue Z_0 $Z_0 = H_g + P_{\text{atm}} = 87,5 + 10 = 97,5 \text{ m}$

Au moment de retour de l'onde, la pression peut atteindre les valeurs suivantes

✓ **Cas de la surpression** $P_{\max} = H_g + B = 87,5 + 40,44 = 127,94 \approx 128 \text{ mce.}$

✓ **Cas de la dépression** $P_{\min} = H_g - B = 87,5 - 40,44 = 47,06 \approx 47 \text{ mce.}$

Les résultats des calculs des surpressions et des dépressions sont enregistrés dans (tableau VI.2)

Tableau VI.2 : Les résultats des calculs des surpressions et des dépressions

Tronçon d'adduction	Hg (m)	$B = \frac{aV}{g}$ (m)	La charge statique absolue Z_0	La surpression (m)	La dépression (m)
STR_R200 m ³	87,5	40,44	97,5	128	47

Selon les résultats obtenus, la surpression ne sera pas maîtrisée grâce à la résistance de la conduite (pression nominale de la conduite PN10), puisque sa valeur dépasse celle-ci. En revanche, pour faire face à la dépression, on envisage habituellement l'installation d'un volant d'inertie. Cependant pour combattre la surpression et la dépression à la fois, comme dans notre cas, on prévoit un réservoir d'air vue ses avantages

- On peut l'installer près de la station de pompage ;
- Intervient à la fois à la protection contre la surpression et la dépression ;
- Facile à installer et parallèlement au sol, cela offre une meilleure résistance aux vents et aux tremblements de terre.
- Possibilité de changement en cas d'erreur sur le calcul ;
- Il est économique.
- Dimensions réduites par rapport à d'autres dispositifs comme la cheminée d'équilibre.

Comme il présente les inconvénients

- La nécessité de fournir de l'air comprimé constamment.
- La nécessité de prévoir plusieurs équipements auxiliaires qui demandent une maintenance constante et des frais élevés.

VI.7.3 Dimensionnement du réservoir d'air des réservoirs d'air

Comme étranglement à la base de la cloche, on a choisi tuyère qui fonctionnant au retour de l'eau comme un ajustage rentrant de BORDA permet théoriquement d'avoir une perte de charge plus grande au retour qu'à l'aller.

Pour le calcul du réservoir d'air, il existe deux méthodes de calcul

- ✓ Méthode simplifiée
- ✓ Méthode normale de Bergeron.

On adopte la méthode simplifiée qui nous aide à avoir une approximation sur le volume d'air et facilite les calculs. Tandis que la deuxième méthode exige une bonne précision sur le calcul, mais nécessitera quelques tâtonnements, pour cette raison qu'on adopte la 1^{ère} Méthode.

✓ **Méthode simplifiée**

✓ **Principe de la méthode**

On utilise la méthode de M. VIBERT, C'est une méthode graphique simplifiée.

VIBERT a donné une expression relativement simple qui permet d'avoir le volume U_0 de l'air contenu dans la cloche sous un régime de marche à la vitesse V_0 . Les caractéristiques de l'air dans le réservoir d'air en marche normale sont Z_0 et U_0 (Figure.V.8).

Z_0 est la pression absolue ou la charge statique absolue exprimée en mètres d'eau. Si on néglige la hauteur de l'eau dans le réservoir d'air au-dessus de l'axe de la conduite, la pression absolue Z_0 est telle que

$$Z_0 = H_g + 10 \quad (1)$$

Où

H_g : correspond à la hauteur géométrique de refoulement.

On distingue ici deux phases

- **1ère phase** : A la fin de la dépression, l'air occupe un volume plus grand et sa pression sera donc plus faible ; ainsi la pression absolue est Z_{min} .
- **2ème phase** : A la fin de la surpression, l'air occupe un volume plus petit qu'en marche normale et sa pression sera dans ce cas Z_{max} . VIBERT a donné un abaque permettant d'avoir U_0 , et ceci en utilisant l'expression suivante

$$\frac{U_0}{L \cdot S} = \frac{h_0}{Z_0} = \frac{1}{f\left(\frac{Z_{max}}{Z_0}\right)}$$

Dans laquelle, $\frac{U_0}{L \cdot S} = \frac{h_0}{Z_0}$, $f(Z/Z_0)$ se trouvent sur les trois échelles de l'abaque (Figure.V.8).

- Où :
- U_0 : Volume d'air en m^3 .
 - L : Longueur de la conduite en m.
 - S : Section de la conduite en m^2 .

$$h_0 = \frac{v_0^2}{2g}$$

Remarque :

Cet abaque permet une approche pour le dimensionnement d'un réservoir d'air. Une fois que les dimensions de ce réservoir sont connues, on effectue une étude du coup de bélier en fonction des paramètres géométriques de ce réservoir.

✓ **Etapes du calcul simplifié d'un réservoir d'air**

1. Déterminer la valeur maximale du coup de bélier.
2. Déterminer la pression au moment du retour de l'onde (Valeur max du coup de bélier + H_g).
3. Comparer la valeur obtenue ci-dessus avec la pression admissible dans la conduite (P_{adm}).

4. Calculer la valeur de Z_0 : $Z_0 = H_g + 10$ (Pression absolue).
5. Calculer la valeur de Z_{max} : $Z_{max} = P_{adm} + 10$ (Pression absolue).
6. Calculer Z_{max} / Z_0 .
7. Calculer la valeur de h_0
8. Calculer h_0 / Z_0 .
9. Lire sur l'abaque de Vibert les valeurs de (U_0/LS) et (Z_{min}/Z_0) en utilisant respectivement les valeurs de Z_{max} / Z_0 et h_0 / Z_0 .
10. Déduire la valeur de U_0 .
11. Déduire la valeur de U_{max} tout en sachant que : $U_0 Z_0 = U_{max} Z_{min}$.
12. Calculer la pression restante définie par : $Z_{min} - 10$
13. Déterminer la dépression qui est égale à : $H_g - \text{Pression restante}$

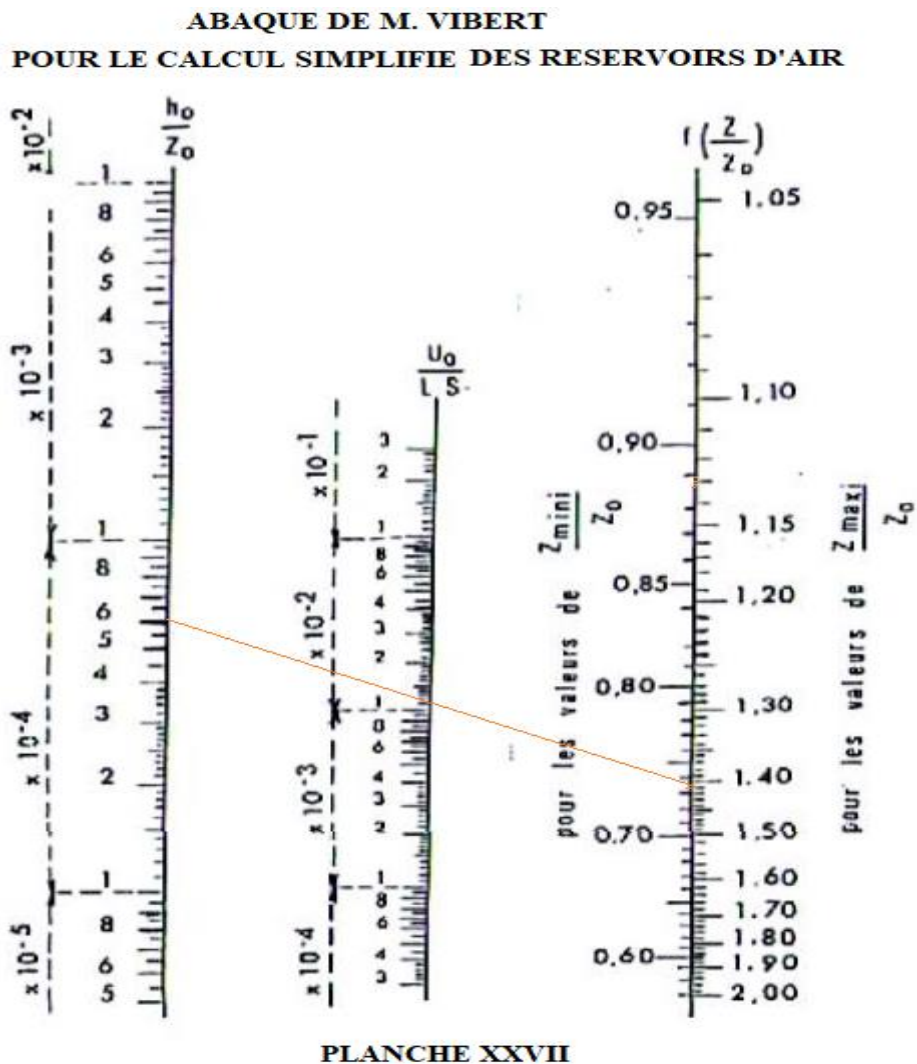


Figure.V.8 : Abaque de Vibert

✓ Accessoires du réservoir d'air

La méthode de VIBERT risque de donner des volumes très importants du réservoir. L'installation d'un réservoir anti-bélier sur le refoulement sans dispositif de freinage d'écoulement entraîne une suite d'oscillations ; le seul facteur d'amortissement est la perte d'énergie. Il sera donc nécessaire de disposer à la base du réservoir d'air un étranglement qui amortira rapidement ces oscillations.

On peut utiliser comme étranglement, soit une tuyère (Figure V.9) ou un clapet à battant percé (Figure V.10) ou encore un diaphragme.

Un robinet vanne est utile pour isoler le réservoir d'air de la conduite en cas de besoin (Figures V.11 et V.12). Un clapet anti-retour est également utilisé afin de protéger la pompe en cas de retour d'eau (Figure V.13).

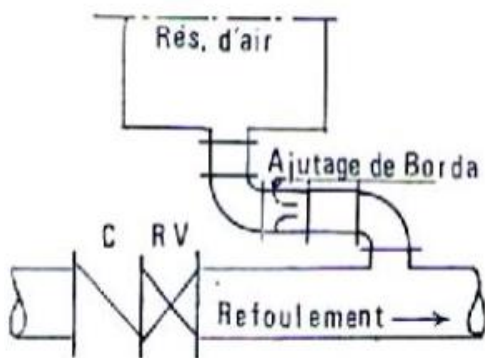


Fig.V.9 : Etranglement au moyen d'une tuyère

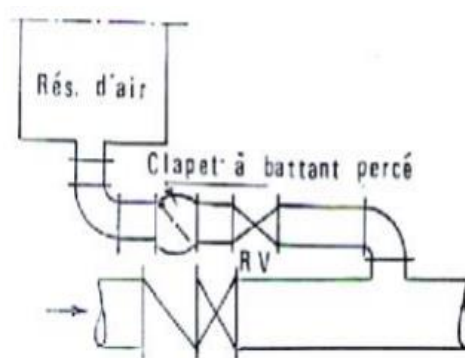


Fig.V.10 : Etranglement au moyen d'un battant percé



Fig.V.11 : Robinet Vanne papillon.

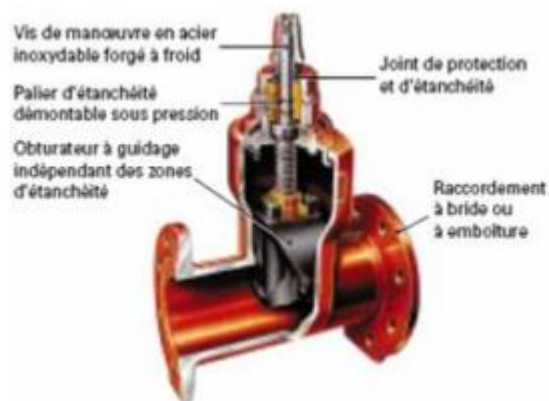


Fig.V.12 : Robinet Vanne à opercule



Fig.V.13 : Clapet anti-retour

✓ **Application de la méthode et calcul du volume de réservoir d'air**

Au moment du retour de l'onde, la pression peut atteindre

$$87,5 + 40,44 = 127,94 \text{ m} = 128 \text{ m d'eau soit 13 bars environ.}$$

Le calcul du réservoir s'effectuera comme suit

$$z_0 = H_g + P_a = 87,5 + 10 = 97,5 \text{ m}$$

z_0 : pression normale initiale ,

P_a : pression atmosphérique

➤ La pression maximale $z_{\max} = z + P_a = 128 + 10 = 138 \text{ m d'eau}$

$$\frac{z_{\max}}{z_0} = 1,41 \quad \text{Premier point de la droite}$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = \frac{1,09^2}{2 \cdot 9,81} = 0,061 \text{ m}$$

$$\frac{h_0}{z_0} = 0,00063 \quad \text{Deuxième point de la droite}$$

Sur l'abaque (Figure.V.8), les alignements 1,41 lu sur l'échelle $\frac{z_{\max}}{z_0}$ et 0.00063 lu sur l'échelle

$\frac{h_0}{z_0}$ donnent

$$\frac{U_0}{L \cdot S} = 1,2 \times 10^{-2}$$

$$\frac{z_{\min}}{z_0} = 0,73$$

Comme $LS = 15,49 \text{ m}^3$

$$U_0 = 1,2 \cdot 10^{-2} \cdot 15,49 = 0,186 \text{ m}^3 \text{ ou 186 litres.}$$

$$z_{\min} = 97,5 \cdot 0,73 = 71,2 \text{ m}$$

Calcul le volume maximal dans le réservoir

$$U_{\max} = \frac{U_0 \cdot z_0}{z_{\min}} = 255 \text{ L}$$

Calcul de la pression restante $z_{\min} - 10 = 71,2 - 10 = 61,2 \text{ m}$

La dépression : $H_g - \text{pression restante} = 87,5 - 61,2 = 26,30 \text{ m}$

Les résultats des calculs des volumes d'air pour les anti-béliers (réservoirs d'air) sont enregistrés dans tableau (VI. 3).

Tableau VI. 3 : Les résultats des calculs des volumes d'air pour les anti-béliers

Tronçon d'adduction	Hg (m)	B (m)	Z ₀ (m)	Z _{max} (m)	$\frac{h_0}{Z_0}$ (m)	$\frac{Z_{max}}{Z_0}$ (m)	U ₀ /L. S (Abaque)	U ₀ (litre)	U _{max} (litre)	Volume du réservoir (litre)
SR_R200 m ³	87,5	40,44	97,5	138	0.00064	1,41	0.012	186	255	300

Remarque Les volumes des réservoirs d'air (anti-béliers) sont choisis du modèle Figure (IV.14)

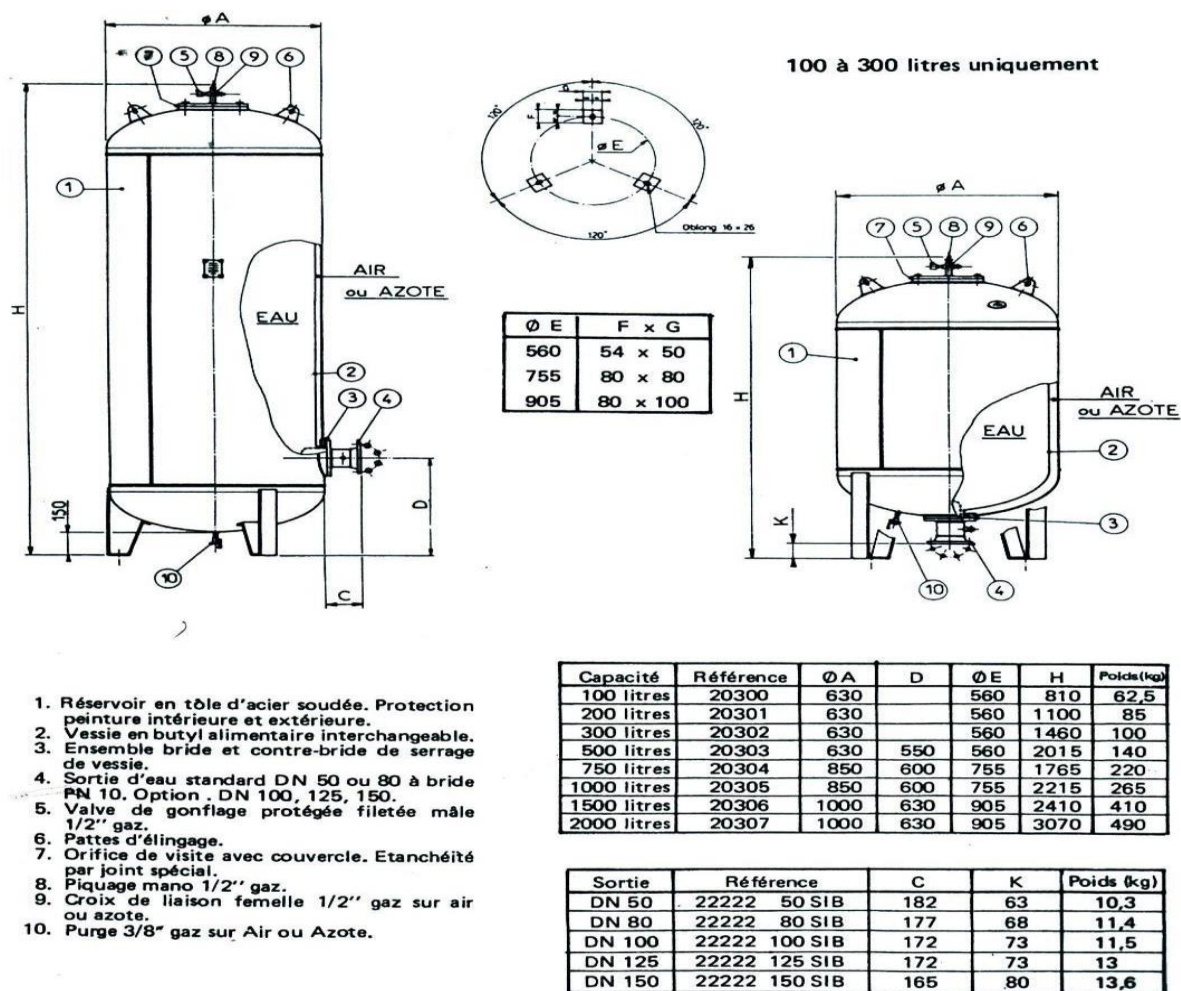


Figure VI.14 : Le modèle de réservoir d'air (anti-bélier)

VI.8. Conclusion

La conduite d'adduction est sécurisée contre le coup de bélier grâce au réservoir d'air, qui assure une double fonction la protection contre la surpression ainsi que contre la dépression.

Conclusion générale

Conclusion générale

L'alimentation en eau potable des agglomérations repose sur une étude approfondie des besoins globaux en eau, permettant de déterminer les différentes composantes du réseau et d'assurer un dimensionnement optimal des ouvrages pour garantir l'efficacité et la durabilité.

Dans ce cadre, une étude a été réalisée pour le projet d'alimentation en eau potable de L'agglomération de GUEREF, située dans la commune de Hamma Bouziane, relevant de la daïra de Hamma Bouziane, wilaya de Constantine, avec un horizon de planification fixé à l'année 2049, où la population est estimée à environ 1607 habitants. L'estimation des besoins futurs en eau a permis de conclure à une demande quotidienne de l'ordre de 460,713 m³/j.

Le réseau de distribution proposé est de type ramifié, constitué de conduites en PEHD, modélisé à l'aide du logiciel EPANET pour analyser le comportement hydraulique du système. L'étude a montré que les capacités de stockage actuelles sont insuffisantes à l'horizon 2049, ce qui a conduit à proposer la réalisation d'un nouveau réservoir de 200 m³, en complément de l'existant de même capacité, afin de satisfaire la demande journalière en eau potable.

Concernant d'adduction des eaux, le diamètre de la conduite a été choisi de manière à concilier l'économie et performance hydraulique, tout en respectant les vitesses admissibles.

Le choix de pompe a été effectué à l'aide du logiciel en ligne (Catalogue – Série Caprari).

Enfin, pour protéger le réseau contre le coup de bélier, un réservoir d'air a été prévu, qui joue un rôle à double fonction par l'assurance à la fois de la protection contre la surpression et la dépression, en garantissant ainsi la fiabilité et la pérennité du système.

Références bibliographiques

Référence bibliographique

- (1). Tutiempo Network. (2024). Données climatiques de la station de Constantine. Consulté sur <https://www.tutiempo.net>.
- (2). Office National de la Météorologie Algérienne. (2024). Bulletins et analyses climatiques annuelles. Consulté sur <https://www.meteo.dz>
- (3). Direction de la Planification et des Statistiques de la Wilaya de Constantine (DPS), Estimation de la population de la commune de Hamma Bouziane pour l'année 2023, Rapport interne, 2023.
- (4). El-Nasr (Journal quotidien régional), Article intitulé « Manque d'infrastructures et conditions de vie difficiles à Hamma Bouziane », publié le 12 janvier 2021.
Et Office National des Statistiques (ONS), Résultats du Recensement Général de la Population et de l'Habitat (RGPH), Algérie, éditions 2008 et 2018.
- (5). APS – Algérie Presse Service, Communiqué « L'usine de ciment de Hamma Bouziane comme moteur d'emploi local », publié en juin 2021.
- (6). Institut National de Cartographie et de Télédétection (INCT), Carte topographique de la région de Constantine au 150 000, édition 2016. Institut National de Cartographie et de Télédétection (INCT), Cartes topographiques et géographiques de la commune de Hamma Bouziane – Constantine, INCT, Alger, 2016. Disponible sur <http://www.inct.mdn.dz>
- (7). Gherabi, A. et al. (2020). Caractéristiques géographiques et hydrologiques de la wilaya de Constantine. Revue Algérienne de Géographie. Références climatiques, géographiques et topographiques (région de Constantine).
- (8). ANRH (2023). Rapport hydrologique sur le bassin de l'Oued Rhumel, Wilaya de Constantine, Agence Nationale des Ressources Hydrauliques, et INRH (2022). Étude sur le réseau hydrographique et les nappes phréatiques du nord-est algérien, Institut National des Ressources Hydrauliques.
- (9). Dupont. A, hydraulique urbaine, tome II, ouvrage de transport, élévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, Paris 484 page, 1979.

- (10). Hammou. S, alimentation en eau potable du village M'liha, commune Chelata, daïra Akbou, Université de Tizi Ouzou. Mémoire fin du cycle diplôme d'ingénieur.
- (11). A. Dupont « 1974 » hydraulique urbaine
- (12). Emberger. L, la végétation de la région méditerranéenne essai d'une classification des groupements végétaux, 1930.
- (13). Goudjil Sarah – Sadelli Hayette « 2017 », mémoire de fin d'étude « 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) »
- (14). Djebrine Issa Barka « 2006 », mémoire de fin d'étude « Alimentation en eau potable de la ville de Bouchegouf à partir des forages d'Oued-el Maiz (Guelma) »
- (15). Sadoune. A et Hamdi. D, Etude du raccordement de la station de dessalement d'eau de la mère d'Oued Sebt daïra de Cherrhell (w) Tipaza. Projet de fin d'étude, DEUA, Université Amira Bejaia, 83 pages, 2008.
- (16). Mikhail Mikhailovich Kasyanov https://fr.abcdef.wiki/wiki/Prime_Minister_of_Russia

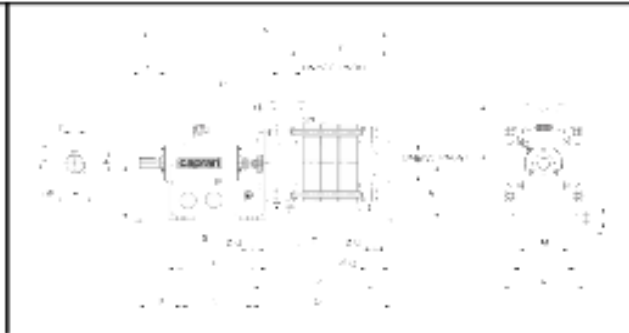
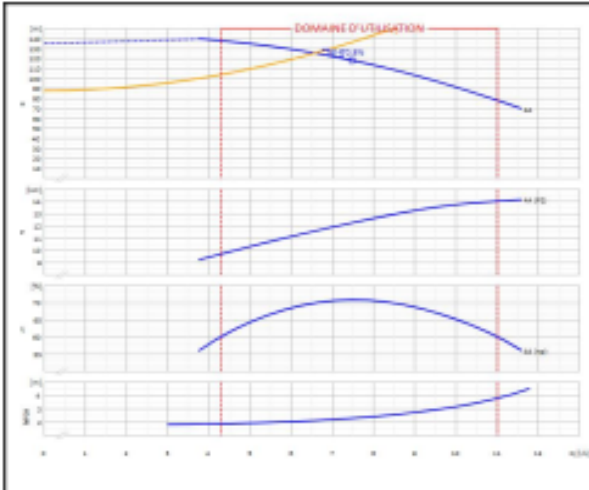
Annexe 01



FICHE TECHNIQUE



Client:		Réf.:	
Item	Quantité	Débit demandé	6,93 l/s
Type	POMPE CENTRIFUGE A AXE HORIZONTAL	Hauteur	129,13 m
		Modele	HMU40-2/4A



Dimensions (mm)							
A	596	J	40	S	G 10"	z	31
B	174	K	40	T	G 3/8"		
C	185	L	180	U	G 3/8"		
D	389	M	150	V	65		
E	300	N	n.d.	W	16		
F	255	O	175	X	65		
G	19	P	n.d.	Y	38		
H	16	Q	n.d.	Z	7		
I	160	R	245	Y	8		

CARACTÉRISTIQUES DE FONCTIONNEMENT - ISO 9906:2012				
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	η [%]	NPSH [m]

CARACTÉRISTIQUES DE CONSTRUCTION			
DN bride refoulement UNI	40	PN	40
DN bride aspiration UNI	65	PN	16
Poids total	79		Kg
Nombre d'étages	4		
Garniture pompe	Garniture à tresse		
Type d'installation	Horizontale		

LIMITES DE FONCTIONNEMENT		
Liquide pompé	Eau	
Température maxi du liquide pompé	-	
Densité maximum	1	kg/dm ³
Viscosité maximum	1	mm ² /s
Teneur max. de matières solides	20	g/m ³
Nbre max. démarrages/heure	n.d.	
Temps maximum de fonctionnement à refoulement fermé	4mn (3500 rpm) [40 °C]	

CARACTERISTIQUES DE FONCTIONNEMENT		
Débit de service	6,59	l/s
Hauteur manométrique de service	125,1	m
Qmin	4,31	l/s
Qmax	11,01	l/s
H (Q=0)	135	m
Hmax (Qmin)	137,52	m
P2 Point Travail	11,56	kW
P2max	14	kW
Rendement hydraulique pompe	69,85	%
Vitesse de rotation	2900	1/min
Sens de rotation (*)	Horale	
Nombre de pompes installées	En marche	Stand-by
	1	0

MATERIAUX POMPE	
Corps de refoulement	Fonte grise
Palier aspiration	Fonte grise
Roue	Acier Inox
Arbre de pompe	Acier Inox
Presse-étoupe	
Bride roulement	Fonte grise
Diffuseur	Fonte grise
Chemise	Fonte grise
Support à baty	Fonte grise
Entretolse arbre	Acier Inox
Garniture à tresse	HT Composite
Coussinet	n.d.
Bague d'étanchéité	Caoutchouc
Bague d'étanchéité	Caoutchouc
Goujon fileté presse-étoupe	Acier Inox
Vis et écrous	Acier Inox

Remarques:	(*) Vue côté joint moteur
OFFRE No.	Pos.
	Date
	08/08/2025

