الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"
ⵜⴰⵙⴷⴰⵡⵜ ⵜⴰⵖⵍⴰⵢⵜ ⵏ ⵜⵉⵣⵔⴼⵜ ⵏ ⵜⵣⵔⴼⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

Etude d'Alimentation en Eau Potable Des Deux Villages (Allaghen et Tasserguent) De La Commune De Tazmalt (W. BEJAIA)

Présenté par :

IGHIL HANOUT Sofiane

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
DJOUDAR/HALLAL Dahbia	M.C.A	Présidente
TOUAHIR Sabah	M.A.A	Examinatrice
BOUNNAH Younes	M.A.A	Examinateur
DERNOUNI Youcef	M.A.A	Examinateur
BARA Idris	Doctorant	Promoteur

Session septembre 2024

Dédicace

Je dédie ce travail à mes parents, Arabe et Fatma, dont le soutien indéfectible et l'encouragement constant ont été une source inépuisable de force tout au long de mon parcours académique. Leur amour et leur foi en moi ont été les piliers de ma réussite.

À ma fiancée Lynda, qui m'a soutenu inconditionnellement à chaque étape. Sa présence apaisante et sa compréhension profonde ont été un véritable ancrage. Son amitié précieuse est un trésor inestimable dans ma vie, et je suis immensément reconnaissant de l'avoir à mes côtés.

À ma famille, pour leur soutien inestimable, leur amour inconditionnel, et leur fierté sincère dans mes réalisations. Ils ont été mon refuge et ma source d'inspiration, et je leur dois une grande partie de ce succès.

À mes amis de l'ENSH, avec qui j'ai partagé des moments inoubliables qui ont non seulement enrichi mon expérience universitaire, mais aussi forgé des souvenirs qui resteront gravés dans ma mémoire. Leur camaraderie et leur esprit d'équipe ont rendu ces années d'études bien plus agréables et formatrices.

Enfin, à toutes les personnes chères et proches qui m'ont soutenu, que ce soit par un mot d'encouragement, une oreille attentive, ou une aide précieuse, votre contribution a été essentielle à cette réussite. Vous avez tous joué un rôle clé dans ce parcours, et je vous en serai éternellement reconnaissant.

Remerciement

Tout d'abord, je tiens à exprimer ma profonde gratitude envers Dieu pour sa bénédiction tout au long de ce projet.

Je souhaite également remercier toutes les personnes qui ont contribué à la réalisation de ce travail, en particulier Monsieur ***I.BARA****, mon promoteur, pour la confiance qu'il m'a toujours témoignée, ainsi que pour ses conseils avisés et sa patience précieuse tout au long de mon parcours.*

Je remercie aussi tous mes professeurs, dont le partage de connaissances et l'expertise ont été essentiels à ma formation et à l'élaboration de ce mémoire.

Je suis également reconnaissant envers Monsieur ***R.OULEBSIR*** *pour sa disponibilité et son aide lors des moments difficiles que j'ai rencontrés.*

Je tiens à exprimer ma gratitude aux membres du jury qui ont accepté d'évaluer mon travail et dont les retours seront précieux pour mon avenir. Leur intérêt pour mon projet et leurs suggestions enrichissantes sont très appréciés et m'apportent un soutien précieux.

Enfin, je souhaite exprimer ma sincère gratitude à tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

ملخص

تواجه بلدية تازمالت في ولاية بجاية تحديات كبيرة في تزويد السكان بالمياه الصالحة للشرب، نتيجة للنمو السكاني المتزايد وارتفاع الطلب على الموارد المائية. وفي هذا السياق، تتطلب قريتا ألاغن وتاسرغنت تطوير نظام تزويد مياه بصفة دائمة، قادر على تلبية احتياجات السكان الحالية والمستقبلية. ينبغي أن يأخذ تصميم هذا النظام في الاعتبار الخصائص الجغرافية للمنطقة وتوفر الموارد المائية، مع ضمان إدارة فعالة للضغوط الهيدروليكية، خصوصاً فيما يتعلق بظاهرة المطرقة المائية.

الكلمات المفتاحية:

تزويد بالمياه الصالحة للشرب،الموارد المائية، المطرقة المائية.

Résumé

La commune de Tazmalt, située dans la wilaya de Béjaïa, rencontre des défis importants en matière d'approvisionnement en eau potable, intensifiés par la croissance démographique et l'augmentation de la demande en eau. Dans ce contexte, les villages d'Allaghen et de Tasserguent nécessitent la mise en place d'un système d’alimentation en eau potable fiable et durable, capable de répondre aux besoins actuels et futurs de leurs populations. Ce système doit être conçu en tenant compte des contraintes spécifiques de la région, telles que la topographie, la disponibilité des ressources en eau, ainsi que la gestion des surpressions hydrauliques, notamment le coup de bélier, afin de garantir la fiabilité et l'efficacité du système hydraulique.

Mots clés :

Alimentation en eau potable, ressources en eau,coup de bélier.

Abstract

The municipality of Tazmalt, located in the Béjaïa, faces significant challenges regarding the supply of drinking water, exacerbated by population growth and increasing water demand. In this context, the villages of Allaghen and Tasserguent require the establishment of a reliable and sustainable drinking water supply system that can meet the current and future needs of their populations. This system must be designed with consideration for the specific constraints of the region, such as topography, the availability of water resources, and the management of hydraulics urges, particularly water hammer, to ensure the reliability and efficiency of the hydraulic system.

Keywords:

Drinking water supply; water resources; water hammer.

Table des matières

Introduction Générale 1

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1 Introduction : 3
I.2 Situation géographique : 3
I.2.1 Présentation de la commune : 3
I.2.2 Présentation de l'aire d'étude : 4
I.3 Situation topographique : 5
I.4 Situation géologique : 5
I.5 Situation climatique : 6
I.5.1 La température : 6
I.5.2 Pluviométrie : 7
I.5.3 Le vent : 8
I.5.4 L'humidité : 9
I.6 Situation hydrographique : 10
I.7 La sismicité : 11
I.8 Situation hydraulique : 12
I.8.1 Alimentation en eau potable : 12
I.8.2 Assainissement : 14
I.9 Conclusion : 14

Chapitre II : Démographie et estimation des besoins

II.1 Introduction : 16
II.2 Estimation de la population : 16
II.2.1 Estimation de la population prévue pour l'année 2054 : 16
II.3 Catégories des besoins en eau potable à estimer : 17
II.3.1 Les besoins domestique : 17
II.3.2 Les besoins scolaires : 17
II.3.3 Les besoins sanitaires : 17
II.3.4 Les besoins publics : 17
II.3.5 Les besoins socioculturels : 17
II.3.6 Les besoins commerciaux : 17
II.4 Estimation des besoins : 18
II.4.1 Evaluation des Besoins Domestiques : 18
II.4.1.1 Choix de la norme unitaire de la consommation : 18

II.4.1.2 Rendements des réseaux : 20
II.4.1.3 Rendement de distribution : 20
II.4.1.4 Les besoins moyens journaliers : 21
II.4.2 Estimation des besoins des équipements : 22
II.4.3 Récapitulation de la consommation moyenne journalière : 24
II.5 Caractéristique de la consommation en eau : 24
II.5.1 Variation des débits journaliers : 24
II.5.1.1 Débit maximale journalière (Q_{maxj}) : 25
II.5.1.2 Débit minimale journalière (Q_{minj}) : 25
II.5.2 Variation des débits horaires : 26
II.5.2.1 Le débit moyen horaire : 26
II.5.2.2 Débit maximum horaire : 27
II.5.2.3 Débit minimum horaire : 28
II.5.2.4 Evaluation de débit horaire en fonction du nombre d'habitant : 29
II.6 Bilan ressources – besoins en eau : 34
II.7 Conclusion : 34

Chapitre III : Etude d'adduction

III.1 Introduction : 36
III.2 Types d'adduction : 36
III.2.1 Adduction gravitaire : 36
III.2.2 Adduction par refoulement : 36
III.2.3 Adduction mixte : 36
III.3 Choix du tracé : 36
III.4 Choix des matériaux de canalisation : 37
III.5 Etude des variantes : 38
III.5.1 Proposition des variantes : 38
III.5.2 Dimensionnement de l'adduction : 40
III.5.2.1 Principe de dimensionnement de l'adduction : 40
III.5.2.1.1 Cas gravitaire : 40
III.5.2.1.2 Cas refoulement : 41
III.5.3 Calcul hydraulique : 44
III.5.3.1 Dimensionnement de l'adduction par refoulement : 44
III.5.3.1.1 Débit pompé : 44
III.5.3.1.2 Diamètre économique : 45
III.5.3.1.3 Évaluation des coûts d'exploitation : 45

III.5.3.1.4 Calcul des frais d'investissement : 48
III.5.3.1.5 Bilan des coûts d'investissement et d'exploitation : 50
III.5.3.2 Dimensionnement de l'adduction gravitaire : 53
III.5.4 Interprétation et choix de variante : 54
III.6 : Conclusion : 55

Chapitre IV : Etude de pompage

IV.1 Introduction : 57
IV.2 Choix de l'emplacement de la station de reprise : 57
IV.3 Classification des pompes : 57
IV.3.1 Les pompes volumétriques : 57
IV.3.2 Les turbopompes : 58
IV.3.2.1 Classification des pompes centrifuges : 58
IV.3.2.2 La constitution d'une pompe centrifuge : 59
IV.3.2.3 Caractéristiques des pompes centrifuges : 59
IV.4 Types d'installation d'une pompe : 60
IV.4.1 Installation en charge : 60
IV.4.2 Installation en aspiration : 60
IV.5 Couplage des pompes : 60
IV.5.1 Le couplage en parallèle : 61
IV.5.2 Le couplage en série : 61
IV.6 Le choix de pompe : 62
IV.6.1 Choix du type de pompe : 62
IV.6.2 Choix du nombre de pompe : 62
IV.6.3 Les courbes caractéristiques des pompes : 64
IV.7 Le point de fonctionnement de la pompe : 66
IV.8 Equipement en amont et en aval de la pompe : 70
IV.8.1 Equipement en amont de la pompe : 70
IV.8.2 Les équipements en aval de la pompe : 72
IV.9 Le calage des pompes : 74
IV.10 Bâtiment de la station de pompage : 75
IV.10.1 Dimensionnement du Bâtiment de la station de pompage (reprise) : 76
IV.11 Conclusion : 80

Chapitre V : Etude du réseau de distribution

VI.1 Introduction : 82
VI.2 Classification des réseaux de distribution : 82
VI.2.1 Réseau ramifié : 82
VI.2.2 Réseau maillé : 83
VI.2.3 Réseau mixte : 84
VI.3 Choix de type de réseau : 84
VI.4 Le tracé du réseau de distribution : 84
VI.5 Choix du type des conduites : 85
VI.6 Paramètres du réseau de distribution : 85
VI.6.1 Le débit : 85
VI.6.2 Le choix de diamètre : 85
VI.6.3 La vitesse : 85
VI.6.4 La pression : 85
VI.7 Dimensionnement du réseau de distribution : 86
VI.7.1 Détermination des débits : 86
VI.7.1.1 Cas de pointe : 86
VI.7.1.2 Cas de pointe +incendie : 88
VI.7.2 Logiciel EPANET : 88
VI.7.2.1 Présentation : 88
VI.7.2.2 Modélisation hydraulique : 89
VI.7.3 Évaluation des paramètres hydrauliques du réseau : 90
VI.7.3.1 Cas de pointe : 90
VI.7.3.2 Cas de pointe + incendie : 94
VI.7.4 Interprétation des résultats : 99
VI.8 Les accessoires et les pièces spéciales du réseau d'AEP : 99
VI.8.1 Les robinet-vannes : 99
VI.8.2 Les clapets : 100
VI.8.3 Les ventouses : 100
VI.8.4 Les régulateurs de pression : 100
VI.8.5 Bouches et poteaux d'incendie : 100
VI.8.6 Les pièces spéciales de raccordement : 101
VI.8.6.1 Les cônes : 101
VI.8.6.2 Les coudes : 101
VI.8.6.3 Les manchons : 101

VI.8.6.4 Les tés : 102
VI.8.6.5 Les croix de jonction 102
VI.9 Conclusion : 102

Chapitre VI : Etude des ouvrages de stockage

Chapitre VI 103
VI.1 Introduction : 104
VI.2 L'utilité des réservoirs : 104
VI.3 Emplacement des réservoirs : 104
VI.4 Classification des réservoirs : 105
VI.5 Choix des réservoirs : 106
VI.6 Equipements du réservoir : 106
VI.6.1 Equipements d'intervention : 106
VI.6.2 Equipements de nettoyage : 106
VI.6.3 Equipements hydrauliques : 106
VI.6.3.1 Conduite d'arrivée : 107
VI.6.3.2 Conduite de départ : 107
VI.6.3.3 Conduite de trop plein : 108
VI.6.3.4 Conduite de vidange : 108
VI.6.3.5 Conduite by-pass : 108
VI.6.3.6 Système de matérialisation d'incendie : 109
VI.6.3.7 Vannes de sectionnement : 110
VI.7 Capacité des réservoirs : 110
VI.7.1 Méthodes de calcul : 111
VI.7.1.1 Méthode analytique : 111
VI.7.1.2 Méthode graphique : 111
VI.7.2 Détermination de la capacité des réservoirs : 112
VI.8 Détermination du volume des bâches d'eau projetées : 115
VI.8.1 Dimensionnement des bâches d'eau : 116
VI.9 Etat physique des réservoirs : 117
VI.9.1 Réservoir Allaghen : 117
VI.9.2 Réservoir Tasserguent : 118
VI.10 Les recommandations sur les réservoirs : 120
VI.11 Conclusion : 120

Chapitre VII : Pose et protection des canalisations

VII.1 Introduction : 123
VII.2 Pose de canalisation : 123
VII.2.1 Principe de pose de canalisation : 123
VII.2.2 Type de pose de canalisation : 123
VII.2.3 Stabilisation des conduites : 124
VII.3 Protection contre le coup de bélier : 125
VII.3.1 Définition : 125
VII.3.2 Les causes du coup de bélier : 126
VII.3.3 Risques et dommages dus aux coups de bélier : 126
VII.4 Moyens de protection contre le coup de bélier : 125
VII.4.1 Etude du coup de bélier : 127
VII.4.1.1 Evaluation de la célérité dans les conduites : 127
VII.4.1.2 Détermination de la valeur du coup de bélier : 129
VII.4.1.3 Calcul des valeurs maximales de surpression et de dépression dans les conduites : 129
VII.4.2 Protection des conduites contre le coup de bélier : 130
VII.5 Conclusion : 132

Chapitre VIII : Organisation du chantier, protection et sécurité de travail

Chapitre VIII 132
VIII.1 Introduction : 133
VIII.2 Organisation du chantier : 133
VIII.2.1 Définition : 133
VIII.3 Différents travaux à exécuter : 133
VIII.3.1 Les travaux liés à la mise en œuvre du (l'adduction et la distribution) : 133
VIII.3.2 Les travaux concernant la réalisation des stations : 134
VIII.3.3 Les travaux liés à la construction des bâches : 135
VIII.4 Calcul du volume des travaux : 135
VIII.4.1 Détermination du volume des travaux de l'adduction et la distribution : 135
VIII.4.1.1 Volume du décapage de la couche végétale : 135
VIII.4.1.2 Volume de déblai : 136
VIII.4.1.3 Volume du lit de sable : 137
VIII.4.1.4 Volume occupé par les conduites : 138
VIII.4.1.5 Volume du remblai de protection : 138
VIII.4.2 Détermination du volume des travaux des stations : 139

VIII.4.2.1 Volume de décapage de terre végétale : 139
VIII.4.2.2 Volume du déblai des fouilles : 140
VIII.4.2.3 Volume de béton de propreté dosé à 150 kg/m^3 sous semelles : 140
VIII.4.2.4 Volume du béton armé dosé à 350 kg/m^3 pour semelles : 141
VIII.4.2.5 Volume du béton armé dosé à 350 kg/m^3 pour demi-poteaux : 141
VIII.4.2.6 Volume de remblai des fouilles : 142
VIII.4.2.7 Volume de béton de propreté dosé à 150 kg/m^3 sous longrines : 142
VIII.4.2.8 Volume de béton armé dosé à 350 kg/m^3 pour longrines (inferieur et supérieur) : 143
VIII.4.2.9 Volume de remblai des casiers : 144
VIII.4.2.10 Volume du béton armé dosé à 350 kg/m^3 pour dalles (inf et sup) : 144
VIII.4.2.11 Volume du béton armé dosé à 350 kg/m^3 pour poteaux : 145
VIII.4.2.12 Volume de béton arme dosé à 350 kg/m^3 pour les poutrelles : 145
VIII.4.2.13 Volume Béton armé de la chape (plat forme) : 146
VIII.4.2.14 Nombre des pièces d'hourdis : 146
VIII.4.2.15 Nombre des briques : 146
VIII.4.2.16 Surface de crépissage : 148
VIII.4.2.17 Nombre de carrelage : 148
VIII.4.2.18 Surface de la peinture : 148
VIII.4.3 Détermination du volume des travaux des bâches : 148
VIII.4.3.1 La longueur extérieure du côté de la base carrée : 149
VIII.4.3.2 Le volume de décapage : 149
VIII.4.3.3 Le volume de déblai : 149
VIII.4.3.4 Le volume de béton de propreté : 149
VIII.4.3.5 Volume de béton armé : 149
VIII.4.3.6 Le volume de béton armé des parois : 150
VIII.4.3.7 Peinture époxy intérieur et extérieur : 150
VIII.5 Devis estimatif et quantitatif : 151
VIII.6 Planification des travaux : 154
VIII.6.1 Définitions des tâches et leurs durées : 154
VIII.6.1 Planification par la méthode CPM (La méthode du réseau) : 155
VIII.7 Choix des engins : 158
VIII.7.1 Une pelle hydraulique : 159
VIII.7.2 Un bulldozer : 159
VIII.7.3 Un chargeur : 160
VIII.7.4 Un compacteur : 161

VIII.7.5 Un camion malaxeur : 161
VIII.7.6 Un camion benne : 162
VIII.8 Protection et sécurité du travail : 162
VIII.8.1 Les causes des accidents de travail sur un chantier hydraulique : 162
VIII.8.1.1 Facteurs humains : 163
VIII.8.1.2 Facteurs matériels : 163
VIII.8.2 Les actions dangereuses : 163
VIII.8.3 Les mesures de prévention : 164
VIII.8.3.1 Protection individuelle : 164
VIII.8.3.2 Protection collective : 164
VIII.9 Conclusion : 165

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Répartition mensuelle de la température de Tazmalt (1991-2021)----------6
Tableau I.2 : Précipitations moyennes mensuelles de la commune de Tazmalt (1991-2021)----------7
Tableau I.3 : Les vitesses moyennes mensuelles du vent ----------8
Tableau I.4 : Variation moyennes mensuelles de l'humidité----------9
Tableau I.5 : Les caractéristiques de forage ---------- 12
Tableau I.6 : Les caractéristiques des réservoirs ---------- 12
Tableau II.1 : Perspectives de la population de la zone d'étude---------- 16
Tableau II.2 : Typologie Agglomérations / Strates de population---------- 18
Tableau II.3 : Evolution des dotations unitaires domestiques assimilés en hypothèse tendancielle -- 19
Tableau II.4 : Hypothèse Tendancielle d'évolution des rendements de distribution ---------- 20
Tableau II.5 : Les dotations nettes et brutes des différents horizons ---------- 20
Tableau II.6 : Les besoins moyens journaliers du village Allaghen ---------- 21
Tableau II.7 : Les besoins moyens journaliers de village Tasserguent ---------- 22
Tableau II.8 : Les besoins en eau des équipements ---------- 23
Tableau II.9 : Besoins en eau des équipements du village Allaghen ---------- 23
Tableau II.10 : Besoins en eau des équipements du village Tasserguent ---------- 24
Tableau II.11 : Tableau récapitulatif des besoins moyens journaliers totaux---------- 24
Tableau II.12 : Besoins maximums des différents horizons ---------- 25
Tableau II.13 : Besoins minimums des différents horizons---------- 26
Tableau II.14 : Débits moyens horaires des différents horizons---------- 26
Tableau II.15 : Les valeurs de βmax en fonction de la population---------- 27
Tableau II.16 : Consommation maximale horaire à l'horizon 2024 ---------- 27
Tableau II.17 : Consommation maximale horaire à l'horizon 2054 ---------- 28
Tableau II.18 : Les valeurs de βmax en fonction de la population---------- 28
Tableau II.19 : Consommation minimale horaire à l'horizon 2024---------- 29
Tableau II.20 : Consommation minimale horaire à l'horizon 2054---------- 29
Tableau II.21 : Débits maximums horaires du village Allaghen des différents horizons ---------- 30
Tableau II.22 : Débits maximums horaires du village Tasserguent des différents horizons---------- 32
Tableau II.23 : La consommation maximale et minimale des différents horizons ---------- 34
Tableau II.24 : Évaluation des besoins actuels et futurs par rapport au débit fourni par le forage ---- 34
Tableau III.1 : Coefficients K, m, β pour différents types de matériau---------- 41
Tableau III.2 : Les débits pompés des différents tronçons de la variante N°01 ---------- 44
Tableau III.3 : Les débits pompés des différents tronçons de la variante N°02---------- 45
Tableau III.4 : Les diamètres économiques calculés des différents tronçons de la variante N°01 ---- 45
Tableau III.5 : Les diamètres économiques calculés des différents tronçons de la variante N°02 ---- 45
Tableau III.6 : la variation de la Hmt en fonction de diamètre du tronçon(Forage Allaghen – Réservoir Allaghen) ---------- 46
Tableau III.7 : Variation des frais d'exploitation en fonction de diamètre du tronçon(Forage Allaghen – Réservoir Allaghen) ---------- 46
Tableau III.8 : la variation de la HMT en fonction de diamètre du tronçon (SP – Reservoir Tasserguent)---------- 46
Tableau III.9 : Variation des frais d'exploitation en fonction de diamètre du tronçon (SP – Reservoir Tasserguent)---------- 47

Tableau III.10 : la variation de la HMT en fonction de diamètre du tronçon (SP – SR)---------- 47
Tableau III.11: Variation des frais d'exploitation en fonction de diamètre du tronçon (SP – SR)----- 47
Tableau III.12 : la variation de la HMT en fonction de diamètre du tronçon(SR-Réservoir Tasserguent)---------- 48
Tableau III.13 : Variation des frais d'exploitation en fonction de diamètre du tronçon(SR-Réservoir Tasserguent)---------- 48
Tableau III.14 : Variation des frais d'investissement en fonction de diamètre du tronçon(Forage Allaghen – Réservoir Allaghen) ---------- 48
Tableau III.15 : Variation des frais d'investissement en fonction de diamètre du tronçon(SP-Réservoir Tasserguent)---------- 49
Tableau III.16 : Variation des frais d'investissement en fonction de diamètre du tronçon (SP – SR) 49
Tableau III.17 : Variation des frais d'investissement en fonction de diamètre du tronçon (SR-Réservoir Tasserguent) ---------- 49
Tableau III.18 : Le bilan des coûts d'investissement et d'exploitation du Tronçon (Forage Allaghen – Réservoir Allaghen) ---------- 50
Tableau III.19 : Le bilan des coûts d'investissement et d'exploitation du Tronçon (SP – Réservoir Tasserguent)---------- 51
Tableau III.20 : Le bilan des coûts d'investissement et d'exploitation du Tronçon (SP – SR)------- 51
Tableau III.21 : Le bilan des coûts d'investissement et d'exploitation du Tronçon (SR – Réservoir Tasserguent)---------- 52
Tableau III.22: résultats du dimensionnement de la partie gravitaire ---------- 53
Tableau III.23 : Les frais d'investissement de la partie gravitaire ---------- 53
Tableau III.24 : Tableau récapitulatif des hauteurs manométriques des différents tronçons obtenues pour les deux variantes ---------- 54
Tableau III.25 : Le coût total des deux variantes ---------- 54
Tableau III.26 : Tableau récapitulatif des diamètres et des vitesses des différents tronçons ---------- 54
Tableau IV.1 : Caractéristiques des tronçons concernés par le pompage ---------- 62
Tableau IV.2 : les divers critères pour sélectionner le type de pompe approprié pour le forage------- 63
Tableau IV.3 : les divers critères pour sélectionner le type de pompe approprié pour SP ---------- 63
Tableau IV.4: les divers critères pour sélectionner le type de pompe approprié pour SR ---------- 63
Tableau IV.5 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (Forage – Réservoir Allaghen) 67
Tableau IV.6 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP- SR) ---------- 68
Tableau IV.7 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR – Réservoir Tasserguent)- 69
Tableau IV.8 : Les différents diamètres d'aspiration et des tubulures d'aspiration. ---------- 70
Tableau IV.9 : Les diamètres du butée pour les différentes stations ---------- 71
Tableau IV.10 : Les longueurs de convergent pour les différentes stations---------- 71
Tableau IV.11: Les longueurs de tronçon pour les différentes stations---------- 71
Tableau IV.12 : Tableau des diamètres de la tulipe d'aspiration pour les différentes stations --------- 72
Tableau IV.13 : Les différents diamètres des tubulures de refoulement---------- 72
Tableau IV.14: Les longueurs de tronçon de refoulement pour les différentes stations---------- 72
Tableau IV.15 : Tableau des longueurs de divergent pour les différentes stations---------- 73
Tableau IV.16 : Tableau des diamètres des conduites de vidange pour les différentes stations-------- 73
Tableau IV.17 : Les diamètres des vannes pour les différentes stations---------- 73
Tableau IV.18 : Les diamètres des clapets pour les différentes stations---------- 74
Tableau IV.19 : Les hauteurs admissibles d'aspiration pour les différentes stations ---------- 75
Tableau IV.20 : Tableau représente les cotes de l'axe de la pompe ---------- 75

Tableau IV.21 : Types des bâtiments des stations de pompage (reprise)---------- 76
Tableau V.1 : Les débits nodaux du réseau projeté cas de pointe pour le village Allaghen ---------- 87
Tableau V.2 : Les débits nodaux du réseau projeté cas de pointe pour le village Tasserguent--------- 88
Tableau V.3 : Résultats de la simulation pour les conduites du réseau projeté dans le cas de pointe pour le village Allaghen---------- 90
Tableau V.4 : Résultats de la simulation pour les nœuds du réseau projeté dans le cas de pointe pour le village Allaghen ---------- 91
Tableau V.5 : Résultats de la simulation pour les conduites du réseau projeté dans le cas de pointe pour le village Tasserguent ---------- 93
Tableau V.6 : Résultats de la simulation pour les nœuds du réseau projeté dans le cas de pointe pour le village Tasserguent---------- 93
Tableau V.7 : Résultats de la simulation pour les conduites du réseau projeté dans le cas (pointe + incendie) pour le village Allaghen ---------- 95
Tableau V.8 : Résultats de la simulation pour les nœuds du réseau projeté dans le cas (pointe + incendie) pour le village Allaghen ---------- 96
Tableau V.9 : Résultats de la simulation pour les conduites du réseau projeté dans le cas (pointe + incendie) pour le village Tasserguent---------- 97
Tableau V.10 : Résultats de la simulation pour les nœuds du réseau projeté dans le cas (pointe + incendie) pour le village Tasserguent---------- 98
Tableau VI.1: Calcul de la capacité du réservoir de village Allaghen----------112
Tableau VI.2: Calcul de la capacité du réservoir de village Tasserguent ----------114
Tableau VI.3 : Les caractéristiques des bâches d'eau projetées ----------116
Tableau VI.4 : Les caractéristiques de réservoir Allaghen ----------117
Tableau VI.5 : l'état physique de réservoir ----------117
Tableau VI.6: Les caractéristiques de réservoir Tasserguent. ----------118
Tableau VI.7 : l'état physique de réservoir. ----------118
Tableau VII.1 : Calcul de la célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction ----------127
Tableau VII.1 : Calcul de la célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction ----------128
Tableau VII.3 : Calcul de surpression et dépression pour chaque tronçon (refoulement) ----------129
Tableau VII.4 : Le volume du réservoir anti-bélier pour les différents tronçons de refoulement ----131
Tableau VIII.1: le volume de décapage (Adduction + distribution) ----------136
Tableau VIII.2 : le volume de déblai (Adduction + distribution) ----------137
Tableau VIII.3: le volume de sable (Adduction + distribution) ----------137
Tableau VIII.4: le volume occupé par la conduite (Adduction + distribution)----------138
Tableau VIII.5: le volume de remblai (Adduction + distribution) ----------139
Tableau VIII.6: le volume de décapage de terre végétale ----------139
Tableau VIII.7: le volume total de déblai des fouilles ----------140
Tableau VIII.8: le volume total du béton de propreté sous les semelles ----------141
Tableau VIII.9: Calcul de volume total du béton armé des semelles ----------141
Tableau VIII.10: Calcul de volume total du béton armé des demi-poteaux ----------142
Tableau VIII.11: Calcul de volume total du remblai des fouilles ----------142
Tableau VIII.12: le volume de béton de propreté sous longrines ----------143
Tableau VIII.13: le volume de béton armé pour longrines----------143
Tableau VIII.14: le volume de remblai pour les casiers ----------144
Tableau VIII.15: Calcul de volume du béton pour dalles ----------144
Tableau VIII.16: le volume total du béton armé des poteaux----------145

Tableau VIII.17: le volume de béton armé des poutrelles----------145
Tableau VIII.18: le volume de béton armé pour la chape ----------146
Tableau VIII.19: le volume de la surface totale de briques ----------147
Tableau VIII.21: Les caractéristiques des bâches d'eau projetées----------148
Tableau VIII.22 : Calcul de différents volumes des travaux pour les bâches projetées----------150
Tableau VIII.23 : Devis estimatif et quantitatif pour la réalisation des canalisations (Adduction + distribution)----------151
Tableau VIII.24 : Devis estimatif et quantitatif pour les deux stations----------152
Tableau VIII.25 : Devis estimatif et quantitatif pour les deux bâches----------153
Tableau VIII.26 : Devis estimatif et quantitatif pour les forages----------153
Tableau VIII.27 : Devis estimatif et quantitatif global ----------153
Tableau VIII.28 : Les délais de réalisation des opérations du réseau (distribution + adduction)-----154
Tableau VIII.29 : Les délais de réalisation des opérations des stations ----------154
Tableau VIII.30 : Les délais de réalisation des opérations des bâches d'eau----------155
Tableau VIII.31 : Les tâches qui précèdent et succèdent chaque opération du réseau (distribution + adduction)----------156
Tableau VIII.32 : Les tâches qui précèdent et succèdent chaque opération des stations ----------156
Tableau VIII.33 : Les tâches qui précèdent et succèdent chaque opération des bâches d'eau --------157

Liste des figures

Figure I.1 : Carte du découpage administratif de la willaya de BEJAIA ----------4
Figure I.2 : Image satellitaire de l'aire d'étude. (Source : Google Earth,2024)----------5
Figure I.3 : Carte géologique de la région qui s'étend de Tazmalt à Akbou (w.Bejaia) ----------6
Figure I.4 : Les températures moyennes mensuelles (1991-2021)----------7
Figure I.5 : Les précipitations moyennes mensuelles (1991-2021)----------8
Figure I.6 : Les vitesses moyennes mensuelles du vent ----------9
Figure I.7 : Variation moyennes mensuelles de l'humidité ---------- 10
Figure I.8 : Carte du réseau hydrographique de la w. Bejaïa ---------- 11
Figure I.9 : Carte à risque sismique de la w. Bejaïa---------- 12
Figure I.10 : passage d'une conduite d'AEP à travers un regard d'assainissement ---------- 13
Figure I.11 : Des conduites endommagés avec des fuites importantes---------- 13
Figure II.1 : Courbe d'évolution des dotations nettes ---------- 19
Figure II.2 : Le développement de la consommation moyenne journalière domestique nette et brute du village Allaghen ---------- 21
Figure II.3 : Développement de la consommation moyenne journalière domestique nette et brute du village Tasserguent---------- 22
Figure II.4 : Variation de la consommation horaire du village Allaghen en question des différents horizons ---------- 31
Figure II.5 : Cumul de la consommation horaire du village Allaghen en question des différents horizons ---------- 31
Figure II.6 : Variation de la consommation horaire du village Tasserguent en question des différents horizons ---------- 33
Figure II.7 : Cumul de la consommation horaire du village Tasserguent en question des différents horizons ---------- 33
Figure III.1 : Schéma explicatif pour la variante N°01 ---------- 39
Figure III.2 : Schéma explicatif pour la variante N°02 ---------- 39
Figure III.3 : Bilan des coûts d'investissement et d'exploitation pour le tronçon (Forage,Allaghen – Réservoir Allaghen) ---------- 50
Figure III.3 : Bilan des coûts d'investissement et d'exploitation pour le tronçon ---------- 51
Figure III.4 : Bilan des coûts d'investissement et d'exploitation pour le tronçon (SP – Réservoir Tasserguent)---------- 51
Figure III.5 : Bilan des coûts d'investissement et d'exploitation pour le tronçon (SP – SR) ---------- 52
Figure III.6 : Bilan des coûts d'investissement et d'exploitation pour le tronçon (SR – Reservoir Tasserguent)---------- 52
Figure IV.1 : Installation en charge---------- 60
Figure IV.2 : Installation en aspiration---------- 60
Figure IV.3 : Couplage de deux pompes en parallèle ---------- 61
Figure IV.4 : Couplage de deux pompes en série---------- 61
Figure IV.5 : Courbes caractéristiques de la pompe (Forage) de type E6S55/11A+MCH630--------- 64
Figure IV.6 : Courbes caractéristiques de la pompe (SP) de type HMU40-1/7E ---------- 65
Figure IV.7 : Courbes caractéristiques de la pompe (SR) de type HMU40-1/4B---------- 65
Figure IV.8 : Point de fonctionnement de la pompe du forage ---------- 67
Figure IV.9 : Point de fonctionnement de la SP ---------- 68
Figure IV.10 : Point de fonctionnement de la SR ---------- 69
Figure IV.11 : Schéma représentant les différentes hauteurs du bâtiment ---------- 76

Figure IV.12 : Schéma illustrant la vue de dessus du bâtiment---- 77
Figure V.1 : Schéma du tracé d'un réseau ramifié---- 83
Figure V.2 : Schéma du tracé d'un réseau maillé---- 83
Figure V.3 : Schéma du réseau simulé sur EPANET pour le village Allaghen (cas de pointe) -------- 90
Figure V.4 : Profil des pressions du réseau prévu pour le village Allaghen (cas de pointe)---- 92
Figure V.5 : Schéma du réseau simulé sur EPANET pour le village Tasserguent (cas de pointe)----- 92
Figure V.6 : Profil des pressions du réseau prévu pour le village Tasserguent (cas de pointe) -------- 94
Figure V.7 : Schéma du réseau simulé sur EPANET pour le village Allaghen (cas de pointe + incendie)---- 95
Figure V.8 : Profil des pressions du réseau prévu pour le village Allaghen ---- 96
Figure V.9 : Schéma du réseau simulé sur EPANET pour le village Tasserguent (cas de pointe + incendie)---- 97
Figure V.10 : Profil des pressions du réseau prévu pour le village Tasserguent(cas de pointe+ incendie)---- 98
Figure V.11 : Bouche et Poteau d'incendie----101
Figure VI.1: arrivée par le fond----107
Figure VI.2: arrivée par le bas ----107
Figure VI.3: arrivée noyée----107
Figure VI.4 : conduite de départ ----107
Figure VI.5 : Conduite trop plein----108
Figure VI.6 : Conduite de vidange ----108
Figure VI.7 : Conduite by-pass ----109
Figure VI.8 : Système à siphon ----109
Figure VI.9 : Système à deux prises----109
Figure VI.10 : Coupe transversale présentant les différents équipements d'un réservoir ----110
Figure VI.11 : Graphique représentant les courbes de l'apport et le cumul de consommation -------111
Figure VI.12 : les conduites de réservoir Allaghen.----117
Figure VI.13 : Le réservoir semi-enterré Allaghen.----118
Figure VI.13 : les conduites de réservoir Tasserguent. ----119
Figure VI.14 : le réservoir semi-enterré Tasserguent. ----119
Figure VII.1 : Pose de canalisation ordinaire. ----123
Figure VII.2: une butée pour un coude ----124
Figure VII.3: une butée pour un té ----124
Figure VII.4: une butée pour un cône----124
Figure VIII.1 : Réseau a nœud de la distribution et l'adduction ----157
Figure VIII.2 : Réseau a nœud des stations de reprise----158
Figure VIII.3 : Réseau a nœud des deux bâches d'eau ----158
Figure VIII.4 : Une pelle hydraulique----159
Figure VIII.5: Un bulldozer ----160
Figure VIII.6 : Un chargeur ----160
Figure VIII.7 : Un compacteur----161
Figure VIII.8 : Un camion malaxeur ----161
Figure VIII.9 : Un camion benne ----162
Figure VIII.10 : Equipements de protection individuelle ----164
Figure VIII.11 : Equipements de protection collective ----165

Liste des planches

Planche N°1 : Plan de l'adduction et distribution projeté

Planche N°2 : Profil en long de l’adduction par refoulement village Allaghen

Planche N°3 : Profil en long de l’adduction mixte village Thasserguent

Planche N°4 : Carnet de nœuds des villages Allaghen et Thasserguent

Introduction Générale

Introduction Générale

L'eau, ressource naturelle essentielle à la vie, est cruciale pour le développement social et économique des nations. Garantir un accès à une eau potable de qualité et en quantité suffisante est un besoin fondamental, surtout dans un contexte de croissance démographique continue et d'amélioration des conditions de vie. Cette pression démographique et socio-économique nécessite une gestion rigoureuse et durable des ressources en eau.

Cette étude porte sur les villages d'Allaghen et de Tasserguent, situés dans la commune de Tazmalt (W. Bejaïa), où le réseau d'eau actuel, vieillissant et souvent défectueux, entraîne des pénuries fréquentes. Les conduites sont largement dégradées ou mal positionnées, rendant insuffisante une simple mise à jour des études existantes. Une refonte complète du système d'approvisionnement est nécessaire, y compris l'installation d'un nouveau système d'adduction. Il est essentiel de réévaluer les besoins en eau pour les 30 prochaines années, en se basant sur des données actualisées et des méthodes de calcul modernisées. De plus, des solutions novatrices doivent être envisagées pour améliorer et moderniser le réseau de distribution. L'objectif est de mettre en place un système robuste et durable, capable de répondre aux besoins futurs des habitants d'Allaghen et de Tasserguent, tout en garantissant une gestion optimisée des ressources en eau et une distribution plus efficace.

La méthodologie adoptée comprendra la collecte de données par le biais d'enquêtes et de visites de terrain pour concevoir un réseau plus efficace. La présentation sera structurée comme suit :

- Analyse géographique et contextuelle de la zone d'étude, ainsi que de la commune de Tazmalt.
- Évaluation des besoins en eau actuels et futurs des populations concernées.
- Analyse des chaînes d'adduction, incluant l'examen des conduites reliant le forage aux réservoirs, et sélection des pompes appropriées pour les stations de pompage à l'aide de logiciels spécialisés.
- Conception et dimensionnement du réseau de distribution d'eau potable pour la zone d'étude.
- Calcul des capacités de stockage nécessaires pour assurer un approvisionnement suffisant.
- Planification des méthodes de pose et des mesures de protection pour garantir la durabilité du réseau.
- Élaboration d'un plan d'organisation pour la mise en œuvre du projet, incluant une estimation des coûts et le délai de réalisation.

Chapitre I
Présentation de la zone d’étude

I.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous aborderons de manière exhaustive la présentation générale de la zone d'étude du point de vue géographique, topographique, géologique, sismique, climatologique et hydraulique. Cette analyse nous permettra de planifier de façon adéquate l'exécution des travaux, incluant des aspects tels que le choix des engins à utiliser et celui des matériaux pour les canalisations, ainsi que la prévoyance de la protection des conduites.

I.2 Situation géographique :

I.2.1 Présentation de la commune :

La commune de Tazmalt compte une population de 28944 habitants (2020), et d'une superficie de 3364 ha, nichée dans la vallée du Sahel, elle se trouve au cœur des plaines du massif du Djurdjura, à une altitude moyenne de 300 mètres. Sa position géographique la rend stratégique, à seulement 170 km au sud-est d'Alger et à environ 80 km au sud-ouest du chef-lieu de la wilaya de Béjaïa.

Elle est délimitée par :

- La commune Beni-Mellikeche au Nord ;
- La commune Boudjellil au Sud ;
- La commune AitR'zine à l'Est ;
- La commune Chorfa (w. Bouira) à l'Ouest.

La commune de Tazmalt est constituée des localités suivantes :

- Tazmalt ville ;
- Cité des martyrs ;
- Village Allaghen ;
- Village Tasserguent ;
- Village Idheriken ;
- Village Roudha ;
- Village Ikhervan ;
- Village Thinassouine Ivahlal ;
- Village Hirouche ;
- Village Mzerzour ;
- Village Ichikar.

La figure qui suit montre la situation de la commune de Tazmalt ainsi que les communes de la wilaya de Bejaïa.

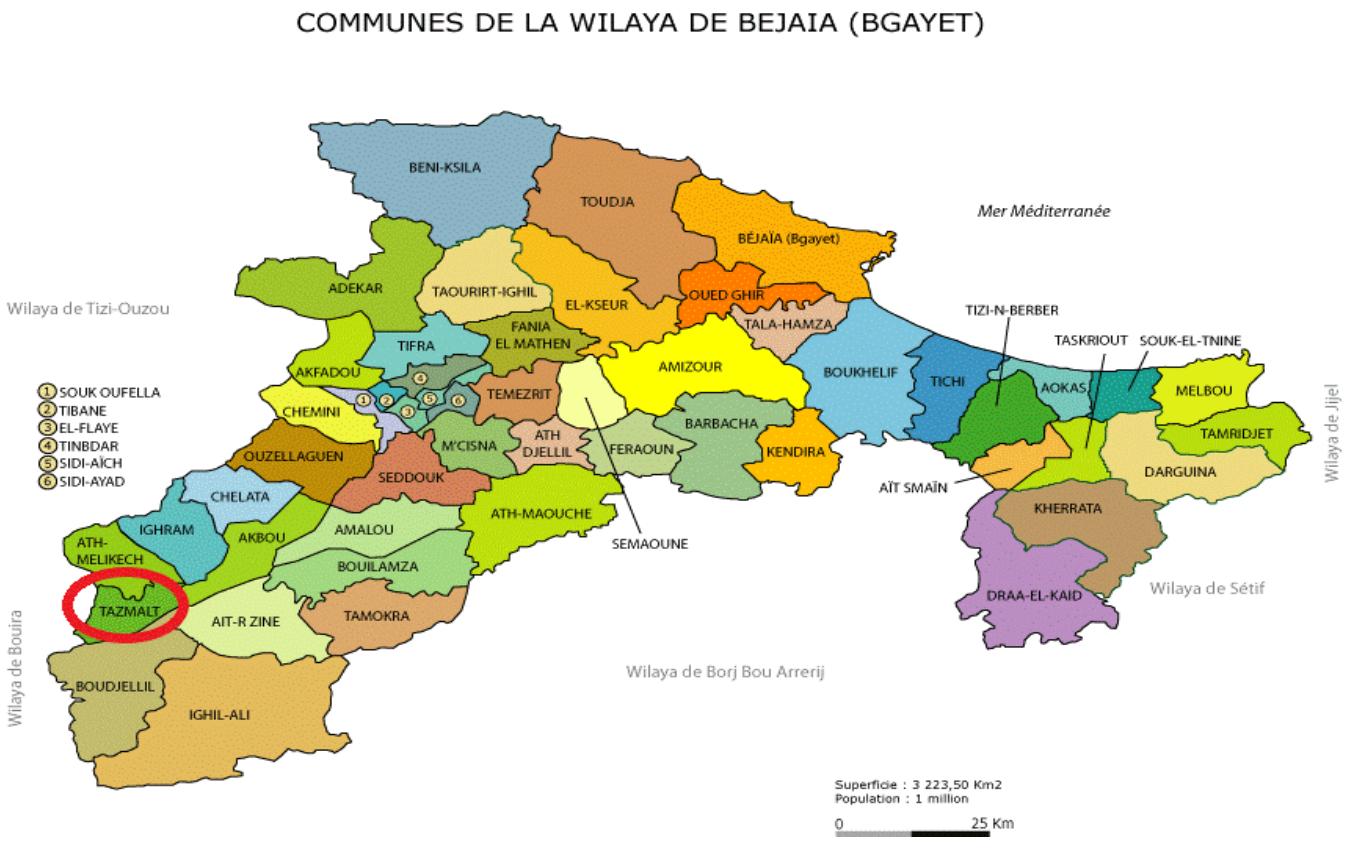


Figure I.1 : Carte du découpage administratif de la willaya de BEJAIA

(Source : https://www.okbob.net/2020/01/decoupage-administratif-de-la-wilaya-de-bejaia.html)

I.2.2 Présentation de l'aire d'étude :

La région examinée comprend deux villages, Allaghen et Tasserguent, situés à l'est du chef-lieu de la commune de Tazmalt. Ces deux villages s'étendent sur une superficie totale de 332 ha.

Elle est délimitée par :

- La commune Beni-Mellikeche au Nord ;
- La commune Boudjellil au Sud ;
- La commune AitR'zine à l'Est ;
- Le village Ikhervan à l'Ouest.

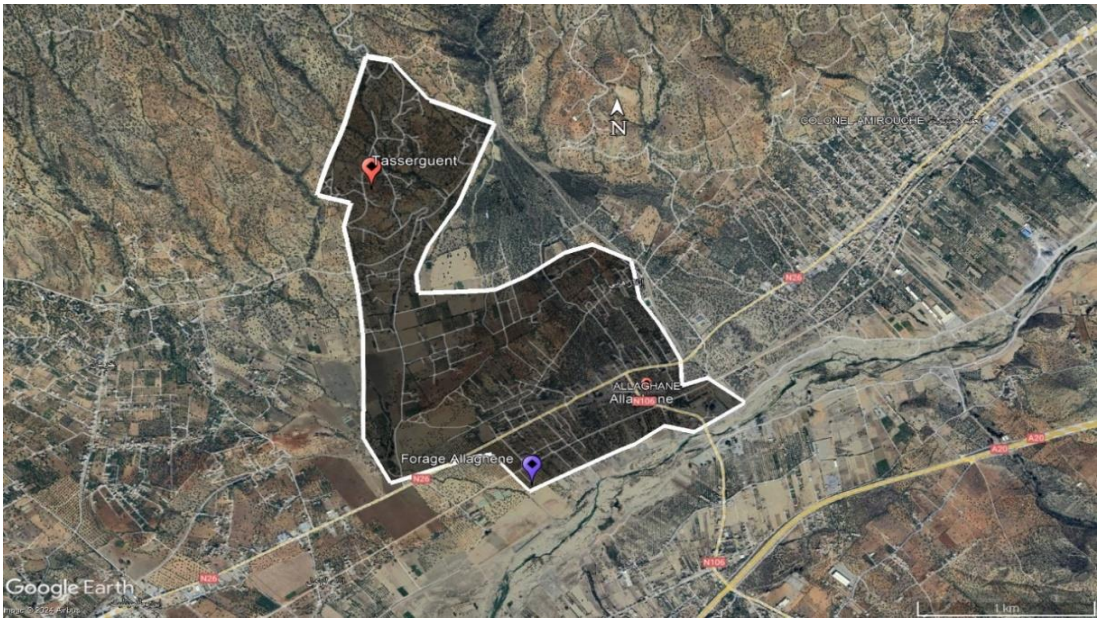


Figure I.2 : Image satellitaire de l'aire d'étude. (Source : Google Earth,2024)

I.3 Situation topographique :

La commune de Tazmalt se caractérise par deux environnements naturels distincts : la plaine de la vallée de la Soummam au sud, et une vaste zone montagneuse au nord, qui constitue le prolongement de la chaîne du Djurdjura.. Elle présente une altitude moyenne de 370 m et culmine à 530 m au-dessus du niveau de la mer. Cependant, le point le plus bas de la région se situe à une altitude de 210 m au-dessus du niveau de la mer.

I.4 Situation géologique [1]

Dans la commune de Tazmalt, une diversité de sols est observée, notamment au fond de la vallée, où dominent des sols alluvionnaires peu évolués issus des dépôts de l'oued Sahel. Ces sols, riches en nutriments, sont particulièrement fertiles, à condition que leur couche supérieure ne soit pas régulièrement érodée par les précipitations ou l'irrigation. Avec une gestion adéquate, ils peuvent soutenir une agriculture productive. Cependant, leur forte perméabilité a un impact sur les projets d'alimentation en eau potable, facilitant l'infiltration de l'eau, mais augmentant aussi le risque de pollution des nappes phréatiques. Leur sensibilité à l'érosion pourrait également compromettre la stabilité des infrastructures hydrauliques, ce qui exige des précautions lors de l'installation des réseaux de distribution. Une gestion rigoureuse est donc essentielle pour garantir la durabilité et la qualité de l'approvisionnement en eau potable.

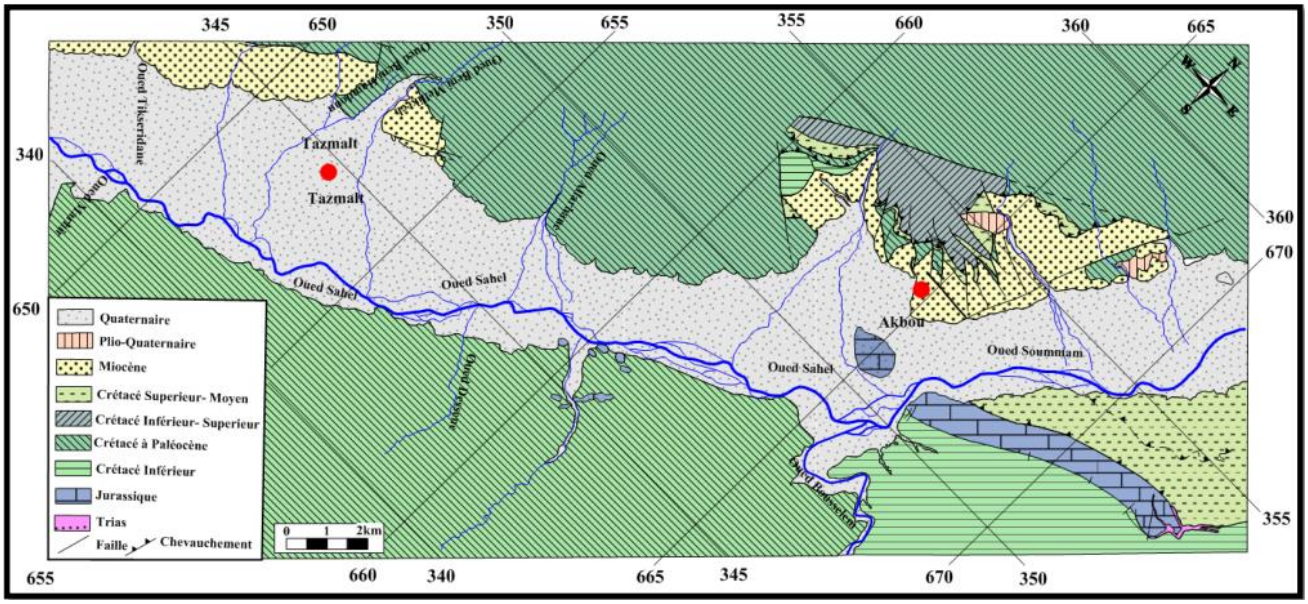


Figure I.3 : Carte géologique de la région qui s'étend de Tazmalt à Akbou (w.Bejaia)

(Source : CLINCKX C.,1973)

I.5 Situation climatique :

Le climat de la région étudiée est de type méditerranéen tempéré, se distinguant par une saison humide s'étendant de novembre à mai, et une saison sèche couvrant la période de juin à octobre.

I.5.1 La température :

La température est un facteur crucial à prendre en compte, car elle exerce une influence significative sur la viscosité de l'eau.

Les observations des températures de la commune Tazmalt (1991-2021), réalisés à la station de Bouira par l'Office National de la Météorologie, sont les plus exhaustifs et les plus réguliers.

Tableau I.1 : Répartition mensuelle de la température de Tazmalt (1991-2021)

Mois	**Sep**	**Oct**	**Nov**	**Déc**	**Jan**	**Fév**	**Mars**	**Avr**	**Mai**	**Juil**	**Juin**	**Aout**
Tmoy (°C)	21,5	17,4	10,4	6,9	6,1	6,4	10,1	13,4	17,5	26,8	22,7	26,4
Tmin (°C)	15,3	11,3	5,6	2,6	1,3	1,2	3,7	6,9	10,6	18,4	15,1	18,8
Tmax (°C)	28,6	23,8	16,2	12,5	11,7	12,4	16,2	20.1	24,2	34,8	30,5	34,4

(Source : ONM (Bouira))

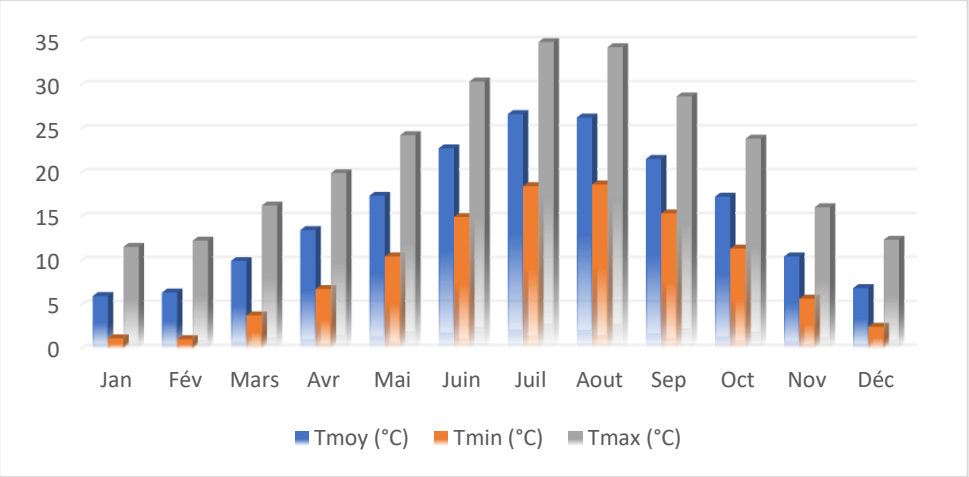


Figure I.4 : Les températures moyennes mensuelles (1991-2021)

➢ **Analyse :**

Les variations de température dans la région, avec des étés chauds (jusqu'à 34,8 °C) et des hivers froids (jusqu'à 1,2 °C), influencent plusieurs aspects du projet d'alimentation en eau potable. En été, la demande en eau augmente, nécessitant un système capable de répondre aux pics de consommation. En hiver, le risque de gel des conduites impose des mesures de protection. De plus, les équipements doivent être adaptés aux fortes chaleurs estivales, et les variations de température peuvent intensifier le coup de bélier, exigeant une gestion efficace des pressions dans les conduites.

I.5.2 Pluviométrie :

L'analyse de la répartition mensuelle des précipitations à partir des données de la station de référence révèle une répartition irrégulière des pluies. En général, les précipitations sont abondantes en automne et en hiver, atteignant leur pic en janvier, ce qui est caractéristique du climat méditerranéen. En revanche, elles deviennent presque nulles en été.

Tableau I. 2 : Précipitations moyennes mensuelles de la commune de Tazmalt (1991-2021)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
P(mm)	30,4	41,2	61,8	75,9	78,3	68,7	60,2	56,3	42,6	14,2	4,7	11,2

(Source : ONM (Bouira))

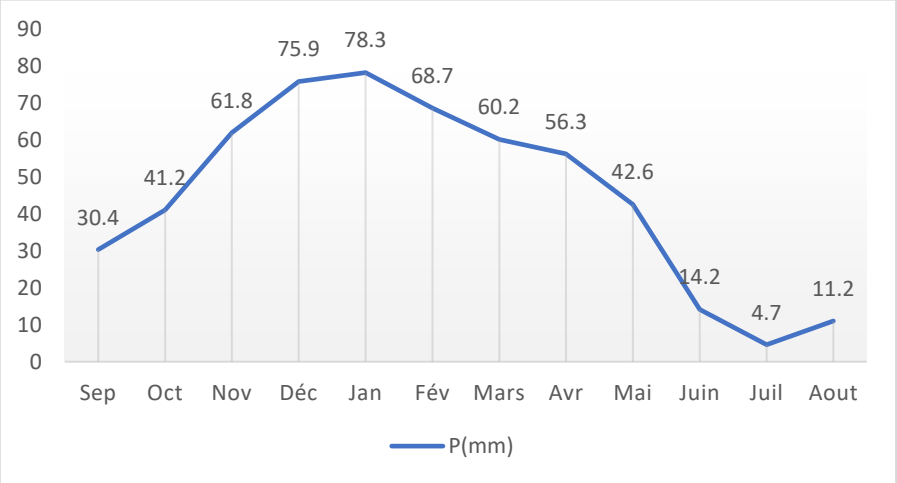


Figure I.5 : Les précipitations moyennes mensuelles (1991-2021)

➢ **Analyse :**

Les données pluviométriques à Tazmalt mettent en évidence une forte saisonnalité, avec des précipitations élevées en hiver et une sécheresse marquée durant l'été. Cette irrégularité constitue un défi pour l'alimentation en eau potable, nécessitant une gestion proactive des ressources hydriques. Les mois secs, caractérisés par des niveaux de précipitations très bas, exigent des stratégies de stockage et de conservation de l'eau pour garantir un approvisionnement suffisant. Ainsi, la conception d'un système d'alimentation en eau pour les villages d'Allaghen et de Tasserguent doit tenir compte de cette variabilité climatique pour assurer la durabilité et la résilience du réseau, tout en répondant aux besoins des populations.

I.5.3 Le vent :

Les valeurs moyennes mensuelles de la vitesse du vent sont indiquées dans le tableau suivant :

Tableau I.3 : Les vitesses moyennes mensuelles du vent

Mois	**Jan**	**Fév**	**Mars**	**Avr**	**Mai**	**Juin**	**Juil**	**Aout**	**Sep**	**Oct**	**Nov**	**Déc**
V(m/s)	2.66	2.79	3.64	3.11	2.84	2.52	2.67	2.81	3.14	2.74	3.36	3.5

(Source : https://power.larc.nasa.gov/data-access-viewer/)

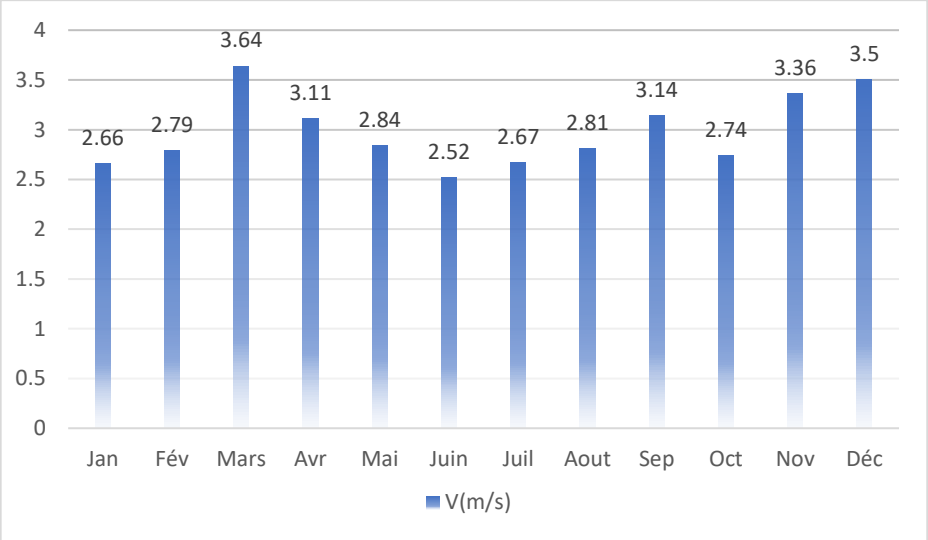


Figure I.6 : Les vitesses moyennes mensuelles du vent

- **Analyse :**

L'impact du vent sur le projet d'alimentation en eau potable dans la région de Tazmalt soulève plusieurs enjeux importants. Les vitesses de vent, particulièrement élevées en mars et novembre, peuvent augmenter le taux d'évaporation des réservoirs, réduisant ainsi la disponibilité en eau. De plus, des vents forts risquent de compromettre la stabilité des infrastructures, comme les réservoirs et les conduites, entraînant des défaillances potentielles. Ces fluctuations peuvent également perturber le transport et la distribution de l'eau, rendant la gestion plus complexe. Ainsi, une analyse approfondie des effets du vent est essentielle pour anticiper ces défis et garantir un approvisionnement en eau fiable et durable pour les villages d'Allaghen et de Tasserguent.

I.5.4 L'humidité :

Les valeurs moyennes de l'humidité de la région est indiqué dans le tableau suivant :

Tableau I. 4 : Variation moyennes mensuelles de l'humidité

Mois	**Jan**	**Fév**	**Mars**	**Avr**	**Mai**	**Juin**	**Juil**	**Aout**	**Sep**	**Oct**	**Nov**	**Déc**
H (%)	79	78	78	75	68	52	47	44	54	58	70	73

(Source : https://power.larc.nasa.gov/data-access-viewer/)

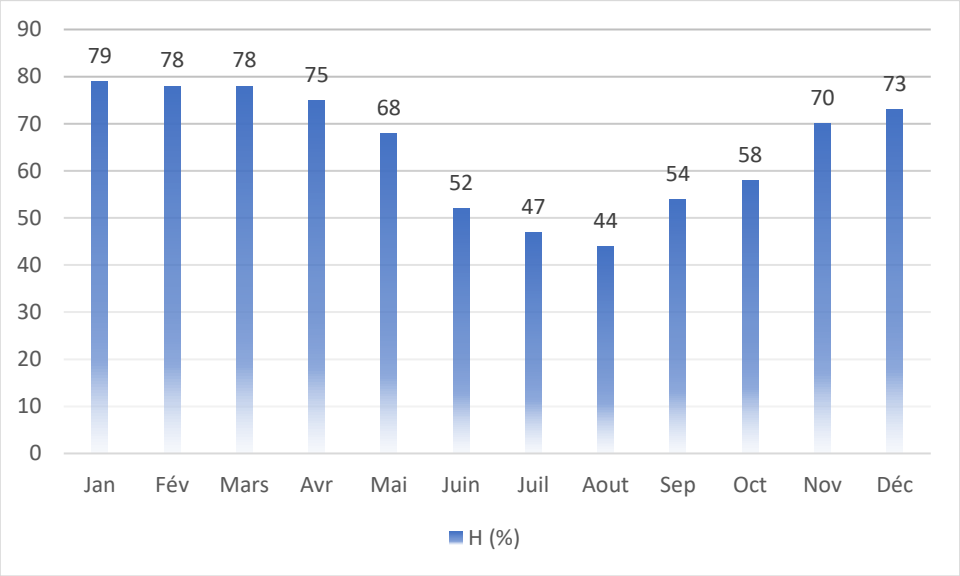


Figure I.7 : Variation moyennes mensuelles de l'humidité

Les variations mensuelles de l'humidité ont un impact significatif sur l'approvisionnement en eau potable (AEP). En janvier, avec une humidité élevée de 79 %, les ressources en eau de surface peuvent être plus abondantes, facilitant le captage et le traitement de l'eau. Cependant, à partir de juin, l'humidité chute fortement, atteignant un minimum de 44 % en août, ce qui peut entraîner une diminution des niveaux d'eau dans les rivières et les réservoirs, compliquant l'AEP. La remontée de l'humidité à partir de septembre, jusqu'à 73 % en décembre, peut signaler une recharge des aquifères et une amélioration de la disponibilité de l'eau. Ainsi, ces fluctuations saisonnières doivent être prises en compte dans la planification et la gestion des ressources en eau, afin d'assurer une fourniture adéquate tout au long de l'année, notamment en période de sécheresse.

I.6 Situation hydrographique :

Le réseau hydrographique dans la commune deTazmalt est marqué par des cours d'eau et des ruisseaux dont l'origine est attribuée au régime pluvial, ce qui explique l'irrégularité de leur débit. La partie sud de la commune bénéficie de la présence de plusieurs oueds, notamment l'Oued Sahel, l'Oued Beni-Mellikeche et Beni-Hamadoune, qui affluent vers la vallée de la Soummam.

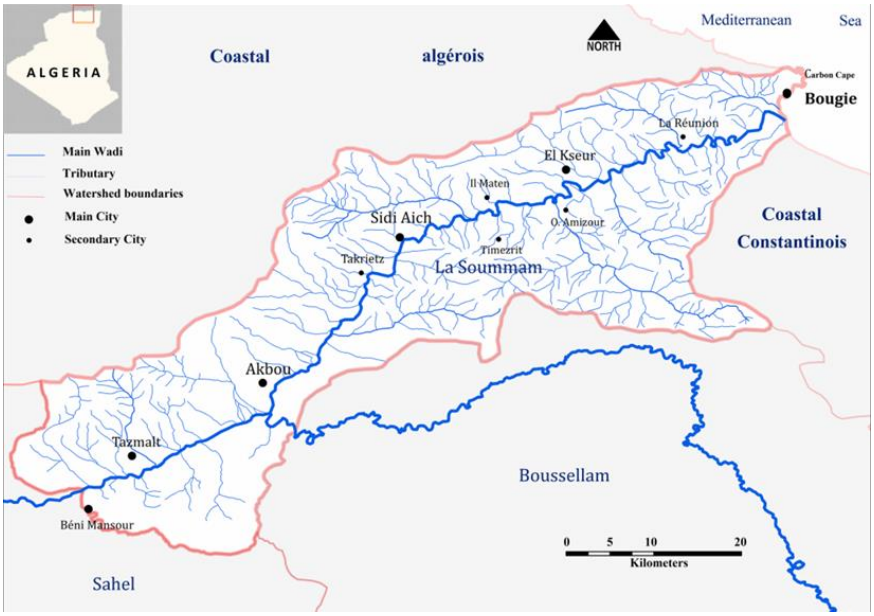


Figure I.8 : Carte du réseau hydrographique de la w. Bejaïa

(Source : https://www.researchgate.net/figure/soummam-situation_fig2_319199059?_tp=eyJjb250ZXh0Ijp7InBhZ2UiOiJwdWJsaWNhdGlvbiIsInByZXZpb3VzUGFnZSI6bnVsbH19)

I.7 La sismicité :

L'Algérie se trouve sur une frontière active de plaques où la plaque africaine et eurasienne convergent. Selon les réglementations parasismiques algériennes de 2003, le territoire est subdivisé en quatre zones sismiques :

- Zone 0 : avec une sismicité négligeable.
- Zone I : présentant une sismicité faible.
- Zone II : caractérisée par une sismicité moyenne.
- Zone III : affichant une sismicité forte.

La commune de Tazmalt est classée en zone sismique II, indiquant une sismicité moyenne. Cette caractéristique géologique a des répercussions significatives sur le réseau d'alimentation en eau potable (AEP). Les infrastructures doivent être conçues pour résister aux secousses sismiques, afin de minimiser les risques de rupture des conduites et d'autres dommages. Il est essentiel d'intégrer des normes de construction adaptées pour assurer la robustesse et la durabilité du système d'AEP, garantissant ainsi une fourniture continue et fiable d'eau potable, même en cas de séisme.

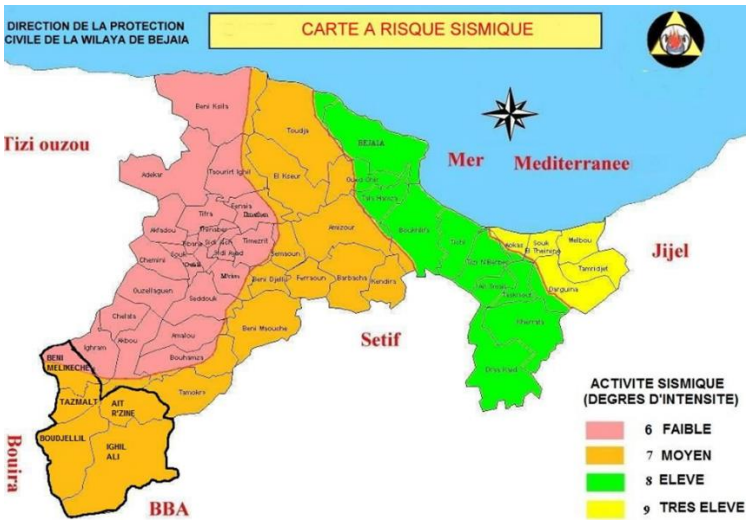


Figure I.9 : Carte à risque sismique de la w. Bejaïa

(Source : Protection Civile Bejaia)

I.8 Situation hydraulique :

I.8.1 Alimentation en eau potable :

I.8.1.1 Ressources en eaux :

Les villages Allaghen et Tasserguent seront alimentés à partir du nouveau forage d'Allaghen. Les caractéristiques de cette ressource est donnée dans le tableau suivant :

Tableau I. 5 : Les caractéristiques de forage

Forage	Débit (l/s)	Niveau statique (m)	Niveau dynamique (m)	Cote terrain naturel (m)
Allaghen	20	46	60	224,36

(Source : APC Tazmalt)

I.8.1.2 Les ouvrages de stockage :

Concernant le stockage, la zone d'étude possède deux réservoirs avec des caractéristiques données par le tableau suivant :

Tableau I. 6 : Les caractéristiques des réservoirs

Réservoir	Type	Capacité (m^3)	Cote du terrain naturel (m)
Allaghen	Semi enterré	300	270,72
Tasserguent	Semi enterré	200	455,61
Total		500	

(Source : APC Tazmalt)

I.8.1.3 L'état du système :

Le système d'alimentation en eau potable (AEP) des villages d'Allaghen et de Tasserguent rencontre des difficultés majeures. D'après le rapport d'analyse hydraulique du d'ingénierie en Hydraulique Oulebsir, le système souffre de pénuries fréquentes en raison d'un réseau vétuste, avec de nombreuses conduites endommagées ou mal positionnées, entraînant des fuites importantes et des pertes d'eau considérables. De surcroît, il existe des cas de mélange entre les eaux usées et l'eau potable, ainsi que des conduites exposées en surface. Ce réseau est constitué de différents types de conduites, notamment en fonte, en acier et en PVC. Bien que chaque village possède actuellement ses propres sources d'eau potable, elles sont insuffisantes pour couvrir les besoins de la population. Face à ces nombreuses anomalies, une rénovation complète du système est indispensable.



Figure I.10 : passage d'une conduite d'AEP à travers un regard d'assainissement
(Source : Bureau d'ingénierie en Hydraulique Oulebsir)



Figure I.11 : Des conduites endommagés avec des fuites importantes
(Source : Bureau d'ingénierie en Hydraulique Oulebsir)

I.8.2 Assainissement :

Selon les données de l’APC, le réseau d'assainissement de la municipalité de Tazmalt est classé comme unitaire, avec une longueur totale de canalisations de 50 kilomètres .

I.9 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons introduit la zone d'étude localisée dans la commune de Tazmalt, relevant de la wilaya de Bejaia. Nous avons présenté en détail les informations essentielles relatives à cette zone, notamment les aspects géographique, topographique, géologique, climatologique, sismique et hydraulique. Ces informations constituent une base essentielle pour lancer une étude approfondie sur notre projet. En nous basant sur les données disponibles concernant la région à étudier, nous aborderons dans le prochain chapitre le calcul des besoins en eau pour les deux villages de la commune Tazmalt. Cette analyse comprendra une évaluation détaillée de la consommation d'eau actuelle ainsi qu'une projection des besoins futurs.

Chapitre II
Démographie et estimation des besoins

II.1 Introduction :

Pour concevoir le réseau d'alimentation en eau potable d'une agglomération, il est nécessaire d'évaluer les besoins en eau des différents types de consommateurs. Les besoins domestiques représentent la majeure partie de cette demande. Dans ce chapitre, nous estimons la croissance démographique future de l'agglomération et calculons les besoins en eau correspondants, en prenant également en compte les équipements locaux, pour l'année 2054. Cette approche garantit le fonctionnement du système pour les 30 prochaines années.

II.2 Estimation de la population :

Selon le dernier recensement effectué dans la commune de Tazmalt en 2020, la population s'élève à 28 944 habitants, avec un taux d'accroissement de 1,2%. Dans la région étudiée, le nombre total d'habitants est de 2726 habitants, répartis comme suit : Allaghen (2 100 habitants), Tasserguent (626 habitants).

II.2.1 Estimation de la population prévue pour l'année 2054 :

En utilisant la formule suivante :

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

Tel que :

- P_n : nombre de la population après n années ;
- P_0 : nombre de la population de référence. (Source APC Tazmalt) ;
- τ : Taux d'accroissement démographique = 1.2%. (Source APC Tazmalt) ;
- n : Nombre d'années .

Tableau II.1 : Perspectives de la population de la zone d'étude

Localité	Population de référence 2020	Population actuel 2024	Population court terme 2029	Population moyen terme 2039	Population long terme 2054
Village Allaghen	2100	2203	2339	2635	3151
Village Tasserguent	626	657	698	786	940
Total	2726	2860	3037	3421	4091

II.3 Catégories des besoins en eau potable à estimer [2]

La consommation d'eau dépend du profil de chaque consommateur. Avant d'entreprendre tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire d'effectuer une analyse exhaustive des divers types de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération.. Cette étude de projet doit examiner les différentes catégories de demandes en eau, notamment :

II.3.1 Les besoins domestique :

Les besoins domestiques englobent l'usage de l'eau pour diverses activités telles que le nettoyage, la cuisine, la douche, les sanitaires, et l'arrosage des jardins des maisons. Ces exigences fluctuent en fonction du niveau socio-économique, des pratiques quotidiennes, du climat local, ainsi que de la disponibilité en eau.

II.3.2 Les besoins scolaires :

Les besoins scolaires, comprenant l'eau nécessaire et consommée par les écoles primaires, secondaires, publiques ou privées, ainsi que les centres de formation.

II.3.3 Les besoins sanitaires :

Les besoins sanitaires c-à-d, les quantités d'eau nécessaires pour lavage des mains, lavage des chambres, douche ,WC ....

II.3.4 Les besoins publics :

Les besoins publics c'est à dire, la quantité d'eau utilisé pour : le lavage des automobiles, le nettoyage des marchés et des caniveaux , hôpitaux, APC, banque …..

II.3.5 Les besoins socioculturels :

Il s'agit des besoins en eau requis par les mosquées, les centres culturels, les bibliothèques et les crèches pour répondre à leurs activités socioculturelles.

II.3.6 Les besoins commerciaux :

On entend par besoins commerciaux, les besoins en eau requis par les marchés, les centres commerciaux, cafés, les restaurants, pharmacies…….

II.4 Estimation des besoins :

II.4.1 Evaluation des Besoins Domestiques [3]

II.4.1.1 Choix de la norme unitaire de la consommation :

Dans une agglomération donnée, la demande en eau potable est principalement influencée par les conditions sanitaires et les comportements de la population.

Conformément au Plan National de l'Eau de Algérie, la quantité d'eau nécessaire pour l'alimentation d'une agglomération est souvent estimée en fonction du type de consommateur, exprimé en litres par(habitant par jour, par unité de surface végétale, par mètre cube, par tonne de production, par tête d'animal, par véhicule,… etc.

La norme de consommation dépend de plusieurs critères, notamment : le niveau de vie et le nombre de la population, le développement urbain, la disponibilité des ressources en eau, les habitudes locales, et d'autres facteurs.

Tableau II.2 : Typologie Agglomérations / Strates de population

TYPOLOGIE AGGLOMERATIONS / STRATES DE POPULATION	
DESIGNATION	**CARACTERISTIQUE**
Les métropoles à statut particulier de délégation (SPE):	Alger; Oran; Constantine; Annaba
Les métropoles:	Villes de plus de 300.000 habitants
L'urbain dit « supérieur »:	100.000 < pop. < 300.000 habitants
L'urbain:	20.000 < pop. < 100.000 habitants
Semi urbain:	5.000 < pop. < 20.000 habitants
Semi-rural:	3.000 < pop. < 5.000 habitants
Rural aggloméré:	600 (100 unités d'habitation) < pop. < 3.000 habitants
Rural éparse:	Population inférieure à 600 habitants (100 unités d'habitation).

(Source : PNE)

Voici un tableau illustrant l'évolution des dotations domestiques nette :

Tableau II.3 : Evolution des dotations unitaires domestiques assimilés en hypothèse tendancielle

Dotations unitaires domestiques et « Autres usages » assimilés en l/j/hab	**HYPOTHESE TENDANCIELLE**				
HORIZON	2010	2015	2020	2025	2030
Métropoles (SPE)	100	105	110	115	120
Métropoles	90	95	100	110	120
Urbain sup	85	85	90	100	110
Urbain	80	85	90	100	110
Semi urbain	80	80	85	90	100
Semi-rural	75	80	85	90	100
Rural aggloméré	70	75	80	85	90
DOTATION MOYENNE	82	85	90	98	107
Eparse	60	60	60	60	60

(Source : PNE)

Avec HYPOTHESE TENDANCIELLE :

Les villages Allaghen et Tasserguent sont caractérisés par une agglomération rurale et agglomérée, la dotation nette est de **90 l/j/hab** à l'horizon 2030, Pour estimer la dotation nette prévue à l'horizon 2054, nous élaborons la courbe tendancielle de notre agglomération.

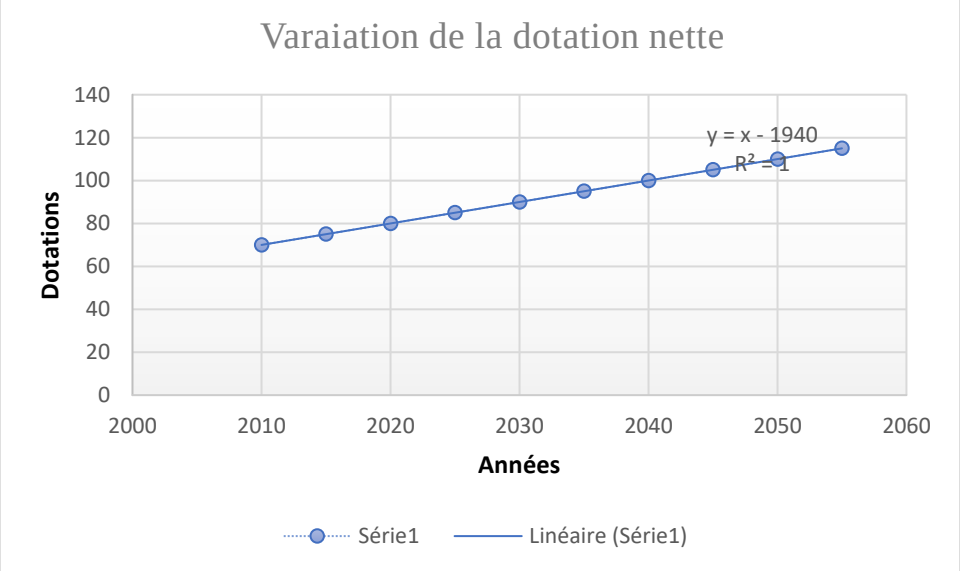


Figure II.1 : Courbe d'évolution des dotations nettes

Alors la dotation nette à l'horizon 2054 est de 114 l/j/hab.

II.4.1.2 Rendements des réseaux :

Le facteur de rendement des infrastructures hydrauliques correspond à la différence entre la quantité d'eau brute mobilisée en amont et celle effectivement livrée au consommateur final. Il intègre les pertes sur le réseau de distribution ainsi que celles liées aux ouvrages de traitement et d'adduction.

(Source : PNE)

II.4.1.3 Rendement de distribution :

Tableau II.4 : Hypothèse Tendancielle d'évolution des rendements de distribution

EVOLUTION RENDEMENT (en %)	HYPOTHESE TENDANCIELLE				
	Gestion par l'offre		Gestion par la demande		
HORIZON	2010	2015	2020	2025	2030
Métropoles	55	60	65	70	75
Urbain supérieur	55	60	65	70	75
Urbain	55	55	60	65	70
Semi urbain	55	55	60	65	70
Semi-rural	55	55	60	65	70
Rural aggloméré	50	55	60	65	70
Agglomérations chef-lieu de Wilaya	55	70	80	85	85

(Source : PNE)

On a :

$$\textbf{Dot brute = Dot nette} \times 1/\eta \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad \textbf{II.2}$$

Tableau II.5 : Les dotations nettes et brutes des différents horizons

Localité	Horizon	Actuel 2024	Court terme 2029	Moyen terme 2039	Long terme 2054
Allaghen	**Dotation nette (l/j/hab)**	84	89	99	114
	η (%)	64	69	75	80
	Dotation brute (l/j/hab)	**131**	**129**	**132**	**143**
Tasserguent	**Dotation nette (l/j/hab)**	84	89	99	114
	η (%)	64	69	75	80
	Dotation brute (l/j/hab)	**131**	**129**	**132**	**143**

II.4.1.4 Les besoins moyens journaliers :

Donnée par la formule suivante :

$$Q_{moyj} = \frac{D_i \times N_i}{1000} \text{ (m}^3\text{/j)} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ II.3}$$

Sachant que :

- Q_{moyj} : consommation moyenne journalière en m^3/j ;
- D_i : dotation journalier l/j/hab ;
- N_i : nombre d'habitants ;

Les besoins domestiques de chaque village sont presentés dans le tableau suivant :

Tableau II.6 : Les besoins moyens journaliers du village Allaghen

Horizon	Actuel 2024	Court terme 2029	Moyen terme 2039	Long terme 2054
Nombre d'habitants	2203	2339	2635	3151
Dotation nette (l/j/hab)	84	89	99	114
$Q_{moy,j}$ net (m^3/j)	**185,05**	**208,17**	**260,86**	**359,21**
Dotation brute (l/j/hab)	131	129	132	143
$Q_{moy,j}$ brut (m^3/j)	**288,59**	**301,73**	**347,82**	**450,59**

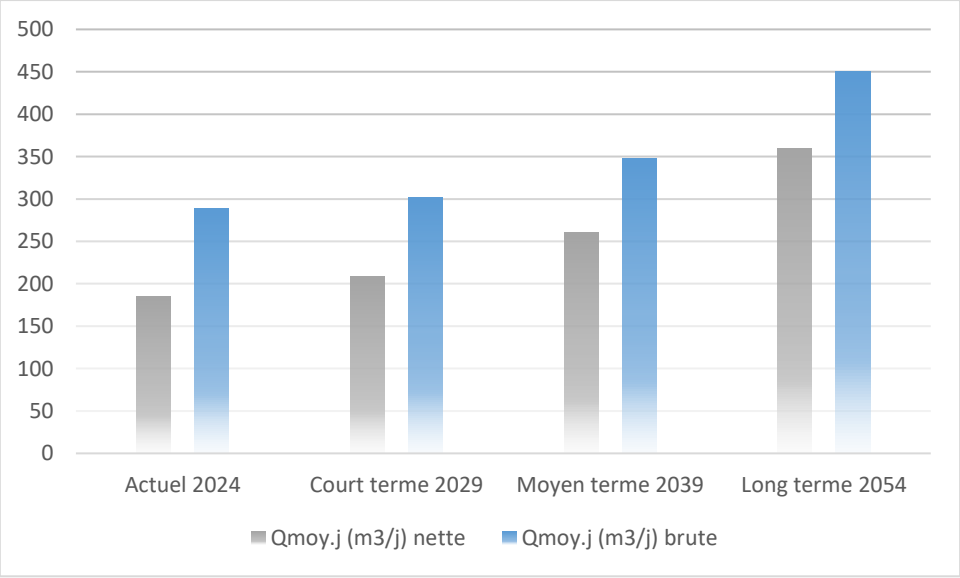


Figure II.2 : Le développement de la consommation moyenne journalière domestique nette et brute du village Allaghen

Tableau II.7 : Les besoins moyens journaliers de village Tasserguent

Horizon	Actuel 2024	Court terme 2029	Moyen terme 2039	Long terme 2054
Nombre d'habitants	657	698	786	940
Dotation nette (l/j/hab)	84	89	99	114
$Q_{moy,\ j}$ net (m^3/j)	**61,76**	**71,19**	**93,53**	**136,3**
Dotation brute (l/j/hab)	131	129	132	143
$Q_{moy,\ j}$ brut (m^3/j)	**96,58**	**103,30**	**124,97**	**171,08**

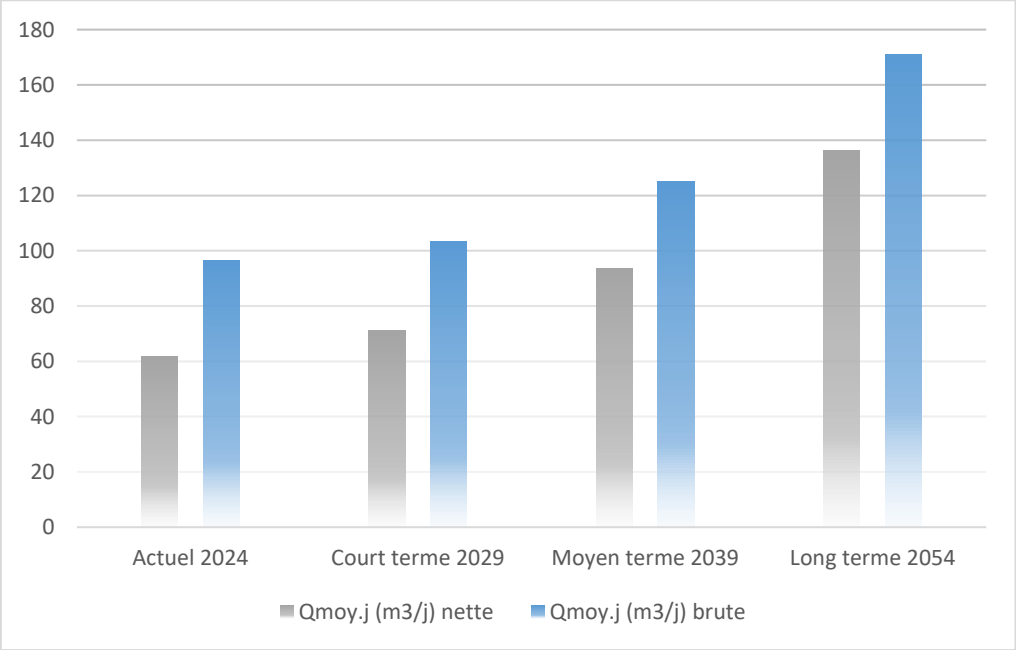


Figure II.3 : Développement de la consommation moyenne journalière domestique nette et brute du village Tasserguent

II.4.2 Estimation des besoins des équipements :

On peut estimer la consommation moyenne journalière en affectant pour chaque équipement sa dotation, les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.8 : Les besoins en eau des équipements

Village	Equipement	Quantité	Unité	Nombre	Dot (l/j/u)	Demande (m^3/j)
Allaghen	CEM	1	Élève	456	20	9,12
	Primaire	1	Élève	367	20	7,34
	Mosquée	1	Fidèle	200	20	4
	Pharmacie	1	Employer	7	15	0,105
	Restaurant	1	Unité	2	1000	2
	Pâtissier et pizzeria	1	Unité	1	1000	1
	Café	1	Unité	1	600	0,6
	Boulangerie	1	Unité	1	1000	1
	Poste	1	Employer	5	15	0,075
	Centre de soins	1	Patient	12	15	0,18
Total						**25.42**
Tasserguent	Primaire	1	Élève	63	20	1,26
	Mosquée	1	Fidèle	120	20	2,4
	Café	1	Unité	1	600	0,6
Total						**4.26**

(Source : APC Tazmalt)

En ce qui concerne les besoins en équipements, conformément aux directives de l'APC de Tazmalt, nous envisagerons des taux de majoration de 10 %, 20 % et 30 %, respectivement.

Tableau II.9 : Besoins en eau des équipements du village Allaghen

Consommation moyenne journalière des équipements du village Allaghen (m^3/j)				
Horizon	**Actuel 2024**	**Court terme 2029**	**Moyen terme 2039**	**Long terme 2054**
Majoration (%)	/	10	20	30
Besoins nets des Équipements (m^3/j)	25,42	27,9	30,50	33,05
η (%)	64	69	75	80
Besoins bruts des Équipements (m^3/j)	39,72	40,53	40,67	41,31

Tableau II.10 : Besoins en eau des équipements du village Tasserguent

Consommation moyenne journalière des équipements du village Tasserguent (m^3/j)				
Horizon	**Actuel 2024**	**Court terme 2029**	**Moyen terme 2039**	**Long terme 2054**
Majoration (%)		10	20	30
Besoins nets des Équipements (m^3/j)	4,26	4,68	5,11	5,54
η (%)	64	69	75	80
Besoins bruts des Équipements (m^3/j)	6,66	6,79	6,82	6,92

II.4.3 Récapitulation de la consommation moyenne journalière :

Tableau II.11 : Tableau récapitulatif des besoins moyens journaliers totaux

Village	Désignation	Consommation moyenne journalière (m3/j) (Actuel 2024)	Consommation moyenne journalière (m^3/j) (Long terme 2054)
Allaghen	**Domestique**	288,59	450,59
	Equipements	39,72	41,31
	Total	**328,31**	**491,90**
Tasserguent	**Domestique**	96,57	171,08
	Equipements	6,66	6,92
	Total	**103,24**	**178**

II.5 Caractéristique de la consommation en eau [4]

II.5.1 Variation des débits journaliers :

Il est établi que la consommation est irrégulière en fonction des jours, ce qui entraîne une variation du débit consommé, avec des minimums et des maximums. Cette variation définie par les coefficients d'irrégularité $K_{max.j}$ et $K_{min.j}$

II.5.1.1 Débit maximale journalière (Q_{maxj}) :

Ce débit représente la consommation maximale du jour le plus chargé dans l'année, Calculé selon la formule suivante :

$$Q_{max.j} = K_{max.j} \times Q_{moy.j} \ (m^3/j) \quad \text{II.4}$$

Avec :

- $Q_{moy\ j}$: Consommation moyenne journalière (m3 /j) ;
- $Q_{max\ j}$: Consommation maximale journalière (m3 /j) ;
- $K_{max\ j}$: Coefficient d'irrégularité maximum journalier et le rendement des réseaux qui dépend de l'importance de l'agglomération, sa valeur est comprise entre 1,1 et 1,3.

Pour notre étude on prend $K_{max\ j} = 1,2$

Tableau II.12 : Besoins maximums des différents horizons

Nature de la Consommation / Village	Débit moyen journalier $Q_{moy.j}$ [m^3/j]		Coefficient d'irrégularité [$K_{max.j}$]	Débit maximum journalier $Q_{max.j}$ [m^3/j]	
	Actuel 2024	Long terme 2054		Actuel 2024	Long terme 2054
Allaghen	328,31	491,90	1,2	393,98	590,28
Tasserguent	103,24	178		123,88	213,6
Total	**431,55**	**669,90**		**517,86**	**803,88**

II.5.1.2 Débit minimale journalière (Q_{minj}) :

Ce débit représente la consommation maximale du jour le plus chargé dans l'année, calculé selon la formule suivante :

$$Q_{min.j} = K_{min.j} \times Q_{moy.j} \ (m^3/j) \quad \text{II.5}$$

Avec :

- $Q_{moy\ j}$: Consommation moyenne journalière (m3 /j) ;
- $Q_{min\ j}$: Consommation minimale journalière (m3 /j) ;
- $K_{min\ j}$: Coefficient d'irrégularité minimum journalier, sa valeur est comprise entre 0,7 et 0,9

Tableau II.13 : Besoins minimums des différents horizons

Nature de la Consommation / Village	Débit moyen journalier $Q_{moy.j}$ [m^3/j]		Coefficient d'irrégularité [$K_{min.j}$]	Débit minimum journalier $Q_{min.j}$ [m^3/j]	
	Actuel 2024	Long terme 2054		Actuel 2024	Long terme 2054
Allaghen	328,31	491,90	0,8	262,65	393,52
Tasserguent	103,24	178		82,59	142,4
Total	**431.55**	**669.90**		**345.24**	**535.92**

II.5.2 Variation des débits horaires :

Le débit moyen subit non seulement a des variations journalières, mais également à des variations horaires, cette variation est caractérisé par des coefficients d'irrégularité, notés $K_{max.h}$ et $K_{min.h}$.

II.5.2.1 Le débit moyen horaire :

Donné par la formule suivante :

$$Q_{moy.h} = Q_{max.j} / 24 \quad \text{.....II.6}$$

- $Q_{max.j}$: débit maximum journalier (m3/j) ;
- $Q_{moy.h}$: consommation moyenne horaire(m3/h).

Tableau II.14 : Débits moyens horaires des différents horizons

Nature de la Consommation / Village	Débit moyen horaire $Q_{moy.h}$ [m^3/h]	
	Actuel 2024	Long terme 2054
Allaghen	21,58	24,61
Tasserguent	5,16	8,9
Total	**26,74**	**33,51**

II.5.2.2 Débit maximum horaire :

Donné par la formule suivante :

$$Q_{max.h} = K_{max.h} \times Q_{moy.h} \quad \text{.....II.7}$$

Avec :

- $Q_{max.h}$: consommation maximale horaire(m3/h) ;
- $Q_{moy.h}$: consommation moyenne horaire(m3/h) ;
- $K_{max.h}$: coefficient d'irrégularité horaire maximale

Selon les spécificités de l'agglomération, le coefficient horaire maximal peut être segmenté en deux autres coefficients qui varient en fonction des particularités propres de cette agglomération.

$$K_{max.h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad \text{.....II.8}$$

Tel que :

- α_{max} : Coefficient intégrant le développement industriel et les pratiques quotidiennes de la population. Il varie entre 1,2 et 1,4 ;
- β_{max}: coefficient lié étroitement à l'accroissement de la population.

Tableau II.15 : Les valeurs de β_{max} en fonction de la population

Nombre d'habitants	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
β_{max}	02	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,13	1,1

(Source : SALAH (2014), Alimentation en eau potable des agglomérations)

Les débits maximums horaires des villages sont résumées dans les tableaux suivants :

- **Actuel 2024 :**

Tableau II.16 : Consommation maximale horaire à l'horizon 2024

Localité	$Q_{moy.h}$ [m^3/h]	α_{max}	β_{max}	$K_{max.h}$	$Q_{max.h}$ [m^3/h]
Allaghen	16,42	1,2	1, 66	1,9	31,2
Tasserguent	5,16	1,2	2	2,4	12,38
Total	26,74	/	/	/	**43,58**

- **L'horizon 2054 :**

Tableau II.17 : Consommation maximale horaire à l'horizon 2054

Localité	$Q_{moy.h}$ [m^3/h]	α_{max}	β_{max}	$K_{max.h}$	$Q_{max.h}$ [m^3/h]
Allaghen	24,61	1,2	1,5565	1,8	44,29
Tasserguent	8,9	1,2	2	2,4	21,36
Total	33,51	/	/	/	**65,65**

II.5.2.3 Débit minimum horaire :

Donné par la formule suivante :

$$Q_{min.h} = K_{min.h} \times Q_{moy.h} \quad \text{.....II.9}$$

Avec :

- $Q_{max.h}$: consommation maximale horaire(m3/h) ;
- $Q_{moy.h}$: consommation moyenne horaire(m3/h) ;
- $K_{min.h}$: coefficient d'irrégularité horaire minimale.

Selon les spécificités de l'agglomération, le coefficient horaire minimale peut être segmenté en deux autres coefficients qui varient en fonction des particularités propres de cette agglomération

$$K_{min.h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \quad \text{.....II.10}$$

Tel que :

- α_{min} : Coefficient intégrant le développement industriel et les pratiques quotidiennes de la population. Il varie entre 0,4 et 0,6 ;
- β_{min}: coefficient lié étroitement à l'accroissement de la population.

Tableau II.18 : Les valeurs de β_{max} en fonction de la population

Nombre d'habitants	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
β min	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,63	0,7

(Source : SALAH (2014), Alimentation en eau potable des agglomérations)

Les débits minimums horaires des villages sont résumées dans les tableaux suivants :

- **Actuel 2024 :**

Tableau II.19 : Consommation minimale horaire à l'horizon 2024

Localité	$Q_{moy.h}$ [m^3/h]	α_{min}	β_{min}	$K_{min.h}$	$Q_{min.h}$ [m^3/h]
Allaghen	16,42	0,5	0,1	0,05	0,821
Tasserguent	5,16	0,4	0,1	0,04	0,21
Total	26,74	/	/	/	**1.03**

- **L'horizon 2054 :**

Tableau II.20 : Consommation minimale horaire à l'horizon 2054

Localité	$Q_{moy.h}$ [m^3/h]	α_{min}	β_{min}	$K_{min.h}$	$Q_{min.h}$ [m^3/h]
Allaghen	24,61	0,5	0,14	0,07	1,77
Tasserguent	8,9	0,4	0,1	0,04	0,35
Total	33,51	/	/	/	**2,12**

II.5.2.4 Evaluation de débit horaire en fonction du nombre d'habitant :

La variation des débits horaires est indiquée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal quotidien de l'agglomération, elle est donnée par la formule suivante:

$$Q_h = \frac{C\% \times Q_{max.j}}{100} \quad \text{..... II.11}$$

Avec :

- **Qh** : débit horaire nécessaire [m3/h] ;
- **C %** : pourcentage horaire ;
- $Q_{max.j}$: débit maximum journalier.

- **Le village Allaghen :**

Tableau II.21 : Débits maximums horaires du village Allaghen des différents horizons

Heures	Consommation de l'agglomération 2024		Cumul 2024		Consommation de l'agglomération 2054		Cumul 2054	
	C%	Qh(m3/h)	C%	Qh(m3/h)	C%	Qh(m3/h)	C%	Qh(m3/h)
0-1	1	3,94	1	3,94	1	5,90	1	5,90
1-2	1	3,94	2	7,88	1	5,90	2	11,80
2-3	1	3,94	3	11,82	1	5,90	3	17,71
3-4	1	3,94	4	15,76	1	5,90	4	23,61
4-5	2	7,88	6	23,64	2	11,80	6	35,41
5-6	3	11,82	9	35,46	3	17,70	9	53,12
6-7	5	19,69	14	55,15	5	29,51	14	82,64
7-8	6,5	25,61	20,5	80,76	6,5	38,36	20,5	121,01
8-9	6,5	25,61	27	106,37	6,5	38,36	27	159,37
9-10	5,5	21,67	32,5	128,04	5,5	32,46	32,5	191,84
10-11	4,5	17,73	37	145,77	4,5	26,56	37	218,40
11-12	5,5	21,67	42,5	167,44	5,5	32,46	42,5	250,87
12-13	7	**27,58**	49,5	195,02	7	**41,32**	49,5	292,19
13-14	7	**27,58**	56,5	222,59	7	**41,32**	56,5	333,51
14-15	5,5	21,67	62	244,26	5,5	32,46	62	365,97
15-16	4,5	17,73	66,5	261,99	4,5	26,56	66,5	392,54
16-17	5	19,69	71,5	281,69	5	29,51	71,5	422,05
17-18	6,5	25,61	78	307,30	6,5	38,36	78	460,42
18-19	6,5	25,61	84,5	332,91	6,5	38,36	84,5	498,79
19-20	5	19,69	89,5	352,61	5	29,51	89,5	528,30
20-21	4,5	17,73	94	370,34	4,5	26,56	94	554,86
21-22	3	11,82	97	382,15	3	17,70	97	572,57
22-23	2	7,88	99	390,03	2	11,80	99	584,38
23-24	1	3,94	100	393,97	1	5,90	100	590,28
Somme	**100**	**393,97**			**100**	**590,28**		

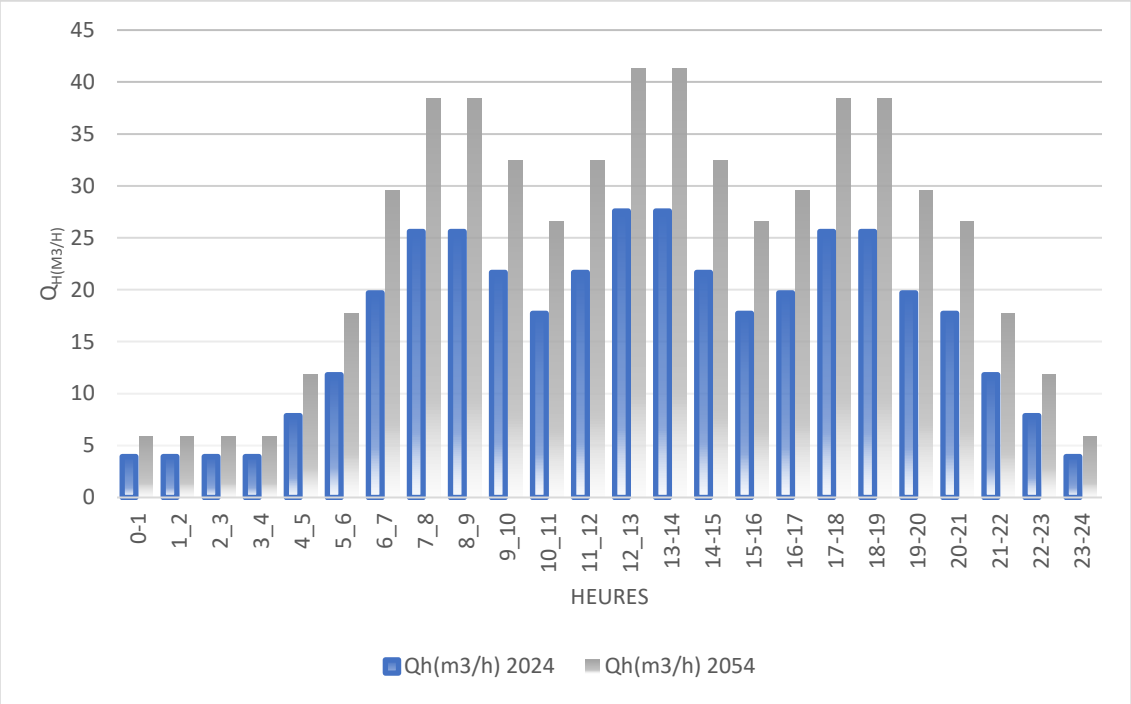


Figure II.4 : Variation de la consommation horaire du village Allaghen en question des différents horizons

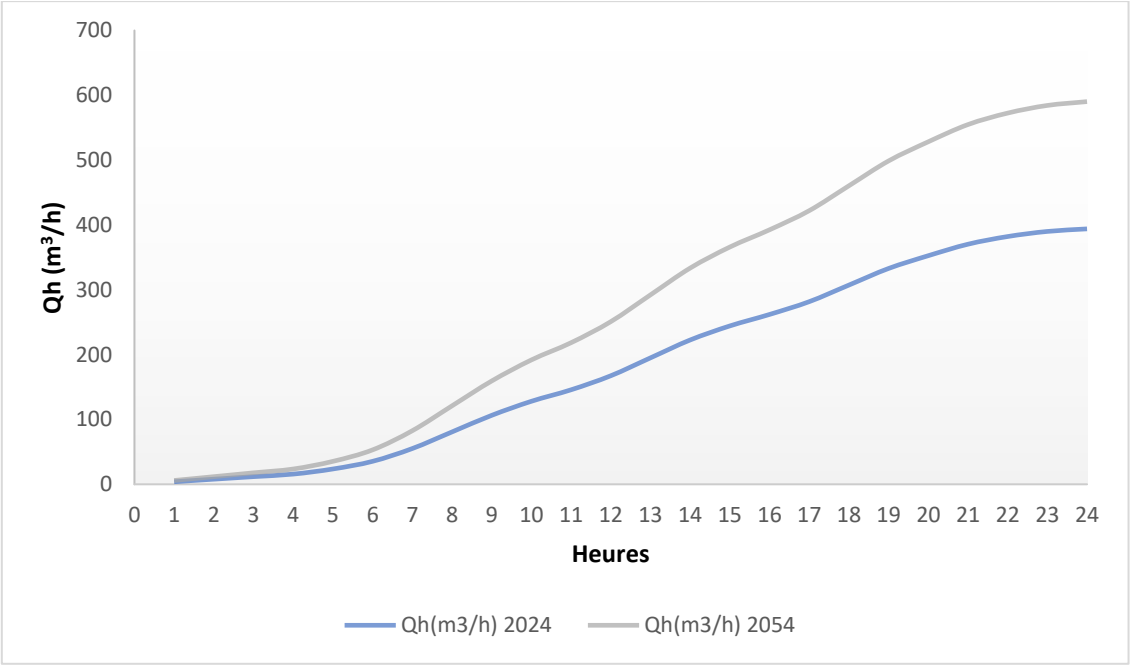


Figure II.5 : Cumul de la consommation horaire du village Allaghen en question des différents horizons

- **Le village Tasserguent :**

Tableau II.22 : Débits maximums horaires du village Tasserguent des différents horizons

Heures	Consommation de l'agglomération 2024		Cumul 2024		Consommation de l'agglomération 2054		Cumul 2054	
	C%	Qh(m3/h)	C%	Qh(m3/h)	C%	Qh(m3/h)	C%	Qh(m3/h)
0-1	1	1,24	1	1,24	1	2,13	1	2,13
1-2	1	1,24	2	2,48	1	2,13	2	4,27
2-3	1	1,24	3	3,72	1	2,13	3	6,41
3-4	1	1,24	4	4,95	1	2,13	4	8,54
4-5	2	2,48	6	7,43	2	4,27	6	12,82
5-6	3	3,72	9	11,15	3	6,41	9	19,22
6-7	5	6,19	14	17,34	5	10,68	14	29,90
7-8	6,5	8,05	20,5	25,39	6,5	13,88	20,5	43,79
8-9	6,5	8,05	27	33,45	6,5	13,88	27	57,67
9-10	5,5	6,81	32,5	40,26	5,5	11,74	32,5	69,42
10-11	4,5	5,57	37	45,84	4,5	9,61	37	79,03
11-12	5,5	6,81	42,5	52,65	5,5	11,75	42,5	90,78
12-13	7	**8,67**	49,5	61,32	7	**14,95**	49,5	105,73
13-14	7	**8,67**	56,5	69,99	7	**14,95**	56,5	120,68
14-15	5,5	6,81	62	76,81	5,5	11,75	62	132,43
15-16	4,5	5,57	66,5	82,38	4,5	9,61	66,5	142,04
16-17	5	6,19	71,5	88,58	5	10,68	71,5	152,72
17-18	6,5	8,05	78	96,63	6,5	13,88	78	166,61
18-19	6,5	8,05	84,5	104,68	6,5	13,88	84,5	180,49
19-20	5	6,19	89,5	110,88	5	10,68	89,5	191,17
20-21	4,5	5,57	94	116,45	4,5	9,61	94	200,78
21-22	3	3,72	97	120,17	3	6,41	97	207,19
22-23	2	2,48	99	122,65	2	4,27	99	211,46
23-24	1	1,24	100	123,88	1	2,13	100	213,6
Somme	**100**	**123,88**			**100**	**213,6**		

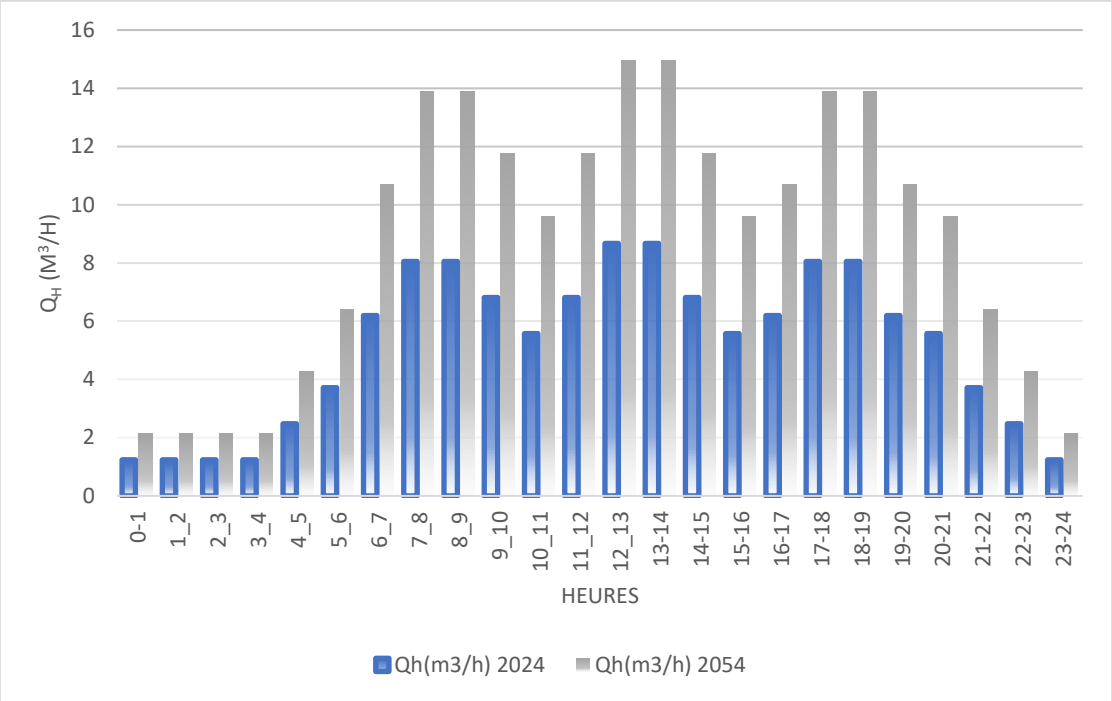


Figure II.6 : Variation de la consommation horaire du village Tasserguent en question des différents horizons

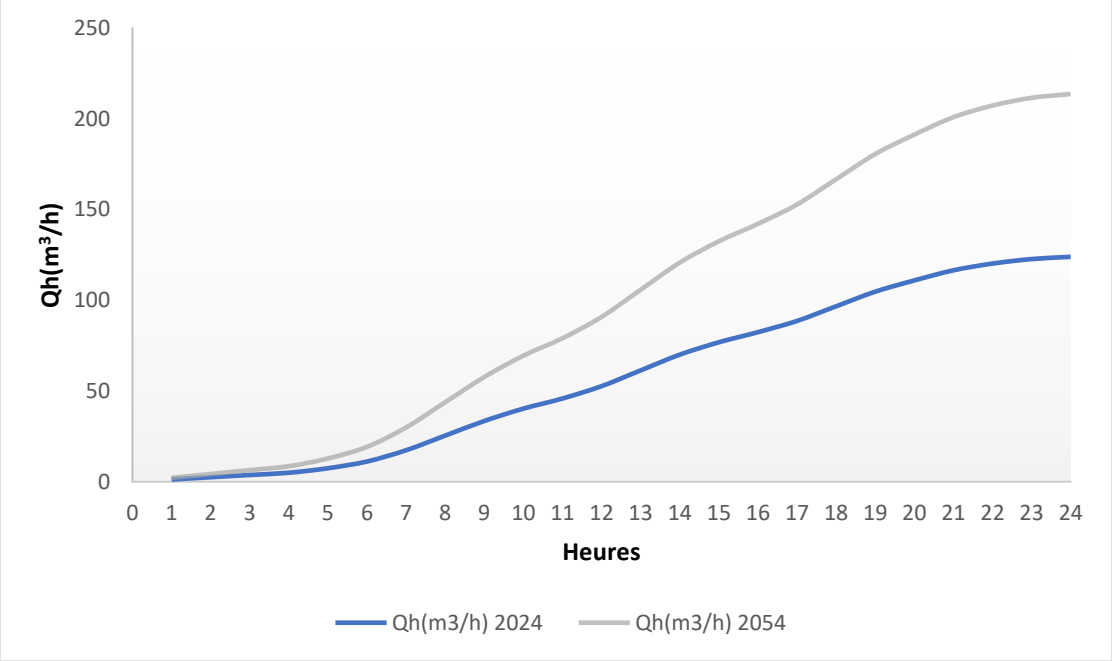


Figure II.7 : Cumul de la consommation horaire du village Tasserguent en question des différents horizons

Tableau II.23 : La consommation maximale et minimale des différents horizons

Village	Débit max horair 2024 (m^3/h)	Débit min horair 2024 (m^3/h)	Débit max horair 2054 (m^3/h)	Débit min horair 2054 (m^3/h)
Allaghen	27,58	3,94	41,32	5,90
Tasserguent	8,67	1,24	14,95	2,136
Total	**36,25**	**5,18**	**56,27**	**8,04**

II.6 Bilan ressources – besoins en eau :

Tableau II.24 : Évaluation des besoins actuels et futurs par rapport au débit fourni par le forage

Localité	$Q_{max.j}$ (m^3/j)	Forage	Débit (l/s)	Débit (m^3/j)	Etat	L'excédent (m^3/j)
Allaghen	590,28	Allaghen	20	1728	Suffisant	924,12
Tasserguent	213,6					
Total	803,88					

Sur la base de l'estimation des besoins actuels et futurs, nous pouvons conclure que le forage est suffisant pour assurer l'alimentation en eau potable de notre zone d'étude.

II.7 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons déterminé une dotation spécifique pour chaque catégorie de consommateurs, ce qui nous a permis de calculer différents débits et coefficients d'irrégularité. Nous avons obtenu un débit total maximum journalier de 803,88 m^3/j et un débit maximum horaire de 41,32 m^3/j pour le village d'Allaghen, ainsi qu'un débit maximum horaire de 14,95 m^3/j pour le village Tasserguent. Ces données sont essentielles pour évaluer les besoins en eau moyens, maximaux et minimaux de notre zone d'étude à long terme (2054).

Le chapitre suivant portera sur l'étude du transfert d'eau depuis le forage d'Allaghen vers les villages Allaghen et Tasserguent, afin de concevoir les dimensions appropriées de notre système.

Chapitre III
Etude d’adduction

III.1 Introduction :

Le transfert d'eau pour tout réseau d'alimentation en eau potable est assuré par un système d'adduction, qui utilise des méthodes de refoulement, gravitaires ou mixtes. Le terme "adduction" désigne l'ensemble des installations reliant la source d'eau au réservoir de stockage. L'objectif de ce chapitre est d'analyser le transfert d'eau à partir du forage Allaghen vers les réservoirs qui alimentent les deux villages (Allaghen et Tasserguent), afin de satisfaire les besoins en eau potable. Cette analyse nécessite de choisir la variante la plus optimale du système d'adduction en prenant en compte à la fois les aspects techniques et économiques.

III.2 Types d'adduction [4]

On distingue trois types d'adduction :

III.2.1 Adduction gravitaire :

Dans un système d'adduction gravitaire, le lieu de prélèvement de l'eau se trouve à une altitude plus élevée que le réservoir qui alimente l'agglomération. L'écoulement qui en résulte peut se faire en charge (le plus souvent) ou bien à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à une pente généralement uniforme sur toute sa longueur.

III.2.2 Adduction par refoulement :

L'adduction par refoulement est un système où l'eau est acheminée sous pression à partir d'un point de départ situé à une altitude inférieure vers un point d'arrivée déterminé par la cote piézométrique, qui est plus élevée. Cette configuration nécessite l'utilisation de pompes pour déplacer l'eau à contre-courant afin de permettre le transfert à des niveaux supérieurs.

III.2.3 Adduction mixte :

Dans un système d'adduction, l'eau peut être acheminée par refoulement, où elle est pompée à une altitude supérieure à celle du captage, puis transformée en conduite gravitaire, ou inversement. Cette transition entre les deux modes d'adduction est assurée par un réservoir tampon, qui joue un rôle intermédiaire pour garantir un écoulement efficace.

III.3 Choix du tracé :

Le tracé de la conduite est toujours déterminé en tenant compte de certains critères essentiels, notamment :

- Rechercher le tracé le plus direct afin d'avoir de longs alignements ;
- Il est nécessaire d'opter pour le tracé court possible afin de réduire les coûts de construction et d'exploitation.

- Maintenir une rampe régulière pour éviter les contre-pentes, où il y a un risque de cantonnement d'air difficile à évacuer. De plus, cela réduit le risque de cavitation en cas d'arrêt inopiné du pompage.
- Faire un tracé avec des coudes largement ouverts pour éviter les butées importantes.
- Éviter les sur profondeurs, les obstacles (routes, cours d'eau, chemins de fer… etc.) ainsi que les terrains privés et boisés.
- Il est préférable d'éviter les profils horizontaux, ceux-ci pouvant perturber le régime d'écoulement.

III.4 Choix des matériaux de canalisation :

Il existe une diversité de tuyaux pour la construction des conduites, chacun étant adapté à des besoins spécifiques. Ces tuyaux peuvent être classés selon les matériaux utilisés pour leur fabrication, tels que la fonte, l'acier, PVC, PEHD…etc. Le choix des tuyaux dépend de plusieurs facteurs, notamment la pression requise pour le transport de l'eau, les caractéristiques du terrain traversé, les coûts liés à leur fourniture et à leur installation, ainsi que la facilité de réalisation des raccordements, des branchements et des réparations en cas de fuite. Chaque matériau présente des avantages et des inconvénients, et le choix approprié doit prendre en compte ces divers éléments pour garantir la durabilité et l'efficacité du système de conduite.

Pour notre projet, nous avons opté pour des conduites en PEHD en raison de leurs nombreux avantages.

Elles présentent les avantages suivants :

- Légèreté et flexibilité facilitant le transport et l'installation.
- Facilité de soudage par électro fusion ou bout à bout, assurant un système totalement soudé.
- Résistance à la corrosion interne et externe ainsi qu'à la croissance microbiologique.
- Bonnes propriétés hydrauliques et résistance chimique.
- Durabilité, répondant aux normes de potabilité.
- Élasticité lors des phénomènes transitoires, assurant une meilleure adaptabilité.
- Coût relativement bas par rapport à d'autres matériaux de conduite.

Ces avantages font des conduites en PEHD un choix attrayant dans de nombreuses applications, malgré quelques inconvénients potentiels, notamment :

- Nécessité parfois de mesures de protection supplémentaires pour garantir leur durabilité.
- La jonction demande une grande compétence technique.

III.5 Etude des variantes :

L'étude des variantes vise à choisir le tracé de conduite le plus économique et le plus direct possible entre la source et le réservoir, ainsi qu'à déterminer l'emplacement optimal des stations de pompage. En tenant compte de la configuration générale de la zone d'étude, le système d'adduction comprendra plusieurs sections gravitaires et de refoulement. Il commencera par une adduction par refoulement partant de forage Allaghen jusqu'à le resérvoir Allaghen, suivie par une alternance d'adductions de refoulement et gravitaires, jusqu'au réservoir Tasserguent.

III.5.1 Proposition des variantes :

Avant de commencer notre étude approfondie, nous choisissons d'examiner les différentes variantes suivantes :

- **Variante 1 :**

Dans cette variante, le système d'adduction mixte comprend la source (forage), une station de reprise (SP) et une adduction gravitaire sur une distance de 870,319 m.

Le forage est situé à Allaghen, à une altitude de 224,36 m. Ce forage pompe l'eau en direction du réservoir d'Allaghen, qui se trouve à une altitude de 270,72 m, sur une distance de 768,64 m. Ensuite, un piquage se fait sur une distance de 9,45 avant le réservoir Allaghen, l'eau est acheminée gravitairement vers la station de pompage (SP) située à Tasserguent, à une altitude de 263,42 m. Cette dernière propulse l'eau vers le réservoir de Tasserguent sur une distance de 1512,09 m, à une altitude de 455,61 m.

- **Variante 2 :**

La deuxième variante du système d'adduction comprend une configuration mixte, comprenant une source (forage), deux stations de reprise (SP et SR) et une adduction gravitaire sur une distance de 870,319 m :

Le forage est localisé à Allaghen, à une altitude de 224,36 m. Ce forage pompe l'eau en direction du réservoir d'Allaghen, situé à une altitude de 270,72 m, sur une distance de 768.64 m. Ensuite, un piquage se fait sur une distance de 9,45 avant le réservoir Allaghen , l'eau est acheminée par gravité vers la station de pompage.

La station de pompage (SP), située à Tasserguent à une altitude de 263.42 m, refoule l'eau vers la station de reprise à une distance de 961,28 m.

La station de reprise (SR) est également située à Tasserguent, à une altitude de 370,19 mètres. Elle refoule l'eau vers le réservoir de Tasserguent sur une distance de 571,87 m, à une altitude de 455,61 m.

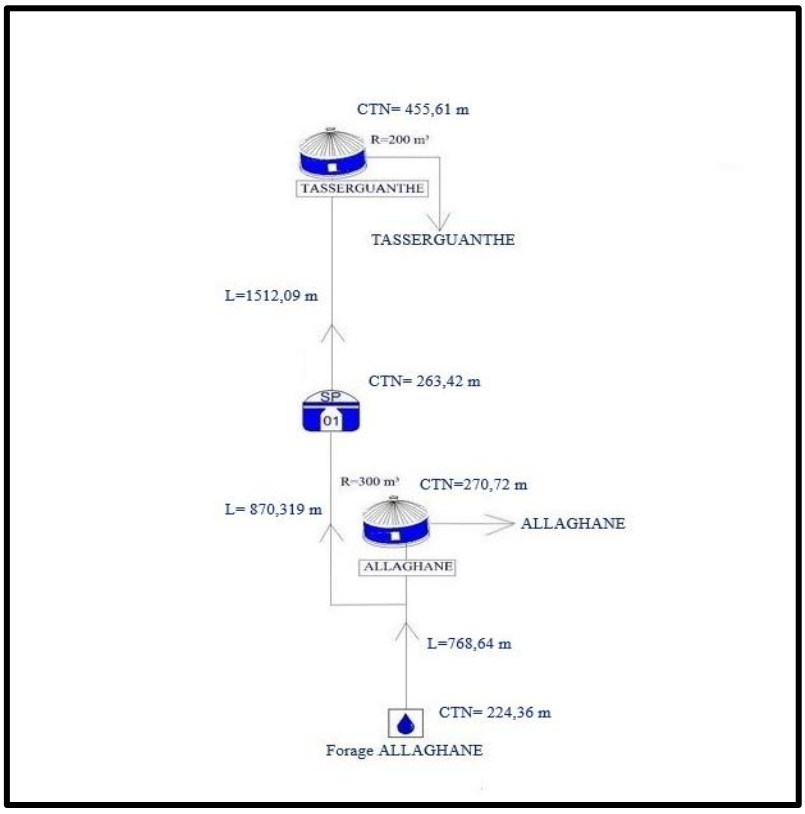


Figure III.1 : Schéma explicatif pour la variante N°01

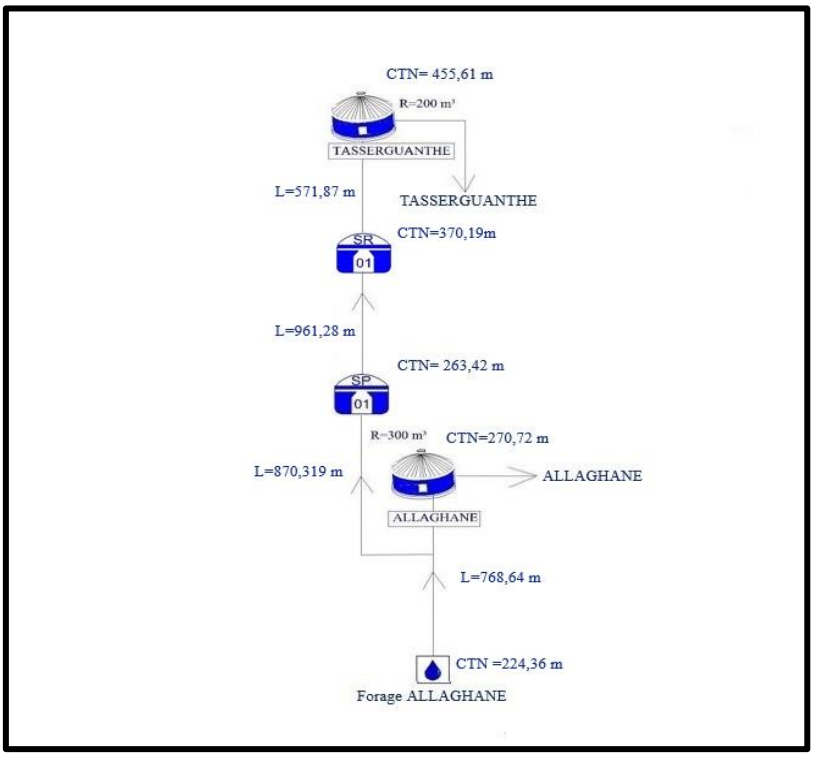


Figure III.2 : Schéma explicatif pour la variante N°02

III.5.2 Dimensionnement de l'adduction [5]

III.5.2.1 Principe de dimensionnement de l'adduction :

En raison de la configuration de notre système d'adduction, nous avons opté pour trois sections de refoulement et deux sections gravitaires.

III.5.2.1.1 Cas gravitaire :

Pour un système gravitaire en charge, le diamètre avantageux de la conduite est déterminé en fonction de la charge disponible, qui représente la différence entre le niveau d'eau en amont et en aval, ainsi que du débit d'eau demandé. Dans nos calculs, nous considérons que la charge disponible (ΔHd) correspond aux pertes de charge (ΔHt) engendrées dans les canalisations. La formule de Darcy-Weisbach est généralement utilisée pour calculer ces pertes de charge dans une conduite.

$$\Delta Ht = Cp\ aval - Cp\ amont = \frac{K \times Lg \times Q^{B}}{D_{av}{}^{m}} \quad \text{.....III.1}$$

Avec :

- **ΔHt** : Perte de charge totale (m) ;
- **C_p** : Côte piézométrique (m)
- **K** : Coefficient de résistance de la conduite ;
- **Lg** : Longueur géométrique de la conduite (m) ;
- **Q** : Débit véhiculé dans la conduite (m^3/s) ;
- **D_{av}** : Diamètre avantageux (m) ;
- **β** : Exposant prenant en compte le régime d'écoulement ;
- **m** : Exposant prenant en compte le type du matériau.

Pour les adductions, les pertes de charge singulières représentent environ 10 % des pertes de charge linéaires.

$$\Delta Ht = 1{,}10 \times \Delta Hlin \quad \text{.....III.2}$$

- **ΔHlin** : Perte de charge linéaire (m).

Les coefficients K, m et β, en fonction du type de matériau, sont indiqués dans le tableau suivant :

TableauIII.1 : Coefficients K, m, β pour différents types de matériau

Tuyau	K	m	β
Fonte et Acier	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 - 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,772	1,77

(Source : cours système de pompage 5 ème année)

Dans notre cas on prend K= 0,001052 ; m=4,772 ; β = 1,77 (matériau PEHD).

III.5.2.1.2Cas refoulement :

- **Diamètre économique :**

Le diamètre économique prend toute son importance dans le cas d'un écoulement par refoulement, comme dans un système de pompage. Ce diamètre peut être calculé en utilisant différentes formules.

Formule de BRESSE : $D_{éc} = 1,5\sqrt{Q}$ **III.4**

Formule de ACHOUR : $D_{éc} = 1,25\sqrt{Q}$ **III.5**

Formule de BONNIN : $D_{éc} = \sqrt{Q}$ **III.6**

Avec :

- $D_{éc}$: diamètre économique de la conduite (m) ;
- **Q** : débit véhiculé par la conduite (m^3/s).

- **Calcul des pertes de charge :**

Les pertes de charge totale est déterminé comme suit :

$$\Delta H_{totale} = \Delta H_{linéaire} + \Delta H_{singulière} \text{ (m)} \quad \text{..... III.7}$$

Telle que :

- ΔH_l : les pertes de charge linéaires ;
- ΔH_s: les pertes de charge singulière.

La formule de Darcy-Weisbach est la méthode la plus couramment employée pour calculer les pertes de charge dans une conduite.

$$\Delta H_{linéaire} = \frac{8 \times \lambda \times L_g \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D_{éc}^{\ 5}} \text{ (m)} \quad \text{..... III.8}$$

- **g** : Accélération de la pesanteur (m/s^2) ;
- **Q** : Débit à refouler (m^3/s) ;

- **$D_{éc}$** : diamètre économique de la conduite (m) ;
- **Lg** : la longueur géométrique de la conduite en m ;
- **λ** : Coefficient de frottement il est déterminé à l'aide de ces formules :

Formule de Nikuradzé : $\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$ **..... III.9**

- **D** : diamètre de la conduite (m) ;
- **ε**: Rugosité absolue de la conduite (ε =0,01 mm pour les conduites en PEHD selon le catalogue CHIALI).

Dans les systèmes d'adduction, on considère que les pertes de charge singulières équivalent à 10 % des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_{singulière} = 0,10 \times \Delta H_{linéaire} \text{ (m) ..... III.10}$$

$$\Delta H_{totale} = 1,10 \times \Delta H_{linéaire} \text{ (m) ..... III.11}$$

- ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;
- ΔH_s : Perte de charge singulière (m) ;
- ΔH_l : Perte de charge linéaire (m).

➢ **Hauteur manométrique totale :**

La hauteur manométrique totale sera déterminée comme suit :

$$Hmt = Hg + \Delta H_{ref} + \Delta H_{asp} \text{ (m)} = Hg + \Delta H_{total} + \Delta H_{asp} \text{ (m)} \text{ ..... III.12}$$

Avec :

- ΔH_{asp}: pertes de charge à l'aspiration sont généralement négligeables (m) ;
- ΔH_{ref} : pertes de charge au refoulement (m) ;
- **Hg**: la hauteur géométrique.

Dans le cas (forage – réservoir) :

$$Hg = CTP_{\text{du réservoir}} - C_{\text{du niveau dynamique du forage}} \text{..... III.13}$$

$$C_{\text{du niveau dynamique du forage}} = CTN_{\text{du forage}} - ND \text{..... III.14}$$

- $N_{Dynamique}$: Niveau dynamique du forage en (m).

➢ **Puissance de pompage :**

La puissance absorbée par la pompe est calculée en utilisant la formule ci-dessous :

$$P = \frac{\rho \times g \times Q \times Hmt}{\eta} \text{ (KW) ..... III.15}$$

Avec:

- **P** : puissance absorbée par la pompe (KW) ;
- **g** : Accélération de la pesanteur (m/s^2) ;
- **Hmt** : Hauteur manométrique totale (m) ;
- **Q** : Débit à refouler (m^3/s) ;
- **η** : rendement de la station de reprise (65% ÷ 90%) ;
- **ρ**: la masse volumique de l'eau (1 Kg/l).

➢ **L'énergie consommée annuellement par la pompe :**

L'énergie consommée par la pompe sur une année se calcule en multipliant la puissance de la pompe par le nombre d'heures de fonctionnement annuel :

$$E=P\times t\times 365 \text{ (KWh)} \quad \text{III.16}$$

Avec :

- **E** : énergie consommée pendant une année (KWh) ;
- **P** : puissance de pompage (KW) ;
- **t** : temps de pompage par jour (h) (dans notre cas en prend t = 20h).

➢ **Calcul des frais d'exploitation :**

Les frais d'exploitation sont déterminés en multipliant le prix unitaire du kWh par l'énergie consommée annuellement :

$$F_{exp} = \delta \times E \text{ (DA)} \quad \text{III.17}$$

Avec :

- F_{exp} : Les frais d'exploitation pendant l'année (DA) ;
- **E** : Energie consommée par année (KW) ;
- **δ** : Le prix du KWh change trois fois par jour. On prend sa valeur 4,67 DA (d'après Sonelgaz).

➢ **Calcul de frais d'investissement :**

Les frais d'investissement varient en fonction de la durée de vie de la conduite et du taux d'annuité, et sont déterminés selon la formule suivante :

$$F_{inv} = = P_u \times L \times A \text{ (DA)} \quad \text{III.18}$$

Avec :

- F_{inv} : Frais d'investissement (Da) ;
- P_u : prix du mètre linéaire de la conduite (Da/ml) ;
- **L :** Longueur de la conduite (m) ;

- **A** : Amortissement annuel.

$$\mathbf{A = \frac{i}{(1+i)^n+1}} \quad \text{..... III.19}$$

- **i** : Taux d'annuité ; i = 8 % (adopté en Algérie) ;
- **n** : Période d'amortissement de la conduite, n = 30 ans.

A.N : A = 0,0888

III.5.3 Calcul hydraulique :

III.5.3.1 Dimensionnement de l'adduction par refoulement :

La conception de la conduite d'adduction implique de trouver le diamètre optimal pour réduire les coûts totaux, en tenant compte à la fois des dépenses d'investissement et d'exploitation. Une analyse technico-économique est donc nécessaire pour atteindre un équilibre financier approprié. En effet, un diamètre trop petit entraînerait des pertes de charge importantes à un débit donné. Par conséquent, il est crucial de choisir un diamètre économiquement viable pour la conduite de refoulement.

Les stations de reprises ont pour rôle de renvoyer le débit d'exploitation vers les réservoirs. Leur fonctionnement est de 20 heures sur 24.

III.5.3.1.1 Débit pompé :

Le débit pompé est déterminé de la manière suivante :

$$\mathbf{Qp = \frac{Qmaxj}{tf}} \quad \text{..... III.20}$$

- **Q_{maxj} :** Debit maximum journaliers (m^3 /j)
- **Tf** : temps de fonctionnement de la station par jour (tf=20h)

❖ **Variante N°01 :**

Tableau III.2 : Les débits pompés des différents tronçons de la variante N°01

Tronçon	Qmaxj (m^3/j)	Qp (m^3/h)
Forage Allaghen-Réservoir Allaghen	803,88	40,19
SP- Réservoir Tasserguent	213,6	10,68

❖ **Variante N°02 :**

Tableau III.3 : Les débits pompés des différents tronçons de la variante N°02

Tronçon	Qmaxj (m^3/j)	Qp (m^3/h)
Forage Allaghen-Réservoir Allaghen	803,88	40,19
SP-SR	213,6	10,68
SR-Réservoir Tasserguent	213,6	10,68

III.5.3.1.2Diamètre économique :

Les diamètres économiques calculés des différents tronçons sont présentés dans le tableau ci-dessous:

❖ **Variante N°01 :**

Tableau III.4 : Les diamètres économiques calculés des différents tronçons de la variante N°01

Tronçon	Diamètre calculé (mm)		
	BRESSE	ACHOUR	BONNIN
Forage Allaghen-Réservoir Allaghen	158	132	105
SP- Réservoir Tasserguent	82	68	54

❖ **Variante N°02 :**

Tableau III.5 : Les diamètres économiques calculés des différents tronçons de la variante N°02

Tronçon	Diamètre calculé (mm)		
	BRESSE	ACHOUR	BONNIN
Forage Allaghen-Réservoir Allaghen	158	132	105
SP-SR	82	68	54
SR-Réservoir Tasserguent	82	68	54

III.5.3.1.3Évaluation des coûts d'exploitation :

Les coûts d'exploitation sont calculés en fonction de l'énergie électrique consommée lors du pompage pour la gamme de diamètres étudiée. Il est entendu que la hauteur manométrique totale (HMT) varie selon le diamètre.

❖ **Variante N°01 :**

➢ **Tronçon (Forage Allaghen – Réservoir Allaghen) :**

Tableau III.6 : la variation de la Hmt en fonction de diamètre du tronçon (Forage Allaghen – Réservoir Allaghen)

Diamétre (mm)	Longueur de refoulement (m)	Hg(m)	Vitesse (m/s)	Coefficient de frottement (λ)	ΔHt (m)	HMT(m)
90	768,64	107,64	2,62	0,0129	52,10	159,74
110	768,64	107,64	1,76	0,0124	18,33	125,97
125	768,64	107,64	1,36	0,0121	9,47	117,11
140	768,64	107,64	1,08	0,0119	5,23	112,87
160	768,64	107,64	0,83	0,0116	2,63	110,27

Tableau III.7 : Variation des frais d'exploitation en fonction de diamètre du tronçon (Forage Allaghen – Réservoir Allaghen)

Diamètre (mm)	HMT(m)	Puissance (KW)	Consommation Annuelle (KWh)	Dépenses annuelles (DA)
90	159,74	25,00	182465,09	852111,98
110	125,97	19,71	143885,71	671946,29
125	117,11	18,32	133772,39	624717,07
140	112,87	17,66	128924,24	602076,21
160	110,27	17,25	125959,32	588230,06

➢ **Tronçon (SP – Reservoir Tasserguent) :**

Tableau III.8 : la variation de la HMT en fonction de diamètre du tronçon (SP – Reservoir Tasserguent)

Diamètre (mm)	Longueur de refoulement (m)	Hg(m)	Vitesse (m/s)	Coefficient de frottement (λ)	ΔHt (m)	HMT(m)
50	1512,09	191,08	2,88	0,0149	290,29	481,37
63	1512,09	191,08	1,80	0,0142	85,28	276,36
75	1512,09	191,08	1,28	0,0137	56,23	247,31
90	1512,09	191,08	0,88	0,0132	13,37	204,45
110	1512,09	191,08	0,59	0,0127	4,75	195,83

Tableau III.9 : Variation des frais d'exploitation en fonction de diamètre du tronçon (SP – Reservoir Tasserguent)

Diamètre (mm)	HMT(m)	Puissance (KW)	Consommation Annuelle (KWh)	Dépenses annuelles (DA)
50	481,37	20,01	146097,23	682274,04
63	276,36	11,49	83876,00	391700,93
75	247,31	10,28	75059,26	350526,73
90	204,45	8,50	62051,13	289778,79
110	195,83	8,14	59436,21	277567,10

❖ **Variante N°02 :**

➢ **Tronçon (SP – SR) :**

Tableau III.10 : la variation de la HMT en fonction de diamètre du tronçon (SP – SR)

Diamètre (mm)	Longueur de refoulement (m)	Hg(m)	Vitesse (m/s)	Coefficient de frottement (λ)	ΔHt (m)	HMT(m)
50	961,28	106,67	2,27	0,0146	98,97	205,64
63	961,28	106,67	1,43	0,0139	29,75	136,42
75	961,28	106,67	1,00	0,0134	19,80	126,47
90	961,28	106,67	0,70	0,0129	4,60	111,27
110	961,28	106,67	0,47	0,0124	1,62	108,29

Tableau III.11: Variation des frais d'exploitation en fonction de diamètre du tronçon (SP – SR)

Diamètre (mm)	HMT(m)	Puissance (KW)	Consommation Annuelle (KWh)	Dépenses annuelles (DA)
50	205,64	8,55	62412,09	291464,4
63	136,42	5,67	41402,45	193349,45
75	118,47	5,26	38383,99	179253,23
90	111,27	4,63	33770,93	157710,25
110	108,29	4,50	32865,81	153483,35

➢ **Tronçon (SR – Réservoir Tasserguent) :**

Tableau III.12 : la variation de la HMT en fonction de diamètre du tronçon (SR-Réservoir Tasserguent)

Diamètre (mm)	Longueur de refoulement (m)	Hg(m)	Vitesse (m/s)	Coefficient de frottement (λ)	ΔHt (m)	HMT(m)
50	571,87	84,31	2,27	0,0146	58,88	143,19
63	571,87	84,31	1,43	0,0139	17,70	102,01
75	571,87	84,31	1,00	0,0134	13,87	98,18
90	571,87	84,31	0,70	0,0129	2,74	87,05
110	571,87	84,31	0,47	0,0124	0,96	85,27
125	571,87	84,31	0,36	0,0121	0,50	84,81

Tableau III.13 : Variation des frais d'exploitation en fonction de diamètre du tronçon (SR-Réservoir Tasserguent)

Diamètre (mm)	HMT(m)	Puissance (KW)	Consommation Annuelle (KWh)	Dépenses annuelles (DA)
50	143,19	5,95	43457,74	202947,64
63	102,01	4,24	30959,01	144578,56
75	98,18	4,08	29797,90	139156,18
90	87,05	3,62	26418,98	123376,63
110	85,27	3,55	25880,52	120862,02
125	84,81	3,53	25739,36	120202,83

III.5.3.1.4Calcul des frais d'investissement :

❖ **Variante N°01 :**

➢ **Tronçon (Forage Allaghen – Réservoir Allaghen) :**

Tableau III.14 : Variation des frais d'investissement en fonction de diamètre du tronçon (Forage Allaghen – Réservoir Allaghen)

DN (mm)	Prix du ml de la conduite (DA)	Longueur de la conduite (m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	Frais d'investissement (DA)
90	1714,14	768,64	1317556,57	0,0888	116999,02
110	2471,09	768,64	1899378,62	0,0888	168664,82
125	3203,26	768,64	2462153,76	0,0888	218639,25

Tableau III.14 : Variation des frais d'investissement en fonction de diamètre du tronçon (Forage Allaghen – Réservoir Allaghen) (Suite)

DN (mm)	Prix du ml de la conduite (DA)	Longueur de la conduite (m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	Frais d'investissement (DA)
140	3943,88	768,64	3031423,92	0,0888	269190,44
160	5113,24	768,64	3930240,79	0,0888	349005,38

Source : (http://www,algerie,prix-construction,info/)

- **Tronçon (SP – Réservoir Tasserguent) :**

Tableau III.15 : Variation des frais d'investissement en fonction de diamètre du tronçon (SP-Réservoir Tasserguent)

DN (mm)	Prix du ml de la conduite (DA)	Longueur de la conduite (m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	Frais d'investissement (DA)
50	774,8	1512,09	1171567,33	0,0888	104035,18
63	1187,24	1512,09	1795213,73	0,0888	159414,98
75	1673,86	1512,09	2531026,96	0,0888	224755,19
90	2189,42	1512,09	3310600,09	0,0888	293981,29
110	3189,04	1512,09	4822115,49	0,0888	428203,86

Source : (http://www,algerie,prix-construction,info/)

Variante N°02 :

- **Tronçon (SP – SR) :**

Tableau III.16 : Variation des frais d'investissement en fonction de diamètre du tronçon (SP – SR)

DN (mm)	Prix du ml de la conduite (DA)	Longueur de la conduite (m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	Frais d'investissement (DA)
50	566,08	961,28	544161,38	0,0888	48321,53
63	870,4	961,28	836698,112	0,0888	74298,79
75	1192,3	961,28	1146134,14	0,0888	101776,71
90	1714,14	961,28	1647768,5	0,0888	146321,84
110	2471,09	961,28	2375409,39	0,0888	210936,35

Source : (http://www,algerie,prix-construction,info/)

➢ **Tronçon (SR – Réservoir Tasserguent) :**

Tableau III.17 : Variation des frais d'investissement en fonction de diamètre du tronçon (SR-Réservoir Tasserguent)

DN (mm)	Prix du ml de la conduite (DA)	Longueur de la conduite (m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	Frais d'investissement (DA)
50	566,08	571,87	323724,17	0,0888	28746,71
63	870,4	571,87	497755,65	0,0888	44200,70
75	1192,3	571,87	681840,60	0,0888	60547,45
90	1714,14	571,87	980265,24	0,0888	87047,55
110	2471,09	571,87	1413142,24	0,0888	125487,03
125	3203,26	571,87	1831848,29	0,0888	162668,13

Source : (http://www,algerie,prix-construction,info/)

III.5.3.1.5Bilan des coûts d'investissement et d'exploitation :

❖ **Variante N°01 :**

➢ **Tronçon (Forage Allaghen – Réservoir Allaghen) :**

Tableau III.18 : Le bilan des coûts d'investissement et d'exploitation du Tronçon (Forage Allaghen – Réservoir Allaghen)

DN (mm)	Fexp (DA)	Finv (DA)	Total (DA)
90	852111,98	116999,02	969111,01
110	671946,29	168664,82	840611,12
125	624717,07	218639,25	843356,33
140	602076,21	269190,44	871266,66
160	588230,06	349005,38	937235,44

La figure III.3 présente l'analyse des résultats du bilan (exploitation –investissement).

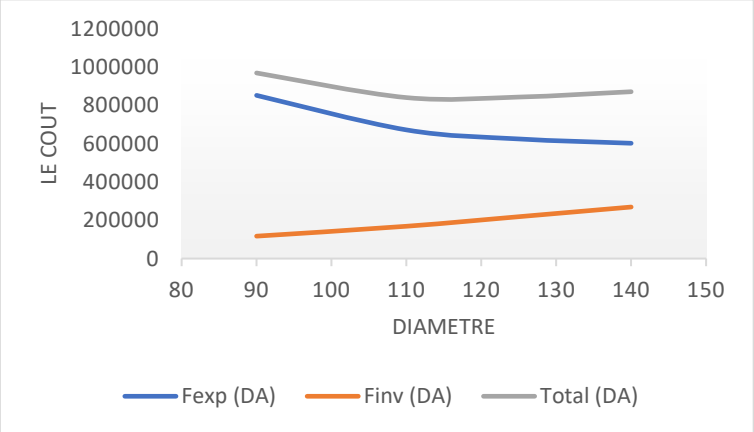


Figure III.3 : Bilan des coûts d'investissement et d'exploitation pour le tronçon (Forage,Allaghen – Réservoir Allaghen)

➢ **Tronçon (SP– Réservoir Tasserguent) :**

Tableau III.19 : Le bilan des coûts d'investissement et d'exploitation du Tronçon (SP – Réservoir Tasserguent)

DN (mm)	Fexp (DA)	Finv (DA)	Total (DA)
50	682274,04	104035,18	786309,22
63	391700,93	159414,98	551115,91
75	350526,72	224755,19	575281,92
90	289778,78	293981,29	583760,08
110	277567,10	428203,86	705770,96

La figure III.4 illustre graphiquement l'analyse des résultats du bilan (exploitation –investissement).

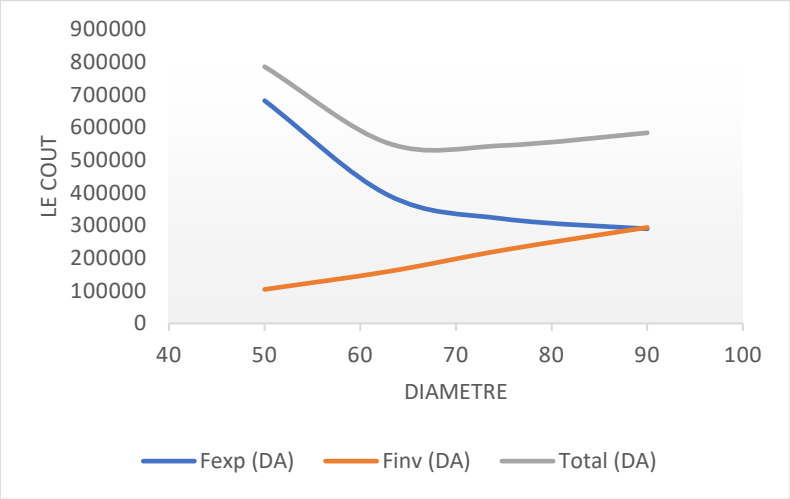


Figure III.4 : Bilan des coûts d'investissement et d'exploitation pour le tronçon (SP – Réservoir Tasserguent)

❖ **Variante N°02 :**

➢ **Tronçon (SP – SR) :**

Tableau III.20 : Le bilan des coûts d'investissement et d'exploitation du Tronçon (SP – SR)

DN (mm)	Fexp (DA)	Finv (DA)	Total (DA)
50	291464,46	48321,53	339786,00
63	193349,45	74298,79	267648,25
75	179253,22	101776,71	281029,94
90	157710,25	146321,84	304032,09
110	153483,34	210936,35	364419,70

La représentation graphique des données du bilan (exploitation et investissements) est illustrée dans la figure III.5.

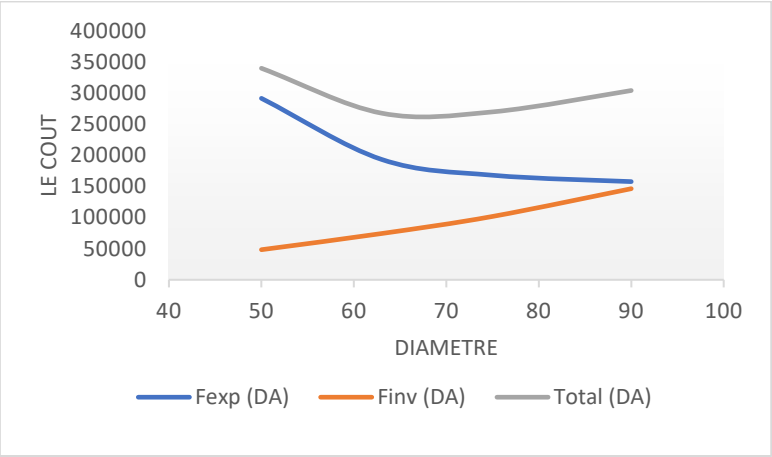


Figure III.5 : Bilan des coûts d'investissement et d'exploitation pour le tronçon (SP – SR)

➢ **Tronçon (SR– Réservoir Tasserguent) :**

Tableau III.21 : Le bilan des coûts d'investissement et d'exploitation du Tronçon (SR – Réservoir Tasserguent)

DN (mm)	Fexp (DA)	Finv (DA)	Total (DA)
50	202947,64	28746,71	231694,34
63	144578,56	44200,70	188779,26
75	139156.18	60547,45	199703,62
90	123376,63	87047,55	210424,18
110	120862,02	125487,03	246349,05
125	120202,83	162668,13	282870,96

La représentation graphique des données du bilan (exploitation et investissements) est illustrée dans la figure III.6.

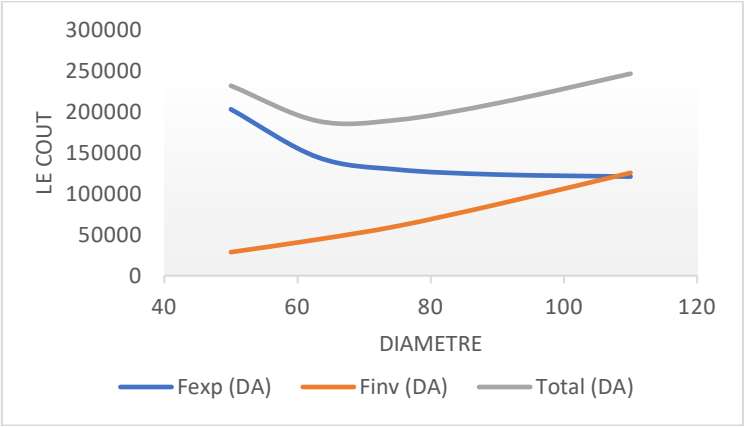


Figure III.6 : Bilan des coûts d'investissement et d'exploitation pour le tronçon (SR – Reservoir Tasserguent)

III.5.3.2 Dimensionnement de l'adduction gravitaire :

➢ **Tronçon (point de piquage – SP) :**

Pour déterminer le diamètre optimal de la conduite gravitaire, en tenant compte du point de piquage situé à une élévation de 270,34 m et d'une élévation de 263,42 m pour la bâche d'eau de SR proposée, le processus de calcul se déroule comme suit :

- Calcul de la charge disponible entre le point de piquage et la bâche d'eau de SP.
- Détermination du diamètre avantageux de la conduite et normalisation de celui-ci.
- Vérification de la vitesse pour s'assurer qu'elle admissible.

❖ **La vitesse d'écoulement :**

La vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire est déterminée à l'aide de l'équation de continuité

$$Q = V \times S \text{ (m/s)} \quad \text{..... III.21}$$

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} \quad \text{..... III.22}$$

Avec :

- **Q** : débit max journalier (Q = 213,6 m3/j) ;
- **S** : section de la canalisation (m^2) ;
- **V** : vitesse d'écoulement (m/s) ;
- **D** : diamètre de la conduite (m).

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.22: résultats du dimensionnement de la partie gravitaire

Matériau	CP Point du piquage (m)	CTP (bâche d'eau de SP) (m)	ΔH_d (m)	La longueur géométrique (m)	DN (mm)	V(m/s)
PEHD	272,23	265,92	6,31	870 ,319	75	0,72

Tableau III.23 : Les frais d'investissement de la partie gravitaire

D intérieur (mm)	D extérieur (mm)	Prix de conduite ml (DA)	Frais d'investissement (DA)
66	75	844,03	65230,29

(Source : http://www.algerie.prix-construction.info/)

III.5.4 Interprétation et choix de variante :

Tableau III.24 : Tableau récapitulatif des hauteurs manométriques des différents tronçons obtenues pour les deux variantes

	Tronçon	HMT(m)
Variante N°01	Forage-Allaghen -R Allaghen	125,97
	Station de pompage -R Tasserguent	276,36
Variante N°02	Forage-Allaghen -R Allaghen	125,97
	Station de pompage -Station de reprise	136,42
	Station de reprise -R Tasserguent	102,01

Le coût total pour les deux variantes est présenté dans le tableau suivant :

Tableau III.25 : Le coût total des deux variantes

Variante	Coût total (DA)
1	1456957,32
2	1362268,92

La première variante présente des défis significatifs liés à l'infrastructure de pompage et de refoulement, notamment en raison de la nécessité d'installer des équipements électropompes spéciales pour atteindre une hauteur manométrique totale de 276,36m, De plus, le terrain accidenté sur une distance de 1512,09 m entre la station de pompage (SP) et le réservoir Tasserguent pose des problèmes opérationnels majeurs, tels que des risques d'implosion de la conduite, de fissuration et de décollement de l'enduit interne de protection en cas d'arrêt brutal de la pompe, Sur la base de l'analyse globale, nous adoptons **la variante N°02,** qui reste la meilleure du point de vue technico-économique.

En prenant en considération à la fois les coûts d'investissement et les coûts d'exploitation, nous avons établi les diamètres et les vitesses indiqués dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.26 : Tableau récapitulatif des diamètres et des vitesses des différents tronçons

Tronçon	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Vitesse (m/s)
Forage Allaghen – Réservoir Allaghen	**110**	768,64	1,76
Point de piquage – SP	**75**	870,319	0,72
SP – SR	**63**	961,28	1,43
SR– Réservoir Tasserguent	**63**	571,87	1,43

III.6 : Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons mené une étude approfondie de notre système d’adduction d'eau, Cela inclut une analyse technico-économique pour le refoulement, ainsi que la détermination du diamètre avantageux en fonction de la charge disponible pour l'adduction gravitaire alimentant la station de pompage , les principales caractéristiques de notre système sont les suivantes :

- Une section de refoulement transportera l'eau du forage Allaghen vers le réservoir Allaghen, avec un diamètre de 110 mm,
- Une section gravitaire transportera l’eau du réservoir Allaghen vers la station de pompage (SP), avec un diamètre de 75 mm,
- Une autre section acheminera l'eau de la station de pompage (SP) projetée vers la station de reprise (SR) projetée, avec un diamètre de 63 mm,
- La dernière section transportera l'eau de la station de reprise (SR) vers le réservoir Tasserguent, également avec un diamètre de 63 mm,

Dans le chapitre suivant, cette étude nous aidera à nous focaliser sur une analyse approfondie afin de choisir les pompes les plus adaptées à notre projet.

Chapitre IV
Etude du pompage

IV.1 Introduction :

Après avoir mené une étude technico-économique approfondie pour notre système d'adduction, nous entamerons l'analyse des pompes. Ce chapitre a pour objectif d'examiner attentivement et de sélectionner les pompes les mieux adaptées à notre projet. Cette sélection est cruciale pour garantir que les pompes choisies répondent pleinement aux exigences en termes de débit et de hauteur manométrique totale, assurant ainsi le bon fonctionnement du système. Pour ce faire, nous utiliserons le logiciel « CAPRARI » pour évaluer les différentes options disponibles, en tenant compte de critères tels que les performances, l'efficacité énergétique et la fiabilité.

IV.2 Choix de l'emplacement de la station de reprise :

Pour choisir l'emplacement d'une station de reprise, il est essentiel de suivre et de respecter les critères suivants :

- Éviter autant que possible les zones sismiques ainsi que celles présentant une instabilité géologique.
- S'assurer que les différents ouvrages des stations de pompage ne soient pas situés dans des zones exposées aux inondations.
- Respecter les normes : la distance minimale entre une station, un aéroport et une prise d'eau doit être de 30 km.
- Pour les travaux de terrassement et l'implantation de la station de pompage, il est nécessaire de :
  - Assurer l'accessibilité à l'ensemble des ouvrages.
  - Envisager l'installation d'une plateforme équipée d'un revêtement adapté à la circulation routière.
  - Prévoir une élévation du plancher du rez-de-chaussée supérieure à celle de la plateforme, avec une différence de hauteur comprise entre 0,15 et 0,5 m.

IV.3 Classification des pompes [6]

IV.3.1 Les pompes volumétriques :

Ces pompes sont principalement conçues pour le pompage de fluides visqueux. Elles peuvent élever de faibles débits à des pressions élevées. Ce type de pompe permet d'obtenir des hauteurs manométriques totales nettement supérieures à celles des pompes centrifuges. En conséquence, la pression de refoulement est plus élevée, tandis que le débit est généralement plus faible. Cependant, ce débit est pratiquement indépendant des caractéristiques du réseau.

IV.3.2 Les turbopompes :

Dans les turbopompes, le liquide entre dans la pompe par l'oreillard. Grâce à la rotation de la roue, actionnée par le moteur électrique, le liquide gagne de l'énergie cinétique et est projeté vers la périphérie. Cette projection crée une dépression qui aspire le liquide vers le diffuseur, qui le guide ensuite vers la volute connectée à l'orifice de refoulement. Ainsi, une pression, appelée hauteur manométrique de refoulement, est générée à la sortie de la pompe.

Les turbopompes se divisent en plusieurs catégories :

- ✓ Les pompes centrifuges (radiales) ;
- ✓ Les pompes hélio-centrifuges (semi-axiales) ;
- ✓ Les pompes à hélice (axiales).

IV.3.2.1 Classification des pompes centrifuges :

- **La forme des aubes de la roue :**
  - Pompes centrifuges semi axial ;
  - Pompes centrifuges radiales.
- **La forme du corps de la pompe :**
  - Pompe à volute ou colimaçon ;
  - A diffuseur circulaire ou type burine.
- **De la hauteur d'élévation ;**
- **De la vitesse spécifique ;**
- **Le nombre de roues :**
  - Les pompes monocellulaires : conviennent pour des pressions comprises entre 15 et 100 mce
  - Les pompes multicellulaires : sont conçues pour générer des pressions élevées, pouvant atteindre plusieurs centaines de mètres.
- **Position de l'arbre de la pompe :**
  - Pompe à axe horizontal ;
  - Pompe à axe vertical.

IV.3.2.2 La constitution d'une pompe centrifuge :

La pompe centrifuge est constituée de divers éléments, tels que :

- **Volute** : Ce composant transfère le fluide du diffuseur vers la section de refoulement en utilisant une spirale ou un colimaçon à section croissante. Son rôle principal est de convertir une partie de la vitesse du fluide sortant de la roue en pression, formant ainsi le corps de la pompe.
- **Roue** : Également appelée rotor ou impulser, la roue est un élément mobile composé de deux flasques (avant et arrière) et d'aubages concaves orientés à l'opposé du centre de rotation de la machine. Ses caractéristiques incluent les angles des aubages, les diamètres, la longueur et la vitesse de rotation.
- **Distributeur :** Composé d'un cône convergent après la tubulure d'aspiration, le distributeur vise à diriger les flux liquides vers l'axe de la pompe avec la vitesse et la direction adéquates.
- **Paliers :** Assurant un alignement précis entre la roue de la pompe et son arbre, les paliers absorbent les forces radiales et axiales résultantes.
- **Différentes roues** : Constituant un élément crucial des pompes multicellulaires, les différentes roues jouent un rôle essentiel dans le processus**.**
- **Arbre :** Tous les composants de la pompe sont montés sur un axe rotatif, appelé l'arbre d'entraînement de la pompe. La roue est fixée à cet axe à l'aide d'une clavette.
- **Presse-étoupe :** Au-delà de son rôle d'étanchéité pour l'arbre d'entraînement de la roue, le presse-étoupe permet le passage d'un débit de fuite le long de l'arbre, contribuant ainsi à son refroidissement et prévenant toute surchauffe.
- **Diffuseur :** Situé à la sortie de la roue, le diffuseur transforme l'énergie cinétique en énergie de pression. Deux types existent : lisse et à ailettes. Il est conçu avec un cône divergent qui ralentit le flux, diminuant ainsi sa vitesse absolue à la sortie de la roue.

IV.3.2.3 Caractéristiques des pompes centrifuges :

Les principales caractéristiques d'une pompe centrifuge sont :

- La hauteur manométrique totale (Hmt) ;
- Le débit à refouler (Q) ;
- La puissance (P) ;
- Le rendement (η) ;
- La vitesse spécifique.

IV.4 Types d'installation d'une pompe [6]

IV.4.1 Installation en charge :

Pour ce type d'installation, la pompe est placée de manière à ce que l'axe de son rotor soit situé en dessous du niveau de l'eau aspirée. L'illustration ci-dessous montre ce modèle d'installation :

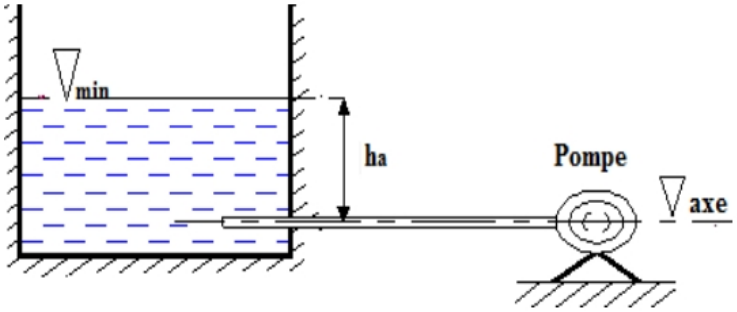


Figure IV.1 : Installation en charge

(Source : W. Mokrane, O. Khodjet Kesba « Systèmes de Pompage, les pompes hydrauliques »,2022)

IV.4.2 Installation en aspiration :

Dans cette installation, la pompe est placée de manière à ce que son axe soit situé au-dessus du niveau de l'eau aspirée. La figure suivante illustre ce type d'installation :

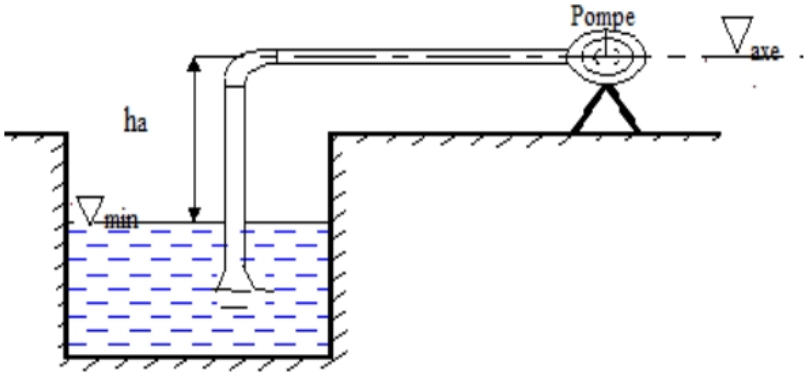


Figure IV.2 : Installation en aspiration

(Source : W. Mokrane, O. Khodjet Kesba « Systèmes de Pompage, les pompes hydrauliques »,2022).

IV.5 Couplage des pompes :

Si la pompe installée dans une station de pompage n'est pas capable de fournir le débit ou la pression nécessaires pour atteindre le niveau souhaité, il devient impératif d'envisager le couplage de plusieurs pompes. Ce couplage peut se réaliser soit en série, soit en parallèle, selon les besoins.

IV.5.1 Le couplage en parallèle :

Cette configuration implique que chaque conduite de refoulement individuelle est reliée à une conduite générale commune. En fonction d'une même hauteur d'élévation (HMT) donnée, le débit total est la somme des débits de chaque pompe.

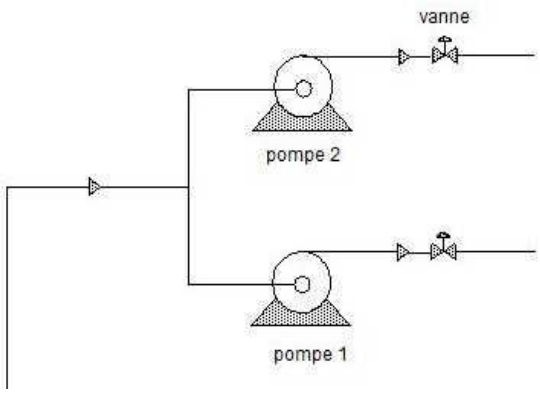


Figure IV.3 : Couplage de deux pompes en parallèle

Source : (www.sti2d.stlouis.free.fr)

IV.5.2 Le couplage en série :

Lorsque la pompe refoule, son écoulement se dirige vers l'entrée d'aspiration de la pompe suivante. De cette façon, pour un débit spécifique, la hauteur totale à laquelle le liquide est élevé est la somme des hauteurs auxquelles chaque groupe le hisse. Ainsi, le débit reste constant alors que les niveaux s'accumulent.

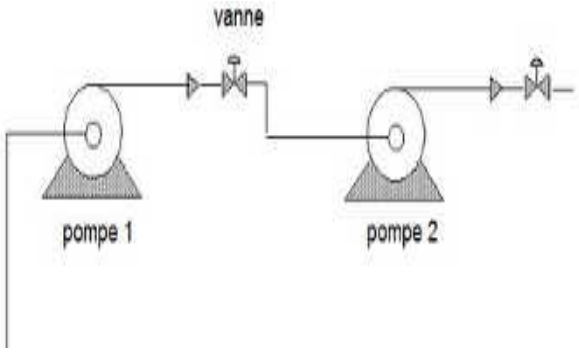


Figure IV.4 : Couplage de deux pompes en série

Source : (www.sti2d.stlouis.free.fr)

IV.6 Le choix de pompe :

La conception de notre station de reprise a été basée sur un débit maximal, ce qui implique que nous devrons choisir un type de pompe qui assurera un débit total équivalent à ce maximum.
Ainsi, la décision que nous prendrons sera influencée par le nombre et le type de pompes à utiliser.

IV.6.1 Choix du type de pompe :

Les critères à considérer lors du choix du type de pompe sont les suivants :

- Garantir le débit demandé Qapp et la hauteur manométrique totale HMT ;
- Nombre minimal de pompes ;
- Rendement plus important ;
- NPSH requis minimum ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Le pompage doit être fabriqué en série ;
- Encombrant et poids réduit.

IV.6.2 Choix du nombre de pompe :

Le choix repose sur différents critères :

- Nombre minimal de pompes ;
- Meilleur rendement ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- (NPSH)r minimal.

Tableau IV.1 : Caractéristiques des tronçons concernés par le pompage

Tronçon	Dec (mm)	Q (l/s)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)	λ	ΔH_T (m)	Hg (m)	HMT (m)
Forage -Réservoir allaghen	**110**	11,16	1,76	768,64	0,0124	18,33	107,64	125,97
SP-SR	63	2,97	1,43	961,28	0,0139	29,75	106,67	136,42
SR-Réservoir Tasserguent	63	2,97	1,43	571,87	0,0139	17,70	84,31	102,01

Dans le cadre de notre étude, nous avons fait appel au programme CAPRARI. Il n'est nécessaire que de saisir les paramètres de fonctionnement de la station de reprise, tels que le débit de pompage, la hauteur manométrique totale et la hauteur géométrique. Après cela, en indiquant le nombre de

pompes désirées, le logiciel propose différentes options parmi lesquelles nous choisissons la plus optimale. Le choix est déterminé par les diverses options présentées dans les tableaux suivants :

Tableau IV.2 : les divers critères pour sélectionner le type de pompe approprié pour le forage

Nombre de pompe	Q_{ref} (l/s)	HMT (m)	Pompe choisie	Rendement (%)	Nombre de tours (tr/min)	P_{abs} (Kw)	$(NPSH)_r$ (m)
1	**11,6**	**127**	**E6S55/11A+MCH630**	**73,6**	**2900**	**19,6**	**4,11**
1	11,8	128	**E6S64/12A+MCH630**	73,1	2900	20,3	4,01
1	11	125	**E6S54/11A+MCH630**	71,9	2900	18,9	4,57

Selon les critères de sélection de la pompe, nous optons pour la pompe **E6S55/11A+MCH630** avec une pompe de secours pour le forage Allaghen. Cette pompe répond aux besoins de la zone d'étude et à la hauteur manométrique totale, tout en offrant un rendement optimal de 73,6 %.

Tableau IV.3 : les divers critères pour sélectionner le type de pompe approprié pour SP

Nombre de pompe	Q_{ref} (l/s)	HMT (m)	Pompe choisie	Rendement (%)	Nombre de tours (tr/min)	P_{abs} (Kw)	$(NPSH)_r$ (m)
1	**3,1**	**139**	**HMU40-1/7E**	**62,1**	**2900**	**6,8**	**2,47**
2	1,72	147	HVU25/4A+20	37,9	2900	6,51	1,27
3	1,13	146	HVU25/4A+20	27,2	2900	5,83	0,97
4	0,83	145	HVU25/4A+20	21	2900	5,49	0,79

Selon les critères de sélection de la pompe, nous optons pour la pompe **HMU40-1/7E** avec une pompe de secours pour SP. Cette pompe répond aux besoins de village et à la hauteur manométrique totale, tout en offrant un rendement optimal de 62,1 %.

Tableau IV.4: les divers critères pour sélectionner le type de pompe approprié pour SR

Nombre de pompe	Q_{ref} (l/s)	HMT (m)	Pompe choisie	Rendement (%)	Nombre de tours (tr/min)	P_{abs} (Kw)	$(NPSH)_r$ (m)
1	**3,14**	**104**	**HMU40-1/4B**	**61,5**	**2900**	**5,22**	**2,45**
2	1,78	110	HVU25/3A+15	36,1	2900	5,38	1,29
3	1.17	109	HVU25/3A+15	25,9	2900	4,82	1
4	0,865	109	HVU25/3A+15	20	2900	4,53	0,816

Selon les critères de sélection de la pompe, nous optons pour la pompe **HMU40-1/4B** avec une pompe de secours pour SR. Cette pompe répond aux besoins de village et à la hauteur manométrique totale, tout en offrant un rendement optimal de 61,5 %.

IV.6.3 Les courbes caractéristiques des pompes :

De manière générale, les performances des pompes sont représentées par des graphiques qui synthétisent les critères physiques essentiels permettant de faire le bon choix, tels que :

- La courbe débit- hauteur **(H = f (Q)).**
- La courbe débit- rendement **(η = f (Q)).**
- La courbe débit- puissance **(P= f (Q)).**
- La courbe débit- NPSHr **(NPSHr = f (Q)).**

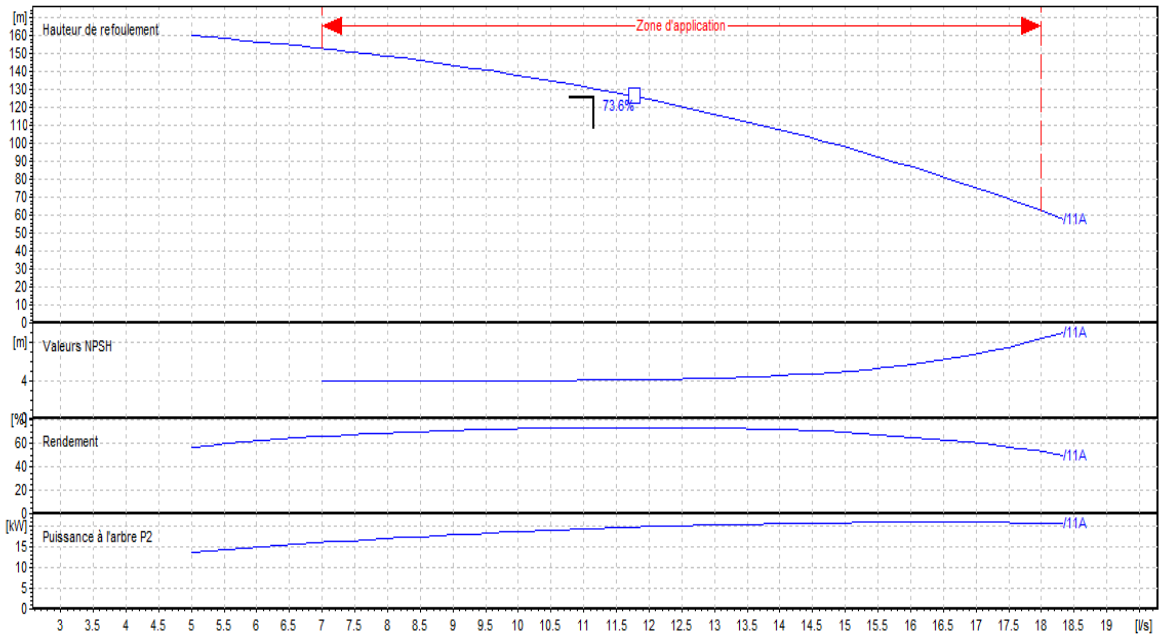


Figure IV.5 : Courbes caractéristiques de la pompe (Forage) de type **E6S55/11A+MCH630**

(Source : Logiciel CAPRARI)

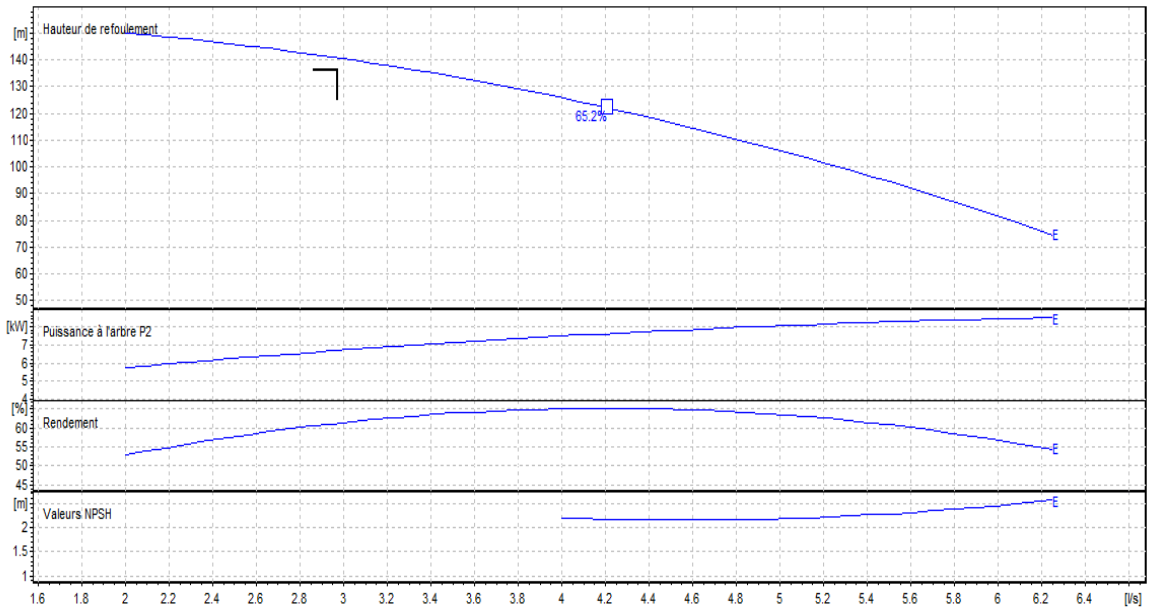


Figure IV.6 : Courbes caractéristiques de la pompe (SP Tasserguent) de type **HMU40-1/7E**

(Source : Logiciel CAPRARI)

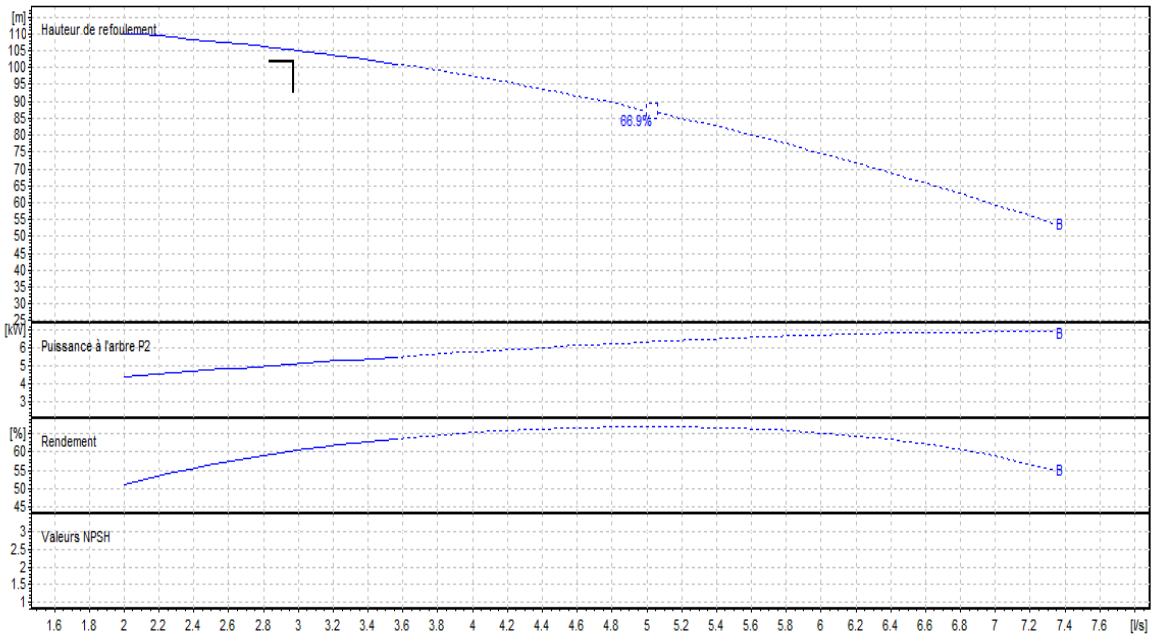


Figure IV.7 : Courbes caractéristiques de la pompe (SR Tasserguent) de type **HMU40-1/4B**

(Source : Logiciel CAPRARI)

IV.7 Le point de fonctionnement de la pompe :

Le point de fonctionnement d'une pompe est défini par l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe en fonctionnement **(Hp = f(Q))** et la courbe caractéristique de la conduite **(Hc = f(Q)).**

La courbe caractéristique de la pompe est fournie par le fabricant ou déterminée par des tests de pompage, tandis que celle de la conduite est élaborée par l'installateur de la pompe.

Pour assurer un fonctionnement optimal de la pompe, il est crucial que le point de fonctionnement se situe dans une zone exempte de cavitation et que le débit correspondant soit dans la plage de bon fonctionnement **[-10%Qpf ; +10%Qpf]** , ce qui garantit un rendement optimal.

La vérification de la condition de fonctionnement optimale de la pompe n'est pas toujours effectuée, ce qui implique qu'il sera nécessaire de modifier son fonctionnement ou ses dimensions. L'objectif est de l'adapter à des conditions de marche particulières. Ainsi, il y a plusieurs possibilités à prendre en compte :

- Modification du temps de pompage ;
- Changer la vitesse de tournant ;
- Le processus de rognage implique de réduire le diamètre de la roue pour réduire la hauteur d'une pompe spécifique.

➢ **Courbe caractéristique de la conduite :**

La courbe caractéristique de la conduite est donnée par l'équation ci-dessous :

$$\mathbf{Hc = Hg + \Delta Ht} \quad \text{..... IV.1}$$

Avec :

- **Hg** : Hauteur géométrique (m) ;
- **ΔHt** : Pertes de charge linéaires et singulières (m).

Dans les adductions, on évalue que les pertes de charge singulières constituent environ 10 % des pertes de charge linéaires.

$$\mathbf{\Delta H_{totale} = 1{,}10 \times \Delta H_{linéaire}\ (m)} \quad \text{..... IV.2}$$

La formule de Darcy-Weisbach est la méthode la plus couramment employée pour calculer les pertes de charge dans une conduite.

$$\mathbf{\Delta H_{linéaire} = \frac{8 \times \lambda \times L_g \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D_{éc}^{\ 5}}\ (m)} \quad \text{..... IV.3}$$

- **g** : Accélération de la pesanteur (m/s^2) ;
- **Q** : Débit à refouler (m^3/s) ;
- **$D_{éc}$** : diamètre économique de la conduite (m) ;
- **Lg** : la longueur géométrique de la conduite en m ;
- **λ** : Coefficient de frottement il est déterminé à l'aide de ces formules :

Formule de Nikuradzé : $\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$ IV.4

❖ **Tronçon (Forage – Réservoir Allaghen) :**

Tableau IV.5 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (Forage – Réservoir Allaghen)

Q (l/s)	Hp (m)	Q(m3/s)	Hg(m)	Lref (m)	Dec	λ	ΔH_T	Hc
0	169	0	107,64	768,64	110	0,0124	0,00	107,64
2	166	0,002	107,64	768,64	110	0,0124	0,59	108,23
4	162	0,004	107,64	768,64	110	0,0124	2,35	109,99
6	157	0,006	107,64	768,64	110	0,0124	5,29	112,93
8	149	0,008	107,64	768,64	110	0,0124	9,41	117,05
10	138	0,01	107,64	768,64	110	0,0124	14,70	122,34
12	124	0,012	107,64	768,64	110	0,0124	21,17	128,81
14	108	0,014	107,64	768,64	110	0,0124	28,82	136,46

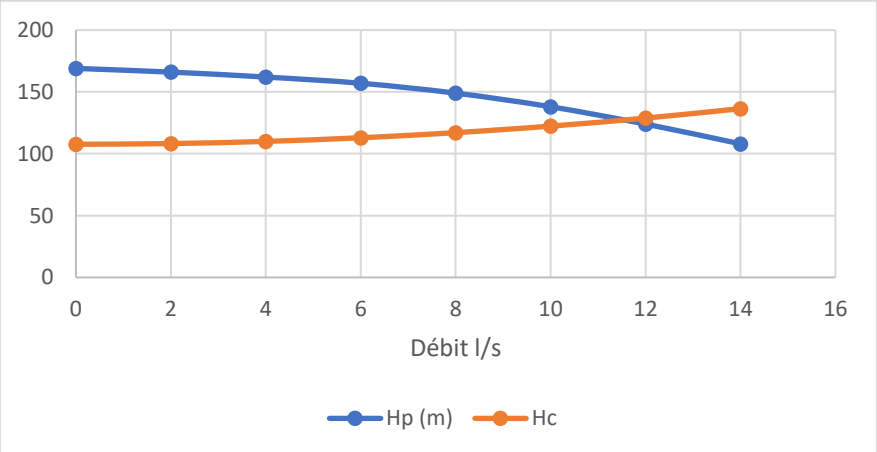


Figure IV.8 : Point de fonctionnement de la pompe du forage

Le point de fonctionnement est défini par l'intersection des courbes Hc et Hp, qui représente la valeur du débit et de la hauteur :

P_f (11,6 ; 127)

Plage de bon fonctionnement :

$[0,9Q_{pf} ; 1,1Q_{pf}] = [10,44 ; 12,76]$

Nous avons **Qapp = 11,16 l/s ϵ [10,44 ; 12,76]** donc la pompe satisfait entièrement aux besoins de fonctionnement du réseau.

❖ **Tronçon (SP - SR) :**

Tableau IV.6 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP- SR)

Q (l/s)	Hp (m)	Q(m3/s)	Hg(m)	Lref (m)	Dec	λ	ΔH_T	Hc
0	155	0	106,67	961,28	63	0,0139	0,00	106,67
1	155	0,001	106,67	961,28	63	0,0139	3,38	110,05
2	150	0,002	106,67	961,28	63	0,0139	13,52	120,19
3	140	0,003	106,67	961,28	63	0,0139	30,42	137,09
4	126	0,004	106,67	961,28	63	0,0139	54,08	160,75
5	106	0,005	106,67	961,28	63	0,0139	84,49	191,16
6	81,5	0,006	106,67	961,28	63	0,0139	121,67	228,34

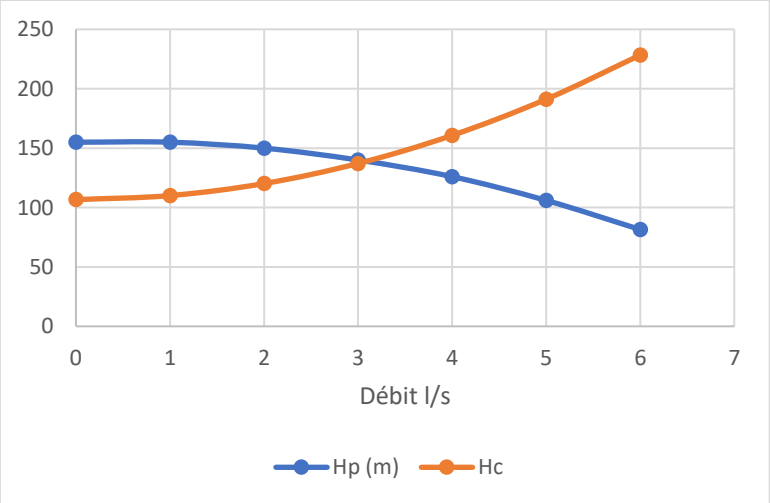


Figure IV.9 : Point de fonctionnement de la SP

Le point de fonctionnement est défini par l'intersection des courbes Hc et Hp, qui représente la valeur du débit et de la hauteur :

P_f (3.1 ; 142)

Plage de bon fonctionnement :

[0,9Q_{pf} ; 1,1Q_{pf}] = [2,79 ; 3,41]

Nous avons **Qapp = 2,97 l/s ϵ [2,79 ; 3,41]** donc la pompe satisfait entièrement aux besoins de fonctionnement du réseau.

❖ **Tronçon (SR – Réservoir Tasserguent) :**

Tableau IV.7 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR – Réservoir Tasserguent)

Q (l/s)	Hp (m)	Q(m3/s)	Hg(m)	Lref (m)	Dec	λ	ΔH_T	Hc
0	113	0	84,31	571,87	63	0,0139	0,00	84,31
1	113	0,001	84,31	571,87	63	0,0139	2,01	86,32
2	110	0,002	84,31	571,87	63	0,0139	8,04	92,35
3	105	0,003	84,31	571,87	63	0,0139	18,10	102,41
4	97,4	0,004	84,31	571,87	63	0,0139	32,17	116,48
5	87,3	0,005	84,31	571,87	63	0,0139	50,27	134,58
6	74,6	0,006	84,31	571,87	63	0,0139	72,38	156,69

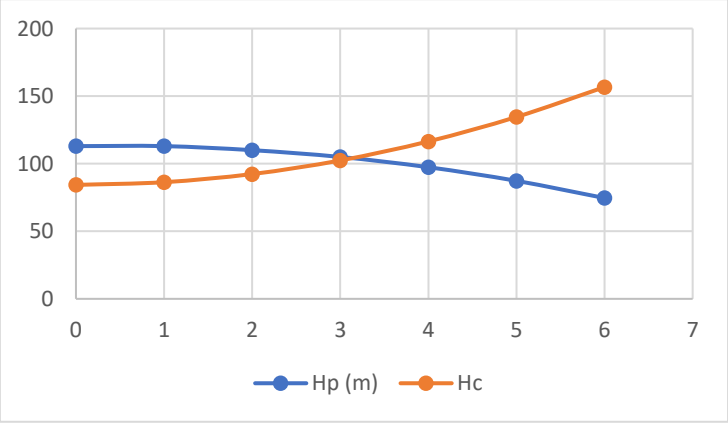


Figure IV.10 : Point de fonctionnement de la SR

Le point de fonctionnement est défini par l'intersection des courbes Hc et Hp, qui représente la valeur du débit et de la hauteur :

P_f (3,14 ; 104)

Plage de bon fonctionnement :

[0,9Q_{pf} ; 1,1Q_{pf}] = [2,83 ; 3,45]

Nous avons **Qapp = 2,97 l/s є [2,83 ; 3,45]** donc la pompe satisfait entièrement aux besoins de fonctionnement du réseau.

IV.8 Equipement en amont et en aval de la pompe :

La station de reprise ne se limite pas aux seules pompes et aux moteurs électriques. Elle est équipée d'une multitude d'accessoires essentiels qui assurent et supervisent son bon fonctionnement. Bien que les pompes et les moteurs électriques soient les composants principaux, d'autres équipements jouent un rôle crucial dans son efficacité globale.

IV.8.1 Equipement en amont de la pompe :

- **Le diamètre d'aspiration :**

$$D_a = \sqrt{\frac{4Q}{\pi \times v_a}} \quad \text{..... IV.5}$$

Avec :

- **D_a** : Diamètre d'aspiration (m).
- **d_a** : Diamètre tubulure d'aspiration (donnée par le fournisseur de pompe).

Il est nécessaire que cette condition soit vérifiée : $D_a > d_a$

Pour le cas de PEHD :

$$0,5 \text{ m/s} \leq V_a \leq 1,5 \text{ m/s}$$

Tableau IV.8 : Les différents diamètres d'aspiration et des tubulures d'aspiration.

Station	Q (l/s)	d_a (mm)	v_a (mm)	D_a (mm)
SP Tasserguent	2.97	65	0,7	90
SR Tasserguent	2.97	65	0,7	90

- **Le diamètre de butée :**

On a :

y=30cm si Da<500mm ou bien **y=1m si Da>500mm**

Tableau IV.9 : Les diamètres du butée pour les différentes stations

Station	D_a (mm)	y (cm)
SP Tasserguent	90	30
SR Tasserguent	90	30

- **La longueur de convergent :**

$$l_c = (3,5 \div 4)(D_a - d_a) \quad \text{IV.6}$$

- l_c: longueur de convergent (m) ;
- D_a : diamètre de la conduite d'aspiration (m) ;
- d_a : diamètre de tubulure d'aspiration.

Prenons pour notre cas : $l_c = 4\,(D_a - d_a)$

Tableau IV.10 : Les longueurs de convergent pour les différentes stations

Station	d_a (mm)	D_a (mm)	l_c (mm)
SP Tasserguent	65	90	100
SR Tasserguent	65	90	100

- **La longueur de tronçon d'aspiration :**

$$l_{ta} \geq 2\,D_a\,(m) \quad \text{IV.7}$$

- D_a : diamètre de la conduite d'aspiration (m) ;
- l_{ta}: longueur de tronçon d'aspiration (m) .

Tableau IV.11: Les longueurs de tronçon pour les différentes stations

Station	D_a (mm)	l_{ta} (mm)
SP Tasserguent	90	180
SR Tasserguent	90	180

- **Le diamètre de la tulipe d'aspiration :**

$$D_e = (1{,}2 \div 1{,}5)\, D_a\ (m) \quad \text{IV.8}$$

- D_e : diamètre de la tulipe d'aspiration ;
- D_a : diamètre de la conduite d'aspiration (m).

On prend : $D_e = 1{,}5 \times D_a$

Tableau IV.12 : Tableau des diamètres de la tulipe d'aspiration pour les différentes stations

Station	D_a (mm)	D_e (mm)
SP Tasserguent	90	135
SR Tasserguent	90	135

IV.8.2 Les équipements en aval de la pompe :

Pour éviter tout stress inutile sur la pompe, on connecte la conduite de refoulement à la pompe de manière appropriée. En l'absence d'une butée automatique pour la canalisation, l'utilisation de joints autobutants, de divergents pour ralentir le débit à la sortie de la pompe et de clapets de refoulement peut être envisagée.

- **Détermination du diamètre de la tubulure de refoulement :**

Tableau IV.13 : Les différents diamètres des tubulures de refoulement

Station	d_r (mm)	D_r (mm)
SP Tasserguent	40	63
SR Tasserguent	40	63

- **La longueur du tronçon de refoulement :**

$$l_{tr} \geq 2\, D_r\ (m) \quad \text{IV.9}$$

- D_r : diamètre de la conduite de refoulement (m) ;
- l_{tr}: longueur de tronçon de refoulement (m) .

Tableau IV.14: Les longueurs de tronçon de refoulement pour les différentes stations

Station	D_r (mm)	l_{tr} (mm)
SP Tasserguent	63	126
SR Tasserguent	63	126

- **Détermination de la longueur du divergent :**

$$l_d = (3,5 \div 4)(D_r - d_r)\ (m) \quad \text{IV.10}$$

- l_d: longueur de divergent (m) ;
- D_r : diamètre de la conduite de refoulement (m) ;
- d_r : diamètre de tubulure de refoulement.

On prend : $l_d = 4\ (D_r - d_r)$

Tableau IV.15 : Tableau des longueurs de divergent pour les différentes stations

Station	d_r (mm)	D_r (mm)	l_d (mm)
SP Tasserguent	40	63	92
SR Tasserguent	40	63	92

- **Le diamètre de la conduite de vidange :**

$$D_{vidange} = \frac{D_r}{4} \quad \text{IV.11}$$

- $D_{vidange}$: diamètre de la conduite de vidange (m) ;
- D_r : diamètre de la conduite de refoulement (m).

Tableau IV.16 : Tableau des diamètres des conduites de vidange pour les différentes stations

Station	D_r (mm)	$D_{vidange}$ (mm)	$DN_{vidange}$ (mm)
SP Tasserguent	63	15.75	20
SR Tasserguent	63	15.75	20

- **Le diamètre de la vanne :**

$$DN_{vanne} = D_r \quad \text{IV.12}$$

- DN_{vanne} : diamètre de la conduite de vanne (m) ;
- D_r : diamètre de la conduite de refoulement (m).

Tableau IV.17 : Les diamètres des vannes pour les différentes stations

Station	D_r (mm)	DN_{vanne} (mm)
SP Tasserguent	63	63
SR Tasserguent	63	63

➢ **Détermination du diamètre du clapet :**

$$DN_{clapet}=D_r \quad \text{..... IV.13}$$

- **DN clapet** : diamètre de la conduite du clapet (m) ;
- **D r** : diamètre de la conduite de refoulement (m).

Tableau IV.18 : Les diamètres des clapets pour les différentes stations

Station	D_r (mm)	DN clapet (mm)
SP Tasserguent	63	63
SR Tasserguent	63	63

IV.9 Le calage des pompes [6]

Pour garantir le bon fonctionnement de la pompe et prévenir tout risque de cavitation, il est crucial de déterminer avec précision la position de l'axe de la pompe par rapport au niveau de l'eau d'aspiration.

La hauteur d'aspiration admissible est déterminée par la relation suivante:

$$h_{asp}^{adm} = \frac{P_v}{\rho g} + (NPSH)_d - \frac{P_{atm}}{\rho g} + \frac{V_a^2}{2g} + \Delta H_{asp} \quad \text{..... IV.14}$$

Avec :

- P_{atm}: Pression atmosphérique,

$$Patm = 10{,}33 - 0.00139 \times Côte \quad \text{..... IV.15}$$

- $\frac{P_v}{\rho g}$: tension de vapeur en eau (m.c.e)

(Dans des conditions atmosphérique standards pur T=20°C, Il se trouve que $\frac{P_v}{\rho g}$ = 0,24 mce).

- V_a : vitesse d'aspiration (m/s) ;
- $(NPSH)_d$: Charge nette d'aspiration disponible ;
- ΔH_{asp} **:** Perte de charge totale en aspiration (m).

$$\Delta H_{linéaire} = \frac{8 \times \lambda \times L_g \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D_{éc}{}^5} \quad \text{..... IV.16}$$

- **g** : Accélération de la pesanteur (m/s^2) ;
- **Q** : Débit à aspirer (m^3/s) ;
- D_{ref} : diamètre de la conduite d'aspiration (m) ;
- L_{asp} : la longueur géométrique de la conduite d'aspiration en m (L_{asp}=4m) ;
- **λ** : le coefficient de frottement (0,0129) ;

Tableau IV.19 : Les hauteurs admissibles d'aspiration pour les différentes stations

Station	Côte (m)	$\frac{P_{atm}}{\rho g}$ (mce)	$\frac{P_v}{\rho g}$ (mce)	v_a (m/s)	$(NPSH)_d$ (m)	ΔH_{asp} (m)	h_{asp}^{adm} (m)
SP Tasserguent	263,42	1,02	0,24	0,7	2,47	0,02	1,73
SR Tasserguent	370.19	1,001	0,24	0,7	2,45	0,02	1,73

La cote de l'axe de la pompe est donnée par :

$$\nabla_{axe}=\nabla_{min}-h_{asp}^{adm}+r\ (m)\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ \textbf{IV.17}$$

- ∇_{min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (m) ;

$$\nabla_{min} = \text{Cote radier}_{\text{bâche}} + 10cm\ (m)\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ \textbf{IV.18}$$

- **r** : une réserve de sécurité **(0,1÷0,3) m** (On prend r = 0,3m).

Tableau IV.20 : Tableau représente les cotes de l'axe de la pompe

Station	h_{asp}^{adm} (m)	∇_{min} (m)	∇_{axe} (m)
SP Tasserguent	1,73	263,27	261,84
SR Tasserguent	1,73	370,04	368,61

IV.10 Bâtiment de la station de pompage :

Pour définir le type de construction de la station de pompage (reprise), plusieurs paramètres sont considérés :

- L'emplacement du bâtiment au point de prise d'eau ;
- Les fluctuations du niveau d'eau à l'entrée ;
- La nature et la disponibilité des matériaux de construction ;
- Les conditions géologiques et hydrologiques (climat, relief, type de sol, stabilité, etc.) ;
- Les types de moteurs et de pompes employés.

Tableau IV.21 : Types des bâtiments des stations de pompage (reprise)

Type de bâtiment	Bloc	Bâche sèche	Bâche mouillé	Surface
Q (m^3/s)	≥ 2	2 ≥	6 ≥	1,5 ≥
Type de pompe	Axiales verticales	Pompes centrifuges	Axiales verticales	Pompes centrifuges
Installation	En charge	En charge En aspiration	En charge	En aspiration
Variation de plan d'eau	1-2	/	/	$<h_{asp}^{adm}$

(Source : Cours 5ème année « Systèmes de Pompage »,2024)

IV.10.1 Dimensionnement du Bâtiment de la station de pompage (reprise) :

La structure du bâtiment est généralement rectangulaire. Il est conseillé de considérer les éléments suivants :

- La hauteur régulée de la station de pompage (Hb : 3,5 m ; 4,2 m ; 5,4 m ; 6 m) ;
- La longueur normalisée du bâtiment (Lb : 3 m ; 6 m ;10 m ; 18 m ; 21 m ; 24 m, etc.) ;
- La distance entre les poteaux (3 m ; 6 m ; 9 m ; 12 m, etc.).
- Il est crucial de respecter ces dimensions pour garantir une circulation fluide du personnel et assurer la sécurité.

➢ **Hauteur du bâtiment :**

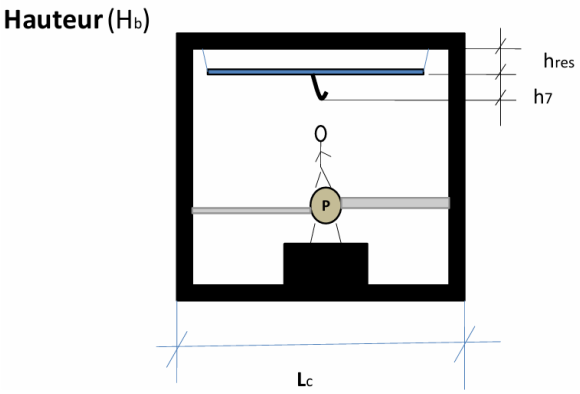


Figure IV.11 : Schéma représentant les différentes hauteurs du bâtiment

(Source : Cours 5ème année « Systèmes de Pompage »,2024)

La hauteur du bâtiment est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \text{ (m)} \quad \text{IV.19}$$

Avec :

- $H_5 = H_{pompe} + H_{socle} + H_{réserve}$

A.N:

Pour SP : H_{pompe} = 0,490 m (CAPRARI) ;

Pour SR : H_{pompe} = 0,44 m (CAPRARI) ;

- **H_{socle}** : hauteur du socle (0.3÷0,5) m, on la prend , H_{socle} =0,5m
- **$H_{réserve}$**: hauteur de réservé, $H_{réserve}$ = 0,5m

A.N:

Pour SP : H_5 = 0,490 + 0.5 + 0,5 =1,49 m

Pour SR : H_5 = 0,44 + 0.5 + 0,5 =1,44 m

- **H_6** : hauteur réservée à l'homme, H_6=2,2 m
- **H_7** : hauteur du pont roulent, H_7 = 0,3m
- **H_8** : hauteur profilée, H_8 = 0,8 m
- **H_9** : hauteur de sécurité, H_9 = 0,5m

Donc :

Pour SP : **H_b** = 1,49+2,2+0,3+0,8+0,5=5,29m

Pour SR : **H_b** = 1,44+2,2+0,3+0,8+0,5=5,24m

On prend comme hauteur du bâtiment :

Pour SP : **H_b** = 6 m

Pour SR : **H_b** = 6 m

- **Longueur du bâtiment :**

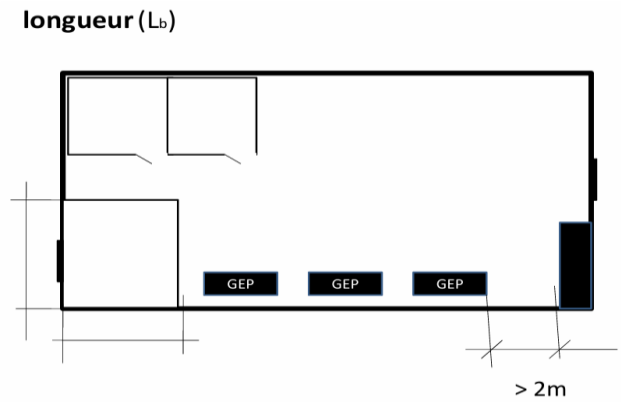


Figure IV.12 : Schéma illustrant la vue de dessus du bâtiment
(Source : Cours 5ème année « Systèmes de Pompage »,2024)

La longueur du bâtiment est calculée en se basant sur les paramètres suivants :

$$L_b = L_r + L_{pf} + L_{int} + n_p \times L_{GEP} + 2s + d \text{ (m)} \quad \text{IV.20}$$

Avec :

- **L_r** : largeur de l'armoire électrique= 0,8m
- **n_p** : nombre de pompes= 2 (tenant compte la pompe secours) pour chaque station ;
- **L_{GEP}** : longueur de moteur +pompe ;

Pour SP : L_{GEP}=1,462m (CAPRARI) ;

Pour SR : L_{GEP}=1,16m (CAPRARI) ;

- **L_{pf}** : longueur de la plate-forme de montage, L_{pf} =2,5 m
- **L_{int}** : distance entre deux pompes voisines, L_{int} = (0,8 ÷ 1,2) m, L_{int} = 1m
- **s** :épaisseur de mur =0,3m
- **d** : distance entre l'armoire et le premier GEP est supérieure à 2m =2,5m

AN :

Pour SP : L_b=0,8+2,5+1+2×1,462+2×0,3+1=8,824m

Pour SR : L_b=0,8+2,5+1+2×1,16+2×0,3+1=8,22m

On prend comme longueur du bâtiment :

Pour SP : L_b =9 m

Pour SR : L_b =9 m

- **Largeur du bâtiment :**

La largeur du bâtiment est déterminée en utilisant la formule suivante :

$$B = l_b + l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2s + 1{,}2m \ (m) \quad \text{IV.21}$$

Avec :

- **l_b** : longueur du bureau du personnel : l_b = 1,5m
- **l_1** : distance entre le mur et le premier élément de la pompe (20 ÷ 30) cm, l_1=0,25m
- **l_2** : distance entre les tubulures, l_2=0,2m

On a :

$$l_3 + l_4 = l_{pompe} + l_{tr} + l_{ta} + l_c + l_d + l_j \ (m) \quad \text{IV.22}$$

- **l_3** : longueur des accessoires d'aspiration ;
- **l_4** : longueur des accessoires de refoulement ;
- **l_p** : Largeur de la pompe .

Pour SP : l_p = 0,430m (CAPRARI) ;

Pour SR : l_p = 0,38m (CAPRARI) ;

- **l_{tr}** : Longueur de la tubulure de refoulement ;

Pour SP : l_{tr} = 0,15 m

Pour SR : l_{tr} = 0,15 m

- $\mathbf{l_{ta}}$: Longueur de la tubulure d'aspiration ;

Pour SP : $\mathbf{l_{ta}}$ = 0,18 m

Pour SR : $\mathbf{l_{ta}}$ = 0,18 m

- $\mathbf{l_c}$: longueur de convergent ;

Pour SP : l_c = 0,1 m

Pour SR : l_c = 0,1 m

- $\mathbf{l_d}$: longueur de divergent ;

Pour SP : $\mathbf{l_d}$ = 0,14 m

Pour SR : $\mathbf{l_d}$ = 0,14 m

- $\mathbf{l_j}$: longueur des joints = 0,5 m

A.N :

Pour SP : l_4+l_3=0,430+0,15+0,18+0,1+0,14+0,5=1,5 m

Pour SR : l_4+l_3=0,380+0,15+0,18+0,1+0,14+0,5=1,45 m

- **s** :épaisseur de mur =0,3m

AN :

Pour SP : B=1,5+0,25+0,2+1,5 +2×0,3+1,2=5,25m

Pour SR : B=1,5+0,25+0,2+1,45 +2×0,3+1,2=5,2m

On prend comme largeur du bâtiment

Pour SP : B = 6 m

Pour SR : B = 6 m

➢ **Dimensions des portes et fenêtres :**

✓ **Dimension des portes :**

Porte principale : 3×3 m² ;

Porte secondaire : 2,5×1,6 m² ;

✓ **Dimensionnement des fenêtres :**

Il faut prévoir un éclairage de surface qui représente [10 à 15] % de la surface totale de la station en plus de l'éclairage électrique. Nous prenons 12,5 %.

Pour SP : $S_{(fenêtres)}$ = 0,125 × 6× 9 ⇒ $S_{(fenêtres)}$ = 7 m^2 ;

Pour SR : $S_{(fenêtres)}$ = 0,125 × 6× 9 ⇒ $S_{(fenêtres)}$ = 7 m^2 ;

Le nombre total de fenêtres sera de :

$$\mathbf{N_f = \frac{S(fenêtres)}{surface\ d'une\ seule\ feunetre}} \quad \text{..... V.23}$$

Surface d'une seule fenêtre : 2,2 × 1,3 m²

A.N :

Pour SP : $\mathbf{N_f} = \frac{7}{2,2 \times 1,3} = 2,44 \Rightarrow$ 3 fenêtres

Pour SR : $\mathbf{N_f} = \frac{7}{2,2 \times 1,3} = 2,44 \Rightarrow$ 3 fenêtres

IV.11 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons exploré le pompage à partir du forage Allaghen ainsi que les opérations des deux stations de reprise de Tasserguent, en mettant l'accent sur leurs équipements essentiels pour une gestion efficace et optimisée. Pour assurer un refoulement adéquat, notre choix s'est porté sur l'utilisation de pompes centrifuges à axe horizontal pour les stations et de pompes immergées de type CAPRARI pour les forages. Ces pompes sont toutes équipées de moteurs électriques asynchrones triphasés de la même marque, assurant ainsi une cohérence et une performance élevées dans l'ensemble du système.

De plus, un calage précis des pompes est indispensable pour leur fonctionnement optimal, ce qui permet d'éviter les phénomènes de cavitation susceptibles de nuire à la durabilité et à l'efficacité du système de pompage.

Chapitre V
Etude du réseau de distribution

VI.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous nous engageons dans une démarche de simulation hydraulique du réseau de distribution en utilisant le logiciel **EPANET**. Notre objectif principal est de dimensionner correctement le réseau pour déterminer avec précision les vitesses et les pressions qui y circulent. Le dimensionnement des canalisations sera effectué en prenant en compte le débit de pointe et le débit d'incendie, tout en garantissant une pression de service adéquate, en particulier pour les habitations situées en hauteur. Avant de lancer la simulation, nous procéderons à une analyse approfondie pour établir les débits aux différents nœuds du réseau ainsi que les débits sur chaque tronçon. Ce processus préliminaire permettra une modélisation précise et efficace de notre système hydraulique. Notre zone d'étude est approvisionnée en eau par deux réservoirs existants, Allaghen et Tasserguent.

VI.2 Classification des réseaux de distribution :

Un réseau de distribution d'eau est une infrastructure conçue pour assurer l'approvisionnement en eau potable d'une zone résidentielle, villageoise, urbaine ou industrielle. Il se compose de conduites principales, secondaires et tertiaires installées dans les rues de la zone desservie par l'eau potable. On trouve généralement quatre types de réseaux en fonction de la disposition des tronçons :

- Réseau maillé ;
- Réseau ramifié ;
- Réseau mixte ;
- Réseau étagé.

VI.2.1 Réseau ramifié [4]

Les réseaux ramifiés, souvent utilisés dans les zones rurales pour desservir les usagers sur de longues distances, sont les plus simples, suivant un cheminement linéaire pour transférer l'eau vers un point de livraison spécifique. Ils se composent d'une structure arborescente avec une canalisation principale et des branches partant d'un nœud de chargement fixe.

Ce type de réseau offre plusieurs avantages et inconvénients tels que :

- **Les avantages** :

- Il est facile à calculer et à réaliser.
- Son coût reste abordable, particulièrement dans les régions à faible densité de population.
- La circulation unilatérale de l'eau dans les ramifications limite le risque contamination.
- Il nécessite moins d'accessoires, simplifiant ainsi sa gestion et son entretien.

➢ **Les inconvénients :**

- Une panne dans la conduite provoque une interruption du service.
- Il ne permet pas de garantir l'alimentation en retour.

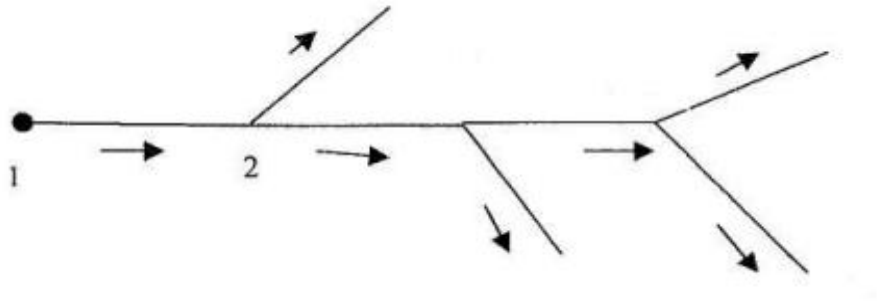


Figure VI.1 : Schéma du tracé d'un réseau ramifié

(Source : (SALAH)2014, Alimentation En Eau Potable Des Agglomérations)

VI.2.2 Réseau maillé [7]

Ce système se compose d'un réseau complexe de conduites interconnectées, agencées de manière à créer une série de boucles fermées ou de mailles. Cette configuration permet à l'eau de circuler de manière fluide et flexible, s'adaptant ainsi aux variations de la demande dans différents points du réseau. Son utilisation est particulièrement pertinente dans les environnements urbains, où la demande en eau peut varier considérablement d'un endroit à un autre.

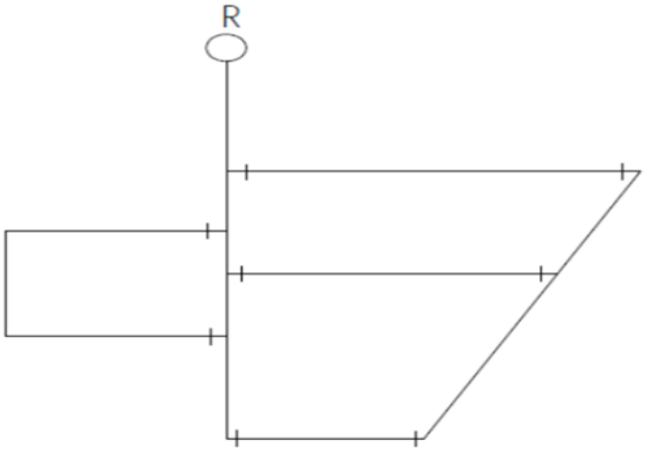


Figure VI.2 : Schéma du tracé d'un réseau maillé

(Source : A. Dupant, Hydraulique urbaine TOME II,1979)

➢ **Les avantages :**

- Offre une alimentation en retour.
- Accroît la fiabilité grâce à la capacité d'isoler les tronçons en cas de rupture.
- Réduit les pertes d'énergie, notamment les pertes de charge, grâce à des vitesses d'écoulement moindres par rapport à un système ramifié.

➢ **Les inconvénients :**

- Le coût d'investissement est plus élevé en raison de la longueur accrue du réseau.
- Il nécessite un nombre important d'accessoires.
- La conception présente des difficultés notables.

VI.2.3 Réseau mixte :

Il s'agit d'un réseau composé de multiples conduites, combinant des sections maillées et ramifiées, selon la configuration du site et les différentes zones de pression.

VI.3 Choix de type de réseau :

Le choix du type de réseau dépend de divers facteurs, incluant l'emplacement des principaux consommateurs, la topographie, la répartition des quartiers, le suivi des infrastructures routières, ainsi que la nécessité d'assurer un service flexible et régulier. En raison des particularités spécifiques de chaque site et de nos agglomérations, nous avons adopté une approche diversifiée dans notre étude, en utilisant un réseau ramifié pour répondre de manière optimale aux besoins de chaque village.

VI.4 Le tracé du réseau de distribution :

L'objectif du tracé du réseau de distribution est d'assurer une accessibilité maximale aux usagers tout en optimisant les coûts et en anticipant les défis potentiels liés à son exploitation et à son entretien. Les principes du tracé d'un réseau sont les suivantes :

- Identifier les utilisateurs à forte consommation avec des débits concentrés ;
- Identifier les quartiers à forte densité de population ;
- Concevoir un parcours pour assurer la distribution à ces consommateurs ;
- Tracer les conduites principales en suivant ces parcours en parallèle ;
- Une bonne répartition des conduites pour garantir une distribution efficace de l'eau ;
- Optimiser la longueur du réseau en choisissant les rues adéquates pour l'installation des conduites et en déterminant leur emplacement précis dans ces rues.
- Réduire au minimum l'équipement nécessaire, afin de faciliter la gestion et l'entretien du réseau, en utilisant des vannes, des vidanges et des ventouses.

- Installer le réseau le long des voiries, en évitant de poser des conduites sous la chaussée et en interdisant strictement l'utilisation des domaines privés.

VI.5 Choix du type des conduites :

Différents critères influencent le choix du matériau des conduites, tels que la pression à laquelle elles seront soumises, l'agressivité des eaux et du sol, ainsi que des facteurs économiques tels que le coût et la disponibilité. Il importe de prendre en compte la qualité des connexions avec les équipements auxiliaires, comme les joints, les coudes et les vannes. Parmi les matériaux disponibles, on trouve notamment l'acier, la fonte, le PVC (polyvinyle de chlorure) et le PE (polyéthylène).

Dans notre cas, nous avons choisi d'utiliser des conduites en PEHD (Polyéthylène Haute Densité) en raison de leurs excellentes propriétés répondant à ces critères. Ce matériau présente une résistance supérieure à la corrosion et aux mouvements du terrain, ce qui en fait un choix idéal pour notre projet.

VI.6 Paramètres du réseau de distribution [5]

VI.6.1 Le débit :

Les conduites doivent être dimensionnées pour supporter les débits les plus élevés, y compris les débits instantanés, les débits de pointe, ainsi que les débits de pointe en cas d'incendie.

VI.6.2 Le choix de diamètre :

Une fois les diamètres théoriques calculés, il est nécessaire de consulter les catalogues pour trouver les diamètres normalisés et disponibles dans le commerce.

VI.6.3 La vitesse :

Étant donné que des vitesses d'écoulement supérieures à 2 m/s provoquent la dégradation des parois internes des conduites, et que des vitesses inférieures à 0,5 m/s encouragent la formation de dépôts, il est essentiel de maintenir la vitesse d'écoulement entre 0,5 et 1,5 m/s dans la mesure du possible. Néanmoins, en cas d'incendie, il est acceptable de dépasser les 1,5 m/s, car cette vitesse élevée est temporaire (la durée nécessaire pour éteindre et maîtriser l'incendie étant fixée à 2 heures avec un débit de 17 l/s).

VI.6.4 La pression :

Il est impératif de contrôler les pressions au sol à chaque nœud. Ainsi, la pression au sol doit être maintenue entre 1 et 6 bars, sans jamais excéder ces limites.

VI.7 Dimensionnement du réseau de distribution :

VI.7.1 Détermination des débits :

Le schéma de distribution envisagé pour notre agglomération repose sur l'approvisionnement à partir de deux réservoirs distincts pour chaque village. Pour évaluer les divers paramètres hydrauliques du réseau, nous allons étudier deux cas distincts : le scénario de pointe, ainsi que le scénario de pointe en cas d'incendie.

VI.7.1.1 Cas de pointe :

- **Le débit spécifique** :

$$q_{sp} = \frac{Q_{max.h}}{\sum L_i} \quad \text{.....VI.1}$$

Avec :

- q_{sp} : le débit spécifique (l/s/ml) ;
- $Q_{max.h}$: le débit maximum horaire (de pointe) (l/s) ;
- $\sum L_i$: la somme des longueurs des tronçons ayant une consommation (ml).

- **Le débit en route :**

$$Q_{ri} = q_{sp} \times L_i \quad \text{.....VI.2}$$

Avec :

- Q_{ri} : le débit en route du tronçon i (l/s) ;
- q_{sp} : le débit spécifique (l/s/ml) ;
- L_i : Longueur du tronçon i (ml).

- **Le débit au nœud :**

$$Q_{ni} = \frac{\sum Q_{ri}}{2} + Q_{con} \quad \text{..... VI.3}$$

Avec :

- Q_{ni} : Débit du nœud (l/s) ;
- $\sum Q_{ri}$: La somme des débits en route des tronçons connectés au nœud i (l/s) ;
- Q_{con} : Débit concentré (l/s).

Note :

Seules les conduites principales seront prises en compte.

Les tableaux suivants présentent les résultats des calculs des débits nodaux pendant les périodes de pointe des réseaux de distribution des différents villages :

❖ Village Allaghen :

Tableau VI.1 : Les débits nodaux du réseau projeté cas de pointe pour le village Allaghen

Noeud	Tronçons	Longueur (m)	q_{sp} (l//s/m)	Q_{route} (l/s)	Q_{nodal} (l/s)
1	1 - 4	209,60	0,0029	0,61	0,71
	1 - 16	238,04	0,0029	0,69	
	1 - 21	45,34	0,0029	0,13	
2	2 - 3	177,60	0,0029	0,51	0,86
	2 - 7	248,60	0,0029	0,72	
	2 - 16	164,10	0,0029	0,48	
3	3 - 2	177,60	0,0029	0,51	0,26
4	4 - 1	209,60	0,0029	0,61	0,99
	4 - 8	271,50	0,0029	0,79	
	4 - 17	200,49	0,0029	0,58	
5	5 - 6	400,50	0,0029	1,16	1,05
	5 - 13	226,20	0,0029	0,66	
	5 - 19	97,02	0,0029	0,28	
6	6 - 5	400,50	0,0029	1,16	1,58
	6 - 9	207,10	0,0029	0,60	
	6 - 10	484,90	0,0029	1,40	
7	7 - 2	248,60	0,0029	0,72	0,36
8	8 - 4	271,50	0,0029	0,79	0,39
9	9 - 6	207,10	0,0029	0,60	0,30
10	10 - 6	484,90	0,0029	1,40	0,70
11	11 - 12	269,30	0,0029	0,78	0,64
	11 - 14	70,52	0,0029	0,20	
	11 - 19	103,13	0,0029	0,30	
12	12 - 11	269,30	0,0029	0,78	0,39
13	13 - 5	226,20	0,0029	0,66	0,33
14	14 - 11	70,52	0,0029	0,20	0,32
	14 - 15	126,30	0,0029	0,37	
	14 - 17	25,37	0,0029	0,07	
15	15 - 14	126,30	0,0029	0,37	0,18
16	16 - 1	238,04	0,0029	0,69	0,58
	16 - 2	164,10	0,0029	0,48	
17	17 - 4	200,49	0,0029	0,58	0,70
	17 - 14	25,37	0,0029	0,07	
	17 - 18	259,90	0,0029	0,75	
18	18 - 17	259,90	0,0029	0,75	0,38
19	19 - 5	97,02	0,0029	0,28	0,49
	19 - 11	103,13	0,0029	0,30	
	19 - 20	136,10	0,0029	0,39	
20	20 - 19	136,10	0,0029	0,39	0,20
21	21 - 1	45,34	0,0029	0,13	0,07
Somme					**11,4777367**

❖ Village Tasserguent :

Tableau VI.2 : Les débits nodaux du réseau projeté cas de pointe pour le village Tasserguent

Noeud	Tronçons	Longueur (m)	q_{sp} (l//s/m)	Q_{route} (l/s)	Q_{nodal} (l/s)
1	1 - 2	239,3	0,0017	0,40	0,20
2	2 - 1	239,3	0,0017	0,40	0,44
	2 - 3	287,9	0,0017	0,48	
3	3 - 2	287,9	0,0017	0,48	0,48
	3 - 4	289	0,0017	0,48	
4	4 - 3	289	0,0017	0,48	0,41
	4 - 5	203,6	0,0017	0,34	
5	5 - 4	203,6	0,0017	0,34	0,40
	5 - 6	272,9	0,0017	0,45	
6	6 - 5	272,9	0,0017	0,45	0,42
	6 - 7	230,1	0,0017	0,38	
7	7 - 6	230,1	0,0017	0,38	0,32
	7 - 8	160	0,0017	0,27	
8	8 - 7	160	0,0017	0,27	0,25
	8 - 9	142,3	0,0017	0,24	
9	9 - 8	142,3	0,0017	0,24	0,43
	9 - 10	237,7	0,0017	0,39	
	9 - 11	134,1	0,0017	0,22	
10	10 - 9	237,7	0,0017	0,39	0,20
11	11 - 9	134,1	0,0017	0,22	0,36
	11 - 12	304,2	0,0017	0,51	
12	12 - 11	304,2	0,0017	0,51	0,25
Somme					**4,15**

VI.7.1.2 Cas de pointe +incendie :

Il est essentiel d'assurer que le débit d'incendie fourni par le réservoir, établi à 17 litres par seconde, soit dirigé vers le point le plus défavorable.

VI.7.2 Logiciel EPANET :

VI.7.2.1 Présentation :

EPANET est un logiciel spécialisé dans la modélisation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau au sein des réseaux sous pression sur de longues périodes. Ces réseaux comprennent des éléments tels que des tuyaux, des nœuds (points de jonction entre les tuyaux), des pompes, des

vannes, des réservoirs et des bâches. Il effectue des calculs de débit dans chaque tuyau, de pression dans chaque nœud, de niveau d'eau dans les réservoirs. De plus, le logiciel est capable de déterminer les temps de séjour de l'eau et de tracer son cheminement.

EPANET vise à approfondir la compréhension de l'écoulement et de l'utilisation de l'eau dans les systèmes de distribution, avec une polyvalence permettant son utilisation dans divers contextes d'analyse des réseaux de distribution. Il offre un environnement complet pour la manipulation des données du réseau, l'exécution de simulations hydrauliques et de qualité, ainsi que la présentation des résultats sous différentes formes telles que des cartes colorées, des tableaux et des graphiques.

VI.7.2.2 Modélisation hydraulique :

Les données à intégrer incluent :

- Pour les nœuds :
  - L'élévation du nœud (m).
  - La demande au nœud (l/s).
- Pour les tronçons :
  - La longueur (m).
  - Le diamètre (m).
  - La rugosité (mm).

Après avoir saisi les débits et les altitudes de chaque nœud, ainsi que la longueur et les diamètres de chaque conduite, la simulation du réseau produit :

- Le débit de chaque tronçon.
- La pression à chaque nœud.
- La vitesse d'écoulement.

Pour maintenir des vitesses dans la plage de 0,5 m/s à 1,5 m/s, parfois jusqu'à 2 m/s, et garantir que les pressions aux différents nœuds ne dépassent pas 60 m.c.e, les diamètres des conduites sont modifiés pendant la simulation.

On peut estimer la perte de charge causée par le frottement de l'eau contre les parois du tuyau en utilisant l'une des trois équations suivantes :

- La formule de Hazen-Williams.
- La formule de Darcy-Weisbach.
- La formule de Chezy-Manning.

NB : Pour notre cas on utilise la formule de Darcy-Weisbach.

VI.7.3 Évaluation des paramètres hydrauliques du réseau :

VI.7.3.1 Cas de pointe :

Dans cette situation, le débit distribué ne représente que le débit maximum horaire.

Les résultats de la simulation des différents tronçons et des nœuds des réseaux projetés dans le cas de pointe pour les deux villages sont présentés dans les tableaux et les figures suivants :

- Village Allaghen :

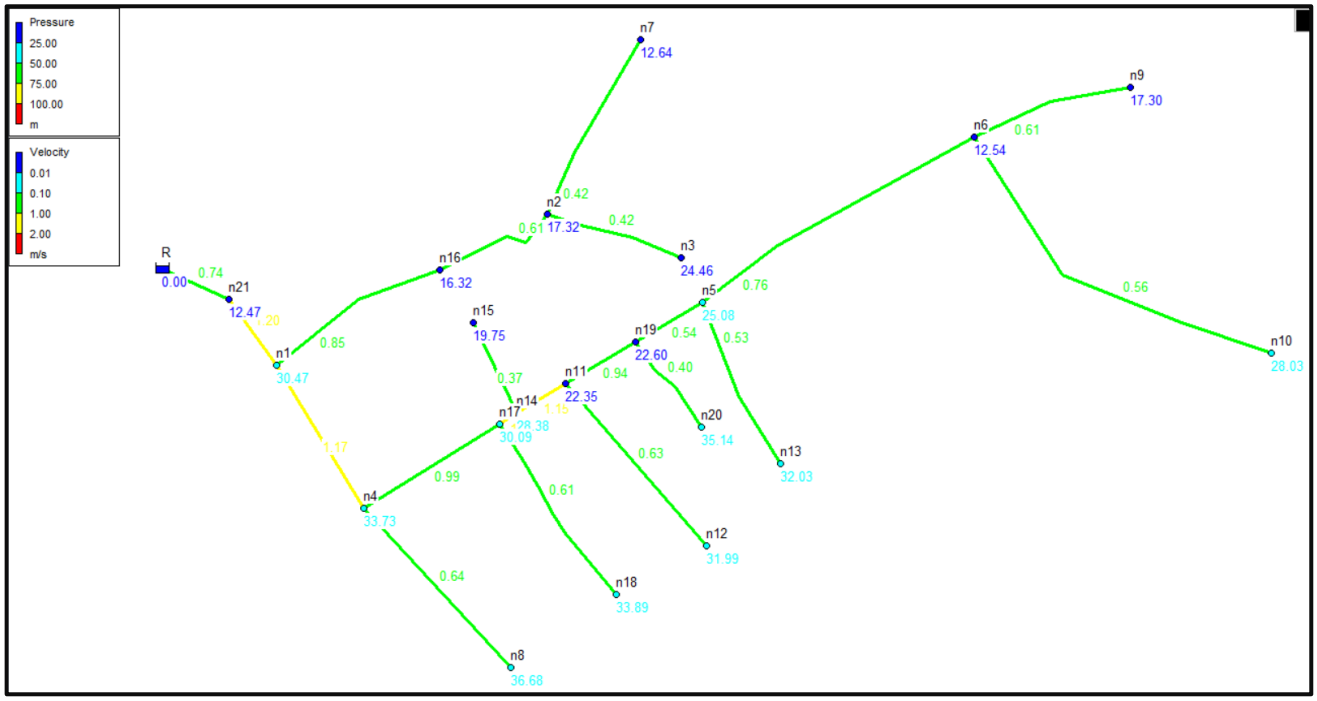


Figure VI.3 : Schéma du réseau simulé sur EPANET pour le village Allaghen (cas de pointe)

Tableau VI.3 : Résultats de la simulation des conduites du réseau projeté dans le cas de pointe pour le village Allaghen

Conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m)
P1	177,6	40	0,26	0,42	1,72
P2	209,6	110	8,64	1,17	2,76
P3	400,5	75	2,59	0,76	3,79
P4	248,6	40	0,36	0,42	1,98
P5	271,5	50	0,39	0,64	5,55
P6	207,1	40	0,3	0,61	4,52
P7	484,9	63	0,7	0,56	4,99
P8	269,3	50	0,39	0,63	5,42
P9	226,2	40	0,33	0,53	3,35
P10	126,3	32	0,18	0,37	1,16
P11	259,9	40	0,38	0,61	4,91

Tableau VI.3 : Résultats de la simulation des conduites du réseau projeté dans le cas de pointe pour le village Allaghen (Suite)

Conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m)
P12	136,1	32	0,2	0,4	1,42
P13	164,1	63	1,47	0,61	1,32
P14	238,04	63	2,06	0,85	3,47
P15	200,49	110	7,26	0,99	1,92
P16	25,37	90	6,18	1,25	0,48
P17	70,52	90	5,68	1,15	1,14
P18	103,13	90	4,65	0,94	1,16
P19	97,02	110	3,96	0,54	0,31
P20	114,97	160	11,48	0,74	0,41
P21	45,34	125	11,41	1,2	0,53

Tableau VI.4 : Résultats de la simulation des nœuds du réseau projeté dans le cas de pointe pour le village Allaghen

Nœud	Elévation (m)	Demande (l/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
N1	236,59	0,71	267,06	30,47
N2	244,95	0,86	262,27	17,32
N3	236,09	0,26	260,55	24,46
N4	230,58	0,99	264,31	33,73
N5	234,20	1,05	259,29	25,08
N6	242,96	1,58	255,5	12,54
N7	247,66	0,36	260,29	12,64
N8	222,08	0,39	258,76	36,68
N9	233,68	0,3	250,98	17,3
N10	222,47	0,7	250,5	28,03
N11	238,41	0,64	260,76	22,35
N12	223,35	0,39	255,34	31,99
N13	223,91	0,33	255,94	32,03
N14	233,53	0,32	261,91	28,38
N15	241,00	0,18	260,75	19,75
N16	247,27	0,58	263,59	16,32
N17	232,30	0,7	262,39	30,09
N18	223,58	0,38	257,47	33,89
N19	236,99	0,49	259,6	22,6
N20	223,04	0,2	258,18	35,14
N21	255,12	0,07	267,59	12,47
Réservoir Allaghen	268	-11,48	268	0

La figure suivante représente le profil des pressions du village Allaghen :

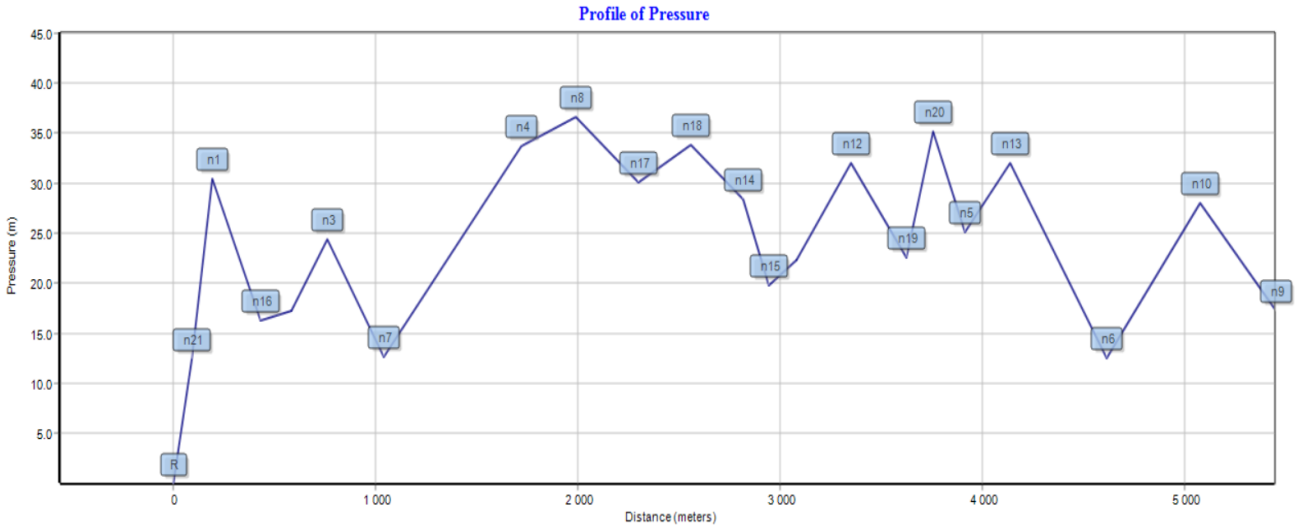


Figure VI.4 : Profil des pressions du réseau prévu pour le village Allaghen (cas de pointe)

❖ Village Tasserguent :

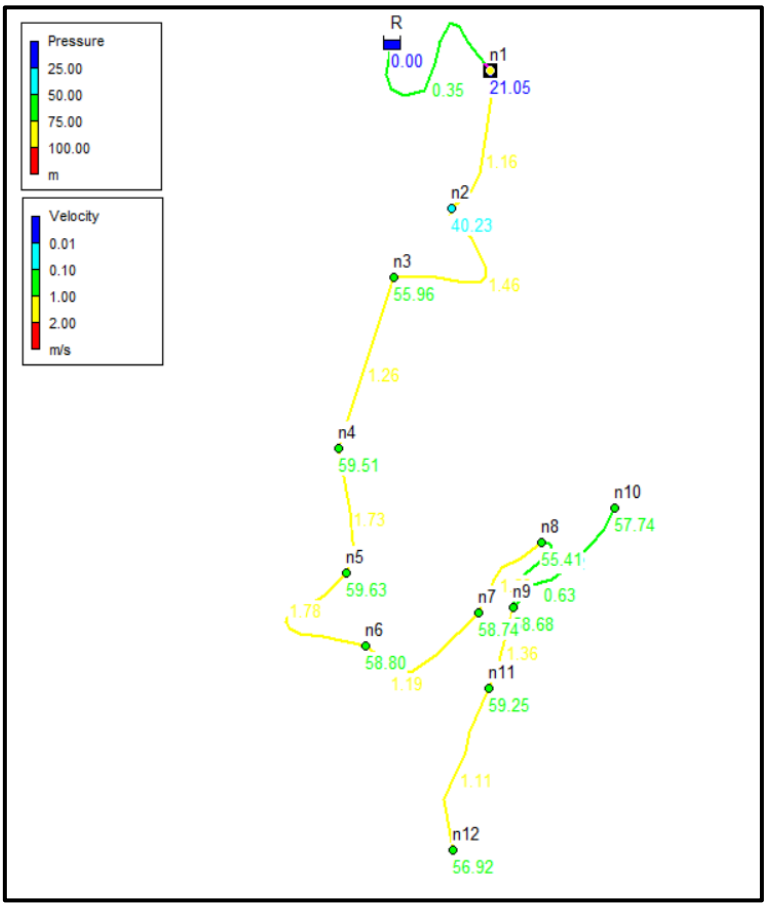


Figure VI.5 : Schéma du réseau simulé sur EPANET pour le village Tasserguent (cas de pointe)

Tableau VI.5 : Résultats de la simulation des conduites du réseau projeté dans le cas de pointe pour le village Tasserguent

Conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m)
P1	304,2	32	0,25	1,11	31,24
P2	134,1	40	0,62	1,36	12,84
P3	237,7	32	0,2	0,63	7,23
P4	142,3	50	1,24	0,82	2,55
P5	160	40	1,49	1,53	11,78
P6	230,1	50	1,82	1,19	8,18
P7	272,9	50	2,23	1,78	22,45
P8	203,6	50	2,63	1,73	14,17
P9	239,3	75	3,95	1,16	4,87
P10	287,9	63	3,52	1,46	11,09
P11	306,4	140	4,15	0,35	0,33
P12	289	63	3,04	1,26	8,53

Tableau VI.6 : Résultats de la simulation des nœuds du réseau projeté dans le cas de pointe pour le village Tasserguent

Nœud	Elévation (m)	Demande (l/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
N11	297,94	0,36	357,19	59,25
N12	269,03	0,25	325,95	56,92
N9	311,35	0,43	370,03	58,68
N10	305,07	0,2	362,8	57,74
N8	317,17	0,25	372,58	55,41
N7	325,61	0,32	384,35	58,74
N6	333,73	0,42	392,54	58,8
N5	355,37	0,4	414,99	59,63
N4	369,66	0,41	429,16	59,51
N1	432,62	0,2	453,67	21,05
N2	408,56	0,44	448,79	40,23
N3	381,74	0,48	437,7	55,96
Resvr R	454	-4,15	454	0

La figure suivante montre le profil des pressions du village Tasserguent :

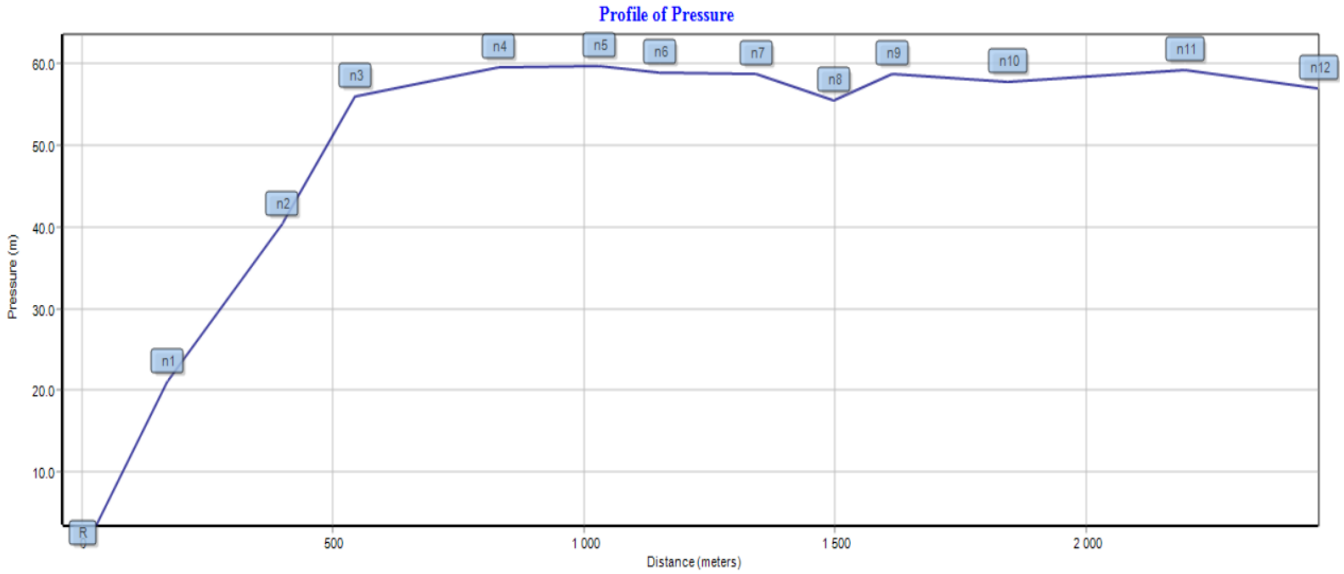


Figure VI.6 : Profil des pressions du réseau prévu pour le village Tasserguent (cas de pointe)

VI.7.3.2 Cas de pointe + incendie :

En ce cas, on ajoute un débit d'incendie concentré (17 l/s) au point le plus défavorable de notre réseau, c'est-à-dire :

- **Pour le village Allaghen :** le nœud 21.

Q_{N21} = 0,12 + 17= 17,12 l/s

Donc le débit nodal Q_{N21} = 17,12 l/s

- **Pour le village Tasserguent :** le nœud 01.

Q_{N01} =0,2 + 17= 17,2 l/s

Donc le débit nodal Q_{N01} = 17,2 l/s

Les résultats de la simulation des différents tronçons et des nœuds des réseaux projetés dans le cas (pointe + incendie) pour les deux villages sont présentés dans les tableaux et les figures suivants :

❖ Village Allaghen :

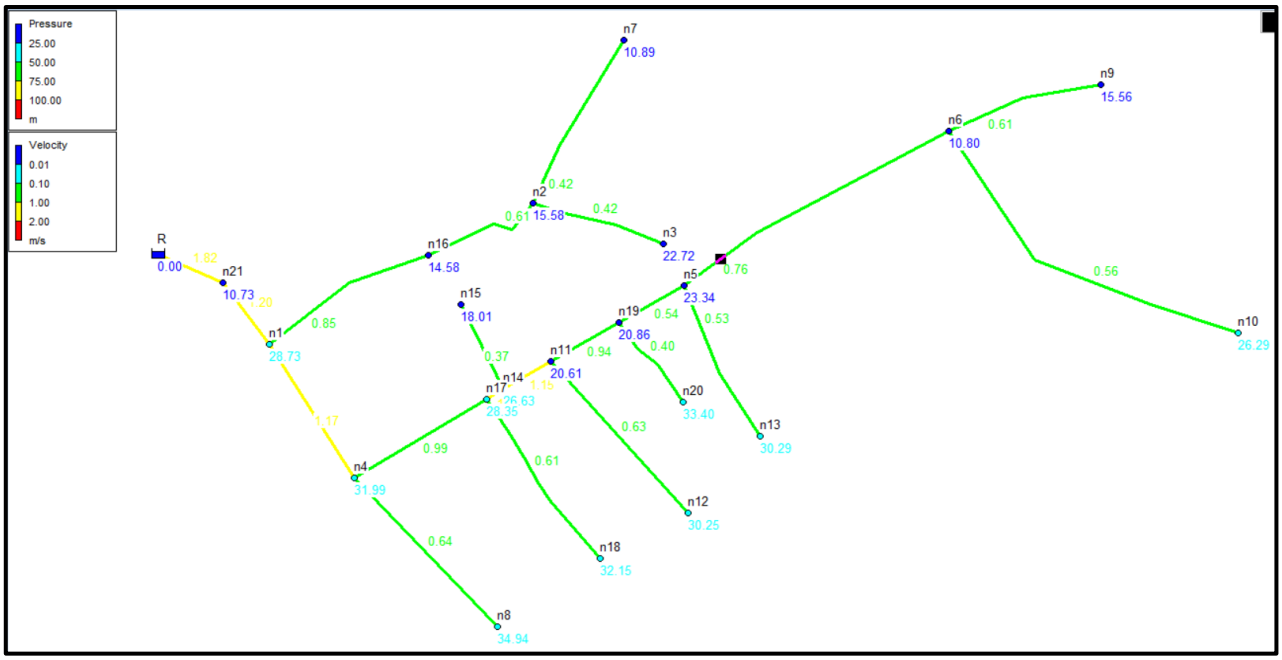


Figure VI.7 : Schéma du réseau simulé sur EPANET pour le village Allaghen

(cas de pointe + incendie)

Tableau VI.7: Résultats de la simulation des conduites du réseau projeté dans le cas (pointe + incendie) pour le village Allaghen

Conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m)
P1	177,6	40	0,26	0,42	1,72
P2	209,6	110	8,64	1,17	2,76
P3	400,5	75	2,59	0,76	3,79
P4	248,6	40	0,36	0,42	1,98
P5	271,5	50	0,39	0,64	5,55
P6	207,1	40	0,3	0,61	4,52
P7	484,9	63	0,7	0,56	4,99
P8	269,3	50	0,39	0,63	5,42
P9	226,2	40	0,33	0,53	3,35
P10	126,3	32	0,18	0,37	1,16
P11	259,9	40	0,38	0,61	4,91
P12	136,1	32	0,2	0,4	1,42
P13	164,1	63	1,47	0,61	1,32
P14	238,04	63	2,06	0,85	3,47
P15	200,49	110	7,26	0,99	1,92
P16	25,37	90	6,18	1,25	0,48
P17	70,52	90	5,68	1,15	1,14
P18	103,13	90	4,65	0,94	1,16
P19	97,02	110	3,96	0,54	0,31
P20	114,97	160	28,48	1,82	2,15
P21	45,34	125	11,41	1,2	0,53

Tableau VI.8 : Résultats de la simulation des nœuds du réseau projeté dans le cas (pointe + incendie) pour le village Allaghen

Nœud	Elévation (m)	Demande (l/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
N1	236,59	0,71	265,32	28,73
N2	244,95	0,86	260,53	15,58
N3	236,09	0,26	258,81	22,72
N4	230,58	0,99	262,57	31,99
N5	234,20	1,05	257,55	23,34
N6	242,96	1,58	253,76	10,8
N7	247,66	0,36	258,55	10,89
N8	222,08	0,39	257,02	34,94
N9	233,68	0,3	249,24	15,56
N10	222,47	0,7	248,76	26,29
N11	238,41	0,64	259,02	20,61
N12	223,35	0,39	253,6	30,25
N13	223,91	0,33	254,2	30,29
N14	233,53	0,32	260,16	26,63
N15	241,00	0,18	259	18,01
N16	247,27	0,58	261,85	14,58
N17	232,30	0,7	260,64	28,35
N18	223,58	0,38	255,73	32,15
N19	236,99	0,49	257,86	20,86
N20	223,04	0,2	256,43	33,4
N21	255,12	17,07	265,85	10,73
Réservoir Allaghen	268	-28,48	268	0

Le profil des pressions du village Allaghen est illustré dans la figure ci-dessous.

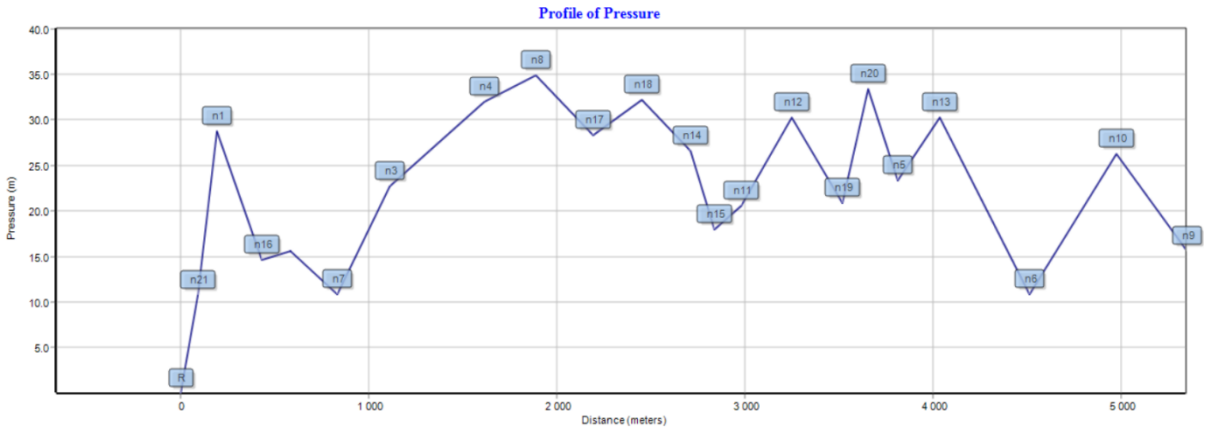


Figure VI.8 : Profil des pressions du réseau prévu pour le village Allaghen (cas de pointe+ incendie)

❖ Village Tasserguent :

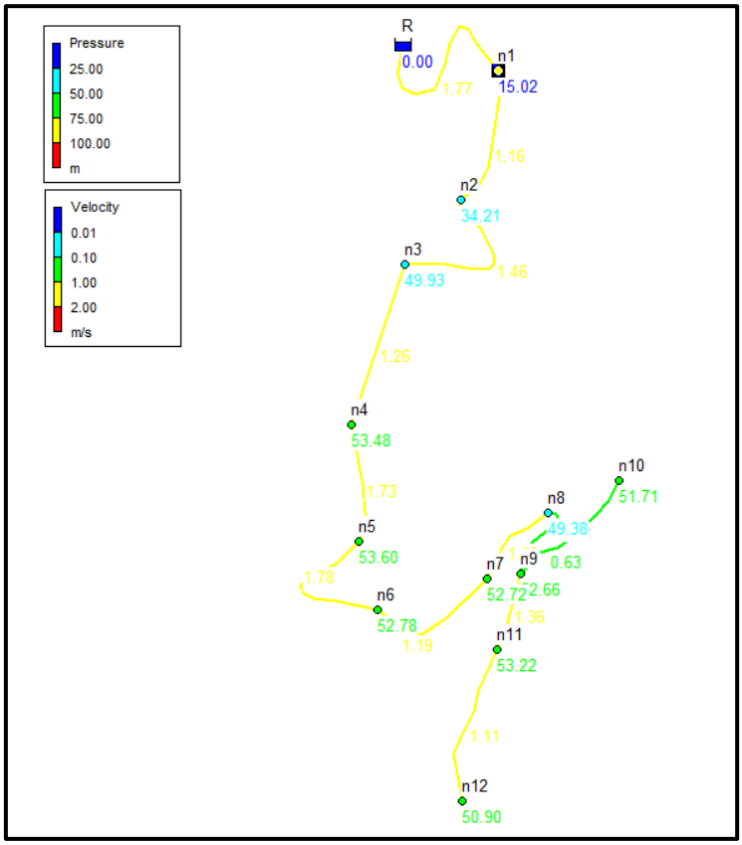


Figure VI.9 : Schéma du réseau simulé sur EPANET pour le village Tasserguent (cas de pointe + incendie)

Tableau VI.9 : Résultats de la simulation des conduites du réseau projeté dans le cas (pointe + incendie) pour le village Tasserguent

Conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m)
P1	304,2	32	0,25	1,11	31,24
P2	134,1	40	0,62	1,36	12,84
P3	237,7	32	0,2	0,63	7,23
P4	142,3	50	1,24	0,82	2,55
P5	160	40	1,49	1,53	11,78
P6	230,1	50	1,82	1,19	8,18
P7	272,9	50	2,23	1,78	22,45
P8	203,6	50	2,63	1,73	14,17
P9	239,3	75	3,95	1,16	4,87
P10	287,9	63	3,52	1,46	11,09
P11	306,4	140	21,15	1,77	6,36
P12	289	63	3,04	1,26	8,53

Tableau VI.10 : Résultats de la simulation des nœuds du réseau projeté dans le cas (pointe + incendie) pour le village Tasserguent

Nœud	Elévation (m)	Demande (l/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
N11	297,94	0,36	351,18	53,22
N12	269,03	0,25	319,93	50,9
N9	311,35	0,43	364	52,66
N10	305,07	0,2	356,78	51,71
N8	317,17	0,25	366,55	49,38
N7	325,61	0,32	378,33	52,72
N6	333,73	0,42	386,51	52,78
N5	355,37	0,4	408,97	53,6
N4	369,66	0,41	423,14	53,48
N1	432,62	17,2	447,64	15,02
N2	408,56	0,44	442,77	34,21
N3	381,74	0,48	431,67	49,93
Resvr R	454	-21,15	454	0

La figure ci-dessous illustre le profil des pressions du village Tasserguent :

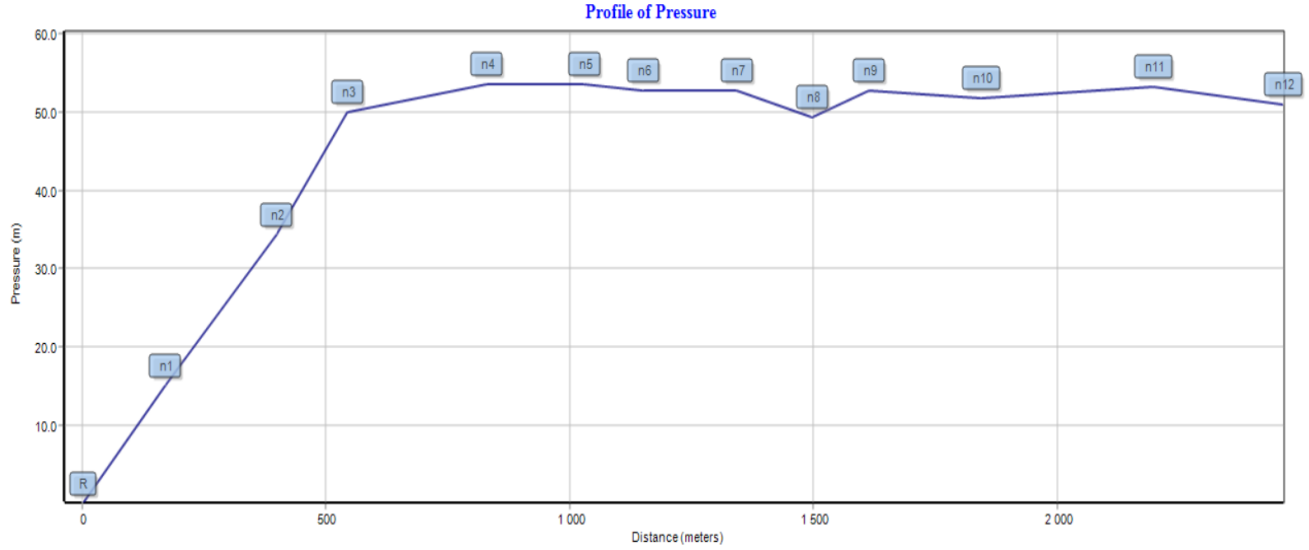


Figure VI.10 : Profil des pressions du réseau prévu pour le village Tasserguent (cas de pointe+ incendie)

VI.7.4 Interprétation des résultats :

Après la simulation des réseaux de distribution pour les quatre villages, nous avons observé les points suivants :

- **Cas de pointe :**
  - **Village Allaghen** : Vitesse (0,37 m/s à 1,2 m/s), Pression (12,47 m à 36,68 m)
  - **Village Tasserguent** : Vitesse (0,35 m/s à 1,78 m/s), Pression (21,05m à 59,63 m)
- **Cas de pointe + incendie :** Avec un débit concentré de 17 l/s ajouté au nœud défavorable :
  - **Village Allaghen** : Vitesse (0,4 m/s à 1,82 m/s), Pression (10,73 m à 34,94 m)
  - **Village Tasserguent** : Vitesse (0,63 m/s à 1,78 m/s), Pression (15,02 m à 53,6 m)

Les simulations montrent que, dans les deux villages, les réseaux de distribution fonctionnent de manière stable, tant en situation de pointe qu'en cas de pointe combinée avec une demande incendie.

- **Cas de pointe :** Les vitesses et pressions relevées dans les deux villages sont dans des plages acceptables, assurant une distribution efficace de l'eau.
- **Pointe + incendie :** Lorsqu'un débit incendie est ajouté, on observe une augmentation des vitesses d'écoulement et une légère diminution des pressions. Ces changements, bien que notables, restent dans des limites qui garantissent la continuité du service sans compromettre la qualité de la distribution.

En résumé, les réseaux des villages Allaghen et Tasserguent sont capables de répondre aux besoins en eau, même en situation de forte demande et en présence d'une exigence incendie, tout en maintenant des conditions de fonctionnement satisfaisantes.

VI.8 Les accessoires et les pièces spéciales du réseau d'AEP [4]

VI.8.1 Les robinet-vannes :

La fonction principale d'un robinet à vannes est de contrôler le débit de l'eau ou de l'arrêter complètement. Également appelé robinet de sectionnement.

Il existe plusieurs types de robinet-vannes tels que :

- **Les robinets vannes à opercule :**

Les robinets vannes à opercule sont des dispositifs de sectionnement, conçus pour être totalement ouverts ou fermés. Ils sont plus encombrants que les vannes papillon et nécessitent, à partir d'un certain diamètre, l'installation de by-pass pour équilibrer les pressions et faciliter la manœuvre de l'opercule en position fermée.

❖ **Les vannes papillons :**

Elles peuvent être utilisées à la fois pour le sectionnement et le réglage des débits. Ces vannes sont compactes et légères, nécessitent un couple de manœuvre faible et engendrent de faibles pertes de charge lorsqu'elles sont complètement ouvertes.

❖ **Les robinets de décharge :**

Robinet de vidange installé aux points les plus bas pour évacuer les conduites. Cette évacuation se fait vers l'égout voisin ou un fossé routier (hors zone urbaine).Ce robinet sera placé à l'intérieur d'un regard et doit être facilement accessible.

VI.8.2 Les clapets :

Les clapets jouent un rôle crucial en orientant l'écoulement dans une seule direction. Leur utilisation est répandue dans les stations de pompage, souvent placés juste après les pompes et avant les vannes d'arrêt. Ils sont également présents le long des canalisations de distribution. Certains types de clapets servent également de régulateurs de débit, tandis que d'autres garantissent un débit minimum.

VI.8.3 Les ventouses :

Les ventouses sont placées aux points hauts du système pour évacuer l'air après dégazage de l'oxygène dissous. Installées dans des regards accessibles, elles nécessitent une vérification régulière. Elles éliminent les poches d'air pendant le fonctionnement, évacuent l'air lors du remplissage initial, et admettent l'air contrôlé lors de la vidange pour éviter un vide.

VI.8.4 Les régulateurs de pression :

Les régulateurs de pression ajustent la perte de charge pour maintenir une pression constante en aval ou en amont, indépendamment des variations de débit ou de pression. Les régulateurs en aval stabilisent la pression dans les canalisations à forte pente, tandis que les régulateurs en amont assurent une pression adéquate dans les conduites gravitaires.

VI.8.5 Bouches et poteaux d'incendie :

Les poteaux d'incendie ont des diamètres standard de 80, 100 ou 150 mm et doivent être reliés à des conduites de même diamètre, capables de fournir au moins 17 l/s à 1 bar. Le réseau doit assurer une réserve d'eau de 120 m^3. La distance entre les poteaux ne doit pas dépasser 200 m, ou 100 m dans les zones à risque élevé. Leur emplacement est optimisé pour réduire la longueur des raccordements. Les poteaux sont vidés après usage pour éviter le gel.

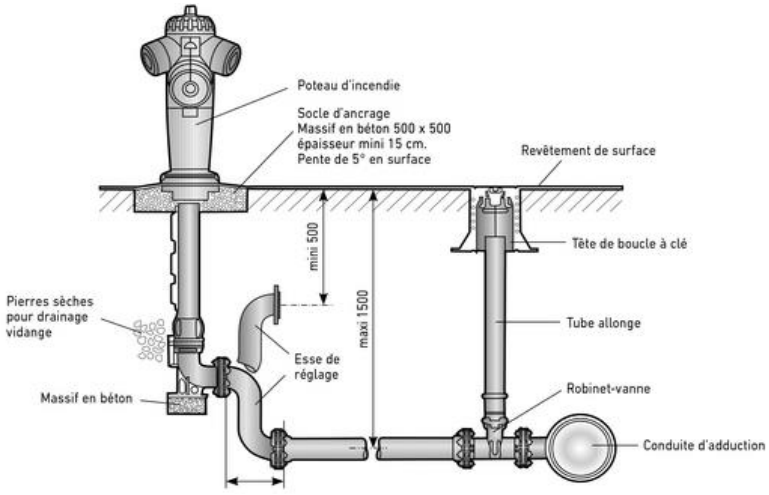


Figure VI.11 : Bouche et Poteau d'incendie

Source : (https://www.mypum.fr/adduction-branchement/defense-incendie-fontainerie/poteaux-d-incendie/produits/P1828?articleId=53158)

VI.8.6 Les pièces spéciales de raccordement :

Les pièces spéciales dans les systèmes de conduites permettent de dévier, ajouter du débit, ajuster le diamètre et orienter l'écoulement, garantissant ainsi une gestion efficace des fluides dans les réseaux de canalisations.

On distingue plusieurs types de pièces telles que :

VI.8.6.1 Les cônes :

Employés pour connecter des tuyauteries de diamètres variés ou des équipements aux conduites principales on les retrouve fréquemment à l'entrée des pompes et à la sortie. Il existe deux types de cônes : ceux avec deux emboîtements et ceux à emboîtement et bride.

VI.8.6.2 Les coudes :

Ils sont disponibles en différents types, notamment les coudes à deux emboîtements ou à un emboîtement et un bout lisse, avec des angles variant (90°, 45°, 22°30, 11°15'). Ils permettent les changements de direction nécessaires. Ils sont généralement fixés à l'aide de massifs de butée dimensionnés correctement pour assurer leur stabilité et supporter les contraintes mécaniques

VI.8.6.3 Les manchons :

Ils existent sous différentes configurations selon les besoins. Ils sont principalement utilisés pour le montage d'appareils accessoires, comme les robinets-vannes et certains joints.

VI.8.6.4 Les tés :

Similaires aux croix, les embranchements peuvent se présenter avec trois ou deux raccordements et des brides. Ils sont employés pour extraire un débit d'une conduite ou pour ajouter un débit supplémentaire, et sont fréquemment utilisés dans les réseaux de distribution maillés ou ramifiés ainsi que dans les conduites principales lors des piquages.

VI.8.6.5 Les croix de jonction

Elles permettent de croiser des canalisations perpendiculairement. Les diamètres des deux manchons peuvent différer. Elles peuvent être à brides complètes ou à manchons et brides. Elles sont couramment utilisées dans les réseaux maillés et ramifiés. Les croix de jonction et d'incendie : Elles ont la même fonction que les croix de jonction, mais peuvent également recevoir des bouches ou des poteaux d'incendie.

VI.9 Conclusion :

Les réseaux de distribution doivent assurer une alimentation en eau adéquate et à des pressions adéquates afin de répondre aux besoins des consommateurs. Au cours de ce chapitre, nous avons effectué une évaluation du réseau d'approvisionnement en eau potable de notre zone d'étude en utilisant EPANET, et nous pouvons affirmer que notre réseau est en bon état de marche. Les diamètres des conduites du réseau s'étendent de 32 à 160 mm, tandis que les pressions et les vitesses sont conformes aux standards. Cependant, du fait que les diamètres ne peuvent pas être réduits en dessous de 32 mm, les tronçons à faible vitesse doivent être vidés régulièrement afin d'éviter les dépôts dans les conduites.

.

Chapitre VI
Etude des ouvrages de stockage

VI.1 Introduction :

Dans le cadre de notre projet visant à garantir un approvisionnement en eau potable fiable, les réservoirs de stockage occupent une place centrale. Ils sont essentiels pour maintenir un flux continu d'eau. Ainsi, ce chapitre a pour objectif d'analyser en détail la situation actuelle des réservoirs présents dans notre région. Nous examinerons leur état, leur capacité de stockage actuelle, ainsi que leur adéquation pour répondre aux besoins en eau potable à long terme. En évaluant minutieusement ces aspects, nous pourrons déterminer les ajustements nécessaires pour garantir une alimentation en eau suffisante et durable.

VI.2 L'utilité des réservoirs [5]

Les réservoirs sont généralement indispensables pour assurer efficacement l'approvisionnement en eau potable d'une agglomération. Leur rôle principal comprend plusieurs aspects :

- Les réservoirs permettent d'accumuler de l'eau pendant les périodes de faible consommation et de la libérer pendant les périodes de forte demande.
- En divers points du réseau, les réservoirs garantissent une pression adéquate et relativement constante pour l'agglomération, compensant les variations de pression causées par le démarrage et l'arrêt des pompes.
- Lorsque le réseau s'étend, les points éloignés peuvent souffrir de pressions insuffisantes. Des réservoirs d'équilibrage sont alors installés pour augmenter les pressions et les débits dans ces zones, agissant comme des contrepoids aux réservoirs principaux.
- Les réservoirs sont positionnés pour réduire la pression dans les conduites d'eau à des points bas, évitant ainsi les surpressions qui pourraient endommager les canalisations. Ils égalisent la pression le long de la conduite en la ramenant à la pression atmosphérique.
- Les réservoirs intermédiaires sont cruciaux dans les systèmes d'alimentation il assure la continuité de la distribution d'eau dans les systèmes d'adduction mixte (refoulement-gravitaire), prévenant ainsi les dépressions et la cavitation en cas d'arrêt de la pompe.
- Ils assurent une réserve d'eau suffisante pour répondre aux besoins exceptionnels en cas d'incendie, avec un volume minimum de 120 mètres cubes.

VI.3 Emplacement des réservoirs [4]

L'emplacement du réservoir dépend de la topographie. Il doit permettre d'assurer une pression au moment de la pointe aux abonnés. Le meilleur emplacement n'est déterminé qu'après une étude technico- économique approfondie, en prenant en considération les conditions suivantes :

- Ils doivent être situés à un niveau plus élevé que celui de l'agglomération qu'ils approvisionnent..
- L'altitude de radier doit être supérieure à la plus grande cote piézométrique nécessaire au niveau du réseau de distribution.
- Le réservoir doit être placé au plus près de l'agglomération pour réduire les coûts et assurer un approvisionnement efficace du point le plus défavorable.
  Il doit être établi sur des sols sableux et résistants

VI.4 Classification des réservoirs :

Les réservoirs peuvent être catégorisés de différentes manières en fonction de plusieurs critères :

- **Selon le matériau de construction :**
  - Réservoirs en maçonnerie ;
  - Réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint ;
  - Réservoirs métalliques.
- **Selon l'usage :**
  - Réservoir tampon ;
  - Réservoir de traitement ;
  - Réservoir principal d'accumulation et de stockage ;
  - Réservoir d'équilibre ;
  - Brise charge ;
  - Bâche de reprise.
- **Selon la situation des lieux :**
  - Réservoirs surélevés ;
  - Réservoirs semi-enterrés ;
  - Réservoirs enterrés ;
  - Réservoirs posés sur sol.
- **Selon la forme géométrique :**
  - Cylindrique
  - Rectangulaire.
  - Carré

VI.5 Choix des réservoirs :

Il conviendra évidemment de choisir le type de réservoir adapté à chaque situation, en privilégiant autant que possible l'option d'un réservoir enterré, semi-enterré, ou surélevé au-dessus du sol avec une base partiellement enfouie. Le choix du réservoir dépendra de plusieurs facteurs, notamment :

- Les caractéristiques topographiques du site.
- Les conditions géotechniques du sol.
- Les exigences hydrauliques.
- Les considérations économiques

VI.6 Equipements du réservoir [4]

La conception des équipements pour les réservoirs hydrauliques nécessite une approche attentive pour garantir leur accessibilité, leur fonctionnement et leur entretien efficaces tout au long de la durée de vie de l'ouvrage.

Les équipements du réservoir sont :

VI.6.1 Equipements d'intervention :

Les cuves doivent être accessibles pour la surveillance et l'entretien, avec une trappe pour le personnel et une autre pour le matériel.

Il est nécessaire de sécuriser tous les accès (portes, trappes, échelles, etc.) menant aux cuves et chambres de vannes afin de prévenir toute intrusion de personnes non autorisées.

(Source : André Dupant, Hydraulique urbain TOME II,1979)

VI.6.2 Equipements de nettoyage :

- Trappe de visite pour le personnel et le matériel ;
- Equipements spécieux pour le nettoyage ;
- Pompe d'alimentation en eau.

VI.6.3 Equipements hydrauliques :

Les réservoirs sont équipés de diverses conduites, organes et accessoires pour faciliter leur exploitation. Chacun de ces éléments est pourvu de :

VI.6.3.1 Conduite d'arrivée :

Lorsqu'elle est mise en place, la conduite est munie d'un interrupteur à flotteur. Ce mécanisme est élaboré pour arrêter le fonctionnement de la pompe dès que l'eau atteint un niveau maximum, en cas de refoulement. En revanche, pour une alimentation gravitaire, un robinet-vanne se charge de cette fermeture. L'arrivée doit de préférence être par le bas à l'opposé de la conduite de départ ou bien en siphon noyé pour provoquer le brassage et assurer le renouvellement de l'eau.

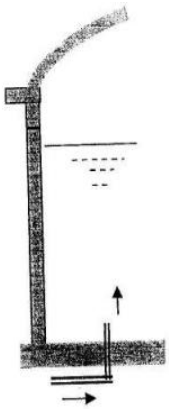


Figure VI.1: arrivée par le fond

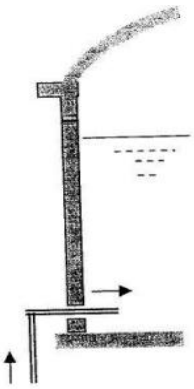


Figure VI.2: arrivée par le bas

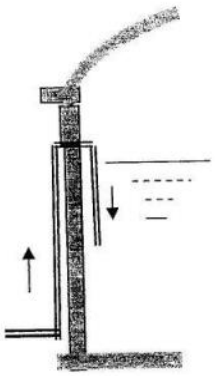


Figure VI.3: arrivée noyée

(Source : SALAH (2014), Alimentation En Eau Potable Des Agglomérations)

VI.6.3.2 Conduite de départ :

Lors de son installation, cette conduite est élevée de 15 à 20 centimètres au-dessus du niveau du sol pour prévenir l'accès des particules en suspension. Une crépine courbée est installée à son extrémité pour prévenir la formation de vortex, c'est-à-dire l'entrée d'air dans la conduite, et elle est également équipée d'une vanne à survitesse.

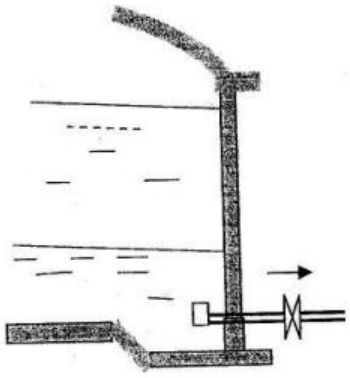


Figure VI.4 : conduite de départ

(Source : SALAH (2014), Alimentation En Eau Potable Des Agglomérations)

VI.6.3.3 Conduite de trop plein :

Son rôle consiste à évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir lorsque le niveau de celui-ci atteint sa capacité maximale.

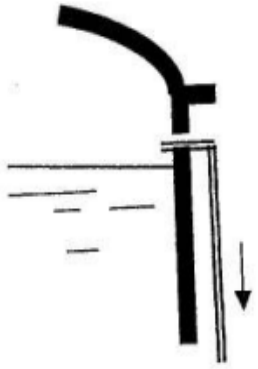


Figure VI.5 : Conduite trop plein

(Source : SALAH (2014), Alimentation En Eau Potable Des Agglomérations)

VI.6.3.4 Conduite de vidange :

Elle permet la vidange du réservoir lorsqu'il nécessite un nettoyage ou une réparation. Équipée d'un robinet-vanne, elle est habituellement connectée à la conduite de trop plein.

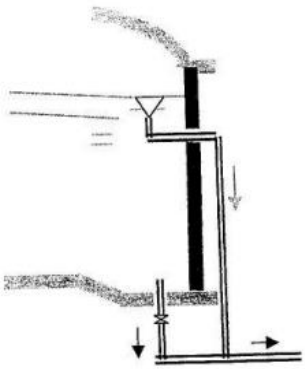


Figure VI.6 : Conduite de vidange

(Source : SALAH (2014), Alimentation En Eau Potable Des Agglomérations)

VI.6.3.5 Conduite by-pass :

Relie la conduite d'arrivée et celle de départ dans le contexte d'un réservoir, afin de garantir la continuité de l'alimentation du réseau lorsque le réservoir est isolé pour son entretien.

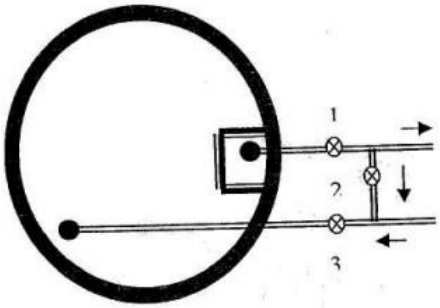


Figure VI.7 : Conduite by-pass

(Source : SALAH (2014), Alimentation En Eau Potable Des Agglomérations)

VI.6.3.6 Système de matérialisation d'incendie :

- **Système à siphon :** Le siphon se désamorce à la hauteur du niveau de la réserve grâce à l'évent, préservant ainsi celle-ci tout en assurant un renouvellement constant de l'eau et sa disponibilité permanente.

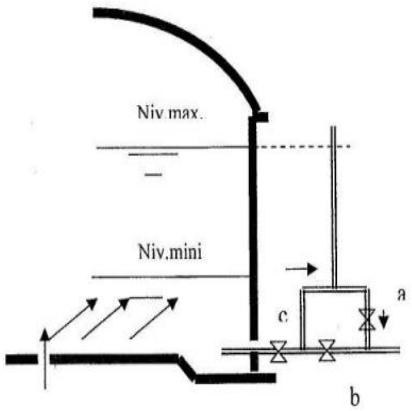


Figure VI.8 : Système à siphon

(Source : SALAH (2014), Alimentation En Eau Potable Des Agglomérations)

- **Système à deux prises :** Peu fréquemment employé en raison de la présence d'une zone morte (La réserve de sécurité n'est pas régulièrement renouvelée).

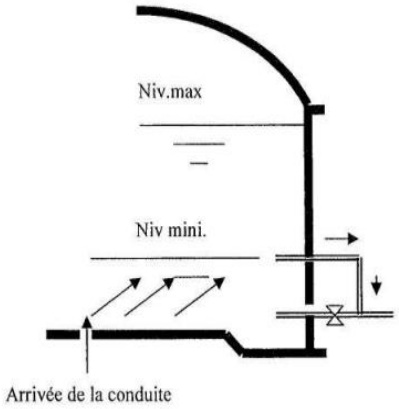


Figure VI.9 : Système à deux prises

(Source : Alimentation En Eau Potable Des Agglomérations, B. SALAH,2014)

VI.6.3.7 Vannes de sectionnement :

L'objectif principal de ces vannes est de pouvoir isoler certaines parties du réservoir, par exemple pour des opérations de maintenance, de réparation ou de nettoyage, sans avoir à vider entièrement le réservoir. Cela permet d'optimiser la gestion de l'eau en réduisant les pertes et en minimisant les interruptions dans l'approvisionnement en eau.

Les différents équipements du réservoir sont présentés dans la figure ci-dessous :

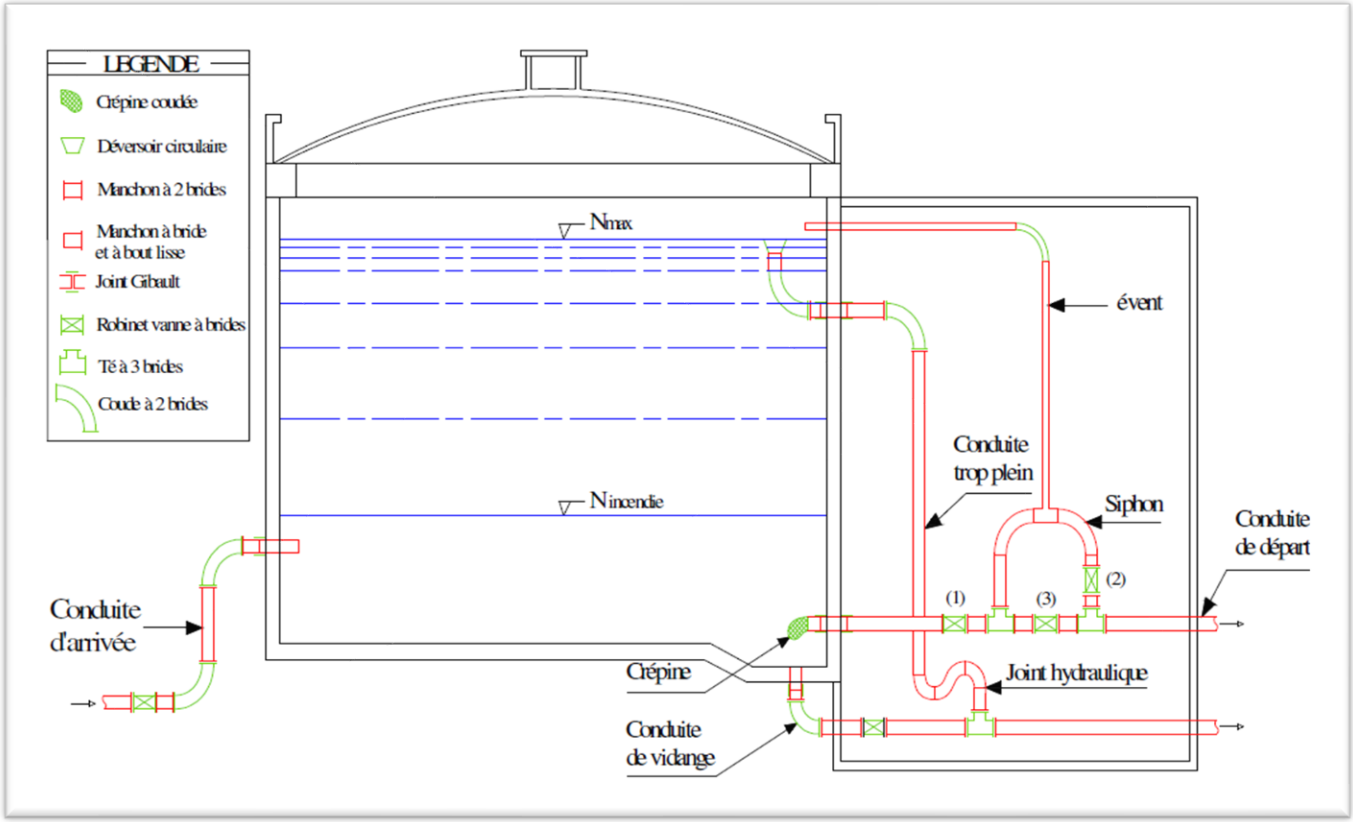


Figure VI.10 : Coupe transversale présentant les différents équipements d'un réservoir (Source : ResearchGate, 2020)

VI.7 Capacité des réservoirs :

Pour estimer la capacité de stockage nécessaire pour notre consommation, il faut tenir compte de deux facteurs : d'abord, le régime de la consommation journalière de notre agglomération, et ensuite, le régime d'alimentation du réservoir, dans notre cas un fonctionnement de 20h/24h.

La pompe s'arrête de fonctionner quatre heures (de 00h à 04h), pendant la période de faible consommation.

VI.7.1 Méthodes de calcul :

Il existe deux approches pour calculer le volume du réservoir :

VI.7.1.1 Méthode analytique :

Ce calcul permet de déterminer le volume de régulation (volume utile), présenté comme suit :

$$V_r = \frac{a \times Q_{max.j}}{100} \ (m^3) \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \ VI.1$$

- V_r : Volume de régulation (m^3) ;
- **a** : la fraction horaire du débit journalier maximal." (%) ;
- $Q_{max.j}$: La consommation journalier maximal (m^3/j).

Le volume total est calculé en additionnant le volume de l'incendie au volume de régulation:

$$V_T = V_r + V_{inc} \ (m^3) \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \ VI.2$$

- V_T : Volume total du réservoir (m^3) ;
- V_{inc}: volume d'incendie estimé à 120 m^3.

VI.7.1.2 Méthode graphique :

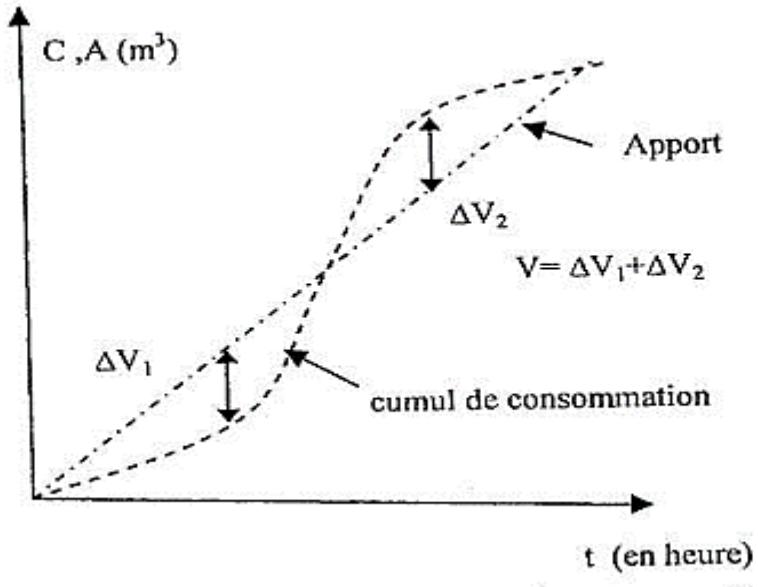


Figure VI.11 : Graphique représentant les courbes de l'apport et le cumul de consommation (Source : Alimentation En Eau Potable Des Agglomérations, B. SALAH,2014)

- **C, A** : Consommation, Apport ;
- **V** : Volume utile ;
- ΔV_1 : écart inferieure entre l'apport et la consommation ;
- ΔV_2 : écart supérieure entre l'apport et la consommation.

Le volume de stockage maximal se calcule en additionnant les valeurs absolues des écarts des deux extrêmes par rapport à la courbe d'apport.

$$R_{max} = |\Delta V_1| + |\Delta V_2| \quad \text{VI.3}$$

Tels que :

- R_{max} : Résidu maximal journalier ;
- $Q_{max.j}$: La consommation maximale journalière (m^3/j).

Le volume de régulation est calculé par la formule ci-dessous :

$$V_r = \frac{Rmax \times Q_{max.j}}{100} \ (m^3) \quad \text{VI.4}$$

Le volume total sera :

$$V_T = V_r + V_{inc} \ (m^3) \quad \text{VI.5}$$

- V_T : Volume total du réservoir (m^3) ;
- V_{inc} : Volume d'incendie estimé à 120 m^3.

VI.7.2 Détermination de la capacité des réservoirs :

- **Village Allaghen :**

Tableau VI.1: Calcul de la capacité du réservoir de village Allaghen

Heures	Refoulement d'eau en %	Consommation d'eau en %	Arrivé d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste dans le réservoir
0-1	0	1		1	8,5
1-2	0	1		1	7,5
2-3	0	1		1	6,5
3-4	0	1		1	5,5
4-5	5	2	3		8,5
5-6	5	3	2		10,5
6-7	5	5	0	0	10,5
7-8	5	6,5		1,5	9
8-9	5	6,5		1,5	7,5
9-10	5	5,5		0,5	7
10-11	5	4,5	0,5		7,5
11-12	5	5,5		0,5	7
12-13	5	7		2	5
13-14	5	7		2	3

Tableau VI.1: Calcul de la capacité du réservoir de village Allaghen (Suite)

Heures	Refoulement d'eau en %	Consommation d'eau en %	Arrivé d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste dans le réservoir
14-15	5	5,5		0,5	2,5
15-16	5	4,5	0,5		3
16-17	5	5	0	0	3
17-18	5	6,5		1,5	1,5
18-19	5	6,5		1,5	0
19-20	5	5	0	0	0
20-21	5	4,5	0,5		0,5
21-22	5	3	2		2,5
22-23	5	2	3		5,5
23-24	5	1	4		9,5
Total	100	100	/	/	/

- Le débit maximum journalier total : $\mathbf{Q_{max.j}}$= 590,2836 m^3/j

Le volume de régulation :

$$V_r = 590,2836 \times 10.5/100 = 61,98 m^3$$

Le volume total :

$$V_T = V_r + V_{inc} = 64,98 + 120 = 181,98 m^3$$

Le volume normalisé sera :

$$\mathbf{V_n = 200\ m^3}$$

❖ **Remarque :**

Après avoir normalisé le volume total du réservoir d'Allaghen, nous avons constaté que la capacité de stockage requise est de 200 m³. Ainsi, avec une capacité actuelle de 300 m³, le réservoir existant est adéquat pour répondre aux besoins de notre agglomération.

- **Village Tasserguent :**

Tableau VI.2: Calcul de la capacité du réservoir de village Tasserguent

Heures	Refoulement d'eau en %	Consommation d'eau en %	Arrivé d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste dans le réservoir
0-1	0	1		1	8,5
1-2	0	1		1	7,5
2-3	0	1		1	6,5
3-4	0	1		1	5,5
4-5	5	2	3		8,5
5-6	5	3	2		10,5
6-7	5	5	0	0	10,5
7-8	5	6,5		1,5	9
8-9	5	6,5		1,5	7,5
9-10	5	5,5		0,5	7
10-11	5	4,5	0,5		7,5
11-12	5	5,5		0,5	7
12-13	5	7		2	5
13-14	5	7		2	3
14-15	5	5,5		0,5	2,5
15-16	5	4,5	0,5		3
16-17	5	5	0	0	3
17-18	5	6,5		1,5	1,5
18-19	5	6,5		1,5	0
19-20	5	5	0	0	0
20-21	5	4,5	0,5		0,5
21-22	5	3	2		2,5
22-23	5	2	3		5,5
23-24	5	1	4		9,5
Total	100	100	/	/	/

- Le débit maximum journalier : $\mathbf{Q_{max.j}} = 213{,}6\ m^3/j$

Le volume de régulation :

$$V_r = 213{,}6 \times 10.5/100 = 22{,}428\ m^3$$

Le volume total :

$$V_T = V_r + V_{inc} = 22.428 + 120 = 142{,}428\ m^3$$

Le volume normalisé sera :

$$\mathbf{V_n = 200\ m^3}$$

❖ **Remarque :**

Après avoir normalisé le volume total du réservoir de Tasserguent, nous avons constaté que la capacité de stockage nécessaire est de 200 m³, soit exactement celle du réservoir existant. Par conséquent, cette capacité est suffisante pour répondre aux besoins de notre agglomération.

VI.8 Détermination du volume des bâches d'eau projetées :

La station de reprise est équipée d'une bâche et de pompes. Le dimensionnement se base sur le temps requis pour maintenir la crépine immergée et éviter la désamorçage de la pompe. Le volume utile des bâches d'eau projetées est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$\mathbf{V_{utile} = \frac{Q_{maxj} \times t}{T}\ (m^3)} \quad \text{..... VI.6}$$

Avec :

- $\mathbf{Q_{max.j}}$: débit maximum journalier (m^3/j) ;
- **t** : Le temps de fermeture des vannes (t=1/4 heure dans notre cas);
- **T** : temps de pompage (20h).

Pour des raisons de sécurité, nous procédons à une majoration de 30% du volume pour obtenir le volume total requis..

$$\mathbf{V_{total} = 1{,}3 \times V_{utile}\ \ (m^3)} \quad \text{..... VI.7}$$

On trouve :

- Le volume utile : $\mathbf{V_{utile}} = 2{,}67\ m^3$
- Le volume total : $\mathbf{V_{total}} = 3{,}471\ m^3$

On prend deux bâches de capacité standard de 5 m^3 pour chacune.

VI.8.1 Dimensionnement des bâches d'eau :

Deux bâches d'eau de forme carrée seront utilisées, et leurs dimensions principales seront déterminées en utilisant la relation suivante :

$$V=S\times h\ (m^3) \quad \text{..... VI.8}$$

$$S=a^2\ (m^2) \quad \text{..... VI.9}$$

Avec :

- **V** : volume de la bâche d'eau (m^3) ;
- **S** : section de la bâche d'eau (m^2) ;
- **h** : hauteur d'eau dans de la bâche d'eau (m) ;
- **a** : longueur du côté du carré (m).

➢ **Calcul de la section des bâches d'eau :**

Considérons que la hauteur d'eau à l'intérieur soit de 2 mètres pour les deux bâches.

$$S=V/h\ (m^2) \quad \text{..... VI.10}$$

➢ **Calcul de la longueur du côté de la section :**

Calculant maintenant le côté de cette section :

$$a=\sqrt{S}\ (m) \quad \text{..... VI.11}$$

Voici un tableau récapitulant les caractéristiques des bâches d'eau projetées :

Tableau VI.3 : Les caractéristiques des bâches d'eau projetées

	Type	**Volume (m^3)**	**Hauteur de la bache (m)**	**Section (m^2)**	**Longueur du côté du carré (m)**
Bâche projetée pour SR N°01	Sur sol	5	2,5	2	1,41
Bâche projetée pour SR N°02	Sur sol	5	2,5	2	1,41

VI.9 Etat physique des réservoirs :

VI.9.1 Réservoir Allaghen :

Les caractéristiques du ce réservoir sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Les caractéristiques de réservoir Allaghen

Capacité (m3)	300
Forme géométrique	Circulaire
Nature de l'ouvrage	Béton arme
Cote de terrain (m)	270,72
Cote de radier (m)	268

(Source : APC Tazmalt)

Après notre visite, nous avons remarqué que :

Tableau VI.5 : l'état physique de réservoir

Les caractéristiques	Remarques
Génie civil	Bon état
Peinture	A refaire
Les vannes	Bon état (renouvelées)
Les conduites	Bon état
L'échelle et rampes de repos	Bon état (renouvelés)
La clôture	Bon état
Eclairage	Sans éclairage

Donc, on peut conclure qu'il est donc conseillé de refaire la peinture extérieure.



Figure VI.12 : les conduites de réservoir Allaghen.

(Source : APC Tazmalt, 2024)



Figure VI.13 : Le réservoir semi-enterré Allaghen.

(Source : APC Tazmalt, 2024)

VI.9.2 Réservoir Tasserguent :

Les caractéristiques du ce réservoir sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau VI.6: Les caractéristiques de réservoir Tasserguent.

Capacité (m3)	200
Forme géométrique	Circulaire
Nature de l'ouvrage	Béton arme
Cote de terrain (m)	455,61
Cote de radier (m)	454

(Source : APC Tazmalt)

Après notre visite, nous sommes en mesure de constater :

Ce réservoir est équipé d'une échelle en métal en mauvaise état donc il faut la changée.

Tableau VI.7 : l'état physique de réservoir.

Les caractéristiques	**Remarques**
Génie civil	Bon état
Peinture	A refaire
Les vannes	A renouvelées
Les conduites	Etat moyen
L'échelle et rampes de repos	Mauvaise état
La clôture	Bon état
Eclairage	Sans éclairage



Figure VI.13 : les conduites de réservoir Tasserguent.

(Source : APC Tazmalt, 2024)

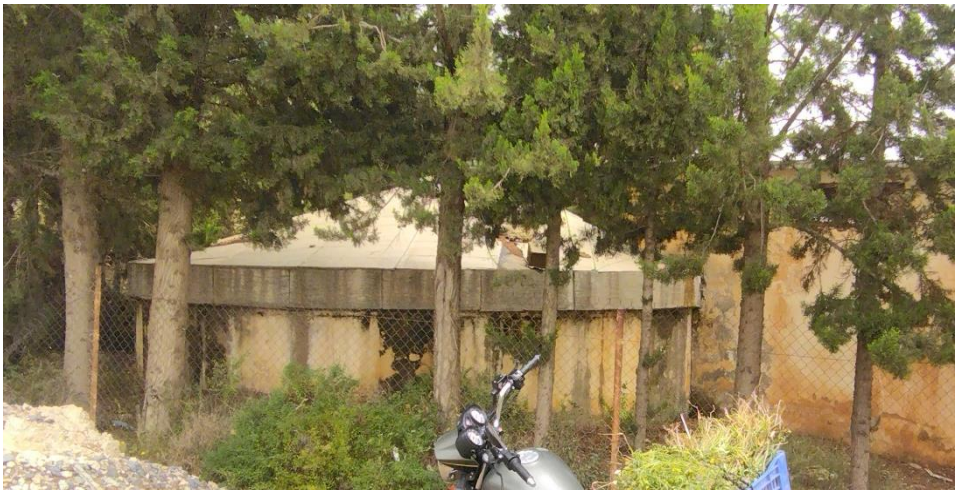


Figure VI.14 : le réservoir semi-enterré Tasserguent.

(Source : APC Tazmalt, 2024)

VI.10 Les recommandations sur les réservoirs :

- Les réservoirs doivent être à l'abri de toute pollution extérieure et des variations de température excessives..
- Effectuer régulièrement un nettoyage intérieur des réservoirs (au moins deux fois par an) ainsi qu'une désinfection.
- Avoir un accès facile pour pouvoir vérifier l'étanchéité du réservoir.
- Effectuez des inspections régulières pour détecter toute fuite, corrosion ou autre dommage structurel.
- Rafraîchir la peinture intérieure et extérieure de tous les réservoirs pour les protéger de l'humidité.
- Choix du matériau du réservoir doit répondre aux normes de potabilité de l'eau.
- Remplacer les vannes obsolètes.
- Installer des éclairages adéquats autour des réservoirs permet de prévenir les accidents en assurant une visibilité suffisante pour le personnel, notamment lors des inspections, des entretiens et des réparations nocturnes ou dans des conditions de faible luminosité.

VI.11 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons réalisé une évaluation exhaustive de la capacité des réservoirs visant à approvisionner les villages d'Allaghen et de Tasserguent. En procédant à une analyse minutieuse des deux réservoirs spécifiques à ces localités, nous avons déterminé que la capacité de stockage requise s'élève à 200 m³. Cette évaluation concorde avec les capacités actuelles des réservoirs existants, ce qui indique que ces infrastructures sont suffisantes pour satisfaire les besoins en eau de notre agglomération. Suite à une inspection sur site, l'état du génie civil a été jugé globalement satisfaisant. Des recommandations ont été émises pour corriger les anomalies et dégradations constatées. En conséquence, nous projetons l'installation de deux bâches d'eau de section carrée d'une capacité de 5 m³ chacune, qui seront placées sur sol pour garantir une alimentation en eau adéquate.

Chapitre VII
Pose et protection des canalisations

VII.1 Introduction :

La gestion du réseau d'alimentation en eau potable nécessite l'installation de diverses infrastructures, telles que canalisations, vannes, et autres équipements, pour assurer une distribution sécurisée et efficace. Elle inclut également la gestion des conduites d'adduction qui acheminent l'eau des sources jusqu'aux réseaux de distribution. Cela englobe la planification, l'entretien, la réparation des fuites, et l'amélioration continue du réseau pour garantir une eau de qualité en quantité suffisante. Ce chapitre explore les méthodes de pose des conduites en fonction des contraintes locales et les techniques de protection associées.

VII.2 Pose de canalisation :

VII.2.1 Principe de pose de canalisation [7]

Les canalisations sont généralement installées dans des tranchées, sauf dans certains cas où elles peuvent être posées en surface, à condition d'être correctement maintenues et protégées.

En tranchée, celle-ci doit être suffisamment large pour permettre l'accès aux ouvriers et avoir un fond nivelé selon le profil de la conduite. Des élargissements sont nécessaires au niveau des joints, et l'épaisseur du remblai varie selon le climat, allant de 1 mètre dans les régions tempérées à 1,25 à 1,50 mètre dans les régions froides. Le tracé doit inclure des points bas pour la vidange, des points hauts pour l'évacuation de l'air, et des changements de pente tous les 200 à 400 mètres. Un espacement adéquat doit également être respecté entre les canalisations et d'autres infrastructures, comme les câbles électriques (30 cm) et les conduites de gaz (60 cm).

VII.2.2 Type de pose de canalisation :

En règle générale, le choix du mode de pose des canalisations dépend de plusieurs facteurs, notamment la configuration topographique du terrain, l'aménagement des lieux et la présence éventuelle d'obstacles. Dans notre situation spécifique, nous envisageons de poser une canalisation dans un terrain de configuration ordinaire.

- **Pose de canalisation ordinaire [4]**

La canalisation est installée dans une tranchée d'au moins 60 cm de largeur. La profondeur de la tranchée doit être d'au moins 80 cm pour accueillir le lit de pose, la conduite, et le remblai. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable de 15 à 20 cm d'épaisseur, soigneusement nivelé. Avant de creuser la tranchée, les conduites sont triées pour éliminer celles endommagées par des chocs ou des fissures. Ensuite, la descente en tranchée est effectuée manuellement ou mécaniquement.

Dans le cas où des joints doivent être soudés, cette opération doit de préférence être réalisée au fond de la tranchée. La canalisation est calée avec des butées de terre ou des tronçons de madriers en bois disposés à travers la largeur de la tranchée. Ensuite, la tranchée est remblayée jusqu'à 0,30 m au-dessus de la conduite, par des couches successives de terre bien arrosées et tassées, sans pierres. Le remblaiement final se fait avec du tout-venant.

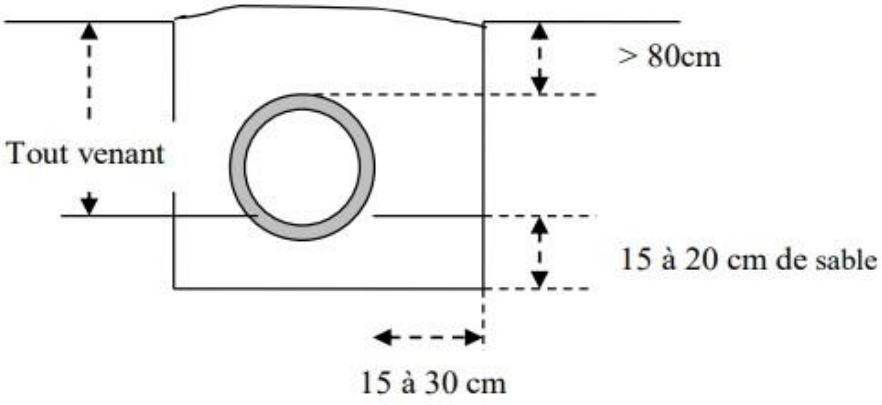


Figure VII.1 : Pose de canalisation ordinaire.
(Source : SALAH (2014), Alimentation En Eau Potable Des Agglomérations)

VII.2.3 Stabilisation des conduites [4]

Les conduites sont formées par l'assemblage de tuyaux et de joints. Dans les cas où les joints ne sont ni à brides ni soudés, il existe une tendance à ce que la pression de l'eau entraîne un déplacement des joints dans les parties courbées, les intersections et les pièces coniques. Pour contrer cela, on utilise des butées qui, grâce à leur poids, empêchent ce déplacement. Parfois, même pour les conduites avec des joints soudés ou à brides, ces butées, sont nécessaires. On rencontre différents cas où ces butées sont utilisées, tels que dans les coudes, les cônes, les tés ou à l'extrémité d'une conduite.

Les figures suivantes illustrent les schémas des butées appliqués dans divers cas :

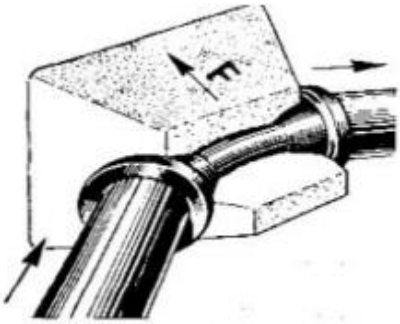


Figure VI.2: une butée pour un coude.

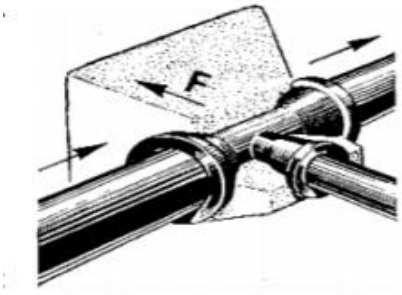


Figure VI.3: une butée pour un té.

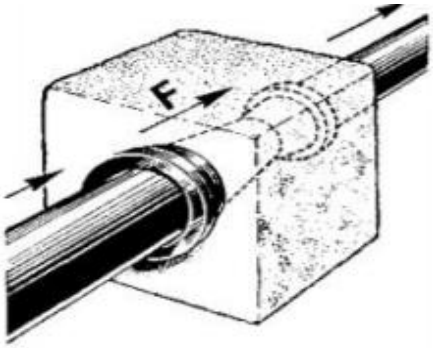


Figure VI.4: une butée pour un cône.

(Source : La pose des canalisations pour l'adduction et la distribution de l'eau potable Fondation de l'eau, 1990)

VII.3 Protection contre le coup de bélier [5]

VII.3.1 Définition :

Le coup de bélier est une situation particulière du régime transitoire dans un réseau de conduites, caractérisée par des variations temporaires de pression et de vitesse, contrairement au régime permanent. Ces fluctuations provoquent la dispersion des ondes de pression dans le réseau jusqu'à leur amortissement et l'établissement d'un nouveau régime permanent. Lors du dimensionnement des conduites, en particulier celles en refoulement, il est crucial de respecter les pressions de service (Ps) définies. Le calcul en régime transitoire permet de prédire les pressions transitoires (Pt) potentielles. Si Pt reste inférieure à Ps, il n'y a pas de risque ; sinon, des mesures correctives doivent être envisagées, avec le choix entre deux solutions possibles.

- Modifier la classe des conduites afin d'atteindre une pression de service plus élevée.
- Réduire les pressions temporaires en utilisant des moyens de protection (protection contre le coup de bélier).

VII.3.2 Les causes du coup de bélier :

Le coup de bélier est un événement périodique principalement causé par plusieurs facteurs, notamment : la manipulation rapide des vannes dans les canalisations sous pression à écoulement gravitaire, l'activation ou l'arrêt des pompes dans les conduites sous pression, et les variations de la vitesse de fonctionnement d'une pompe. Les pannes de courant dans les stations de pompage sont une cause fréquente de ce phénomène. D'autres facteurs incluent la cavitation, qui provoque l'implosion des bulles d'air, les modifications ou le démarrage d'une turbine, ainsi que les vibrations des dispositifs de contrôle.

VII.3.3 Risques et dommages dus aux coups de bélier :

Le coup de bélier peut entraîner des dommages considérables aux systèmes hydrauliques en raison des variations rapides de pression et de débit. Ses conséquences incluent des problèmes de maintenance nécessitant des interventions fréquentes, l'érosion des parois internes, l'inversion de l'écoulement affectant les pompes sans clapet de retenue, ainsi que la rupture des conduites. De plus, il peut détériorer les accessoires tels que les vannes, coudes et raccords, perturber le débit à cause des ondes de choc, et générer des bruits et vibrations. Enfin, des fluctuations rapides de pression peuvent causer des dommages aux pompes et turbines et provoquer des fuites dues à des défauts dans les joints et raccords.

VII.4 Moyens de protection contre le coup de bélier [8]

Afin de prévenir le phénomène du coup de bélier, des dispositifs de protection sont utilisés pour atténuer les dépressions et les surpressions. Parmi les dispositifs les plus couramment utilisés, on trouve :

- **Le volant d'inertie :**

Un volant d'inertie est un dispositif mécanique conçu pour atténuer les effets du coup de bélier en convertissant l'énergie cinétique en mouvement rotatif. Il prolonge l'arrêt du moteur et limite les dépressions en cas d'arrêt brusque du flux dans une conduite. Lorsque la vanne se ferme rapidement, le volant d'inertie continue de tourner, ce qui réduit les fluctuations de pression et diminue le risque de coup de bélier.

- **La soupape de décharge :**

Il s'agit d'un dispositif de protection conçu pour limiter les surpressions dans une conduite en permettant au fluide de s'échapper lorsque la pression dépasse un seuil prédéfini. Composé d'un corps de vanne, d'un siège, d'un ressort et d'un obturateur, ce mécanisme protège les équipements en aval

contre les surpressions. Cependant, il ne protège pas contre les dépressions, et le ressort peut se durcir avec le temps, réduisant ainsi l'efficacité du système.

- **Les ventouses :**

Leur rôle principal est d'évacuer l'air présent dans la conduite et de permettre l'admission d'air lors de la vidange des conduites, ou en cas de cavitation à un point élevé.

- **Le réservoir d'air :**

Un réservoir anti-bélier protège les installations hydrauliques des coups de bélier. Il se compose d'une structure métallique contenant de l'eau et de l'air sous pression, servant d'amortisseur aux fluctuations de pression. Situé à la station de pompage, en aval du clapet anti-retour, il permet une réponse rapide lors des variations de pression, en absorbant les chocs et en maintenant le flux d'eau. Cela prévient les dommages aux conduites et équipements en gérant les surpressions et dépressions.

VII.4.1 Etude du coup de bélier [4]

Cette étude a pour but d'identifier les surpressions et dépressions le long des tronçons des conduites de refoulement , tout en s'assurant que ces valeurs ne dépassent pas la pression de service spécifiée (pression maximale admissible).

VII.4.1.1 Evaluation de la célérité dans les conduites :

La célérité de propagation de l'onde dépend de divers facteurs, tels que le fluide en circulation, les dimensions de la conduite (diamètre et épaisseur), ses propriétés mécaniques (élasticité, viscosité, plasticité) et le type de sol environnant. Pour déterminer cette célérité d'onde de coup de bélier dans les conduites sous pression, plusieurs formules peuvent être appliquées.

- **Formule N° 01 :**

La formule ci-dessous permet de calculer la célérité de l'onde (C) :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1+\frac{K \times D}{E \times e}}} \text{ (m/s)} \quad \text{..... VII.1}$$

Avec :

- **C** : La célérité d'onde (m/s) ;
- **D** : Le diamètre intérieur de la conduite (m) ;
- **e** : épaisseur de la conduite (m) ;
- **ρ** : La masse volumique de l'eau : ρ =1000 kg/m^3 ;
- **K** : Coefficient d'élasticité de l'eau : K = 2,07×10^9 Pa ;
- **E** : Le module d'élasticité de Young de la conduite en PEHD : E =1,2×10^9 Pa.

➢ **Formule N° 02 :**

Selon la formule de Mr B.Salah, la célérité de l'onde de coup de bélier est calculée en prenant en considération l'effet du sol sur la conduite :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1+\frac{K\times 2\times a\times(1-\vartheta_m^2)\times(1-\vartheta_s)}{(1-\vartheta_m^2)\times a\times E_s+E_m\times e_m\times(1-\vartheta_s)}}} \text{ (m/s)} \quad \text{VII.2}$$

Avec :

- **C** : La célérité d'onde en (m/s) ;
- **K** : Coefficient d'élasticité de l'eau ; K = 2,07×10^9 Pascal,
- **ρ** : Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 kg / m^3
- υ_m : coefficient de poisson du matériau. υ_m=0,45 (PEHD) ;
- υ_s : Coefficient de Poisson du sol adjacent à la conduite. υ_s=0,33 ;
- e_m : Epaisseur de la conduite (m) ;
- **a** : rayon de la conduite (m) ;
- E_m : module de Young du matériau de la conduite ; E_m = 1,2×10^9 Pascal pour PEHD ;
- E_s : module de Young du sol ; E_s = 2×10^8 Pascal.

Nous appliquons la méthode de Mr B. Salah pour réaliser nos calculs.

Tableau VII.1 : Calcul de la célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction

Tronçon	K (Pa) (×10^9)	P (Kg/m^3)	a (m)	υ_m	υ_s	E_s (Pa) (×10^8)	E_m (Pa) (×10^9)	e_m (m)	C (m/s)
Forage -Réservoir Allaghen	2,07	1000	0,045	0,45	0,33	2	1,2	0,01	408,95
SP - SR	2,07	1000	0,0257	0,45	0,33	2	1,2	0,0058	411,63
SR – Réservoir Tasserguent	2,07	1000	0,0257	0,45	0,33	2	1,2	0,0058	411,63

VII.4.1.2 Détermination de la valeur du coup de bélier :

Pour déterminer la valeur maximale du coup de bélier, il est essentiel de distinguer deux cas. Une manœuvre est considérée comme rapide si le temps nécessaire pour arrêter le débit est inférieur ou égal à 2L/C, correspondant au temps de propagation aller-retour d'une onde élastique. Dans cette situation, le coup de bélier maximal se calcule de la manière suivante :

$$b = \pm \frac{C \times v_0}{g} \text{ (m)} \quad \text{..... VII.3}$$

Avec :

- **b** : valeur du coup de bélier (m) ;
- **C** : La célérité d'onde en (m/s) ;
- **V_0** : vitesse de l'eau dans la conduite en régime permanent initial (m/s) ;
- **g** : accélération de la pesanteur (g= 9,81m/s^2).

Tableau VII.2 : La valeur maximale du coup de bélier

Tronçon	v_0 (m/s^2)	C (m/s)	b (m)
Forage -Réservoir Allaghen	1,76	408,95	73,37
SP - SR	1,43	411,63	60
SR – Réservoir Tasserguent	1,43	411,63	60

VII.4.1.3 Calcul des valeurs maximales de surpression et de dépression dans les conduites :

Les relations ci-dessous indiquent les valeurs maximales de la surpression et de la dépression :

- **Cas de surpression :**

$$H_s = H_g + b \text{ (m)} \quad \text{..... (VII.4)}$$

Avec :

- **H_s** : La valeur maximale de la pression (m) ;
- **b** : valeur du coup de bélier (m) ;
- **H_g** : la hauteur géométrique (m).

- **Cas de dépression :**

$$H_d = H_g - b \text{ (m)} \quad \text{..... (VII.5)}$$

Avec

- **H_d** : La valeur minimale de la pression (m) ;

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 : Calcul de surpression et dépression pour chaque tronçon (refoulement)

Tronçon	H_g (m)	b (m)	H_s (m)	H_d (m)	PNS (bar)
Forage -Réservoir Allaghen	107,64	73,37	181,01	67,98	16
SP - SR	106,67	60	166,67	47,14	16
SR – Réservoir Tasserguent	84,31	60	144,31	32,54	16

VII.4.2 Protection des conduites contre le coup de bélier :

Dans notre projet, nous suggérons l'utilisation des réservoirs d'air comme moyen de protection des installations, car c'est la meilleure solution pour prévenir les coups de bélier.

- **Calcul du réservoir d'air :**

En négligeant les pertes de charge dans la conduite de refoulement et en assimilant le phénomène à une oscillation en masse, c'est-à-dire en négligeant l'élasticité de la conduite et la compressibilité de l'eau, le calcul se simplifie. Vibert a formulé une équation pour le volume d'air U_0 contenu dans la cloche en situation de fonctionnement normal, avec les caractéristiques de l'air dans les réservoirs définies par Z_0 et U_0.

- **U_0** : Volume d'air dans la cloche en régime permanent ;
- **Z_0** : La charge statique absolue (m.c.e) en supposant que la hauteur d'eau dans le réservoir d'air au-dessus de l'axe de la conduite est négligeable est pratiquement équivalente à :

$$\mathbf{Z_0 = H_g + 10\ (m)} \quad \textbf{…… (VII.6)}$$

Dont :

- **H_g** : La hauteur géométrique en (m) ;
- **10** : Pression atmosphérique.

À la fin de la phase initiale du phénomène, caractérisée par une dépression, l'air occupe un volume plus grand, entraînant une pression minimale, Z_{min}, qui correspond à une pression absolue. Lors de la deuxième phase, à la fin de la surpression, l'air occupe un volume plus petit que celui observé en fonctionnement normal, avec une pression maximale notée Z_{max}.

La charge tenant compte du coup de bélier est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{Z = H_g + \frac{C \times v_0}{g}\ (m)} \quad \text{..... (VII.7)}$$

Tel que :

- $\mathbf{H_g}$: étant la hauteur géométrique en m ;
- **C** : La célérité d'onde en (m/s) ;
- $\mathbf{V_0}$: vitesse de l'eau dans la conduite en régime permanent initial (m/s) ;
- **g** : accélération de la pesanteur (m/s^2).

La formule suivante permet de calculer la charge maximale absolue :

$$\mathbf{Z_{max} = Z_0 + \frac{C \times v_0}{g}\ (m)} \quad \text{..... (VII.8)}$$

- $\mathbf{Z_0}$: La charge statique absolue (m.c.e).

$$\mathbf{f\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = \frac{Z_0}{Z_{min}} - 1 - \log\left(\frac{Z_0}{Z_{min}}\right)} \quad \text{..... (VII.9)}$$

Pour une conduite de longueur (L) et de section constante (S) ayant des propriétés hydrauliques et mécaniques uniformes sur toute sa longueur, le volume d'air nécessaire (U_0) pour assurer un fonctionnement normal est déterminé par la formule suivante :

$$\mathbf{U_0 = \frac{U_0}{L \times S} \times L \times S\ (m^3)} \quad \text{..... (VII.10)}$$

Avec :

- **L** : Longueur de la conduite (m) ;
- **S** : La section de la conduite (m^2) ;
- $\mathbf{V_0}$: La vitesse d'écoulement initiale dans la conduite de refoulement (m/s) ;
- **LS** : Le volume de la conduite à protéger (m^3).

Nous posons :

$$\mathbf{h_0 = \frac{v_0^2}{2 \times g}\ (m)} \quad \text{..... (VII.11)}$$

Et :

$U_0 \times Z_0 = U_{max} \times Z_{min}$ donc :

$$\mathbf{U_{max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{min}}{Z_0}}\ (m^3)} \quad \text{..... (VII.12)}$$

- $\mathbf{U_{max}}$: Volume du réservoir d'air.

$$\mathbf{U_{maj} = 1{,}3 \times U_{max}\ (m^3)} \quad \text{..... (VII.13)}$$

- $\mathbf{U_{maj}}$: Volume du réservoir d'air majoré pour des raisons de sécurité
- $\mathbf{V_{nor}}$: Volume du réservoir d'air normalisé.

Tableau VII.4 : Le volume du réservoir anti-bélier pour les différents tronçons de refoulement

Tronçon	Z_0 (m)	b (m)	Z_{max} (m)	h_0 (m)	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{Z_{max}}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L \times S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U_0 (m^3)	U_{max} (m^3)	U_{maj} (m^3)	V_{nor} (l)
Forage -R. Allaghen	117,64	73,37	191,01	0,158	0.00134	1,62	0,015	0,66	0,1096	0,1660	0,2158	**300**
SP - SR	116,67	60	176,67	0,104	0,00089	1,514	0,013	0,695	0,0390	0,0561	0,0729	**100**

VII.5 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté différentes formes de pose selon les endroits et les obstacles rencontrés, et nous avons analysé le régime transitoire en définissant et décrivant physiquement le phénomène du coup de bélier. Pour garantir la stabilité et la sécurité de notre système, nous avons étudié diverses procédures pour éviter ce phénomène, incluant l'utilisation de réservoirs d'air. Ces réservoirs d'air, nécessaires pour protéger les conduites de refoulement, ont été dimensionnés selon la méthode de VIBERT.

La réussite de ces travaux nécessite le choix d’une main-d'œuvre qualifiée et une organisation de chantier adéquate pour assurer le succès du projet.

Chapitre VIII Organisation du chantier, protection et sécurité de travail

VIII.1 Introduction :

L'estimation du coût d'un projet avant sa réalisation est primordiale en raison des difficultés qui peuvent survenir, comme la surestimation ou la sous-estimation des coûts des ouvrages qui le composent. Il est essentiel d'organiser correctement le chantier afin de repérer les ressources indispensables pour assurer la réalisation efficace des travaux avant de les entamer. La gestion efficace d'un projet permet aussi de prévoir la durée la plus courte possible et de réduire les dépenses liées à la réalisation des travaux, ainsi que de coordonner les différentes tâches. Ce chapitre a pour but principal de contribuer à l'organisation générale du chantier en analysant les sélections d'engins et les questions de protection et de sécurité au travail, dans le but d'assurer le bon déroulement du chantier.

VIII.2 Organisation du chantier [9]

VIII.2.1 Définition :

La gestion d'un chantier englobe toutes les mesures prises pour mener à bien un projet ou un travail dans les meilleures conditions possibles**.** Pour organiser efficacement un chantier, il est crucial de planifier et de coordonner l'ensemble des ressources nécessaires. Cela comprend les ressources humaines, les équipements et les matériaux, tout en respectant les consignes générales définies par le maître d'ouvrage. L'objectif principal est de garantir une utilisation optimale de ces ressources afin d'assurer la rapidité, la qualité et l'efficience économique des travaux.Ainsi, organiser un chantier consiste à mettre en place toutes les actions indispensables pour la bonne exécution du projet, en veillant à :

- Suivre les stratégies et plans établis.
- Atteindre un niveau de qualité supérieur.
- Réduire au maximum la durée des travaux.
- Éviter tout accident ou catastrophe humaine.
- Réaliser le projet à moindre coût.

VIII.3 Différents travaux à exécuter

Les tâches essentielles à effectuer pour notre projet sont les suivantes. :

VIII.3.1 Les travaux liés à la mise en œuvre du (l'adduction et la distribution) :

L'organisation des travaux sur les chantiers pour l'installation et la construction des réseaux et systèmes d'alimentation en eau potable (AEP) s'articule autour de plusieurs opérations clés tels que :

- La planification et le contrôle impliquent l'élaboration d'un plan détaillé pour la gestion des conduites et la surveillance rigoureuse de chaque étape afin d'assurer le bon déroulement du projet.
- Le décapage de la terre végétale consiste à enlever méthodiquement la couche de terre végétale pour préparer le terrain.
- L'exécution des tranchées et des excavations nécessite de réaliser précisément les tranchées nécessaires à l'installation des conduites et d'excaver les zones identifiées selon les spécifications du projet.
- L'aménagement du lit de pose consiste à préparer le lit de pose des canalisations en utilisant du sable pour une base stable et uniforme.
- La pose et l'assemblage des conduites impliquent l'installation minutieuse des conduites selon le plan, suivie de l'assemblage précis des différentes sections pour garantir l'étanchéité du réseau.
- Le remblayage des tranchées se fait en remplissant les tranchées avec les matériaux appropriés pour stabiliser les conduites.
- Le compactage du sol est effectué pour éviter tout mouvement ultérieur et assurer la stabilité de l'installation.
- La désinfection du réseau est réalisée pour garantir la qualité de l'eau fournie.

VIII.3.2 Les travaux concernant la réalisation des stations :

Les deux stations de pompage nécessitent la réalisation de travaux tels que :

❖ **Décapage du terrain :**

Retrait de la couche supérieure du sol, incluant la végétation, les roches et autres matériaux en surface, pour préparer le site d'implantation de la station.

❖ **Réalisation des fouilles :**

Creusement des tranchées nécessaires pour installer la station de pompage, selon des dimensions spécifiques : longueur (L), largeur (l) et profondeur (h).

❖ **Coulage du béton de propreté :**

Application d'une couche de béton de 10 cm d'épaisseur au fond des tranchées pour garantir une surface propre et stable pour les fondations.

❖ **Coulage du béton :**

Utilisation d'un mélange de béton dosé à 350 kg/m³, préparé avec une centrale à béton pour couler : les poteaux, les semelles et les demi-poteaux.

Utilisation d'une pompe à béton pour couler les structures nécessitant de grandes quantités de béton, notamment :

- La chape inférieure.
- Les longrines inférieures.
- Les longrines supérieures et la dalle.

❖ **Remblayage :**

Remplir les espaces vides ou les excavations autour des fondations et des structures avec de la terre ou du gravier, y compris le remblayage des casiers et des fouilles.

❖ **Travaux de maçonnerie et finitions globales :**

Cette phase vise à construire les séparations entre les différentes pièces d'un bâtiment et à installer les cloisons sous les longrines des fondations.

VIII.3.3 Les travaux liés à la construction des bâches :

Pour notre projet d'étude, l'installation de deux bâches d'eau requiert les opérations suivantes pour chaque bâche :

- Excavation du terrain.
- Préparation du sol avec la pose de tout-venant.
- Coulage du béton de propreté pour assurer une base stable.
- Coulage du béton du radier pour la fondation.
- Coulage du béton pour les voiles et les poteaux de la chambre de manœuvre.
- Coulage du béton pour la coupole et la dalle de la chambre de manœuvre.
- Construction des murs de la chambre de manœuvre par maçonnerie.

VIII.4 Calcul du volume des travaux

VIII.4.1 Détermination du volume des travaux de l'adduction et la distribution :

Les différents volumes à prendre en compte pour la mise en place des canalisations sont les suivants :

VIII.4.1.1 Volume du décapage de la couche végétale :

La formule ci-dessous permet de déterminer le volume de décapage :

$$\mathbf{V_{déc}=L \times B \times H\ (m^3)} \quad \text{..... VIII.1}$$

Avec :

- $\mathbf{V_{déc}}$: volume de la couche végétale (m^3) ;
- **B** : largeur de la couche végétale (m) ;

La formule suivante permet de calculer la largeur de la tranchée :

$$\mathbf{B = D + (2 \times 0{,}3)\ (m)} \quad \text{..... VIII.2}$$

- **D** : diamètre de la conduite (m).
- **H** : profondeur de la couche végétale (m), (On prend H=0,1m) ;
- **L** : longueur totale de la tranchée (m).

Le volume de décapage pour les différentes canalisations est indiqué dans le tableau suivant :

Tableau VIII.1: le volume de décapage (Adduction + distribution)

	D (mm)	L (m)	B (m)	H (m)	V décapage (m^3)
Distribution	32	804,3	0,632	0,1	50,832
	40	1413,5	0,64	0,1	90,464
	50	1389,7	0,65	0,1	90,331
	63	1463,94	0,663	0,1	97,059
	75	639,8	0,675	0,1	43,187
	90	199,02	0,69	0,1	13,732
	110	507,11	0,71	0,1	36,005
	125	81,39	0,725	0,1	5,901
	140	306,4	0,74	0,1	22,674
	160	78,92	0,76	0,1	5,998
Adduction	63	1533,15	0,663	0,1	101,648
	75	870,319	0,675	0,1	58,747
	110	768,64	0,71	0,1	54,573
Total					**671.149**

VIII.4.1.2 Volume de déblai :

On calculera les volumes excavés pour chaque diamètre en se basant sur la formule suivante :

$$V_{Déblais} = H_{tr} \times B \times L (m^3) \quad \text{..... VIII.3}$$

Avec :

- $V_{Déblais}$: Le volume de déblais (m^3) ;
- H_{tr} : la profondeur de la tranchée (m) ;
- **L** : longueur totale de la tranchée (m).

On détermine la profondeur de la tranchée en utilisant la relation suivante :

$$H_{tr} = D + e + H_{min} \ (m) \quad \text{..... VIII.4}$$

Avec :

- **e** = [10 à 30cm] épaisseur de lit du pose (e =0,15m) ;
- H_{min} = [80 à 120cm] distance verticale au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite, on prend (H_{min}= 1,2 m) ;
- **D** : diamètre de la conduite (mm) ;
- **B** : la largeur de la tranchée (m) ;

Le tableau suivant présente la quantité de déblai :

Tableau VIII.2 : le volume de déblai (Adduction + distribution)

	D (mm)	L (m)	B (m)	H_{tr} (m)	$V_{Déblai}$ (m^3)
Distribution	32	804,3	0,632	1,382	702,495
	40	1413,5	0,64	1,39	1257,450
	50	1389,7	0,65	1,4	1264,627
	63	1463,94	0,663	1,413	1371,447
	75	639,8	0,675	1,425	615,408
	90	199,02	0,69	1,44	197,746
	110	507,11	0,71	1,46	525,670
	125	81,39	0,725	1,475	87,036
	140	306,4	0,74	1,49	337,837
	160	78,92	0,76	1,51	90,569
Adduction	63	1533,15	0,663	1,413	1436,284
	75	870,319	0,675	1,425	837,138
	110	768,64	0,71	1,46	796,772
Total					**9520.478**

VIII.4.1.3 Volume du lit de sable :

Le volume du lit de sable est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$V_{L.S} = L \times B \times e \ (m^3) \quad \text{..... VIII.5}$$

Avec :

- $V_{L.S}$: volume du lit de sable (m^3) ;
- **e** : épaisseur de la couche de sable (on prend e=0,2m) ;
- **L** : longueur totale de la tranchée (m) ;
- **B** : la largeur de la tranchée (m).

Le tableau ci-dessous indique le volume du lit de sable :

Tableau VIII.3: le volume de sable (Adduction + distribution)

	D (mm)	L (m)	B (m)	e (m)	$V_{Déblai}$ (m^3)
Distribution	32	804,3	0,632	0,2	101,664
	40	1413,5	0,64	0,2	180,928
	50	1389,7	0,65	0,2	180,661
	63	1463,94	0,663	0,2	194,118
	75	639,8	0,675	0,2	86,373
	90	199,02	0,69	0,2	27,465
	110	507,11	0,71	0,2	72,010
	125	81,39	0,725	0,2	11,802
	140	306,4	0,74	0,2	45,347
	160	78,92	0,76	0,2	11,996
Adduction	63	1533,15	0,663	0,2	203,296
	75	870,319	0,675	0,2	117,493
	110	768,64	0,71	0,2	109,147
Total					**1342.299**

VIII.4.1.4 Volume occupé par les conduites :

Le volume occupé par les conduites peut être calculé en utilisant la formule suivante

$$V_{conduite} = \left(\pi \times \frac{D_{ext}^2}{4}\right) \times L\ (m^3) \quad \text{..... VIII.6}$$

Avec :

- $V_{conduite}$: volume de la conduite (m^3) ;
- D_{ext} : diamètre extérieur de la conduite (m) ;
- **L** : longueur totale de la tranchée (m).

Le tableau ci-dessous présente le calcul des volumes occupés par les conduites :

Tableau VIII.4: le volume occupé par la conduite (Adduction + distribution)

	D (mm)	L (m)	$V_{Conduite}(m^3)$
Distribution	32	804,3	0,647
	40	1413,5	1,776
	50	1389,7	2,729
	63	1463,94	4,563
	75	639,8	2,827
	90	199,02	1,266
	110	507,11	4,819
	125	81,39	0,999
	140	306,4	4,717
	160	78,92	1,587
Adduction	63	1533,15	4,779
	75	870,319	3,845
	110	768,64	7,305
Total			**41.858**

VIII.4.1.5 Volume du remblai de protection :

Le volume du remblai de protection est déterminé en utilisant la formule suivante

$$V_{remblai} = V_{déblai} - (V_{conduite} + V_{L.S})\ (m^3) \quad \text{..... VIII.7}$$

Avec :

- $V_{remblai}$: volume de remblai (m^3) ;
- $V_{déblai}$: volume de déblai (m^3) ;
- $V_{L.S}$: volume de lit de sable (m^3) ;
- $V_{conduite}$: volume de conduite (m^3).

Le tableau suivant présente le calcul des volumes de remblai :

Tableau VIII.5: le volume de remblai (Adduction + distribution)

	D (mm)	L (m)	$V_{déblai}$ (m^3)	$V_{Lit\ de\ sable}$ (m^3)	$V_{conduite}$ (m^3)	$V_{remblai}$ (m^3)
Distribution	32	804,3	702,49	101,66	0,65	600,18
	40	1898,4	1257,45	180,93	1,78	1074,75
	50	1389,7	1264,63	180,66	2,73	1081,24
	63	979,04	1371,45	194,12	4,56	1172,76
	75	239,3	615,41	86,37	2,83	526,21
	90	897,03	197,75	27,46	1,27	169,02
	110	209,6	525,67	72,01	4,82	448,84
	125	81,39	87,04	11,80	1,00	74,24
	140	306,4	337,84	45,35	4,72	287,77
	160	78,92	90,57	12,00	1,59	76,99
Adduction	63	1533,15	1436,28	203,30	4,78	1228,21
	75	870,319	837,14	117,49	3,84	715,80
	110	768,64	796,77	109,15	7,30	680,32
Total						**8136.32**

VIII.4.2 Détermination du volume des travaux des stations :

VIII.4.2.1 Volume de décapage de terre végétale :

La formule suivante permet de calculer le volume de décapage de la terre végétale :

$$V_{d.t.v} = S_{d.t.v} \times e_{d.t.v}\ (m^3) \quad \text{..... VIII.8}$$

Avec :

- $V_{d.t.v}$: le volume de décapage de terre végétale (m^3) ;
- $S_{d.t.v}$: surface de décapage de terre végétale(m^2) ;

$$S_{d.t.v} = (L_{sr} + 4) \times (l_{sr} + 4)\ (m^2) \quad \text{..... VIII.9}$$

- L_{sr} : Longueur de la station de reprise (m) ;
- l_{sr} : Largeur de la station de reprise (m) ;
- $e_{d.t.v}$: épaisseur de décapage de terre végétale (m), (on prend un épaisseur de 10 cm).

Le tableau ci-dessous montre le calcul des volumes de décapage de terre végétale :

Tableau VIII.6: le volume de décapage de terre végétale

Station	L_{sr} (m)	l_{sr} (m)	$S_{d.t.v}$ (m^2)	$e_{d.t.v}$ (m)	$V_{d.t.v}$ (m^3)
SP	9	6	130	0,1	13
SR	9	6	130	0,1	13

VIII.4.2.2 Volume du déblai des fouilles :

Comme la construction du bâtiment de la station de pompage se fait sur le sol naturel, le volume des déblais sera le même que celui des terres extraites lors des fouilles.

Le volume des déblais sera déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$V_{d.f} = L_f \times l_f \times h_f \ (m^3) \quad \text{..... VIII.10}$$

Avec :

- $V_{d.f}$: Volume du déblai d'une fouille (m^3) ;
- L_f : longueur d'une fouille (m) ;
- l_f : largeur d'une fouille (m) ;
- h_f :hauteur d'une fouille (m).

Le volume total du déblai des fouilles sera :

$$V_{d.f.Total} = V_{d.f} \times N_p \ (m^3) \quad \text{..... VIII.11}$$

- $V_{d.f.Total}$: Volume total du déblai des fouilles (m^3) ;
- N_p : nombre des poteaux.

$$N_p = \left(\frac{L_{s.r}}{3} + 1\right) \times \left(\frac{l_{s.r}}{3} + 1\right) \quad \text{..... VIII.12}$$

Le volume total de déblai des fouilles est présenté par le tableau suivant :

Tableau VIII.7: le volume total de déblai des fouilles

Station	L_f (m)	l_f (m)	h_f (m)	$V_{d.f}$ (m^3)	N_p	$V_{d.f.Total}$ (m^3)
SP	1,5	1,5	1,5	3,375	12	40,5
SR	1,5	1,5	1,5	3,375	12	40,5

VIII.4.2.3 Volume de béton de propreté dosé à 150 kg/m^3 sous semelles :

Le volume de béton de propreté nécessaire sous une semelle est déterminé par la formule ci-dessous :

$$V_{B.p.s} = (Ls + 0{,}1) \times (ls + 0{,}1) \times e_{B.p} \ (m^3) \quad \text{..... VIII.13}$$

Avec :

- $V_{B.p.s}$: Volume du béton de propreté sous une semelle (m^3) ;
- L_s : longueur d'une semelle (m) ;
- l_s : largeur d'une semelle (m) ;
- $e_{B.p}$: épaisseur de béton de propreté (m), (on le prend 10 cm).

Le volume de béton de propreté à utiliser pour les sous-semelles sera :

$$V_{B.p.s.Total} = V_{B.p.s} \times N_p\ (m^3) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{VIII.14}$$

- $V_{B.p.s.\ Total}$: Volume total du béton de propreté sous les semelles (m).

Le tableau ci-dessous présente le volume total de béton de propreté utilisé sous les semelles

Tableau VIII.8: le volume total du béton de propreté sous les semelles

Station	L_s(m)	l_s (m)	$e_{B.p}$ (m)	$V_{B.p.s}$ (m^3)	N_p	$V_{B.p.s.Total}$ (m^3)
SP	1,5	1,5	0,1	0,256	12	3,072
SR	1,5	1,5	0,1	0,256	12	3,072

VIII.4.2.4 Volume du béton armé dosé à 350 kg/m³ pour semelles :

Le volume de béton armé nécessaire pour une semelle est calculé en appliquant la formule suivante :

$$V_{B.a.s} = L_s \times l_s \times h_s\ (m^3) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{VIII.15}$$

Avec :

- $V_{B.a.s}$: Volume du béton armé d'une semelle (m^3) ;
- **hs** : hauteur d'une semelle (m).

Le volume total de béton armé nécessaire pour les semelles sera de :

$$V_{B.a.s.Total} = V_{B.a.s} \times N_p\ (m^3) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{VIII.16}$$

- $V_{B.a.s.\ Total}$: Volume total du béton armé des semelles (m^3) .

Le tableau ci-dessous indique le volume total de béton armé des semelles :

Tableau VIII.9: Calcul de volume total du béton armé des semelles

Station	L_s(m)	l_s (m)	h_s (m)	$V_{B.a.s}$ (m^3)	N_p	$V_{B.a.s.Total}$ (m^3)
SP	1,5	1,5	0,4	0,9	12	10,8
SR	1,5	1,5	0,4	0,9	12	10,8

VIII.4.2.5 Volume du béton armé dosé à 350 kg/m³ pour demi-poteaux :

Le calcul du volume de béton armé requis pour un poteau s'effectue en appliquant la formule suivante :

$$V_{B.a.d.p} = a_{d.p} \times b_{d.p} \times h_{d.p}\ (m^3) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{VIII.17}$$

Avec :

- $V_{B.a.d.p}$: Volume du béton armé d'un demi-poteau (m^3) ;
- $a_{d.p}$: La largeur de demi-poteau (m) ;
- $b_{d.p}$: La base de demi-poteau (m) ;
- $h_{d.p}$: La hauteur de demi-poteau (m).

Le volume total de béton armé requis pour les demi-poteaux sera de :

$$V_{B.a.d.p.Total} = V_{B.a.d.p} \times N_p \ (m^3) \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \ VIII.18$$

- $V_{B.a.d.p.Total}$: Volume total du béton armé des demi-poteaux (m^3) .

Le tableau suivant présente le volume total de béton armé pour les demi-poteaux.

Tableau VIII.10: Calcul de volume total du béton armé des demi-poteaux

Station	$a_{d.p}$ (m)	$b_{d.p}$ (m)	$h_{d.p}$ (m)	$V_{B.a.d.p}$ (m^3)	N_p	$V_{B.a.d.p.Total}$ (m^3)
SP	0,3	0,3	0,6	0,054	12	0,648
SR	0,3	0,3	0,6	0,054	12	0,648

VIII.4.2.6 Volume de remblai des fouilles :

Pour chaque fouille, le volume de remblai est déterminé selon la formule suivante :

$$V_{R.f.Total} = V_{d.f.T} - (V_{B.p.s.T} + V_{B.a.s.T} + V_{B.a.d.p.T}) \ (m^3) \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \ VIII.19$$

Avec :

- $V_{R.f.Total}$: Volume total du remblai d'une fouille (m^3) ;
- $V_{d.f.T}$: Volume total du déblai d'une fouille (m3) ;
- $V_{B.p.s.T}$: Volume total du béton de propreté sous une semelle (m3) ;
- $V_{B.a.s.T}$: Volume total du béton armé d'une semelle (m3) ;
- $V_{B.a.d.p.T}$: Volume total du béton armé d'un demi-poteau (m3).

Le tableau ci-dessous indique le volume total de remblai nécessaire pour les fouilles :

Tableau VIII.11: Calcul de volume total du remblai des fouilles

Station	$V_{d.f\ T}$(m^3)	$V_{B.p.s.T}$ (m^3)	$V_{B.a.s.T}$ (m^3)	$V_{B.a.d.p.T}$ (m^3)	$V_{R.f\ .T}$(m^3)	$V_{B.a.d.p.Total}$ (m^3)
SP	40,5	3,072	10,8	0,648	1,905	24,075
SR	40,5	3,072	10,8	0,648	1,905	24,075

VIII.4.2.7 Volume de béton de propreté dosé à 150 kg/m^3 sous longrines :

Le volume de béton de propreté nécessaire sous une longrine est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$V_{B.p.l} = V_{B.p.s.l.h} \times N_{l.h} + V_{B.p.s.l.v} \times N_{l.v} \ (m^3) \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \ VIII.20$$

Avec :

- $V_{B.p.l}$: volume de béton de propreté sous longrines (m^3) ;
- $V_{B.p.s.l.h}$: Volume de béton propreté sous longrine horizontale (m^3) ;

- **$N_{l.h}$** : Nombres de longrines horizontale, $N_{l.h}$ =9 ;
- **$V_{B.p.s.l.v}$** : Volume de béton propreté sous longrine verticale (m^3) ;
- **$N_{l.v}$** : Nombres de longrines verticale, $N_{l.v}$ =8 .

Le volume de béton de propreté sous longrine (qu'elle soit horizontale ou verticale) est calculé comme suit :

$$V_{B.p.s.l} = a_l \times h_l \times L_l \ (m^3) \quad \text{..... VIII.21}$$

- **a_l** : La largeur de longrine (m) ;
- **h_l** : La hauteur de longrine (m) ;
- **L_l** : La longueur de longrine (m).

Le tableau ci-dessous indique le volume de béton de propreté requis sous les longrines :

Tableau VIII.12: le volume de béton de propreté sous longrines

Station	a_l (m)	h_l (m)	L_l (m)	$V_{B.p.s.l.}$ (m^3)	$N_{l.h}$	$N_{l.v}$	$V_{B.p.l}$ (m^3)
SP	0,3	0,4	2,7	0,324	9	8	5,508
SR	0,3	0,4	2,7	0,324	9	8	5,508

VIII.4.2.8 Volume de béton armé dosé à 350 kg/m^3 pour longrines (inferieur et supérieur) :

Le volume de béton armé pour les longrines est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$V_{B.a.l.Total} = (V_{B.a.l.h} \times N_{l.h} + V_{B.a.l.v} \times N_{l.v}) \times 2 \ (m^3) \quad \text{..... VIII.22}$$

Avec :

- **$V_{B.a.l}$** : volume de béton armé sous longrines (m^3) ;
- **$V_{B.a.l.h}$** : Volume de béton armé longrine horizontale (m^3) ;
- **$V_{B.a.l.v}$** : Volume de béton armé longrine verticale (m^3).

Le volume de béton armé pour les longrines (qu'elles soient horizontales ou verticales) se calcule à l'aide de la formule suivante : **(VIII.22).**

Le tableau ci-dessous présente le volume de béton armé nécessaire pour les longrines :

Tableau VIII.13: le volume de béton armé pour longrines

Station	$V_{B.a.l.}$ (m^3)	$V_{B.a.l.Total}$ (m^3)
SP	5,508	11,016
SR	5,508	11,016

VIII.4.2.9 Volume de remblai des casiers :

La formule suivante permet de déterminer le volume de remblai des casiers :

$$V_{r.c} = V_c \times N_c \ (m^3) \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{VIII.23}$$

- $V_{r.c}$: Volume de remblai des casiers (m^3) ;
- V_c : Volume d'un casier (m^3) ;

Le volume d'un casier est déterminé par :

$$V_c = (P - 0{,}3) \times (P - 0{,}3) \times h_l \ (m^3) \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{VIII.24}$$

- **P** : distance entre axe poteaux (m) ;
- h_l : La hauteur de longrine (m) ;
- N_c : Nombre des casiers, $N_c = 6$

Le tableau ci-dessous présente le remblai des casiers

Tableau VIII.14: le volume de remblai pour les casiers

Station	P (m)	h_l (m)	V_c (m^3)	N_c	$V_{r.c}$ (m^3)
SP	3	0,4	2,916	6	17,496
SR	3	0,4	2,916	6	17,496

VIII.4.2.10 Volume du béton armé dosé à 350 kg/m^3 pour dalles (inf et sup) :

Le volume de béton d'une dalle est calculé selon la formule suivante :

$$V_d = ((L_{sr} + 0{,}05) \times (l_{sr} + 0{,}05) \times e_d) \times 2 \ (m^3) \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{VIII.25}$$

- $V_{B.a.d}$: volume de béton pour dalles (inférieure et supérieure) (m^3) ;
- L_{sr} : La longueur de la station (m) ;
- l_{sr} : La largeur de la station (m) ;
- e_d : L'épaisseur de la dalle (m), ($e_d = 0{,}05$m).

Le tableau ci-dessous précise le volume de béton nécessaire pour les dalles

Tableau VIII.15: Calcul de volume du béton pour dalles

Station	L_{sr} (m)	l_{sr} (m)	e_d (m)	$V_{B.a.d}$(m^3)
SP	9	6	0,05	5,48
SR	9	6	0,05	5,48

VIII.4.2.11 Volume du béton armé dosé à 350 kg/m^3 pour poteaux :

La formule suivante permet de déterminer le volume de béton armé requis pour les poteaux :

$$V_{B.a..p} = a_p \times b_p \times h_p \text{…… VIII.26}$$

Avec :

- $V_{B.a..p}$: Volume du béton armé pour un poteau (m^3) ;
- a_p : La largeur de poteau (m) ;
- b_p : La base de poteau (m) ;
- h_p : La hauteur de poteau (m).

le volume de béton armé total pour les poteaux sera :

$$V_{b.a.p.Total} = V_{b.a.p} \times N_p \, (m^3) \text{…… VIII.27}$$

- $V_{R.f.Total}$: Volume total de béton armé des poteaux (m^3) .

Le tableau suivant présente le volume total de béton armé pour les poteaux :

Tableau VIII.16: le volume total du béton armé des poteaux

Station	a_p (m)	b_p (m)	h_p (m)	$V_{B.a.p}$ (m^3)	N_p	$V_{B.a.p.Total}$ (m^3)
SP	0,3	0,3	6	0,54	12	6,48
SR	0,3	0,3	6	0,54	12	6,48

VIII.4.2.12 Volume de béton arme dosé à 350 kg/m^3 pour les poutrelles :

La formule ci-dessous permet de calculer le volume de béton armé utilisé pour les poutrelles :

$$V_{B.a.pt} = 0{,}2 \times V_{B.a.d} \, (m^3) \text{…… VIII.28}$$

$V_{B.a.pt}$: Volume de béton armé des poutrelles (m^3) ;

$V_{B.a.d}$: Volume de béton armé la dalle (m^3).

Le volume total de béton armé pour les poutrelles est présenté dans le tableau ci-dessous.:

Tableau VIII.17: le volume de béton armé des poutrelles

Station	$V_{B.a.d}$ (m^3)	$V_{B.a.pt}$ (m^3)
SP	2,74	0,548
SR	2,74	0,548

VIII.4.2.13 Volume Béton armé de la chape (plat forme) :

Pour déterminer le volume de béton armé nécessaire pour la chape, on applique la formule suivante

$$V_{B.a.p.f} = S_c \times e_{p.f}\ (m^3) \quad \text{..... VIII.29}$$

- $V_{B.a.p.f}$: Volume Béton armé de la plat forme (m^3) ;
- S_c : surface des casiers (m^2) ;
- $e_{p.f}$: L'épaisseur de plate-forme (m), $e_{p.f}$ = 0,05 m.

La surface des casiers est déterminée par :

$$S_c = (P - 0{,}3) \times (P - 0{,}3) \times N_c\ (m^3) \quad \text{..... VIII.30}$$

- **P** : Portée entre axe poteaux (m) ;
- N_c : Nombre des casiers, N_c =6

Le tableau ci-dessous montre le volume de béton armé utilisé pour la chape :

Tableau VIII.18: le volume de béton armé pour la chape

Station	P (m)	N_c	S_c (m^3)	$e_{p.f}$ (m)	$V_{B.a.p.f}$ (m^3)
SP	3	6	43,74	0,05	2,178
SR	3	6	43,74	0,05	2,178

VIII.4.2.14 Nombre des pièces d'hourdis :

Le type des hourdis utilisé :

Hourdis (50 x 25 x 15) cm, alors S_h=0,125 m²

$$\text{Nombre des pièces d'hourdis} = \frac{\text{Surface des casiers}}{\text{Surface d'une seule hourdis}} \quad \text{..... VIII.31}$$

A.N :

Nombre des pièces d'hourdis = $\frac{43{,}74}{0{,}125}$ = 349,92 ⇒ 350 hourdis pour chaque station.

VIII.4.2.15 Nombre des briques :

Les murs extérieurs des deux stations seront construits uniquement en briques de 30 × 20 (cm^2).

La superficie totale de la maçonnerie est de:

$$S_{\text{totale de briques}} = S_{T.murs} - S_{fenêtres} - S_{portail} - S_{\text{poteaux extérieur}}\ (m^2) \quad \text{.....VIII.32}$$

Avec :

- $S_{T.murs}$: Surface totale des murs (m^2) ;
- $S_{fenêtres}$: Surface des fenêtres (m^2) ;
- $S_{portail}$: Surface du portail (m^2) ;
- $S_{poteaux\ extérieur}$: Surface des poteaux extérieurs (m^2).

La surface totale des murs est donnée par la formule suivante :

$$S_{T.murs} = (L_{s.r} \times h_{s.r} \times 2) + (h_{s.r} \times l_{s.r} \times 2)\ (m^2) \quad \text{VIII.33}$$

- $L_{s.r}$: La longueur de la station (m) ;
- $h_{s.r}$: La hauteur de la station (m) ;
- $l_{s.r}$: La largeur de la station (m).

A.N :

$S_{T.murs} = (9 \times 6 \times 2) + (6 \times 6 \times 2) = 180\ m^2$ (Pour chaque station)

La surface totale des murs est donnée par la formule suivante :

$$S_{fenêtres} = S_{\ fenêtre} \times N_{\ fenêtres}\ (m^2) \quad \text{VIII.34}$$

A.N :

$S_{fenêtres} = (2{,}2 \times 1{,}3) \times 3 = 8{,}58\ m^2$ (Pour chaque station)

La surface totale des portails sera :

$$S_{portail} = S_{\ Porte\ principale} + S_{\ Porte\ secondaire}\ (m^2) \quad \text{VIII.35}$$

A.N :

$S_{portail} = (3 \times 3) + (2{,}5 \times 1{,}6) = 13\ m^2$

La surface totale des poteaux extérieurs sera :

$$S_{\ poteaux\ extérieur} = N_{\ poteaux\ extérieurs} \times S_{\ poteau\ extérieur}\ (m^2) \quad \text{VIII.36}$$

A.N :

$S_{\ poteaux\ extérieur} = 10 \times 0{,}3 \times 3 = 18\ m^2$

Le tableau ci-dessous montre la surface totale de briques :

Tableau VIII.19: le volume de la surface totale de briques

Station	$S_{T.murs}\ (m^2)$	$S_{fenêtres}(m^2)$	$S_{portail}\ (m^2)$	$S_{\ poteaux\ extérieur}\ (m^2)$	$S_{\ totale\ de\ briques}\ (m^2)$
SP	180	8,58	13	18	140,42
SR	180	8,58	13	18	140,42

En conséquence, la quantité de briques requises est déterminée par :

$$\text{Nombre des pièces de briques} = \frac{\text{Surface total de brique}}{\text{Surface d'une seule brique}} \quad \text{VIII.37}$$

A.N :

Nombre des pièces de briques = $\frac{140{,}42}{0{,}3 \times 0{,}2} = 2340{,}33 \Rightarrow$ 2341 briques pour chaque station.

VIII.4.2.16 Surface de crépissage :

La surface totale de crépissage pour le plafond et les murs sera:

$$S_{cr} = S_{\text{totale de briques}} + S_{\text{totale d'hourdis}} \ (m^2) \quad \text{..... VIII.38}$$

Donc :

- S_{cr} = 184,16 m^2 pour chaque station.

VIII.4.2.17 Nombre de carrelage :

Le type des carrelages utilisé :

Carrelage (30 x 30) cm, alors S_h=0,09 m^2

$$\text{Nombre des pièces de carrelage} = \frac{\text{Surface dalle inf}}{\text{Surface d'une seule carrelage}} \quad \text{..... VIII.39}$$

A.N :

Nombre des pièces de carrelages= $\frac{49,59}{0,09}$ = 551 carrelages pour chaque station.

VIII.4.2.18 Surface de la peinture :

$$S_{peinture} = S_{cr} \ (m^2) \quad \text{..... VIII.40}$$

Donc :

- $S_{peinture}$ =184,16 m^2

VIII.4.3 Détermination du volume des travaux des bâches :

Deux bâches de section carrée, installées en surface, ont été prévues avec les caractéristiques suivantes :

Tableau VIII.21: Les caractéristiques des bâches d'eau projetées

	Type	Volume (m^3)	Hauteur (m)	Section (m^2)	Epaisseur Du radier a (m)	Epaisseur Des parois b (m)
Bâche projetée pour SP	Sur sol	5	2,5	2	0,25	0,2
Bâche projetée pour SR	Sur sol	5	2,5	2	0,25	0,2

VIII.4.3.1 La longueur extérieure du côté de la base carrée :

La longueur extérieure de le coté de la base carrée est calculée selon la formule suivante :

$$\mathbf{A_{ext} = A_{int} + 2 \times b\ (m)} \quad \text{..... VIII.41}$$

Avec :

- $\mathbf{A_{int}}$: Longueur intérieur du côté de la base carrée ;
- **b**: épaisseur de la paroi.

A.N :

$\mathbf{A_{ext}}$ = 1,41 + 2 × 0,2 = 1,81m pour chaque station.

VIII.4.3.2 Le volume de décapage :

La formule suivante permet de déterminer le volume de décapage :

$$\mathbf{V_{décapage} = S_{bache} \times e_{décapage}\ (m)} \quad \text{..... VIII.42}$$

- $\mathbf{S_{bache}}$: La surface de la bâche (m^2) ;
- $\mathbf{e_{décapage}}$: épaisseur de décapage (e=0,1m).

VIII.4.3.3 Le volume de déblai :

Le volume de déblai est déterminé par la formule suivante :

$$\mathbf{V_{déblai} = S_{bâche} \times h_{tr}\ (m^3)} \quad \text{..... VIII.43}$$

Avec :

$\mathbf{S_{bâche}}$: surface de la bâche (m^2) ;

$\mathbf{h_{tr}}$: hauteur de terrassement (h_{tr} =1,5m)

VIII.4.3.4 Le volume de béton de propreté :

La formule suivante permet de calculer le volume de béton de propreté :

$$\mathbf{V_{B.p} = S_{bâche} \times e_{B.p}\ (m^3)} \quad \text{..... VIII.44}$$

Avec :

- $\mathbf{S_{bâche}}$: surface de la bâche (m^2) ;
- $\mathbf{e_{B.p}}$: L'épaisseur de béton de propreté. ($e_{B.p}$ =0,1 m).

VIII.4.3.5 Volume de béton armé :

La formule ci-dessous permet de calculer le volume de béton armé

$$\mathbf{V_{B.r.a} = S_{bâche} \times a \times 2\ (m^3)} \quad \text{..... VIII.45}$$

Avec :

- $\mathbf{S_{bâche}}$: surface de la bâche (m^2) ;
- **a** : L'épaisseur de radier (m).

VIII.4.3.6 Le volume de béton armé des parois :

La formule ci-dessous permet de calculer le volume de béton armé nécessaire pour les parois

$$V_{B.a.p} = V_{ext} - V_{int}\ (m^3) \quad \text{..... VIII.46}$$

Avec :

- V_{ext} : Le volume extérieur m^3) : $V_{ext} = S_{ext} \times H_p$
- V_{int}: Le volume intérieur (m^3) : $V_{int} = S_{int} \times H_p$

  Hp : La hauteur des parois (m).

VIII.4.3.7 Peinture époxy intérieur et extérieur :

L'utilisation de la peinture époxy sur les bâches offre une protection contre la corrosion et les substances chimiques, grâce à son adhérence sur diverses surfaces, sa facilité de nettoyage, et son imperméabilité. De plus, elle respecte les normes de sécurité pour les secteurs alimentaires et de l'eau potable.

La peinture a une surface totale de :

$$S_T = S_{ext} + S_{int}\ (m^2) \quad \text{..... VIII.47}$$

- S_{ext} :la surface extérieure du la bâche (m^2) ;
- S_{int} : :la surface intérieure du la bâche (m^2).

Ce tableau présente un récapitulatif complet des calculs pour les bâches :

Tableau VIII.22 : Calcul de différents volumes des travaux pour les bâches projetées

	Volume de décapage (m^3)	Volume de déblai (m^3)	Volume de béton de propreté (m^3)	Volume de béton armé (m^3)	Le volume de béton armé des parois (m^3)	Peinture époxy intérieur et extérieur (m^2)
Bâche projetée pour SP	0,33	4,91	0,33	1,64	3	5,26
Bâche projetée pour SR	0,33	4,91	0,33	1,64	3	5,26

VIII.5 Devis estimatif et quantitatif :

L'analyse du devis estimatif nous offre une vue précise des coûts nécessaires pour mener à bien notre projet.

Tableau VIII.23 : Devis estimatif et quantitatif pour la réalisation des canalisations (Adduction + distribution)

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant total (DA)
Terrassement					
1	Volume de décapage	m^3	671,149	250	167787,25
2	Volume de déblai	m^3	9520,478	450	4284215,1
3	Volume occupé par le lit de sable	m^3	1342,299	1800	2416138,2
4	Volume occupé par les conduites	m^3	41,858	4000	167432
5	Volume du remblai de protection	m^3	8136,32	300	2440896
Conduites PEHD PN10					
1	Ø 32	m	804,3	196,35	157924,305
2	Ø 40	m	1413,5	280,63	396670,505
3	Ø 50	m	1389,7	411,44	571778,168
4	Ø 63	m	1463,94	612,64	896868,2016
5	Ø 75	m	639,8	844,03	540010,394
6	Ø 90	m	199,02	1203,66	239552,4132
7	Ø 110	m	507,11	1763,20	894136,352
8	Ø 125	m	81,39	2280,37	185599,3143
9	Ø 140	m	306,4	2813,53	862065,592
10	Ø 160	m	78,92	3606,94	284659,7048
11	Les accessories	N			150000
Conduites PEHD PN16					
1	Ø 63	m	1533,15	870,4	1334453,76
2	Ø 75	m	870,319	1192,30	1037681,344
3	Ø 110	m	768,64	2471,09	1899378,618
4	Les accessories	N			100000
Total					**19027247,22**

Tableau VIII.24 : Devis estimatif et quantitatif pour les deux stations

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant total (DA)
1	Volume de décapage de terre végétale	m^3	26	250	6500
2	Volume du déblai des fouilles	m^3	81	450	36450
3	Volume de béton de propreté sous semelles	m^3	6,144	8000	49152
4	Volume de béton armé pour les semelles	m^3	21,6	40000	864000
5	Volume de béton armé pour demi-poteaux	m^3	1,296	40000	51840
6	Volume du remblai des fouilles	m^3	48,15	300	14445
7	Volume de béton de propreté sous longrines	m^3	11,016	8000	88128
8	Volume de béton armé pour longrines	m^3	22,032	40000	881280
9	Volume de remblai pour les casiers	m^3	34,992	300	10497.6
10	Volume du béton pour dalles	m^3	10,96	40000	438400
11	Volume du béton armé des poteaux	m^3	12,96	40000	518400
12	Volume de béton armé des poutrelles	m^3	1,096	40000	43840
13	Volume de béton armé pour la chape	m^3	4,356	40000	174240
14	Nombre des pièces d'hourdis	N	700	50	35000
15	Nombre des pièces de briques	N	4682	30	140460
16	La surface totale de crépissage	m^2	368,32	350	128912
17	Nombre des pièces de carrelage	N	1102	45	49590
18	Surface de la peinture	m^2	368,32	500	184160
19	Les pompes des stations	N	4	246168,01	984672,04
20	Accessories	N			100000
21	Fourniture et transport des portes	N			279159,75
22	Fourniture et transport des fenêtres	N	6	5000	30000
Total					**5109126,39**

Tableau VIII.25 : Devis estimatif et quantitatif pour les deux bâches

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant total (DA)
1	Volume de décapage	m^3	0,66	250	165
2	Volume de déblai	m^3	9,82	450	4419
3	Volume de béton de propreté	m^3	0,66	8000	5280
4	Volume de béton armé	m^3	2,92	40000	116800
5	Volume de béton armé des parois	m^3	6	40000	240000
6	Peinture époxy intérieur et extérieur	m^2	10,53	250	2632,5
Total					**369296,5**

Tableau VIII.26 : Devis estimatif et quantitatif pour les forages

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant total (DA)
1	Pompe et ces accessoires pour le forage Allaghen	N	1	243055,34	243055,34
Total					**243055,34**

Tableau VIII.27 : Devis estimatif et quantitatif global

Désignation des travaux	Montant total (DA)
Travaux pour la réalisation des canalisations (Adduction + distribution)	19027247,22
Travaux pour la réalisation des deux station	5109126,39
Travaux pour la réalisation des deux bâches	369296,5
Travaux de la réparation des réservoirs	500000
Le pompage du forage	243055,34
Total HT (DA)	25268725,45
TVA 19 % (DA)	4801057,836
Total TTC (DA)	**30069783,3**

Le montant total du projet est estimé à : **Trente millions soixante-neuf mille sept cent quatre-vingt-trois virgule trois Dinars Algériens.**

VIII.6 Planification des travaux :

Avant de commencer les travaux sur le chantier, il est essentiel de réaliser une planification détaillée pour optimiser l'utilisation de la main-d'œuvre et des ressources matérielles. Cette planification vise à garantir une exécution organisée, sans retard et économique des travaux.

Il existe deux principales méthodes de planification :

- **Approches fondées sur les réseaux** : Ces méthodes illustrent graphiquement le projet en montrant les relations entre les différentes opérations et leurs délais d'exécution.
- **Approches graphiques** : Ces méthodes visent à établir un calendrier des tâches et des activités réalisées par une personne, une équipe ou une machine.

VIII.6.1 Définitions des tâches et leurs durées :

Les tableaux ci-dessous résument les étapes et la durée nécessaires à la réalisation de notre projet :

Tableau VIII.28 : Les délais de réalisation des opérations du réseau (distribution + adduction)

Notation	Opération	Durée (j)
A	Décapage de la couche végétale	12
B	Exécution des tranchées	40
C	Pose du lit de sable	30
D	Installation et raccordement des conduites	52
E	Remblayage des tranchées	23
F	Nivellement et compactage	15

Tableau VIII.29 : Les délais de réalisation des opérations des stations

Notation	Opération	Durée (j)
A	Installation du chantier	4
B	Décapage du terrain	6
C	Réalisation des fouilles	12
D	Coulage du béton de propreté	5
E	Coulage du béton pour les semelles	5
F	Coulage du béton pour les demi-poteaux	12
G	Le remblaiement et le compactage des fouilles	4
H	Coulage béton longrines inférieurs	14
I	Remblayage et compactage des casiers	20
J	Coulage de la chape inférieure	8

Tableau VIII.29 : Les délais de réalisation des opérations des stations (Suite)

Notation	Opération	Durée (j)
K	Coulage béton poteaux	5
L	Installation de béton pour les longrines supérieures et la dalle.	9
M	La construction des murs	35
N	Le crépissage intérieur et extérieur	12
O	Le carrelage	5
P	La peinture intérieure et extérieure	10
Q	Équipement hydraulique des stations	6
R	Travaux de finition générale	4

Tableau VIII.30 : Les délais de réalisation des opérations des bâches d'eau

Notation	Opération	Durée (j)
A	Excavation du terrain	6
B	Coulage du béton de propreté	8
C	Coulage du radier en béton	4
D	Coulage du béton pour les murs et les parois	8
E	Coulage de la dalle en béton	12
F	Application de la peinture époxy intérieure et extérieure	6
G	Installation des raccordements hydrauliques	3
H	Travaux de finition générale	2

VIII.6.1 Planification par la méthode CPM (La méthode du réseau) :

Dans cette méthode, les flèches symbolisent des tâches et sont parcourus par un flux représentant le temps. Le sommet (ou nœud) correspond à une étape ou un événement.

Les critères essentiels pour appliquer cette méthode sont les suivants :

DCP	**TR**
DFP	**DCPP**
DFPP	**MT**

Avec :

- **TR** : temps de réalisation ;
- **DCP** : date de commencement au plus tôt ;
- **DCPP** : date de commencement au plus tard DCPP = DFPP – TR
- **DFP** : date de finition au plus tôt DFP = DCP + TR
- **DFPP** : date de finition au plus tard ;
- **MT** : marge totale.

Les tableaux ci-dessous présentent les étapes qui précèdent et suivent chaque étape d'exécution de notre projet comprennent :

Tableau VIII.31 : Les tâches qui précèdent et succèdent chaque opération du réseau (distribution + adduction)

Opérations	Précède	Succède
A	/	B
B	A	C, D
C	B	E
D	B	E
E	C, D	F
F	E	/

Tableau VIII.32 : Les tâches qui précèdent et succèdent chaque opération des stations

Opérations	Précède	Succède
A	/	B
B	A	C
C	B	D
D	C	E
E	D	F
F	E	G
G	F	H
H	G	I
I	H	J
J	I	K

Tableau VIII.32 : Les tâches qui précèdent et succèdent chaque opération des stations (Suite)

Opérations	Précède	Succède
K	J	L
L	K	M
M	L	N
N	M	O
O	N	P
P	O	X
Q	A	R
R	Q	/

Tableau VIII.33 : Les tâches qui précèdent et succèdent chaque opération des bâches d'eau

Opérations	Précède	Succède
A	/	B
B	A	C
C	B	D
D	C	E
E	D	F
F	E	G
G	F	H
H	G	/

❖ **Le chemin critique :** Cela indique la durée totale du projet (DTP) couvrant les opérations avec une marge totale égale à zéro.

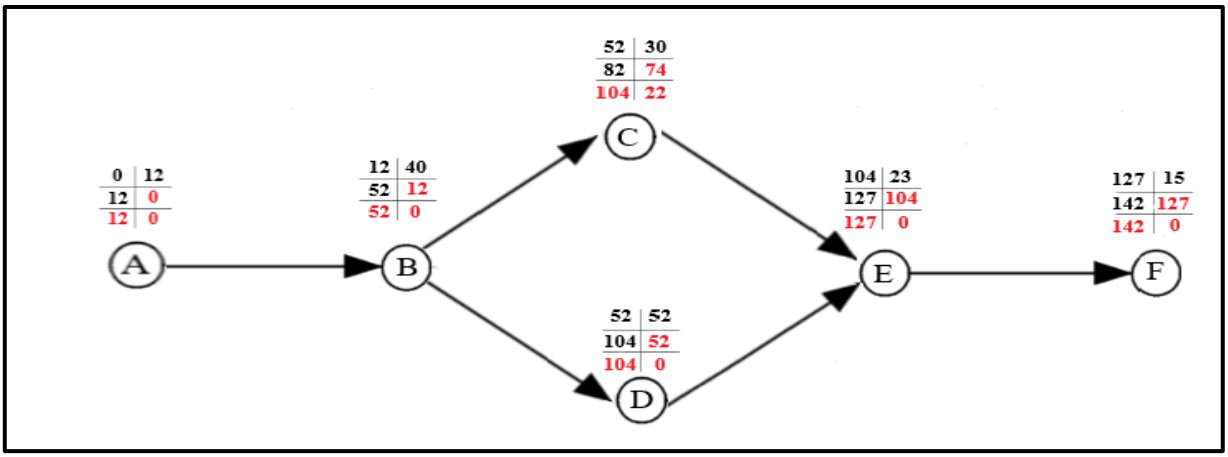


Figure VIII.1 : Réseau a nœud de la distribution et l'adduction

Chemin critique : A-B-D-E-F. Il représente une durée totale de 142 jours pour les réseaux d'adduction et distribution.

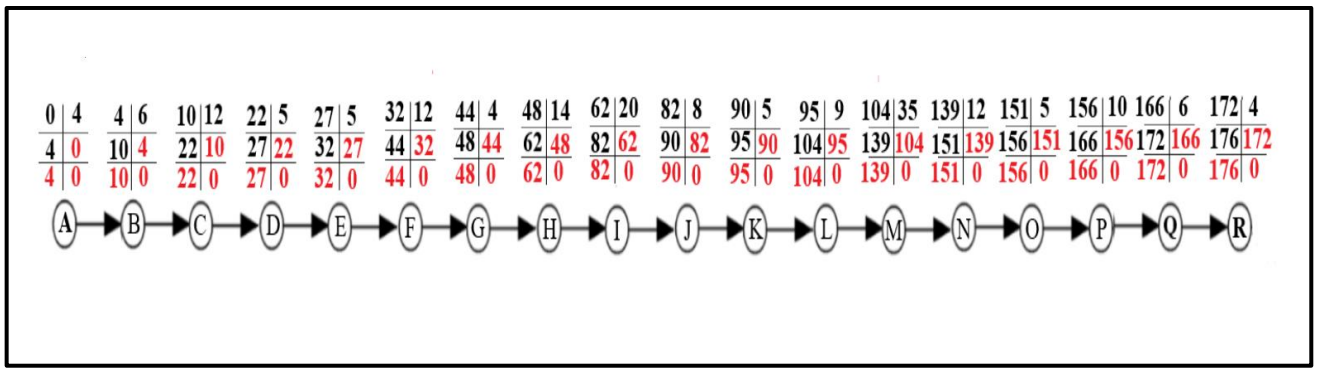


Figure VIII.2 : Réseau a nœud des stations de reprise

Chemin critique : A-B-C-D-E-F-G-H-I-J-K-L-M-N-O-P-Q-R. Il représente une durée totale de 176 jours pour la réalisation des deux stations de reprise.

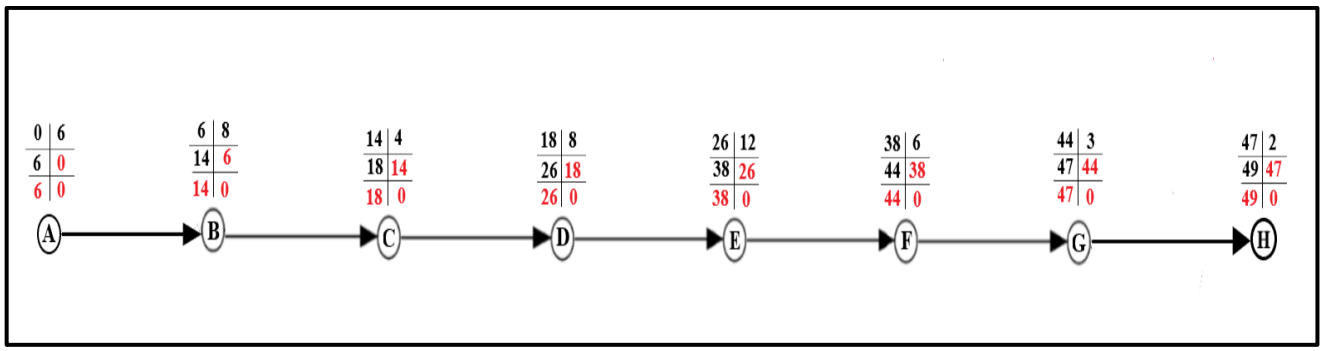


Figure VIII.3 : Réseau a nœud des deux bâches d'eau

Chemin critique : A-B-C-D-E-F-G-H-I-J-K-L. Il représente une durée totale de 49 jours pour la réalisation des deux bâches d'eau.

VIII.7 Choix des engins [9]

L'approvisionnement en eau potable nécessite la construction d'infrastructures pour acheminer de l'eau propre depuis la source jusqu'aux résidants. Pour optimiser les coûts et les délais tout en améliorant le rendement et la rentabilité, il est crucial d'utiliser des engins mécaniques de grande taille.

Pour notre projet, nous utiliserons les équipements suivants :

VIII.7.1 Une pelle hydraulique :

La pelle, également appelée excavateur, est une machine polyvalente adaptée à divers terrains, utilisée principalement pour le terrassement, la démolition et la manutention de matériaux. Fonctionnant avec un système hydraulique, elle offre précision et puissance dans ses mouvements. Ses principales utilisations incluent le travail en butée, en rétro, en dragline, avec une benne preneuse, ou divers équipements. Elle se compose d'un châssis sur chenilles ou roues, d'un système hydraulique, d'un bras articulé avec outils interchangeables, et d'un moteur diesel fournissant puissance nécessaire.



Figure VIII.4 : Une pelle hydraulique
(Source: https://genea-formation.fr/course/conduite-de-pelle-hydraulique-finitions/)

VIII.7.2 Un bulldozer :

Le bulldozer est un engin utilisé pour l'excavation et le nivellement, équipé d'une lame horizontale monté sur un tracteur à chenilles ou à pneus. Il prépare le terrain en aplanissant les zones pour les tranchées et les conduites d'eau. Il permet de :

- Transporter des matériaux sur 50 m.
- Refouler terre et roches.
- Construire des remblais et creuser des fossés.
- Épandage, restructuration en couches et compactage superficiel.
- Remblayer les zones excavées.



Figure VIII.5: Un bulldozer

(Source: https://www.terrassier.net/techniques-avancees-de-nivellement-avec-un-bulldozer/)

VIII.7.3 Un chargeur :

La chargeuse est un engin polyvalent utilisé pour déplacer et charger des matériaux tels que terre, sable et pierres. Elle peut être sur pneus ou chenilles, les chenilles étant adaptées aux terrains difficiles, tandis que les pneus offrent une meilleure mobilité. Composée d'un tracteur avec un godet ou une benne relevable, elle est couramment utilisée sur les chantiers de construction, dans les carrières et pour la démolition.

Utilisations :

- Transport de matériaux.
- Excavation de matériaux meubles ou décomposés.
- Épandage et nivellement de matériaux de chaussée.
- Excavation en butte de matériaux souples.



Figure VIII.6 : Un chargeur (Source : https://transportengin.fr/transport-de-chargeuse/)

VIII.7.4 Un compacteur :

Le compacteur est un engin lourd conçu pour tasser le sol à l'aide de rouleaux en fonte ou de pneumatiques, augmentant ainsi la compacité et la résistance des fondations.

Utilisation :

- Il sert à compacter les remblais dans les espaces étroits, comme les fouilles des semelles, les casiers entre les ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.



Figure VIII.7 : Un compacteur

(Source: https://s7d2.scene7.com/is/image/Caterpillar/CM20201211-43b31-f8883)

VIII.7.5 Un camion malaxeur :

Le "camion toupie" est un malaxeur à béton monté sur un camion ou une remorque, équipé d'un réservoir rotatif pour livrer un béton frais et homogène. Il est utilisé pour mélanger le béton et ses adjuvants.



Figure VIII.8 : Un camion malaxeur

(Source : https://www.directindustry.fr/prod/liebherr-mischtechnik/product-23275-1789097.html)

VIII.7.6 Un camion benne :

Le camion benne est un véhicule à chargement ouvert à l'arrière, conçu pour transporter des matériaux comme la terre, le gravier et les déchets de construction. Il dispose d'un mécanisme de basculement contrôlé par des vérins hydrauliques pour un déversement rapide. Équipé de 4 ou 6 roues motrices, il facilite le transport mais peut rendre l'égalisation des matériaux plus difficile. Pour cela, un chauffeur expérimenté peut avancer lentement pendant la vidange. Utilisé pour les déblais, le sable et les pierres concassées, il est apprécié pour sa grande capacité et sa rapidité, et peut circuler sur des rampes avec une pente de 10 à 12 %.



Figure VIII.9 : Un camion benne

(Source : https://www.sodineg.com/fr/gen/poids_lourds/porteurs/porteurs_benne/camion-benne-renault-kerax-420-dci_58151.html)

VIII.8 Protection et sécurité du travail :

La sécurité au travail vise à minimiser les accidents sur les chantiers, surtout dans les projets d'approvisionnement en eau potable. Cela inclut :

- **Excavation et terrassement** : installation des conduites, réservoirs de stockage, et construction des stations de pompage.
- **Ingénieurs hydrauliciens** : doivent intégrer la sécurité dans l'étude, le suivi et l'exécution des projets, notamment pour le bétonnage, le ferraillage et l'installation des équipements.

VIII.8.1 Les causes des accidents de travail sur un chantier hydraulique :

Les accidents de travail dus à des conditions dangereuses sont souvent causés par deux facteurs principaux :

VIII.8.1.1 Facteurs humains :

Les accidents de travail liés aux facteurs humains sont souvent causés par :

- Absence de contrôle ou négligence.
- Encombrement pendant les travaux.
- Utilisation abusive des machines.
- Manque de structure dans le travail.
- Fatigue ou surcharge.
- Rythme de travail inapproprié.

VIII.8.1.2 Facteurs matériels :

Les principales causes des accidents de travail liés aux éléments matériels sont :

- Machines mal conçues.
- Matériaux inappropriés.
- Disposition inadaptée des lieux.
- Conditions de travail (éclairage, météo, etc.).
- Manque d'exigences en hygiène et sécurité (ventilation, protection).
- Équipements mécaniques et électriques défectueux.

Le risque d'accident existe à chaque étape du projet d'approvisionnement en eau potable, y compris pendant le terrassement, le bétonnage, les installations électriques et sous pression, ainsi que lors de l'entretien des équipements.

VIII.8.2 Les actions dangereuses :

Les actions dangereuses au travail incluent :

- Intervenir sur des machines en fonctionnement sans précaution.
- Manipuler des installations sous tension, pression ou contenant des substances dangereuses sans précaution.
- Désactiver les dispositifs de protection.
- Agir sans autorisation ou avertissement préalable.
- Ne pas utiliser les équipements de protection individuelle.
- Utiliser des outils ou machines de manière incorrecte.
- Adopter une position instable.
- Manquer de précaution lors du stockage et de la manutention.
- Travailler à un rythme inadapté.

VIII.8.3 Les mesures de prévention :

Il est crucial de suivre les principes de prévention du Code du travail pour éviter les risques. Cela inclut :

VIII.8.3.1 Protection individuelle :

Pour se protéger efficacement dans certaines professions, il est essentiel de :

- Porter un gilet de signalisation haute visibilité près de la circulation routière.
- Utiliser des gants de manutention lors du changement d'équipement.
- Porter un casque de chantier pour protéger la tête.
- Assurer la sécurité auditive dans des environnements bruyants.
- Porter des chaussures ou bottes de sécurité pour protéger les pieds.
- Utiliser des lunettes de sécurité pour protéger les yeux.



Figure VIII.10 : Equipements de protection individuelle

(Source : https://dz.kompass.com/p/umir-sarl/dz217214/securite-equipements-protection-individuelle-epi/68c47a51-d623-41de-9127-674416a05948/)

VIII.8.3.2 Protection collective :

Pour prévenir les accidents du travail, il est crucial d'appliquer les mesures de prévention suivantes :

- Vérifier le bon fonctionnement du matériel avant utilisation.
- Installer et respecter les panneaux de signalisation dans les zones dangereuses.
- Respecter strictement les règles d'accès au chantier.
- Établir un plan de circulation pour le chantier, définissant les trajets des engins, véhicules légers, et piétons, ainsi que les zones de circulation sécurisée, les priorités, les vitesses autorisées, et les limites de charge.

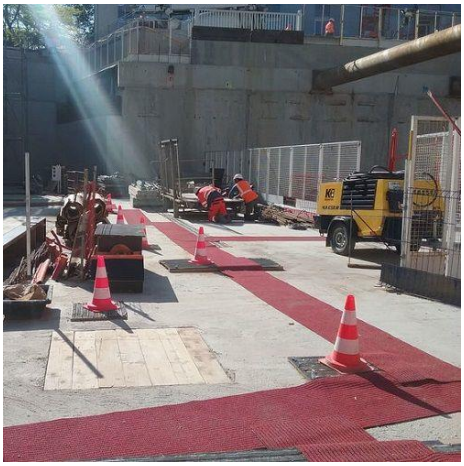


Figure VIII.11 : Equipements de protection collective

(Source : https://www.habitatpresto.com/pro/conseils/pratiques/equipement-protection-collective)

VIII.9 Conclusion :

L'organisation d'un chantier est essentielle pour optimiser les profits d'une entreprise. Une gestion méthodique, surtout pour des chantiers de grande envergure, peut engendrer des économies considérables. Dans ce chapitre, nous avons élaboré un devis quantitatif et estimatif pour l'adduction et la distribution, ainsi que pour les stations de reprise et les bâches. Le coût total des travaux pour l'alimentation est estimé à 30 069 783,30 DA, avec une durée prévue de 367 jours. De plus, nous avons sélectionné les engins appropriés pour chaque tâche spécifique et mis en place des mesures de sécurité rigoureuses pour garantir la protection des travailleurs et la conformité aux normes en vigueur.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

Dans le cadre de notre étude, nous avons d'abord procédé à la collecte des données nécessaires, ce qui nous a permis de décrire succinctement notre zone d'étude, « Allaghen et Tasserguent », dans la commune de Tazmalt, wilaya de Béjaia. Nous avons également estimé les besoins en eau à l'horizon 2054, anticipant une population de 4091 habitants et une demande en eau de 1350,48 m³/j.

Nous avons exploré un système d'adduction mixte. La partie de refoulement, en PEHD PN 16, se compose de plusieurs sections : la première transporte l'eau du forage Allaghen vers le réservoir Allaghen existant avec un diamètre de 110 mm ; la deuxième conduit l'eau de la station de pompage projetée vers la station de reprise projetée avec un diamètre de 63 mm ; et la dernière section refoule l'eau de la station de reprise vers le réservoir Tasserguent existant, également avec un diamètre de 63 mm . La partie gravitaire, reliant le point de piquage à la station de pompage, est réalisée en PEHD PN 10 avec un diamètre de 75 mm .

Concernant le réseau de distribution, nous avons opté pour un réseau ramifié alimenté par deux réservoirs semi-enterrés et équipé de conduites en PEHD PN 10 pour notre zone d'étude. Le comportement de ces réseaux a été simulé à l'aide du logiciel EPANET dans deux scénarios : en période de pointe et en période de pointe avec incendie.

Les ouvrages de stockage ont été dimensionnés en fonction des besoins en eau estimés. Nous avons réalisé une évaluation exhaustive des capacités des réservoirs pour approvisionner les villages d'Allaghen et de Tasserguent. À travers une analyse minutieuse des réservoirs spécifiques à ces localités, nous avons déterminé que la capacité de stockage nécessaire s'élève à 200 m³, ce qui concorde avec les capacités actuelles des réservoirs existants. Un diagnostic a également été effectué pour résoudre quelques problèmes dans ces réservoirs, confirmant ainsi leur adéquation pour satisfaire les besoins en eau de l'agglomération. Par conséquent, nous projetons d'installer deux bâches d'eau de section carrée d'une capacité de 5 m³ chacune, posées sur le sol, afin de garantir une alimentation en eau adéquate.

Pour protéger le système contre les coups de bélier, des réservoirs d'air ont été projetés à la sortie du forage et des stations de pompage, assurant la sécurité et la fiabilité du système en résistant aux surpressions et dépressions.

Nous avons conclu notre travail par la description des méthodes de pose des canalisations et par le calcul du devis estimatif et quantitatif du projet, évalué à 30 069 783,30 DA. La planification des travaux a été établie pour assurer le bon déroulement du projet, avec une durée d'exécution estimée à 367 jours ouvrables.

Cette étude a constitué une occasion d'appliquer les connaissances acquises durant notre formation en hydraulique. Nous espérons également que ce mémoire deviendra une référence précieuse pour les futurs étudiants spécialisés dans l'alimentation en eau potable.

Bibliographie

Références Bibliographiques :

[1]. CLINCKX C. (1973). Etude hydrogéologique de la vallée de l'oued Sahel-Soummam. Agence Nationale des Ressources Hydrauliques. Alger.

[2]. MOUSSA, M. (2002). « Alimentation en eau potable », Edition ENIT, Tunis.

[3]. PNE Plan National de l'Eau de 2010

[4]. SALAH, B. (2014). « Polycopie d'alimentation en eau potable », Edition ENSH, Soumaa.

[5]. MESSAOUDI.Y (2023). « ETUDE DU SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DU POS 15 ET 16 DE LA COMMUNE DE BERROUAGHIA (W. MEDEA) ». Mémoire d'ingénieur d'état, ENSH.

[6]. W. Mokrane, O. Khodjet Kesba (2022). « Systèmes de Pompage, les pompes hydrauliques », ENSH BLIDA.

[7]. DUPONT, A, (1979). Hydraulique urbaine, Tome 2 : ouvrage de transport -élévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles paris, France.

[8]. Guide méthodologique d'étude anti-coup de bélier pour les réseaux d'eau ; FLURANT GUHL ; Ed. BERNARD BREMOND ; 2000.

[9]. D. KAHLERRAS (2018) « Polycopie ORGANISATION DE CHANTIER », ENSH BLIDA.

Annexes

Annexe II.1 :

Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	**De 10001 à 50000**	**De 50001 à 100000**	**Plus de 100000**	**Agglomération de type rural**
0-1	1	1,5	3	3,35	0,75
1-2	1	1,5	3,2	3,25	0,75
2-3	1	1,5	2,5	3,3	1
3-4	1	1,5	2,6	3,2	1
4-5	2	2,5	3,5	3,25	3
5-6	3	3,5	4,1	3,4	5,5
6-7	5	4,5	4,5	3,85	5,5
7-8	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
8-9	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
9-10	5,5	6,25	5,6	5,05	3,5
10-11	4,5	6,25	4,8	4,85	6
11-12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12-13	7	5	4,4	4,6	8,5
13-14	7	5	4,1	4,55	6
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	5
15-16	4,5	6	4,4	4,7	5
16-17	5	6	4,3	4,65	3,5
17-18	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
18-19	6,5	5	4,5	4,4	6
19-20	5	4,5	4,5	4,3	6
20-21	4,5	4	4,5	4,3	6
21-22	3	3	4,8	4,2	3
22-23	2	2	4,6	3,75	2
23-24	1	1,5	3,3	3,7	1
Total	100	100	100	100	100

(Source : SALAH (2014), Alimentation en eau potable des agglomérations)

Annexe IV.1 :

Fiche technique de la pompe du forage Allaghen.

caprari
Modena - Italy

COMPANY WITH QUALITY SYSTEM CERTIFIED BY DNV ISO 9001

E6S55/11A + MCH630

Caractéristiques requises

Débit	11.2 l/s
Hauteur de refoulement	126 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	11.6 l/s
Hauteur de refoulement	127 m
Puissance absorbée	19.6 kW
Rendement	73.6%
Hauteur manométrique H(Q=0)	169 m
Orif. de refoulement	80 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	22 kW
Courant nominal	47 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68

Limites opérationnelles

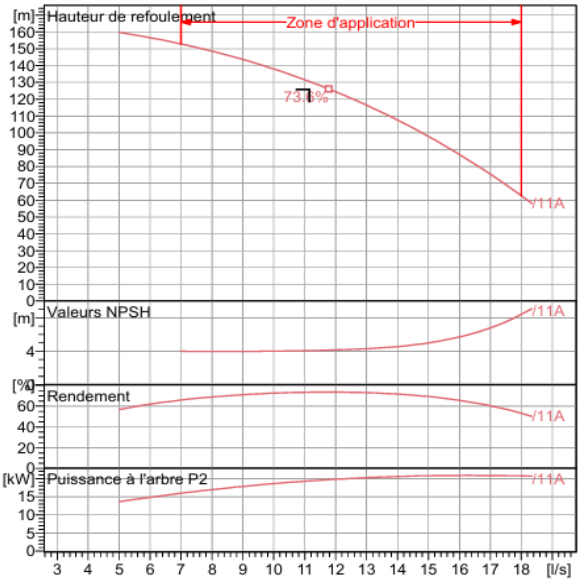
Démarrages / h max.	13
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s

Caractéristiques générales

Poids	184 kg

Matériaux

CONSTRUCTION POMPE	.
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier inox
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Arbre	Acier inox
Roue	Fonte
Bague d'usure	Caoutchouc
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	.
Support supérieur	Fonte
Support inférieur (6")	Fonte
Support inférieur (4")	Aluminium
Chemise stator	Acier inox
Butée (6")	Type Michell
Butée (4")	Acier
Para-sable	Caoutchouc

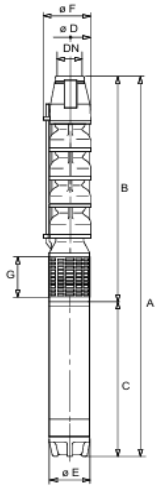


Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
14	108	20.6	71.7	4.56

Dimensions mm

A = 2790
B = 1647
C = 1143
D = 141
DN = G3"
E = 143
F = 150
G = 124



Notes:

Date	Page	Offre n°	Pos.N°
28/07/2024	**1**		

PumpTutor Version 2.0 - 05.05.2008 (Build 464)

Annexe IV.2 :

Fiche technique de la pompe de la station de pompage.

caprari
Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

HMU40-1/ 7E

Caractéristiques requises

Débit	2.97 l/s
Hauteur de refoulement	136 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	3.1 l/s
Hauteur de refoulement	139 m
Puissance absorbée	6.8 kW
Rendement	62.1%
Hauteur manométrique H(Q=0)	155 m
Orif. de refoulement	40 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	11 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

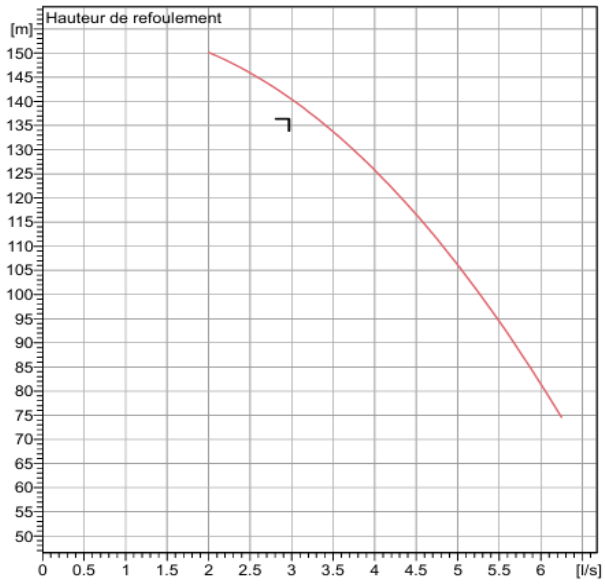
Démarrages / h max.	10
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s

Caractéristiques générales

Poids	262 kg

Matériaux

Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Alliage de cuivre
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

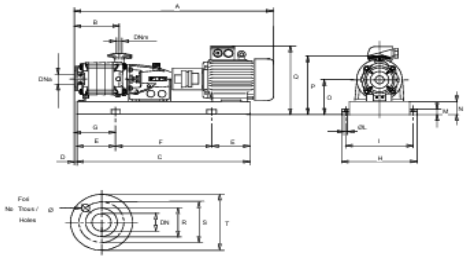


Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 1462
B = 453
C = 1309
D = 13
E = 200
F = 909
G = 213
H = 430
I = 390
L = 16
M = 38
N = 80
O = 240
P = 415
Q = 490



Notes:

Date	Page	Offre n°	Pos.N°
28/07/2024	**1**		

PumpTutor Version 2.0 - 05.05.2008 (Build 464)

Annexe IV.3 :

Fiche technique de la pompe de la station de reprise.

caprari
Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

HMU40-1/ 4B

Caractéristiques requises

Débit	2.97 l/s
Hauteur de refoulement	102 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	3.14 l/s
Hauteur de refoulement	104 m
Puissance absorbée	5.22 kW
Rendement	61.5%
Hauteur manométrique H(Q=0)	113 m
Orif. de refoulement	40 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	5.5 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

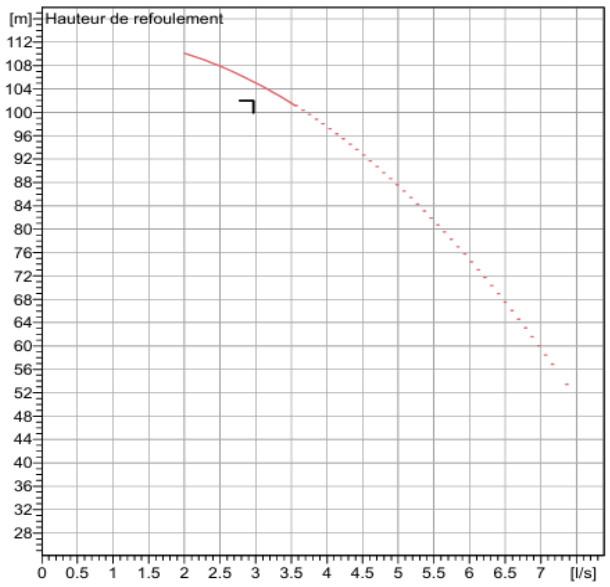
Démarrages / h max.	15
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s

Caractéristiques générales

Poids	154 kg

Matériaux

Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Alliage de cuivre
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

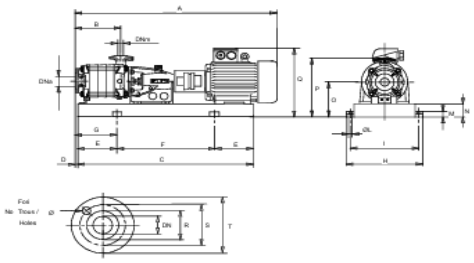


Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 1160
B = 300
C = 726
D = 349
E = 150
F = 426
G = 499
H = 380
I = 340
L = 16
M = 38
N = 80
O = 240
P = 415
Q = 440



Notes:

Date	Page	Offre n°	Pos.N°
28/07/2024	**1**		

PumpTutor Version 2.0 - 05.05.2008 (Build 464)

Annexe VII.1 :

Abaque de VIBERT

